

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
REPUBLICUE 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 MASTER EN GENIE CIVIL**

Pour l'Obtention du diplôme de  
**MASTER EN GENIE CIVIL**

Spécialité : constructions métalliques et mixtes

Thème

*Etude d'un Hôtel en R+12+Sous-sol en charpente métallique*

Présenté par :

**M<sup>elle</sup>. ALMANI ASSIA**

**M<sup>elle</sup>. HADJIMI MERIEM**

Devant les membres de jury :

|                                  |                      |           |
|----------------------------------|----------------------|-----------|
| <b>M<sup>r</sup> Azaz</b>        | U. Saad Dahleb-Blida | President |
| <b>M<sup>r</sup> Rahmani .Kh</b> | U. Saad Dahleb-Blida | Examineur |
| <b>M<sup>r</sup>: ZAHAF. A</b>   | U. Saad Dahleb-Blida | Promoteur |

**Blida, Novembre 2021**

## *Remerciements :*

*On remercie dieu le tout puissant de nous avoir donné la santé et la volonté d'entamer et de terminer ce mémoire.*

*En seconde lieu nous voudrions présenter nos remerciements à notre encadreur « Mr Zahaf ».*

*Nous voudrions également lui témoigner notre gratitude pour sa patience et son soutien et son aide qu'il nous a donné.*

*Aussi, nous remercions les jurys d'avoir accepté l'évaluation de notre modeste travail.*

*Et surtout nous n'oublions pas de remercier nos parents et notre famille pour leur encouragement, et soutien, leur confiance et fierté de nous.*

*Nous tenons à exprimer nos profonds remerciements à tous nos enseignants de faculté Science et Technologie, département Génie Civil et en particulier nos professeurs Mm Berdiaf et Amrar Abdelaziz pour leur conseils qui nous ont été judicieux.*

*Nous profitons l'occasion aussi pour remercier du fond du cœur qui a participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail.*

# *Dédicaces*

*الحمد لله الذي بنعمته تتم الصالحات*

*Avant tout, nous remercions ALLAH le tout puissant pour nous avoir donné la force et la patience pour mener à terme ce travail.*

*Au terme de ce modeste travail, nous tenons à exprimer notre profonde gratitude et nos vifs remerciements :*

*A ma chère maman KHADIDJA*

*Merci de m'avoir soutenue et souffrir pour que je puisse réaliser mes rêves et mes espérances et de m'avoir donné l'affection pour que je puisse franchir les moments difficile.*

*A mon cher papa AMER*

*Qui a été à mes cotés et m'a accompagné durant les moments les plus dures de ma vie*

*A ma chère sœur ZORA*

*Qui a sacrifié sa vie afin de me voir grandir et réussir toutes mes années d'études.*

*A mes très chers frères*

*BELKASEM, RAFIK et ZOHEIR qui ont été toujours à mes cotés et ce sont mon bras droit.*

*A mon cher homme*

*BOUBAKER qui à été à mes cotés et m'a guidé et orienté.*

*A mes belles-sœurs FAIZA, IMENE et RANIA*

*A mes chères amie ZAHIA et AMINA*

*A toute ma famille sans exceptions*

*Enfin je remercie mon binôme Hadjimi Meriem qui a contribué à l'élaboration de ce modeste travail.*

*Merci pour tous*

*Almani Assia*

## *Dédicace*

*الحمد لله الذي بنعمته تتم الصالحات*

*Avant  
tout,*

*Je remercie Dieu le tout puissant,  
De m'avoir donné la force, le courage et la patience pour continuer  
mon parcours...*

*Je dédie ce modeste travail à:*

*À MES CHERS PARENTS*

*« Bekour Zahia et Hadjimi Chikh »*

*Aucune dédicace n'aurait exprimé mon respect, mon amour  
éternel et ma considération pour les sacrifices que vous avez  
consenti pour mon instruction et mon bien être,  
Une spéciale dédicace à messieurs :*

*'Salima et sons marie BelmiloudBelahcen'*

*'Warda ; Khadidja et Zineb et ma petite sœurChahra'*

*Mon frère*

*'Salah Edin'*

*Vous m'avez remonté le moral lorsque ma détermination flanchait, J'espère  
que vous appréciez le fruit de tant d'effort.*

*A toute la famille*

*'Hadjimi et Bekour'*

*A mon 'Fiancé Djili Faouzi 'la plus grande source de bonheur  
Et toute sa famille.*

*A mon amie ma binôme*

*'Almani Assia Wissam'*

*En témoignage de l'amitié entre nous et de  
souvenirs de tous les moments ensemble.*

*A Tous*

*Mes amies (Lekhal Bouthaina et sa sœur  
Chaima, Amouboudi Nora, Dehri  
Khadidja, Arab Fatima Zahra, ,  
Arouch Rayen,)*

*Et*

*Mes amis (Bouannen Abdelmadjid, Benarous  
Abdelatif)*

*Je dédie ce travail à vous qui prend la peine de le lire*

**HADJIMI MERIEM**

# Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un hôtel de forme irrégulière à usage multiple constitué d'un sous-sol, un rez de chaussée + 12étages, implanté dans la wilaya de Blida.

Cette étude se compose de sept chapitres :

- Le premier chapitre c'est la description générale du projet avec une présentation de l'aspect architectural des éléments du bâtiment.
- Le deuxième chapitre le pré-dimensionnement de la structure et la descente des charges et enfin le pré-dimensionnement des éléments secondaires (l'escalier, l'acrotère).
- Le troisième chapitre l'étude climatique de la structure (étude de neige et l'étude du vent).
- L'étude dynamique de la structure a été entamée dans le quatrième chapitre par ROBOT afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanentes, d'exploitation et charge sismique).
- Le cinquième chapitre comprend les vérifications des éléments résistants de la structure (poteau, poutre, palée de stabilité).
- Le sixième chapitre à été consacré aux assemblages.
- Le dernier chapitre c'est l'étude de l'infrastructure.

Ceci, en tenant compte des recommandations du BAEL91, modifiée99 et des règlements parasismiques algériens RPA99/2003.

**Mots clés :** Robot structural analysais, Idea statica, RPA99/2003, BAEL.

## ملخص

يقدم هذا المشروع دراسة مفصلة عن فندق متعدد الاستخدامات بشكل غير منتظم يتكون من طابق تحت ارضي وطابق ارضي + 12 طابق بولاية البليدة.

تتكون هذه الدراسة من سبعة محاور:

المحور الأول هو الوصف العام للمشروع مع عرض للجانب المعماري لعناصر البناء.

المحور الثاني يشمل الأبعاد المسبقة للهيكل ونزول الأحمال وأخيرا الأبعاد المسبقة للعناصر الثانوية.

المحور الثالث هو الدراسة المناخية لدراسة الهيكل (دراسة الثلوج ودراسة الرياح).

الدراسة الديناميكية للهيكل في المحور الرابع بواسطة الروبوت من اجل تحديد الضغوط المختلفة بسبب الأحمال.

المحور الخامس يتضمن فحوصات العناصر المقاومة.

المحور السادس خصص للتجميع.

المحور الأخير هو دراسة البنية التحتية.

مع مراعاة توصيات BAEL91 المعدلة 99 و لوائح الزلازل الجزائرية RPA99/2003

# ABSTRACT

This project presents a detailed study of an irregularly shaped multi-use hotel consisting of a basement one ground floor plus 12 floors located in the wilaya of Blida.

This study consists of seven chapters:

The first chapter is the general description of the project with a presentation of the architectural aspect of the building elements.

The second chapter the pre-dimensioning of the structure and the descent of the loads and finally the pre-dimensioning of the secondary elements (the stairs-the acroterion).

The third chapter the climatic study of the structure (snow study and wind study).

The dynamic study of the structure was started in the fourth chapter by Robot in order to determine the different stresses due to the loadings (the permanent load, the operating load and seismic load).

The fifth chapter includes the checks of the resistant elements of the structure (column,beam,stability palace ).

The sixth chapter was devoted to assemblies.

The last chapter is the study of infrastructure.

This taking into account the recommendations of BAEL91, modified 99 and the Algerian seismic regulations RPA99/2003.

**Key words:** Robot structural analysais, Idea statica, RPA99/2003, BAEL.

# SOMMAIRE

---

|                              |   |
|------------------------------|---|
| <b>Résumé</b>                |   |
| <b>Remerciements</b>         |   |
| <b>Dédicaces</b>             |   |
| <b>Sommaire</b>              |   |
| <b>List des tableaux</b>     |   |
| <b>List des figures</b>      |   |
| <b>Liste des symboles</b>    |   |
| <b>Plans</b>                 |   |
| <b>Introduction générale</b> | 1 |

## CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

|   |   |
|---|---|
| I.1. Présentation de l'ouvrage.....           | 2 |
| I.2. Localisation et données concernant ..... | 2 |
| I.3. Conception de l'ouvrage.....             | 2 |
| I.3.1. Conception architectural.....          | 2 |
| I.3.2. Données géométriques d'ouvrage .....   | 2 |
| I.4. Système structurale d'ouvrage.....       | 3 |
| I.4.1. Type de structure.....                 | 3 |
| I.4.2. Les assemblages .....                  | 3 |
| I.4.3. Les contreventements .....             | 3 |
| I.4.4. Planchers .....                        | 3 |
| I.4.5. Escalier.....                          | 4 |
| I.4.6. Les fondations .....                   | 4 |
| I.4.7. L'acrotère.....                        | 4 |
| I.5.1. Acier.....                             | 5 |
| I.5.2. Béton .....                            | 8 |

## CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

|  |    |
|--|----|
| II.1. Introduction :.....                                  | 12 |
| II.2. Les planchers collaborant : .....                    | 12 |
| II.3. Evaluation des charges et surcharges : .....         | 13 |
| II.4. Pré dimensionnement des éléments principaux :.....   | 15 |
| II.4.1. Les Solives :.....                                 | 15 |
| II.4.2. Les poutres porteuses : .....                      | 22 |
| II.4.3. Les poutres non porteuses : .....                  | 30 |
| II.4.4. Les poteaux :.....                                 | 31 |
| II.4.5. La dalle flottante :.....                          | 37 |
| II.5. Pré dimensionnement des éléments secondaires : ..... | 38 |
| II.5.1. L'acrotère :.....                                  | 38 |

# SOMMAIRE

---

|   |    |
|---|----|
| II.5.1.1.Introduction :                   | 38 |
| II.5.1.2.Dimensionnement de l'acrotère :  | 40 |
| II.5.2. Les escaliers :                   | 41 |
| II.5.2.1. Introduction :                  | 41 |
| II.5.2.2. Caractéristique d'un escalier : | 43 |
| II.5.2.3. Vérification :                  | 44 |

## CHAPITRE III : ETUDE CLIMATIQUE

|   |    |
|---|----|
| III.1 Introduction                      | 48 |
| III.2. Effet de la neige                | 48 |
| III.2.1. Calcul des charges de la neige | 48 |
| III.3. L'effet du vent                  | 49 |
| III.3.1. Introduction :                 | 49 |
| III.3.2. Le calcul                      | 49 |
| III.3.3. Données relatives au site      | 49 |
| III.3.4. Pression dynamique de pointe   | 50 |
| III.3.5. Direction du vent $V_1$        | 50 |
| III.3.6. Direction du Vent $V_2$        | 55 |
| III.3.7. Action d'ensemble              | 59 |

## CHAPITRE VI : ETUDE DYNAMIQUE EN ZONE SISMIQUE

|   |    |
|---|----|
| IV.1. Introduction :  | 65 |
| IV.2. Etude dynamique :   | 65 |
| IV.3. Etude sismique :  | 66 |
| IV.3.1. Introduction :  | 66 |
| IV.3.2. Choix de la méthode de calcul :                                 | 66 |
| IV.4. Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente : | 68 |
| IV.4.1. Coefficient d'accélération e zone (A) :                         | 68 |
| IV.4.2. Facteur d'amplification dynamique moyen (D) :                   | 69 |
| IV.4.3. Estimation de la période fondamentale de la structure :         | 69 |
| IV.4.4. Coefficient de comportement (R):                                | 70 |
| IV.4.5. Facteur de qualité (Q):   | 70 |
| IV.4.6. Poids de la structure (W):                                      | 71 |
| IV.5. Résultats de l'analyse dynamique :                                | 72 |
| IV.5.1 :Modèle initial :  | 72 |
| IV.5.2 :Modèle final  | 73 |
| IV.5.3: Vérification de l'effort tranchant                              | 76 |

# SOMMAIRE

---

## CHAPITRE VI : VERIFICATION DES ELEMENTS

|   |    |
|---|----|
| V.1. Introduction.....  | 82 |
| V.2. Vérification des poteaux .....                               | 82 |
| V.3. Exemple de calculé .....                                     | 82 |
| V.3.1 Vérification des poutres principales d'étage courant :..... | 88 |
| V.3.2.Vérification des poutres principale de terrasse.....        | 89 |
| V.4. Vérificationdes contreventements : .....                     | 89 |
| V.4.1. Vérification de palées en (V) 2UPN380 :.....               | 89 |
| V.4.2.Verefication de palie en V(2UPN400).....                    | 91 |

## CHAPITRE V : ETUDE DES ASSEMBLAGES

|  |     |
|--|-----|
| VI.1. Introduction : .....   | 95  |
| VI.2. Modes d'assemblages : .....  | 95  |
| VI.2.1. Assemblage par boulonnage : .....  | 96  |
| VI.2.2. Assemblage par soudage : .....   | 96  |
| VI.3. Calcul des assemblages : .....   | 97  |
| VI.3.1. Assemblage poutre-solive (HEA400-IPE180) :.....  | 97  |
| VI.3.1.1.Dimension de la platine (cornier).....  | 97  |
| VI.3.1.2.Disposition constructive : .....  | 98  |
| VI.3.1.3.Vérifications : .....   | 99  |
| VI.3.2. Assemblage poteau-poutre (2HEB500-HEA400) :.....   | 100 |
| VI.3.2.1.Assemblage poutre-platine (soudure) .....   | 101 |
| VI.3.2.2.Assemblage poteau-platine (boulonnage) :.....   | 102 |
| VI.3.3. Assemblage de continuité poteau (2HEB 500 - 2HEB 500) avec contacte                                | 104 |
| VI.3.3.1.Efforts internes (donnés par ROBOT) : .....   | 105 |
| VI.3.3.2.Dimensionnement du couvre joint (éclisse).....  | 105 |
| VI.3.3.3.Disposition constructive pour la semelle .....  | 106 |
| VI.3.3.4.Disposition constructive pour l'âme .....   | 106 |
| VI.3.3.5.Vérification de la résistance du couvre - joint de semelle .....                                  | 107 |
| VI.3.3.6.Vérification de la résistance des boulons de l'éclipse de la semelle.....                         | 108 |
| VI.3.3.7....La résistance à la pression diamétrale d'un seul boulon sur le couvre- joint de semelle :..... | 108 |
| VI.3.3.8.La résistance au cisaillement d'un seul boulon :.....   | 109 |
| VI.3.3.9.Vérification de la résistance minimum du couvre -joint de la semelle .....                        | 109 |

# SOMMAIRE

---

|  |     |
|--|-----|
| VI.3.3.10.... Vérification de la résistance des boulons minimum du couvre -joint de la semelle ..... | 109 |
| VI.3.4. Assemblage des éléments de contreventement en V (2UPN) :.....                                | 110 |
| VI.3.4.1.Choix des boulons : .....   | 111 |
| VI.3.4.2.Disposition constructive des boulons :.....   | 111 |
| VI.3.4.3.Vérification : .....  | 112 |

## CHAPITRE VII : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

|   |            |
|---|------------|
| VII.1.Introduction : .....  | 114        |
| VII.2.Les types des fondations : .....                                | 114        |
| VII.3.Choix des fondations :.....                                     | 114        |
| VII.4.Calcul de type fondations :.....                                | 115        |
| VII.4.1.Semelle isolée sous poteaux :.....                            | 115        |
| VII.4.1.1. Vérifications de l'interférence entre deux semelles :..... | 116        |
| VII.4.1.2. Conclusion : .....   | 116        |
| VII.4.2.Semelles filantes :.....                                      | 116        |
| VII.4.2.1.La largeur «B»:.....  | 116        |
| VII.4.2.2.Vérification de la semelle filante : .....                  | 17         |
| VII.4.3.Radier général : .....  | 118        |
| VII.4.3.1.Introduction :.....   | 118        |
| VII.4.3.2.Surface nécessaire :.....                                   | 118        |
| VII.4.3.3.Pré dimensionnements de radier :.....                       | 119        |
| VII.4.3.4.Pré-dimensionnement nervure : .....                         | 120        |
| <b>Conclusion générale</b>  | <b>142</b> |
| <b>Liste des références</b>   |            |
| <b>Annexes</b>  |            |

## **Introduction Générale**

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

Notre projet de fin d'étude consiste à étudier un bâtiment en charpente métallique à usage d'habitation. Il se situe à Blida .

Dans le présent mémoire nous allons essayer d'appliquer toutes les connaissances acquises durant notre cursus sur un projet réel. L'objectif principal sera de comprendre et de compléter les informations déjà acquises dans le cours de charpente métallique, ensuite viendra le second but qui est de présenter un travail satisfaisant en vue d'obtenir le diplôme de master

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ



**République Algérienne démocratique et Populaire**  
**Ministre de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche**  
**Scientifique**

**Université -Saad DAHLEB- Blida 1**

**Faculté de technologie**

**Département de génie civil**

***MIXTES***    **Option : *CONSTRUCTIONS METALLIQUES ET***



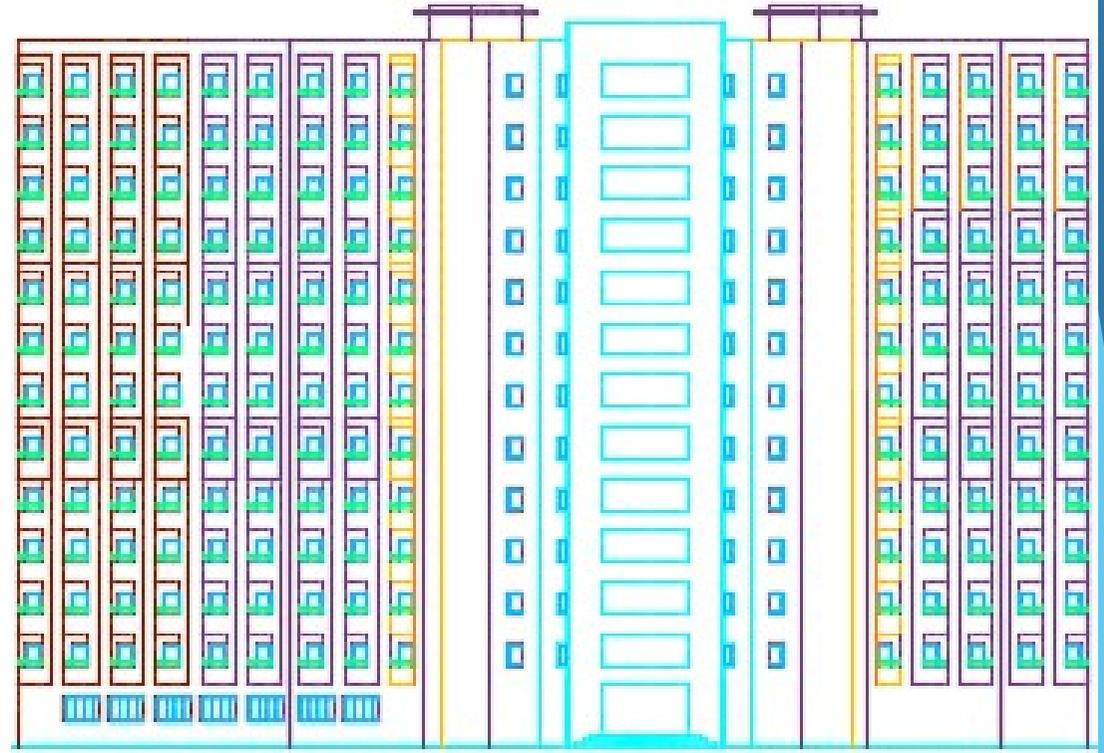
## **Étude d'un hôtel en charpente métallique (R+12+1sous-sol)**

**encadré par :professeure Zahaf Ahmed**

**Présenté par:**

Almani Assai  
Hadjimi Meriem

**Comment stabilisé la structure au cas  
de la préséance de phénomènes  
naturels**



## **PLANS DE TRAVAILLE :**

**I. Présentation de l'ouvrage**

**II. Pré-dimensionnement des éléments principaux et les éléments secondaires**

**III. Etude climatique**

**IV. Etude dynamique en zone sismique**

**V. Vérification des éléments de l'ossature**

**VI. Etude des assemblages**

**VII. Fondation**

**CONCLUSION GÉNÉRALE**

## I. Présentation de l'ouvrage

**Zone sismique**



**Blida , Zone III**

**Données géométriques  
d'ouvrage**



- **Langueur: 57, 96m.**
- **Largeur :41, 16m.**
- **Hauteur :44, 2 m.**
- **Hauteur  
détages:3,40m**

**Groupe d'usage**

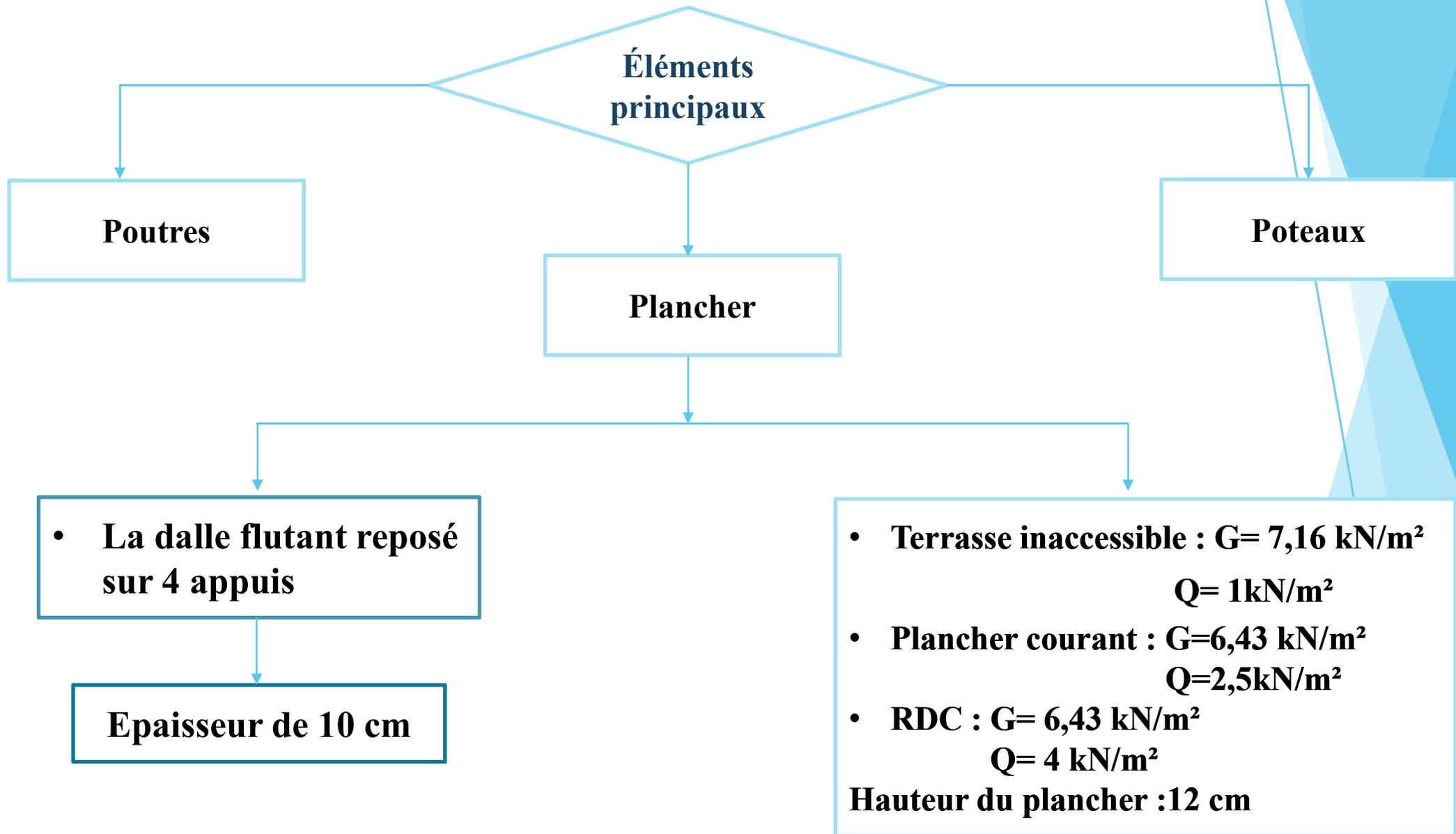


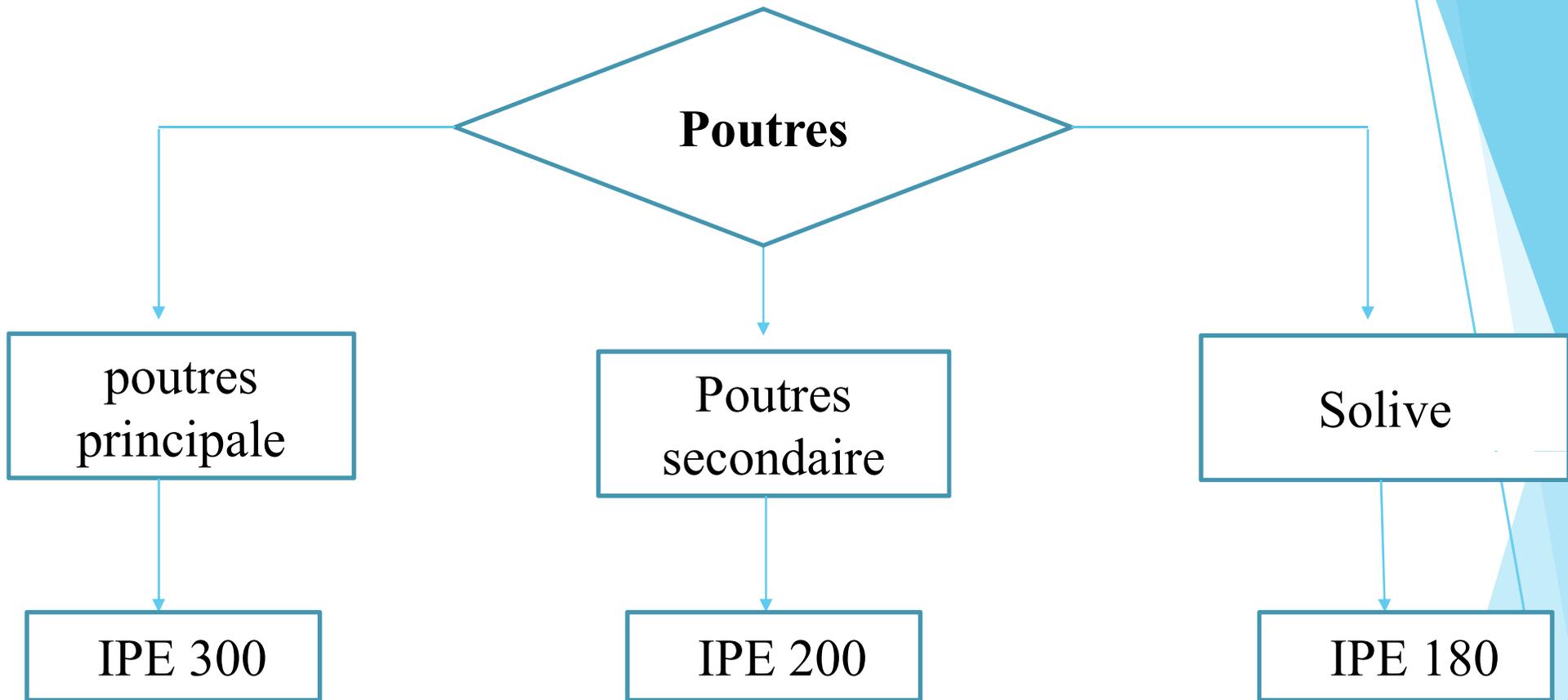
**Ouvrage de grand  
importance**



**Groupe 1B**

## II. Pré-dimensionnement des éléments principaux et les éléments secondaires





**Poteaux**

| Niveau                | Profilé |
|-----------------------|---------|
| Terrasse              | HEA 160 |
| 12eme Etage           | HEA 160 |
| 11 éme Etage          | HEA 160 |
| 10 éme Etage          | HEA 220 |
| 9 éme Etage           | HEA 220 |
| 8 éme Etage           | HEA 220 |
| 7 éme Etage           | HEA 280 |
| 6 éme Etage           | HEA 280 |
| 5 éme Etage           | HEA 280 |
| 4 éme Etage           | HEA 360 |
| 3 éme Etage           | HEA 360 |
| 2 éme Etage           | HEA 360 |
| 1 <sup>er</sup> Etage | HEA 400 |
| RDC                   | HEA 400 |
| Sous-sol              | HEA 400 |

**Éléments  
secondaire**

**Acrotère**

**h=60cm  
b=100cm  
e=15cm**

**G=2,25kN/ml  
Q=1kN/ml**

**2T8**

**Escalier**

**cornière L  
40×40×4**

### III. Etude climatique

Effet de la neige

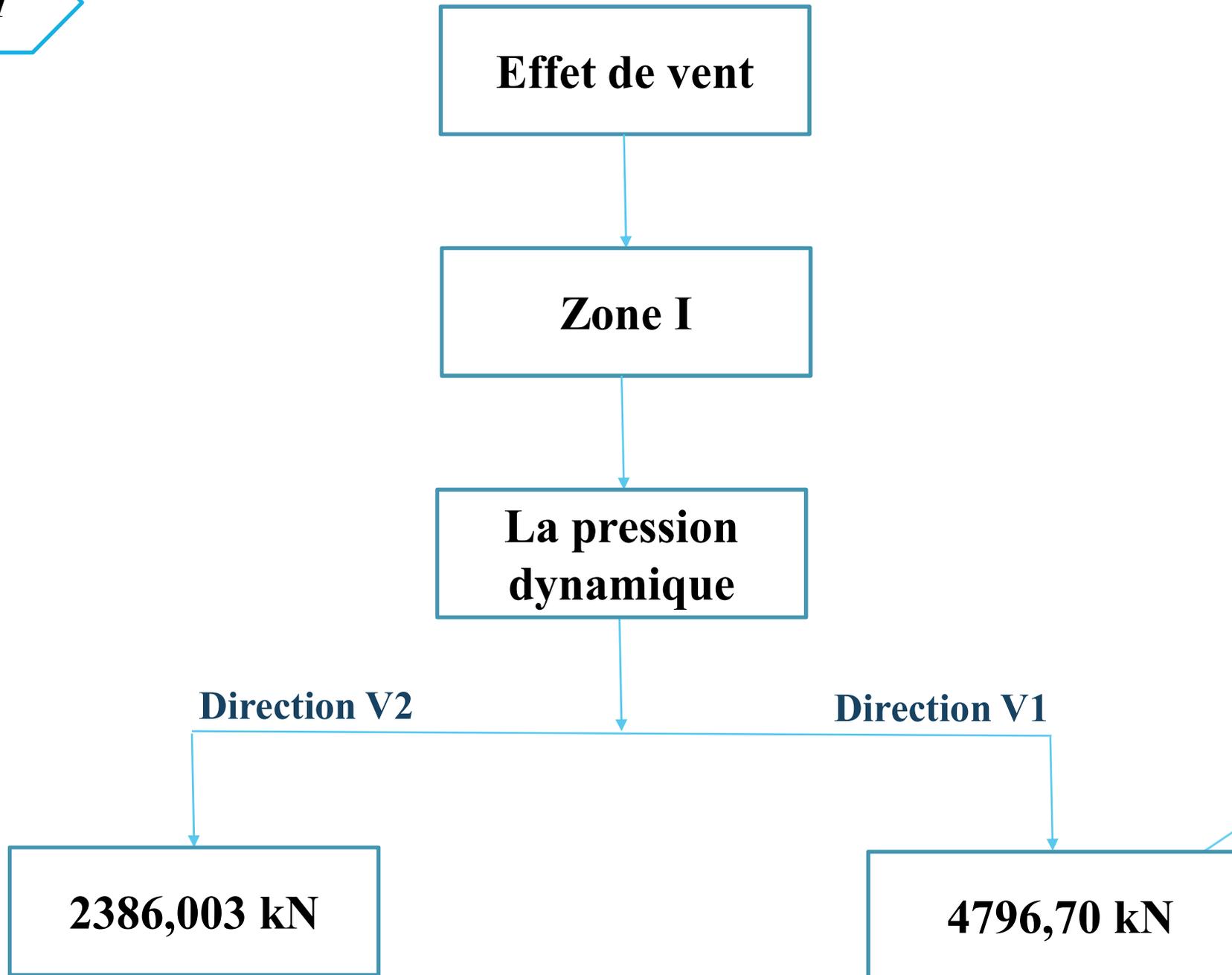
Effet de vent

Effet de la neige

Zone B  
H=260m

charge de neige

S=1632 kN



**IV. Etude dynamique en zone sismique**

**Selon RPA 99/ version 2003**

**Méthode de calcul**

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

Effort tranchant a la base

La méthode statique équivalent

Direction Y-Y

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

Direction X-X

- $A=0,3$
- $D_y=2,04$
- $Q_y=1,1$
- $R=4$

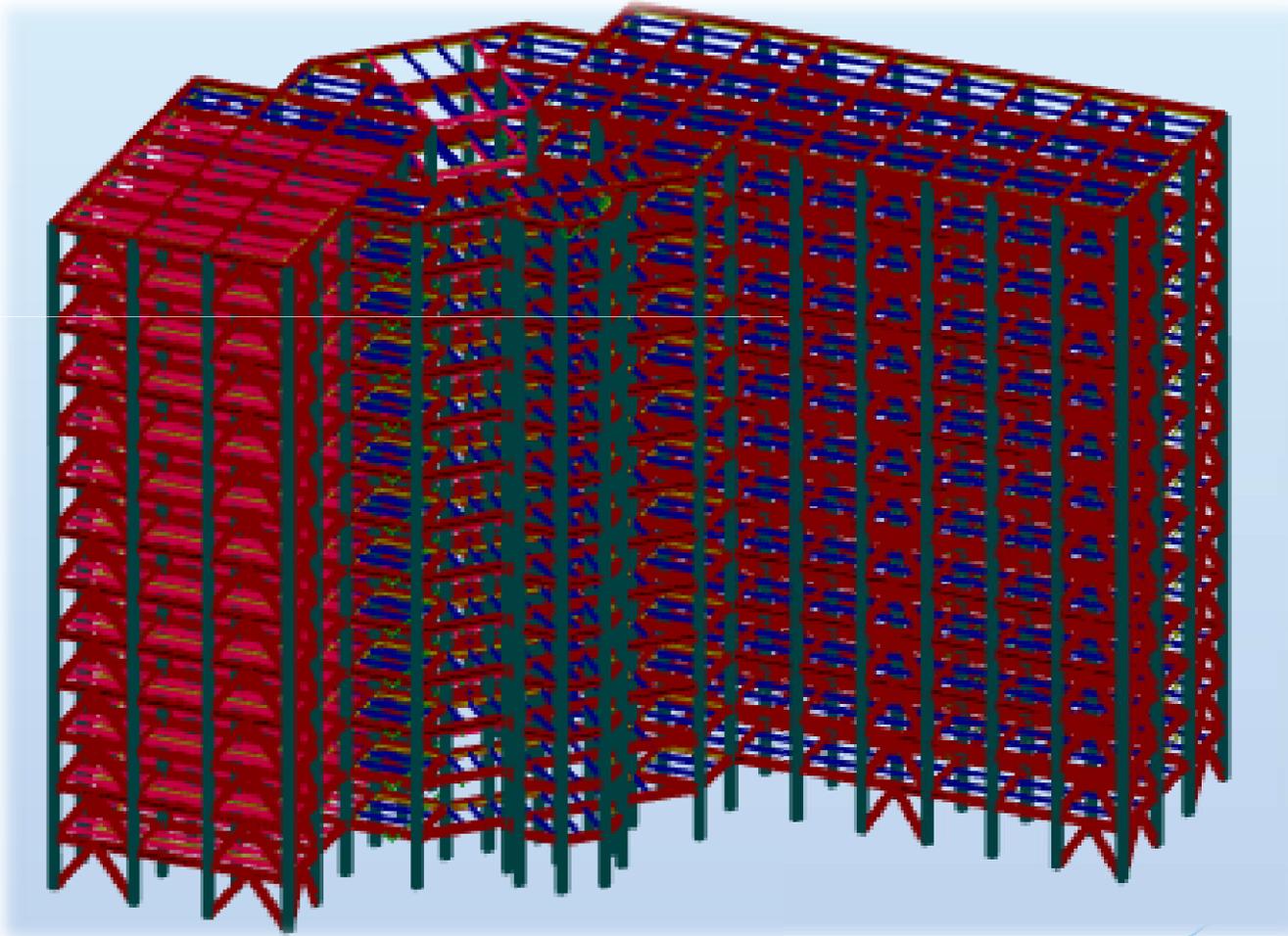
**W: poid de la structure obtenu par (Robot 2021 W)=209627kN**

- $A=0,3$
- $D_x=1,82$
- $Q_x=1,1$
- $R=4$

$v_y=31447\text{kN}$

$v_x=35247\text{kN}$

**Model finale**

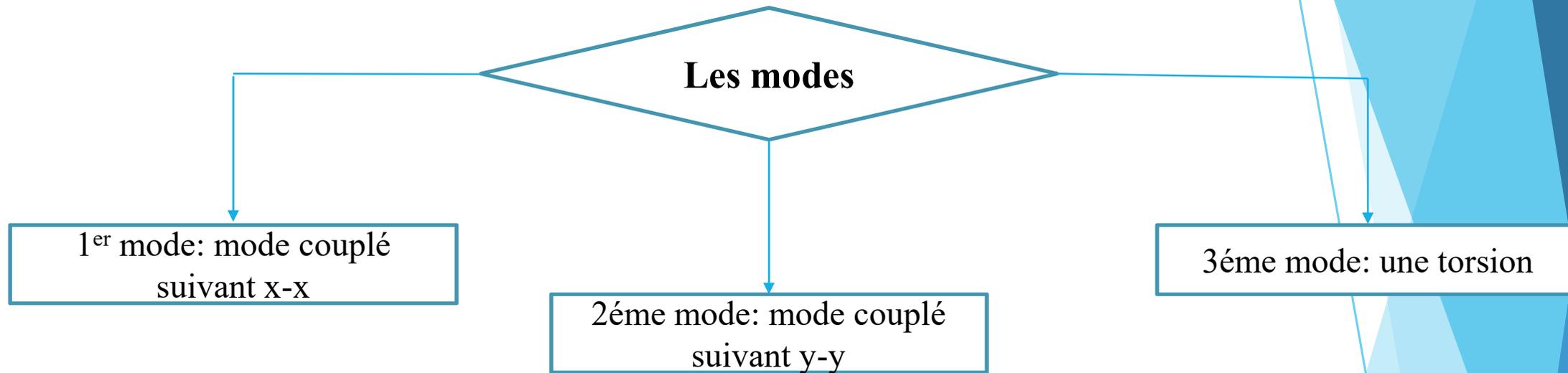


*Titre IV*

Mode et facteur de participation massique



| Modes | Période s | Sum $U_x$ | Sum $U_y$ | $U_x$ | $U_y$ |
|-------|-----------|-----------|-----------|-------|-------|
| 1     | 1,32      | 19,51     | 53,63     | 19,51 | 53,63 |
| 2     | 1,17      | 74,00     | 73,04     | 54,48 | 19,41 |
| 3     | 1,01      | 74,63     | 73,71     | 0,63  | 0,67  |
| 4     | 0,54      | 74,63     | 73,71     | 0,00  | 0,00  |
| 5     | 0,51      | 74,63     | 73,71     | 0,00  | 0,00  |
| 6     | 0,51      | 74,63     | 73,71     | 0,00  | 0,00  |
| 7     | 0,46      | 79,13     | 86,13     | 4,50  | 12,43 |
| 8     | 0,46      | 79,13     | 86,15     | 0,01  | 0,02  |
| 9     | 0,46      | 79,14     | 86,18     | 0,01  | 0,03  |
| 10    | 0,45      | 79,14     | 86,18     | 0,00  | 0,00  |
| 11    | 0,45      | 79,14     | 86,18     | 0,00  | 0,00  |
| 12    | 0,44      | 79,14     | 86,18     | 0,00  | 0,00  |
| 13    | 0,44      | 79,14     | 86,18     | 0,00  | 0,00  |
| 14    | 0,43      | 79,14     | 86,18     | 0,00  | 0,00  |
| 15    | 0,43      | 79,15     | 86,18     | 0,00  | 0,00  |
| 16    | 0,43      | 79,15     | 86,18     | 0,00  | 0,00  |
| 17    | 0,43      | 79,15     | 86,18     | 0,00  | 0,00  |
| 18    | 0,42      | 79,15     | 86,18     | 0,00  | 0,00  |
| 19    | 0,42      | 90,64     | 90,48     | 11,49 | 4,30  |



# Déplacement inter-étage

Suivant x-x

Avec R=4

Suivant y-y

| Etage | $\Delta x$ [cm] | 0,01h (cm) | Note |
|-------|-----------------|------------|------|
| 12    | 1,33            | 3.4        | V    |
| 11    | 1,71            | 3.4        | V    |
| 10    | 1,96            | 3.4        | V    |
| 9     | 2,17            | 3.4        | V    |
| 8     | 2,38            | 3.4        | V    |
| 7     | 2,63            | 3.4        | V    |
| 6     | 2,85            | 3.4        | V    |
| 5     | 3               | 3.4        | V    |
| 4     | 3,07            | 3.4        | V    |
| 3     | 3,06            | 3.4        | V    |
| 2     | 2,98            | 3.4        | V    |
| 1     | 2,64            | 3.4        | V    |

| Etage | $\Delta y$ (cm) | 0,01h (cm) |
|-------|-----------------|------------|
| 12    | 1,41            | 3,4        |
| 11    | 1,88            | 3,4        |
| 10    | 2,13            | 3,4        |
| 9     | 2,33            | 3,4        |
| 8     | 2,52            | 3,4        |
| 7     | 2,75            | 3,4        |
| 6     | 2,95            | 3,4        |
| 5     | 3,08            | 3,4        |
| 4     | 3,13            | 3,4        |
| 3     | 3,08            | 3,4        |
| 2     | 2,95            | 3,4        |
| 1     | 2,56            | 3,4        |
| PDC   | 1,51            | 3,4        |

Suivant x-x

Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta

Suivant y-y

| $H_K$ (mm) | $P_K$ (kN) | $\Delta_K$ (mm) | $V_{kxx}$ (kN) | $\theta_K$ xx | Note |
|------------|------------|-----------------|----------------|---------------|------|
| 3400       | 11956      | 3,325           | 4498,15        | 0,0026        | V    |
| 3400       | 22714      | 4,275           | 6748,71        | 0,0042        | V    |
| 3400       | 33236      | 4,9             | 9348,125       | 0,0051        | V    |
| 3400       | 43757      | 5,425           | 11518,47       | 0,0060        | V    |
| 3400       | 54278      | 5,95            | 13278,27       | 0,008         | V    |
| 3400       | 73025      | 6,575           | 15838,20       | 0,0071        | V    |
| 3400       | 91773      | 7,125           | 18058,59       | 0,0106        | V    |
| 3400       | 110520     | 7,5             | 20095,4        | 0,0121        | V    |
| 3400       | 129267     | 7,675           | 22019,89       | 0,0132        | V    |
| 3400       | 148015     | 7,65            | 23788,58       | 0,0139        | V    |
| 3400       | 183214     | 7,45            | 26683,48       | 0,0150        | V    |
| 3400       | 201961     | 6,6             | 27756,97       | 0,0141        | V    |
| 3400       | 209627     | 4,075           | 28006,86       | 0,0089        | V    |

| Etage | $H_K$ (mm) | $P_K$ (kN) | $\Delta_K$ (mm) | $V_k$ y-y(Kn) | $\theta_K$ |
|-------|------------|------------|-----------------|---------------|------------|
| 12    | 3400       | 11956      | 3,525           | 3382,26       | 0,0036     |
| 11    | 3400       | 22714      | 4,7             | 6188,58       | 0,0051     |
| 10    | 3400       | 33236      | 5,325           | 8529,12       | 0,006      |
| 9     | 3400       | 43757      | 5,825           | 10449,37      | 0,007      |
| 8     | 3400       | 54278      | 6,3             | 11973,95      | 0,008      |
| 7     | 3400       | 73025      | 6,875           | 14153,86      | 0,01       |
| 6     | 3400       | 91773      | 7,375           | 16045,47      | 0,012      |
| 5     | 3400       | 110520     | 7,7             | 17811,66      | 0,014      |
| 4     | 3400       | 129267     | 7,825           | 19520,64      | 0,009      |
| 3     | 3400       | 148015     | 7,7             | 21119,86      | 0,016      |
| 2     | 3400       | 183214     | 7,375           | 23765,984     | 0,017      |
| 1     | 3400       | 201961     | 6,4             | 24744,71      | 0,015      |
| RDC   | 3400       | 209627     | 3,775           | 24969,24      | 0,009      |

# Justification du coefficient de comportement: R=4

Condition de 20%

Condition de 25%

$$\frac{P_{cv}}{P_{tot}} < 20\%$$

$$P_{cv} = 2797,34 \text{ kN}$$

$$P_{tot} = 262048,39 \text{ kN}$$

$$\frac{P_{cv}}{P_{tot}} = 1,07\% < 20\%$$

| Etage | $V_{X \text{ tot}}$ (kN) | $V_{X \text{ portique}}$ (kN) | $V_X\%$ | $V_{Y \text{ TOT}}$ (kN) | $V_{Y \text{ PORTIQUE}}$ (kN) |   |
|-------|--------------------------|-------------------------------|---------|--------------------------|-------------------------------|---|
| 12    | 4498,15                  | 1839,36                       | 40,89   | 3382,26                  | 1749,72                       | 5 |
| 11    | 6748,71                  | 3218,063                      | 47,68   | 6188,58                  | 3124,72                       | 5 |
| 10    | 9348,125                 | 4314,15                       | 46,15   | 8529,12                  | 4202,27                       | 4 |
| 9     | 11518,47                 | 5184,57                       | 45      | 10449,37                 | 5038,43                       | 4 |
| 8     | 13278,27                 | 5897,81                       | 44,4    | 11973,95                 | 5705,13                       | 4 |
| 7     | 15838,20                 | 7113,75                       | 44,915  | 14153,86                 | 6833,9                        | 4 |
| 6     | 18058,59                 | 8300,52                       | 45,96   | 16045,47                 | 7952,89                       | 4 |
| 5     | 20095,4                  | 9339,54                       | 46,47   | 17811,66                 | 8940,27                       | 5 |
| 4     | 22019,89                 | 10186,55                      | 46,26   | 19520,64                 | 10421,47                      | 5 |
| 3     | 23788,58                 | 10904,88                      | 45,84   | 21119,86                 | 11721,80                      | 5 |
| 2     | 26683,48                 | 12246,129                     | 45,89   | 23765,984                | 12183,22                      | 5 |
| 1     | 27756,97                 | 12797,12                      | 46,1    | 24744,71                 | 12250,66                      | 4 |
| RDC   | 198006,86                | 12891,67                      | 46,03   | 24969,24                 | 12355,35                      | 4 |

**V. Vérification des éléments de l'ossature**

- **Vérification des poteaux**

**Vérification du flambement composé**

**Vérification du déversement**

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot N_{pl,rd}} + \frac{K_y M_{sd,y}}{M_{ply,rd}} + \frac{K_z M_{sd,z}}{M_{plz,rd}} \leq 1$$

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y / \gamma_M} + \frac{K_{LT} \times M_{y,sd}}{\chi_{LT} \times W_{ply} \times f_y / \gamma_M} + \frac{K_z \times M_{z,sd}}{W_{plz} \times f_y / \gamma_M} \leq 1$$

**Condition vérifiée pour profilé  
2HEB500 pour toutes les  
niveaux**

• **Vérification des poutres principale**

**poutres d'étage courant**

**poutres de terrasse**

**HEA400**

**La résistance**

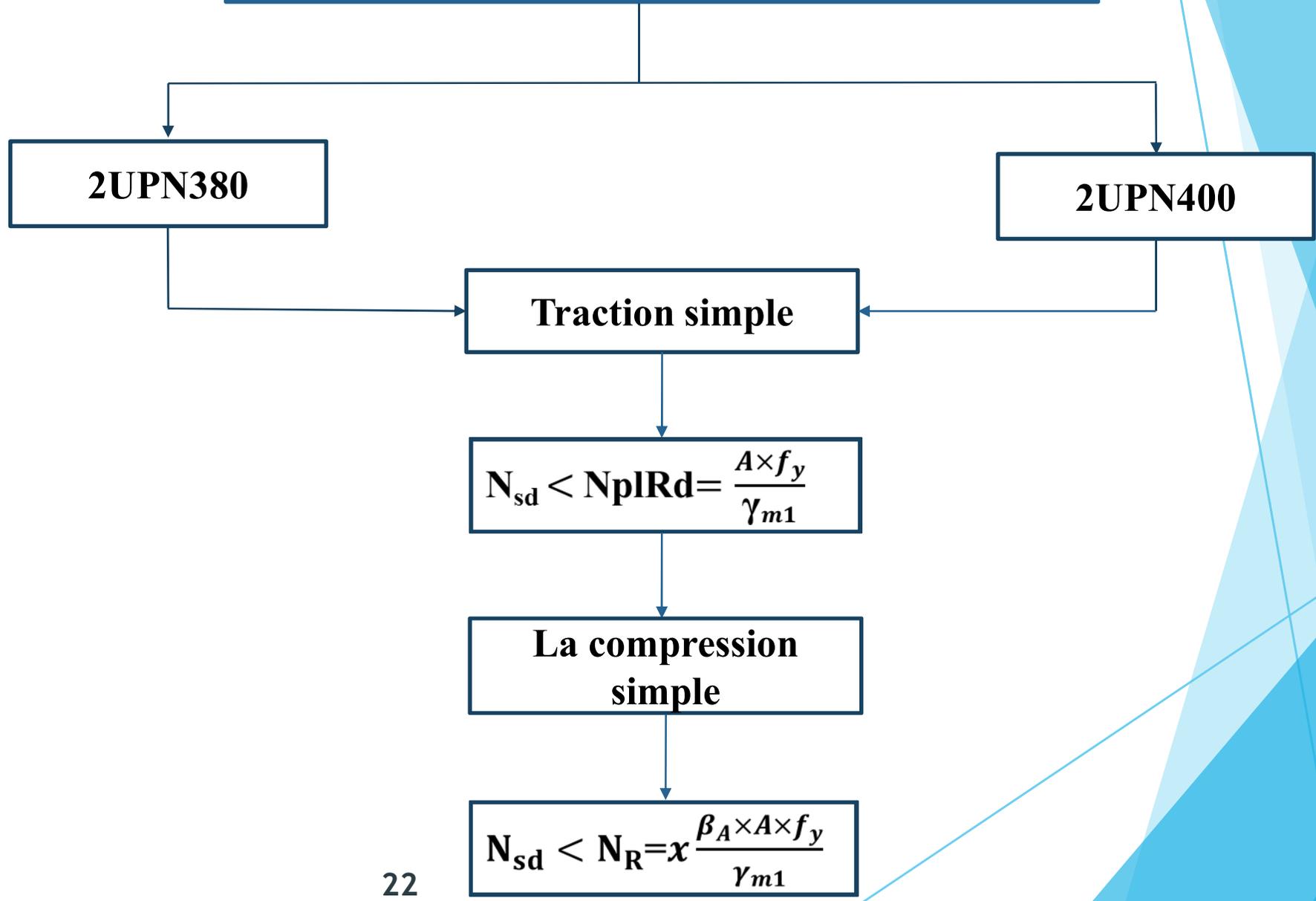
**L'effort tranchants**

**$M_{sd} < M_{plrd}$**

**$V_{sd} < V_{plrd}$**

**Les Condition sont vérifie**

• **Vérification de la stabilité (contreventement) en V**



## VI. Etude des assemblages

- poutre-solive (HEA400-IPE180)

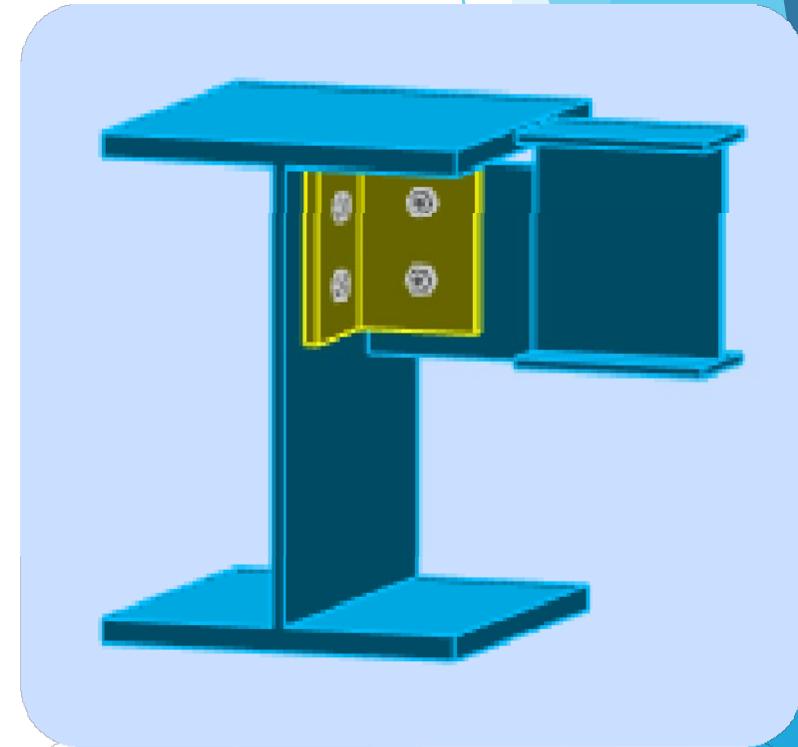
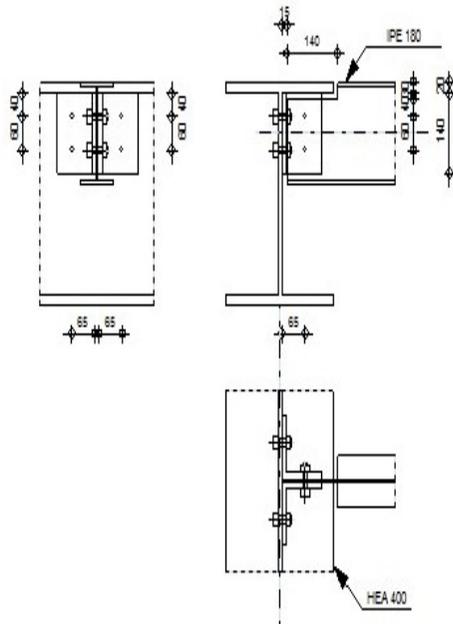
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2021

Calculs de l'assemblage poutre-poutre (âme)

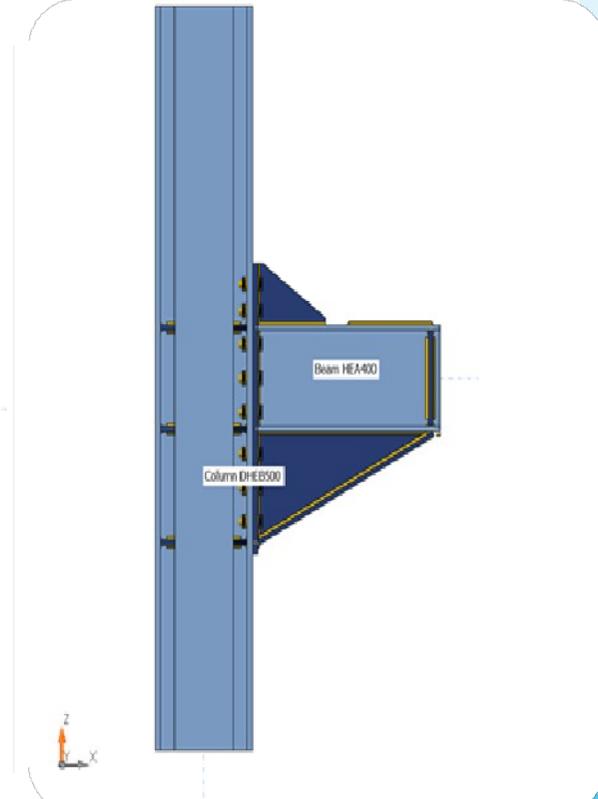
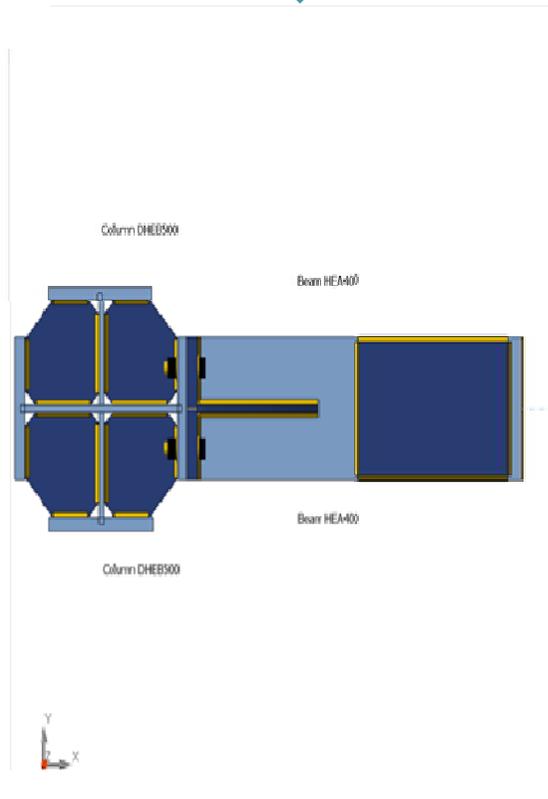
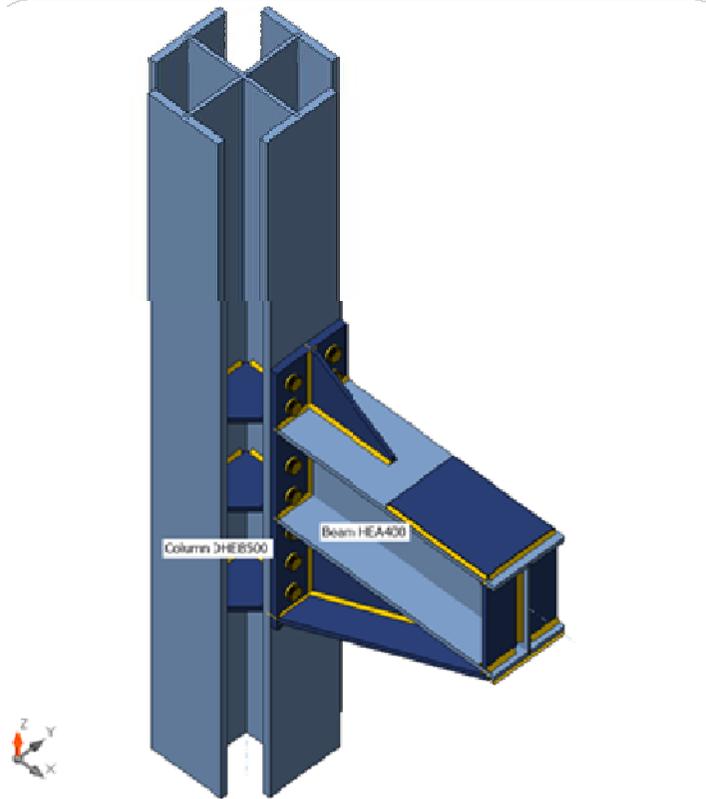
NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009

OK

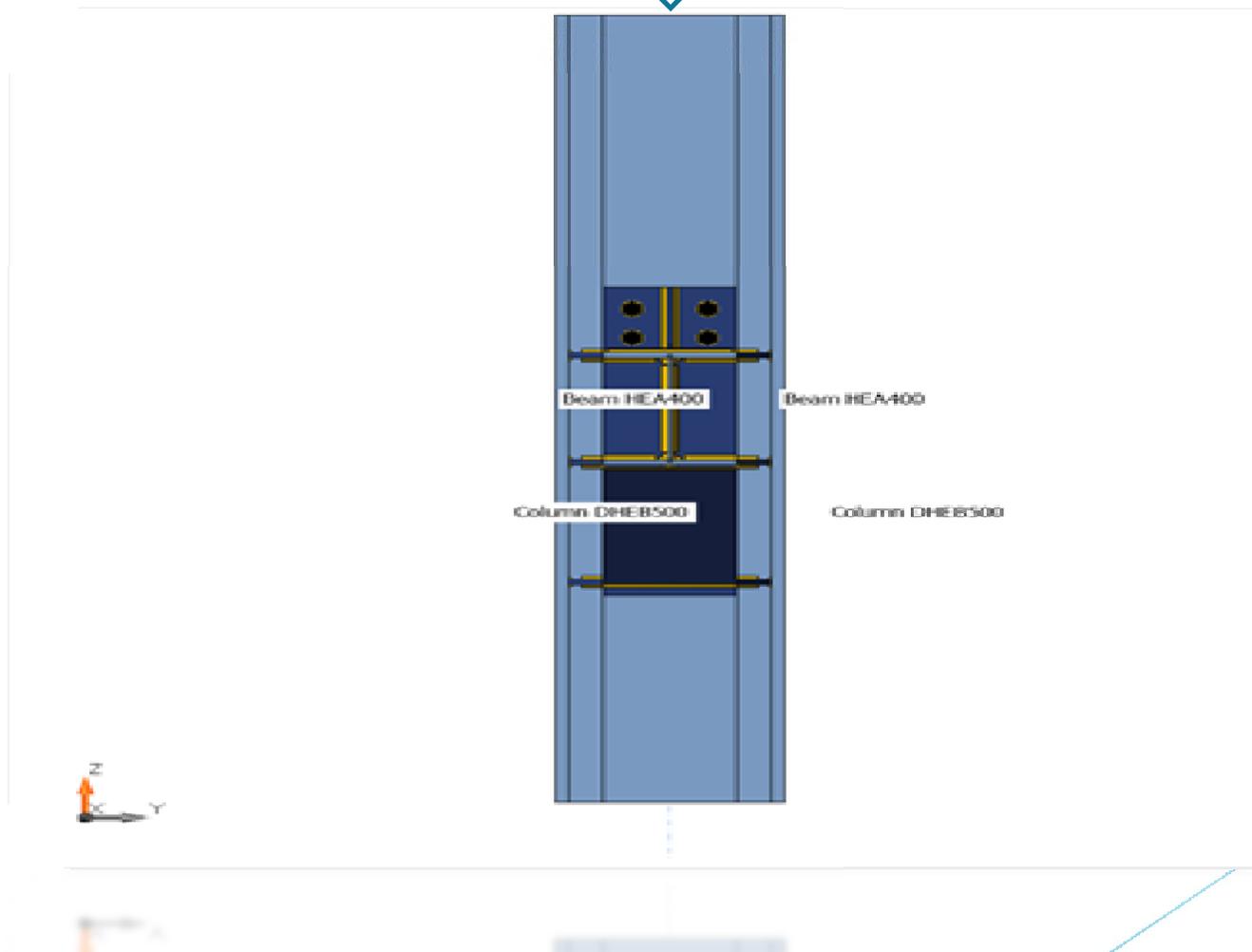
Ratio  
0,44



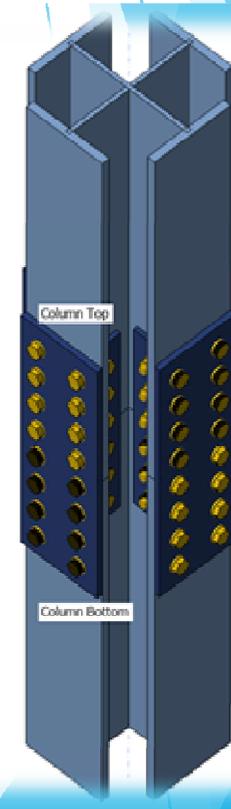
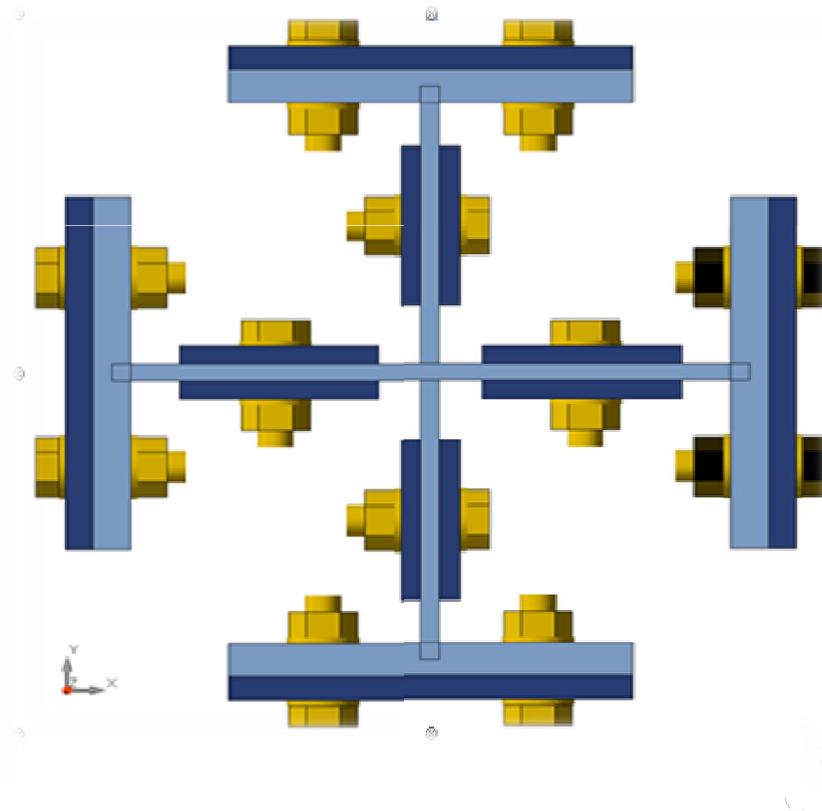
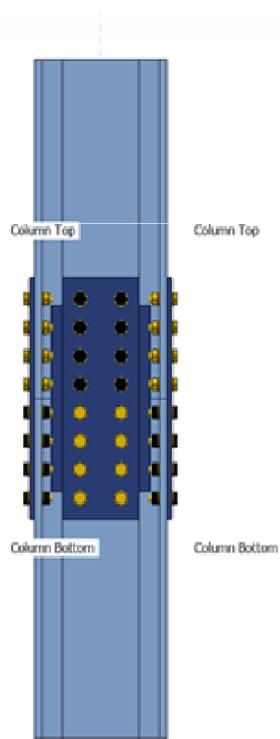
- Assemblage poteau-poutre (2HEB500-HEA400)



- Assemblage poteau-platine (boulonnage)



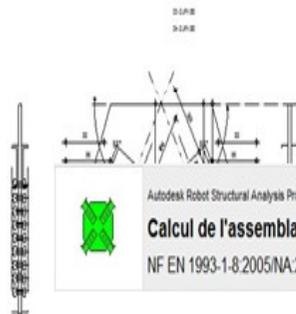
- **Assemblage de continuité poteau (2HEB 500 - 2HEB 500) avec contact**



• Assemblage des éléments de contreventement en V

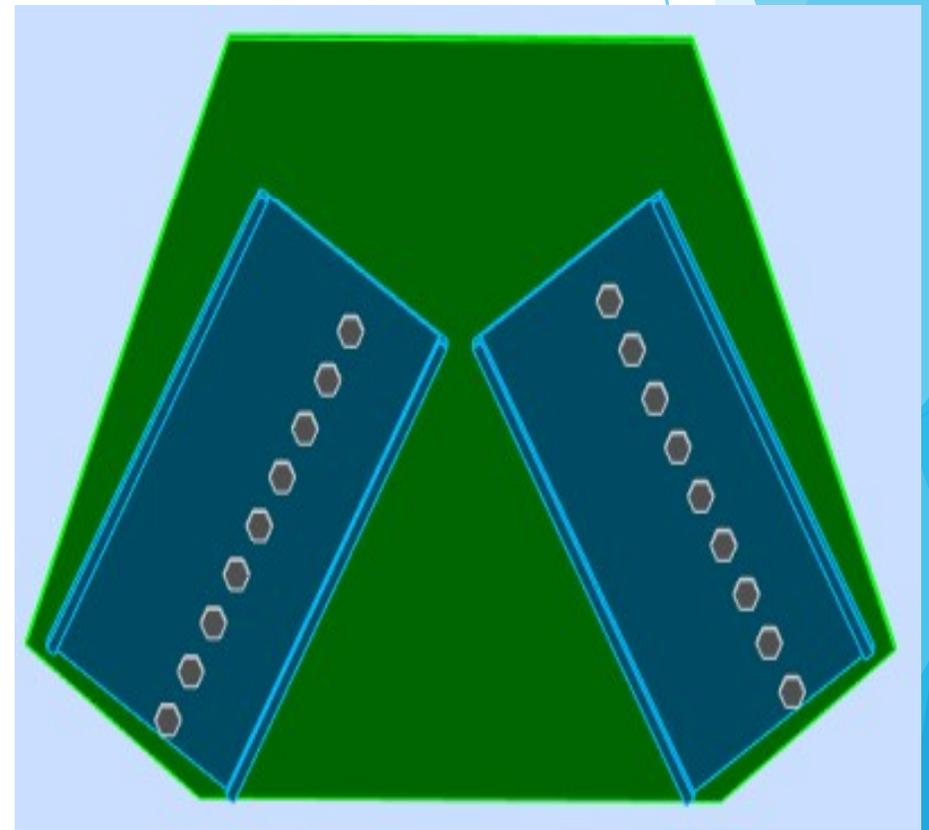
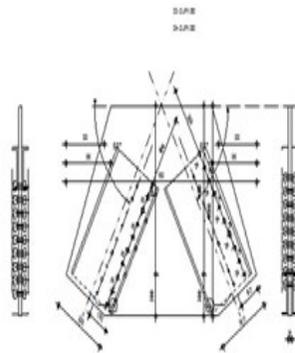
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2021  
Calcul de l'assemblage au gousset  
NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009

OK  
Ratio  
0,87

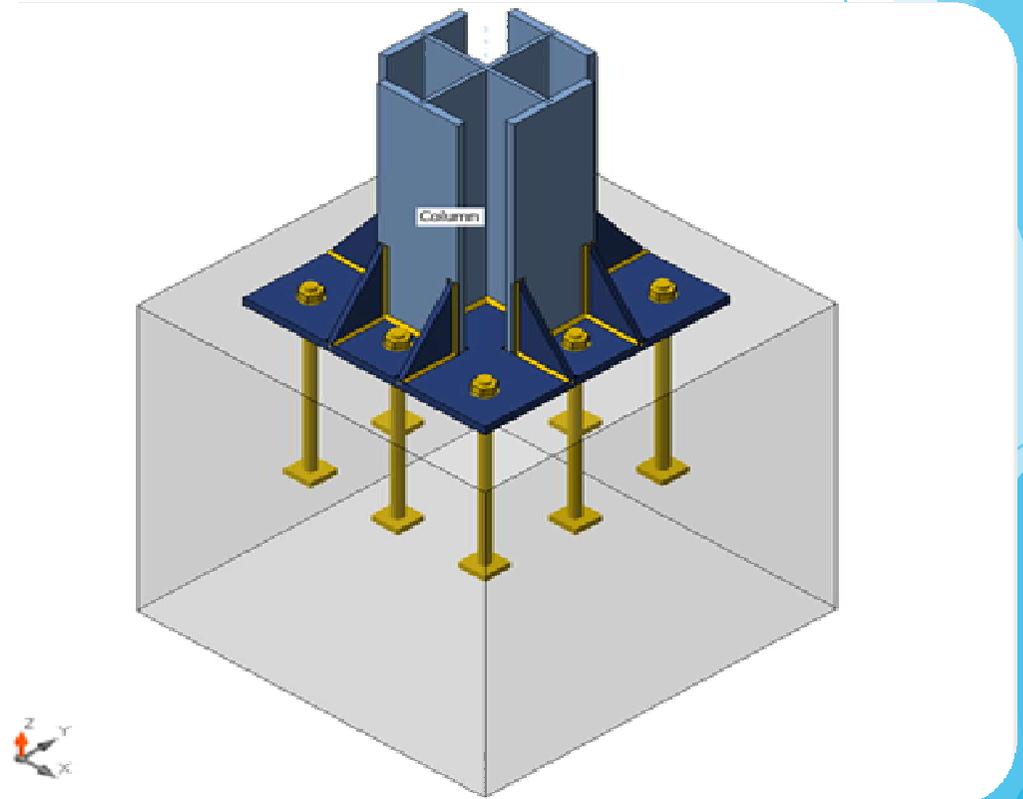
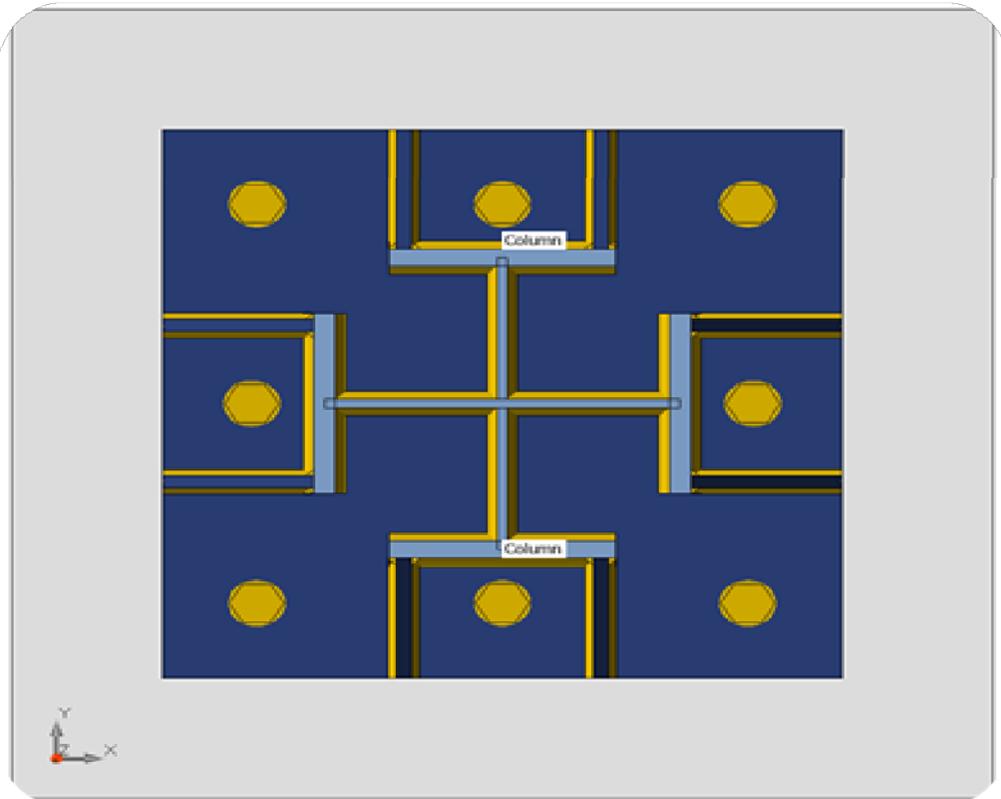


Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2021  
Calcul de l'assemblage au gousset  
NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009

OK  
Ratio  
0,87



• **Assemblage de pieds de poteau**



# Fondation

Fondation superficielle

Fondation profonde (semelle sous pieux)

semelle isolée sous Poteau

semelle filante continue sous mur

semelle filante sous plusieurs poteaux

radiers généraux ou nervurés

Choix des fondations



chevauchement des fondation

Radie générale

$$\sigma_{\text{sol}} = 2\text{bars}$$

La surface totale de radier

1344,116m<sup>2</sup>

## CONCLUSION GÉNÉRALE

- ❑ **Les contraintes architecturales et la forme irrégulière de la structure nous a forcé a utiliser des poteaux PRS en croix pour limiter les déplacements latéraux**
- ❑ **La disposition optimale des palées de stabilité assurera le comportement idéal de la structure et évitera un surdimensionnement**
- ❑ **La vérification des poutres , des poteaux et palées de stabilité a été faite avec la méthode classique, en vérifiant les critères imposés par EC3 et EC4.**
- ❑ **La conception et le calcul des assemblages revêtent en construction métallique d'une importance équivalente à celle du dimensionnement des éléments pour la sécurité finale de la structure**

**Merci pour votre  
attention**



بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ



**République Algérienne démocratique et Populaire**  
**Ministre de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche**  
**Scientifique**

**Université -Saad DAHLEB- Blida 1**

**Faculté de technologie**

**Département de génie civil**

***MIXTES***    **Option : *CONSTRUCTIONS METALLIQUES ET***



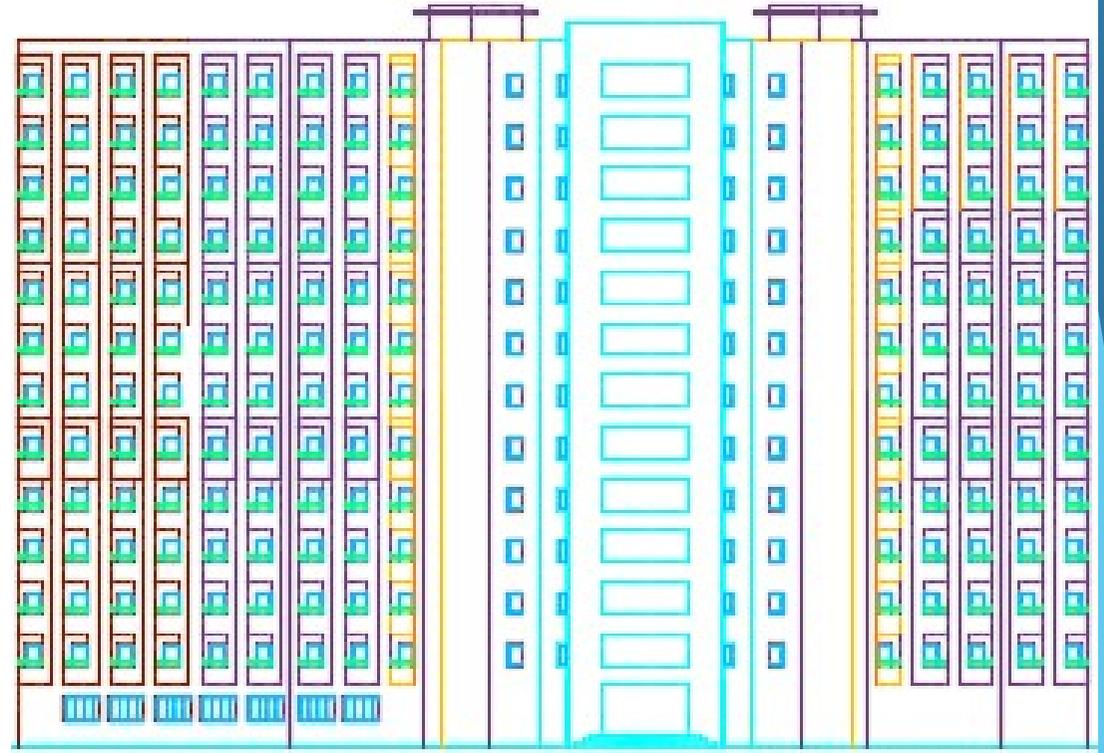
## **Étude d'un hôtel en charpente métallique (R+12+1sous-sol)**

**encadré par :professeure Zahaf Ahmed**

**Présenté par:**

Almani Assai  
Hadjimi Meriem

**Comment stabilisé la structure au cas  
de la préséance de phénomènes  
naturels**



## **PLANS DE TRAVAILLE :**

**I. Présentation de l'ouvrage**

**II. Pré-dimensionnement des éléments principaux et les éléments secondaires**

**III. Etude climatique**

**IV. Etude dynamique en zone sismique**

**V. Vérification des éléments de l'ossature**

**VI. Etude des assemblages**

**VII. Fondation**

**CONCLUSION GÉNÉRALE**

## I. Présentation de l'ouvrage

**Zone sismique**



**Blida , Zone III**

**Données géométriques  
d'ouvrage**



- **Langueur: 57, 96m.**
- **Largeur :41, 16m.**
- **Hauteur :44, 2 m.**
- **Hauteur  
détages:3,40m**

**Groupe d'usage**

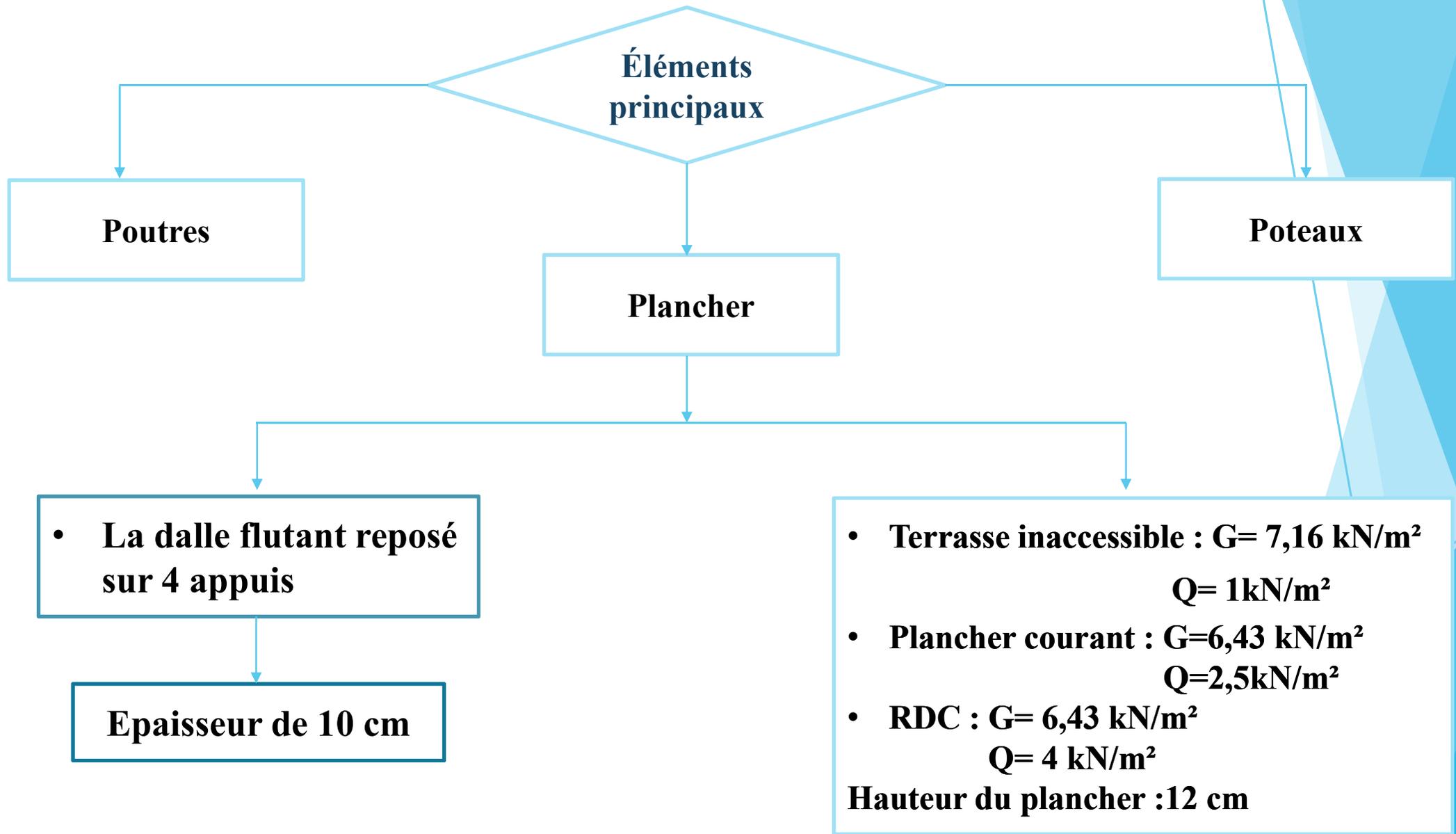


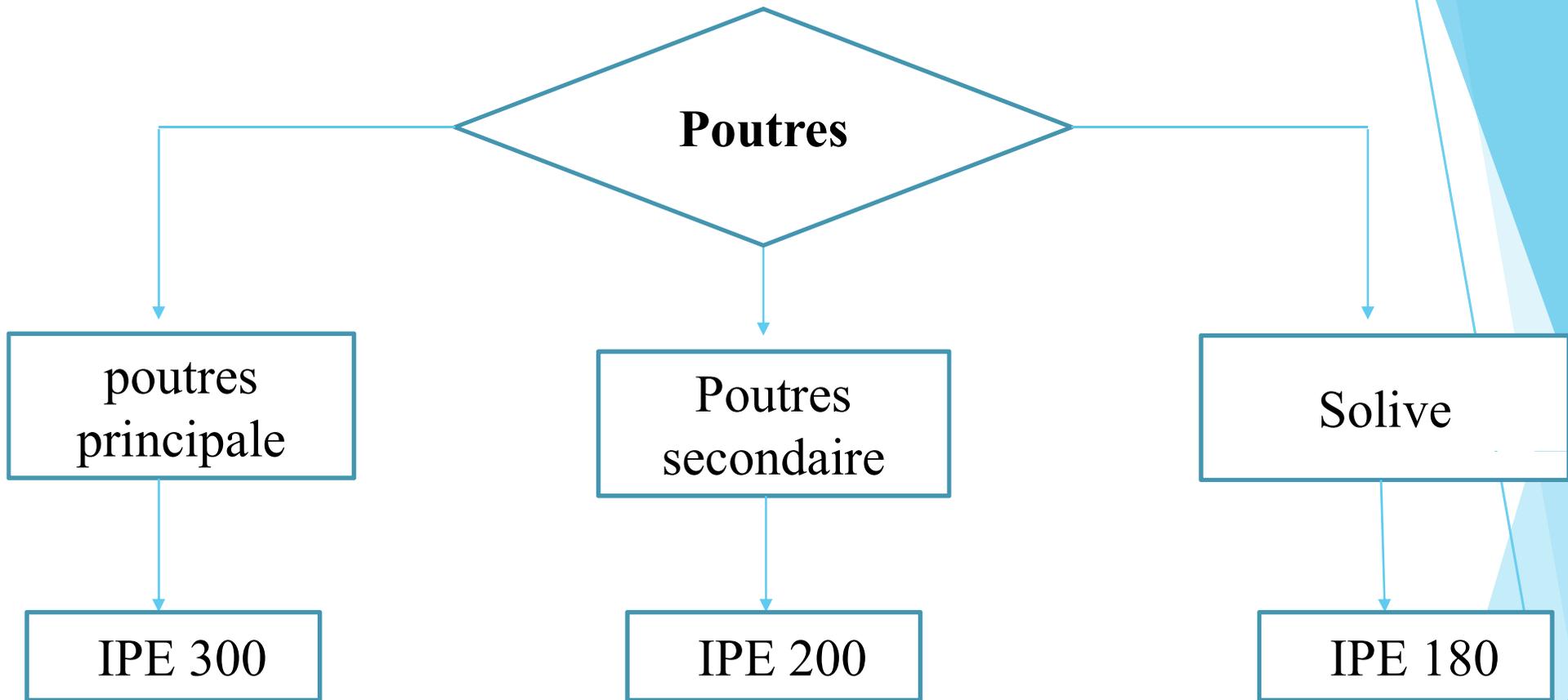
**Ouvrage de grand  
importance**



**Groupe 1B**

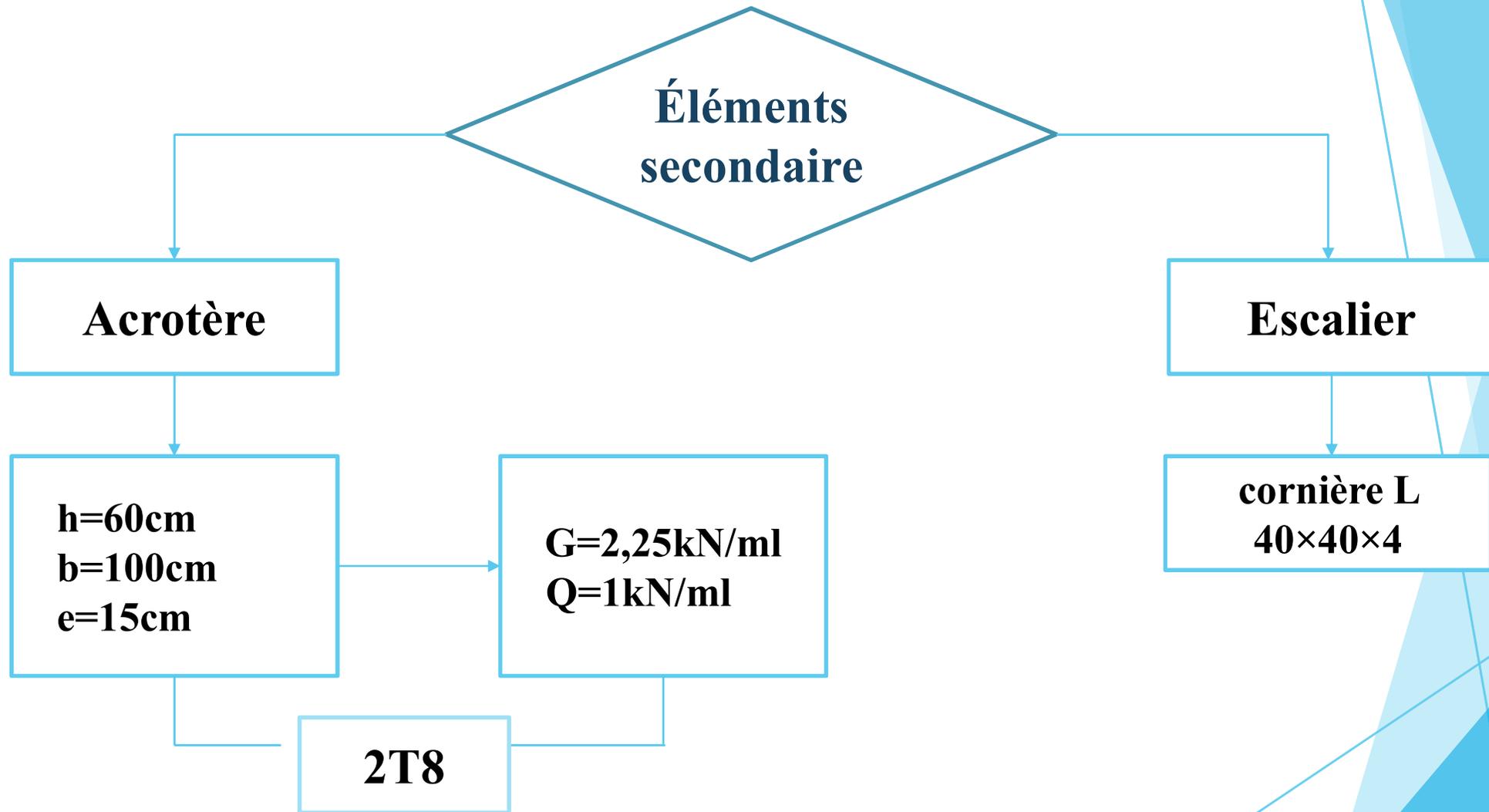
**II. Pré-dimensionnement des éléments principaux et les éléments secondaires**





**Poteaux**

| Niveau                | Profilé |
|-----------------------|---------|
| Terrasse              | HEA 160 |
| 12eme Etage           | HEA 160 |
| 11 éme Etage          | HEA 160 |
| 10 éme Etage          | HEA 220 |
| 9 éme Etage           | HEA 220 |
| 8 éme Etage           | HEA 220 |
| 7 éme Etage           | HEA 280 |
| 6 éme Etage           | HEA 280 |
| 5 éme Etage           | HEA 280 |
| 4 éme Etage           | HEA 360 |
| 3 éme Etage           | HEA 360 |
| 2 éme Etage           | HEA 360 |
| 1 <sup>er</sup> Etage | HEA 400 |
| RDC                   | HEA 400 |
| Sous-sol              | HEA 400 |



### III. Etude climatique

Effet de la neige

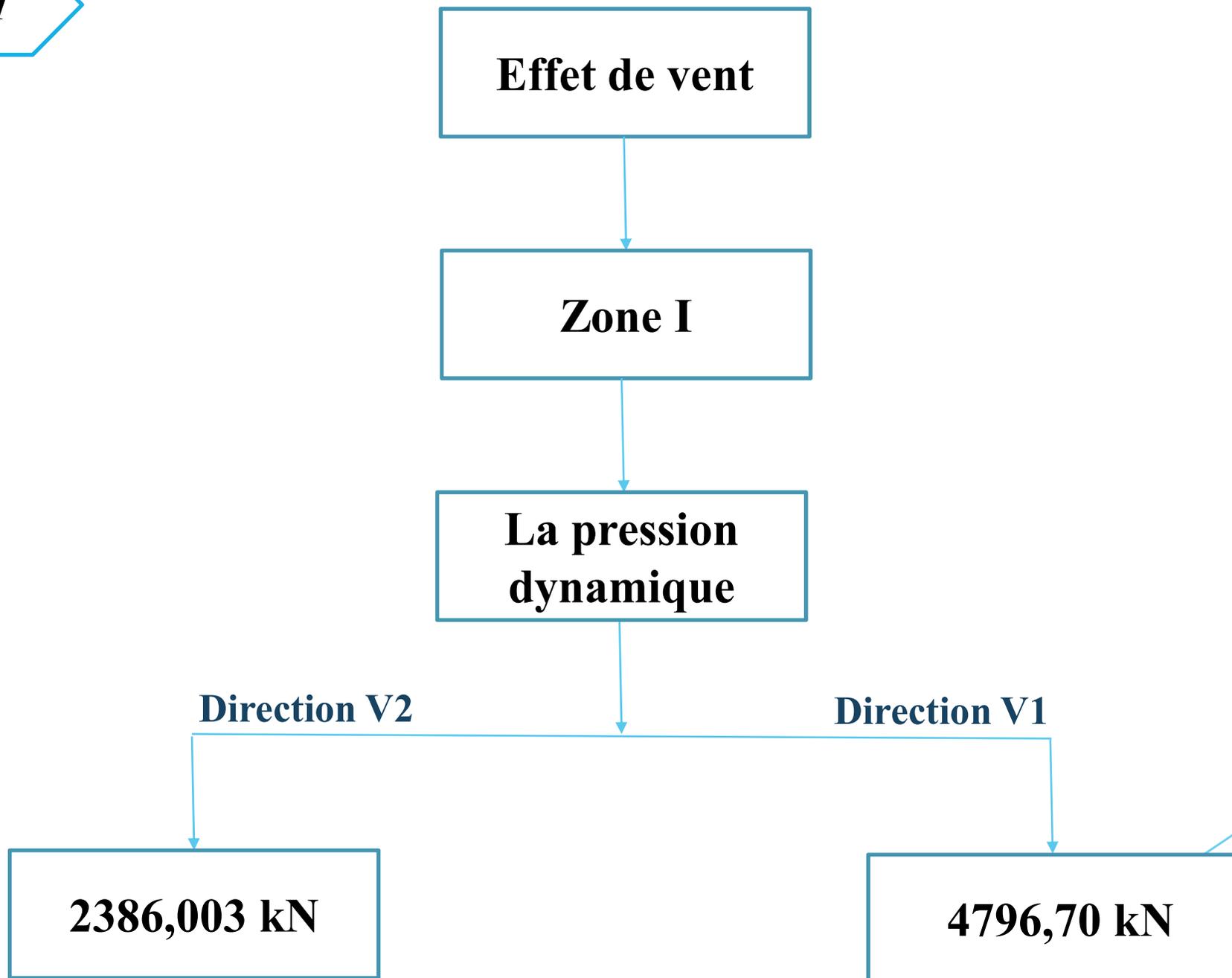
Effet de vent

Effet de la neige

Zone B  
H=260m

charge de neige

S=1632 kN



## **IV. Etude dynamique en zone sismique**

**Selon RPA 99/ version 2003**

**Méthode de calcul**

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

**Effort tranchant a la base**

**La méthode statique équivalent**

**Direction Y-Y**

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

**Direction X-X**

- **A=0,3**
- **Dy=2,04**
- **Qy=1,1**
- **R= 4**

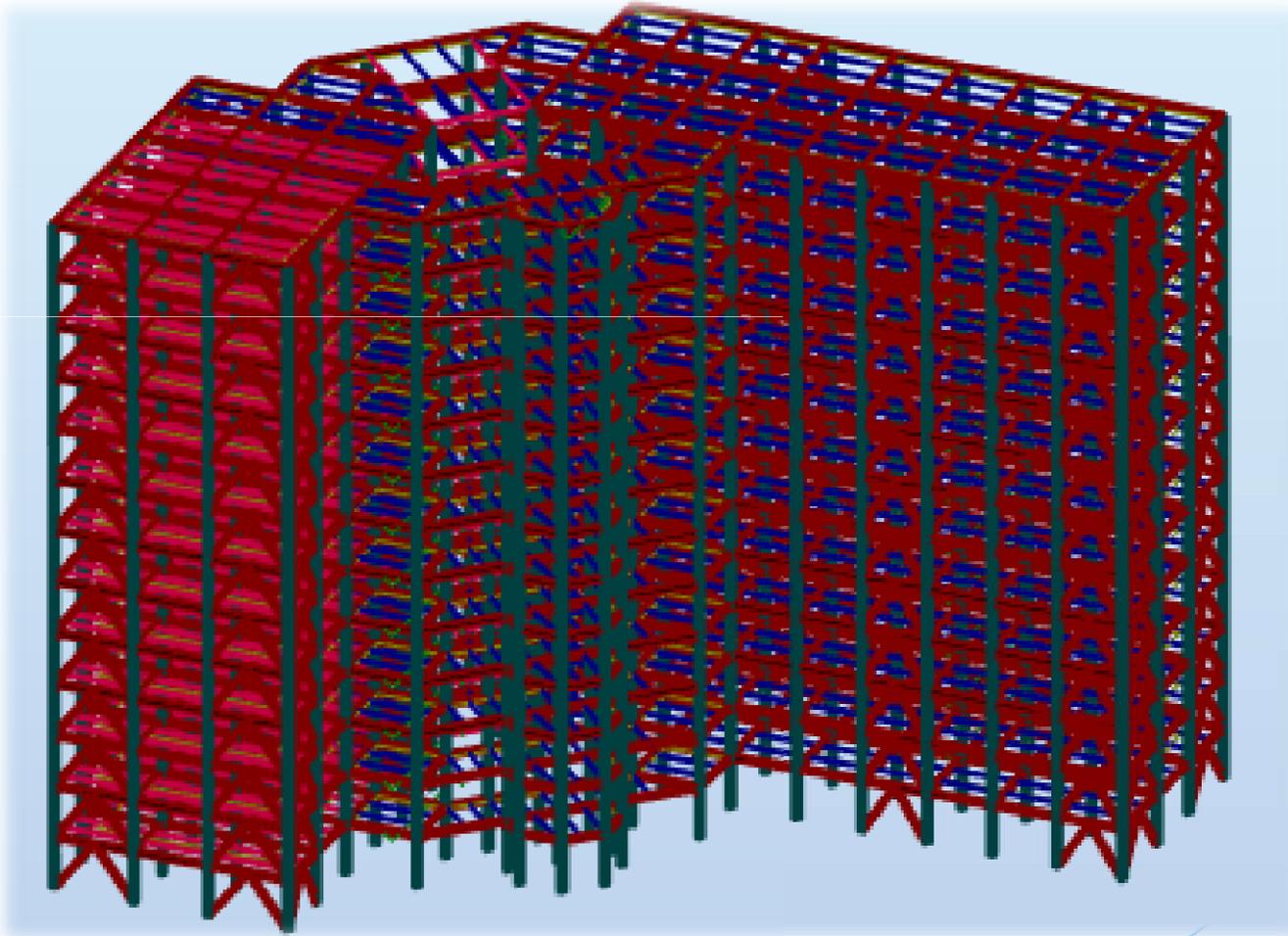
**W:poid de la structure obtenu par  
(Robot 2021 W)=209627kN**

- **A=0,3**
- **Dx=1,82**
- **Qx=1,1**
- **R= 4**

**$v_y=31447\text{kN}$**

**$v_x=35247\text{ kN}$**

**Model finale**

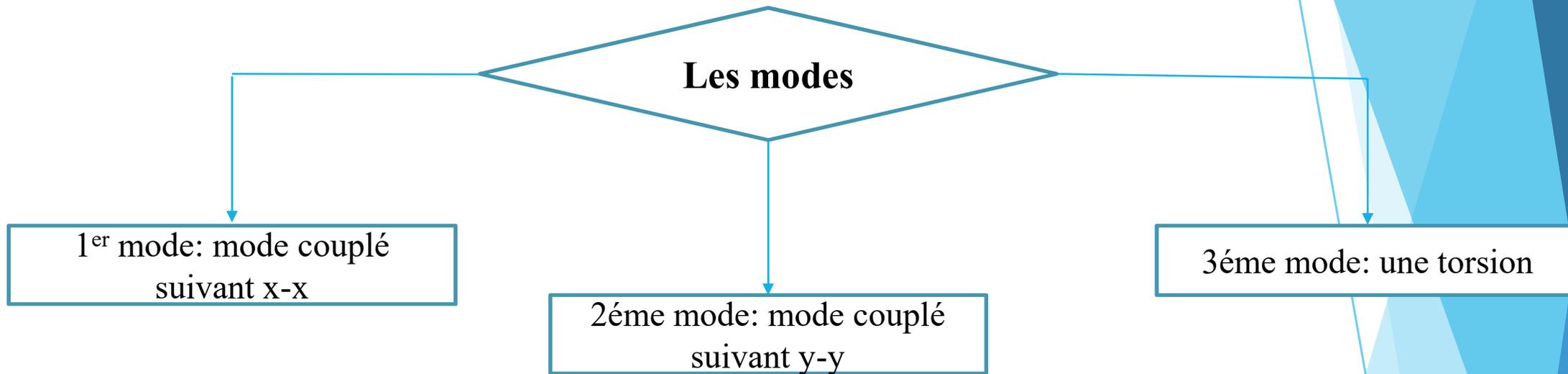


*Titre IV*

Mode et facteur de participation massique



| Modes | Période s | Sum $U_x$ | Sum $U_y$ | $U_x$ | $U_y$ |
|-------|-----------|-----------|-----------|-------|-------|
| 1     | 1,32      | 19,51     | 53,63     | 19,51 | 53,63 |
| 2     | 1,17      | 74,00     | 73,04     | 54,48 | 19,41 |
| 3     | 1,01      | 74,63     | 73,71     | 0,63  | 0,67  |
| 4     | 0,54      | 74,63     | 73,71     | 0,00  | 0,00  |
| 5     | 0,51      | 74,63     | 73,71     | 0,00  | 0,00  |
| 6     | 0,51      | 74,63     | 73,71     | 0,00  | 0,00  |
| 7     | 0,46      | 79,13     | 86,13     | 4,50  | 12,43 |
| 8     | 0,46      | 79,13     | 86,15     | 0,01  | 0,02  |
| 9     | 0,46      | 79,14     | 86,18     | 0,01  | 0,03  |
| 10    | 0,45      | 79,14     | 86,18     | 0,00  | 0,00  |
| 11    | 0,45      | 79,14     | 86,18     | 0,00  | 0,00  |
| 12    | 0,44      | 79,14     | 86,18     | 0,00  | 0,00  |
| 13    | 0,44      | 79,14     | 86,18     | 0,00  | 0,00  |
| 14    | 0,43      | 79,14     | 86,18     | 0,00  | 0,00  |
| 15    | 0,43      | 79,15     | 86,18     | 0,00  | 0,00  |
| 16    | 0,43      | 79,15     | 86,18     | 0,00  | 0,00  |
| 17    | 0,43      | 79,15     | 86,18     | 0,00  | 0,00  |
| 18    | 0,42      | 79,15     | 86,18     | 0,00  | 0,00  |
| 19    | 0,42      | 90,64     | 90,48     | 11,49 | 4,30  |



# Déplacement inter-étage

Suivant x-x

Avec R=4

Suivant y-y

| Etage | $\Delta x$ [cm] | 0,01h (cm) | Note |
|-------|-----------------|------------|------|
| 12    | 1,33            | 3.4        | V    |
| 11    | 1,71            | 3.4        | V    |
| 10    | 1,96            | 3.4        | V    |
| 9     | 2,17            | 3.4        | V    |
| 8     | 2,38            | 3.4        | V    |
| 7     | 2,63            | 3.4        | V    |
| 6     | 2,85            | 3.4        | V    |
| 5     | 3               | 3.4        | V    |
| 4     | 3,07            | 3.4        | V    |
| 3     | 3,06            | 3.4        | V    |
| 2     | 2,98            | 3.4        | V    |
| 1     | 2,64            | 3.4        | V    |

| Etage | $\Delta y$ (cm) | 0,01h (cm) |
|-------|-----------------|------------|
| 12    | 1,41            | 3,4        |
| 11    | 1,88            | 3,4        |
| 10    | 2,13            | 3,4        |
| 9     | 2,33            | 3,4        |
| 8     | 2,52            | 3,4        |
| 7     | 2,75            | 3,4        |
| 6     | 2,95            | 3,4        |
| 5     | 3,08            | 3,4        |
| 4     | 3,13            | 3,4        |
| 3     | 3,08            | 3,4        |
| 2     | 2,95            | 3,4        |
| 1     | 2,56            | 3,4        |
| PDC   | 1,51            | 3,4        |

Suivant x-x

Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta

Suivant y-y

| $H_K$ (mm) | $P_K$ (kN) | $\Delta_K$ (mm) | $V_{kxx}$ (kN) | $\theta_K$ xx | Note |
|------------|------------|-----------------|----------------|---------------|------|
| 3400       | 11956      | 3,325           | 4498,15        | 0,0026        | V    |
| 3400       | 22714      | 4,275           | 6748,71        | 0,0042        | V    |
| 3400       | 33236      | 4,9             | 9348,125       | 0,0051        | V    |
| 3400       | 43757      | 5,425           | 11518,47       | 0,0060        | V    |
| 3400       | 54278      | 5,95            | 13278,27       | 0,008         | V    |
| 3400       | 73025      | 6,575           | 15838,20       | 0,0071        | V    |
| 3400       | 91773      | 7,125           | 18058,59       | 0,0106        | V    |
| 3400       | 110520     | 7,5             | 20095,4        | 0,0121        | V    |
| 3400       | 129267     | 7,675           | 22019,89       | 0,0132        | V    |
| 3400       | 148015     | 7,65            | 23788,58       | 0,0139        | V    |
| 3400       | 183214     | 7,45            | 26683,48       | 0,0150        | V    |
| 3400       | 201961     | 6,6             | 27756,97       | 0,0141        | V    |
| 3400       | 209627     | 4,075           | 28006,86       | 0,0089        | V    |

| Etage | $H_K$ (mm) | $P_K$ (kN) | $\Delta_K$ (mm) | $V_k$ y-y(Kn) | $\theta_K$ |
|-------|------------|------------|-----------------|---------------|------------|
| 12    | 3400       | 11956      | 3,525           | 3382,26       | 0,0036     |
| 11    | 3400       | 22714      | 4,7             | 6188,58       | 0,0051     |
| 10    | 3400       | 33236      | 5,325           | 8529,12       | 0,006      |
| 9     | 3400       | 43757      | 5,825           | 10449,37      | 0,007      |
| 8     | 3400       | 54278      | 6,3             | 11973,95      | 0,008      |
| 7     | 3400       | 73025      | 6,875           | 14153,86      | 0,01       |
| 6     | 3400       | 91773      | 7,375           | 16045,47      | 0,012      |
| 5     | 3400       | 110520     | 7,7             | 17811,66      | 0,014      |
| 4     | 3400       | 129267     | 7,825           | 19520,64      | 0,009      |
| 3     | 3400       | 148015     | 7,7             | 21119,86      | 0,016      |
| 2     | 3400       | 183214     | 7,375           | 23765,984     | 0,017      |
| 1     | 3400       | 201961     | 6,4             | 24744,71      | 0,015      |
| RDC   | 3400       | 209627     | 3,775           | 24969,24      | 0,009      |

## Justification du coefficient de comportement: R=4

Condition de 20%

Condition de 25%

$$\frac{P_{cv}}{P_{tot}} < 20\%$$

$$P_{cv} = 2797,34 \text{ kN}$$

$$P_{tot} = 262048,39 \text{ kN}$$

$$\frac{P_{cv}}{P_{tot}} = 1,07\% < 20\%$$

| Etage | $V_{X \text{ tot}}$ (kN) | $V_{X \text{ portique}}$ (kN) | $V_X\%$ | $V_{Y \text{ TOT}}$ (kN) | $V_{Y \text{ PORTIQUE}}$ (kN) |   |
|-------|--------------------------|-------------------------------|---------|--------------------------|-------------------------------|---|
| 12    | 4498,15                  | 1839,36                       | 40,89   | 3382,26                  | 1749,72                       | 5 |
| 11    | 6748,71                  | 3218,063                      | 47,68   | 6188,58                  | 3124,72                       | 5 |
| 10    | 9348,125                 | 4314,15                       | 46,15   | 8529,12                  | 4202,27                       | 4 |
| 9     | 11518,47                 | 5184,57                       | 45      | 10449,37                 | 5038,43                       | 4 |
| 8     | 13278,27                 | 5897,81                       | 44,4    | 11973,95                 | 5705,13                       | 4 |
| 7     | 15838,20                 | 7113,75                       | 44,915  | 14153,86                 | 6833,9                        | 4 |
| 6     | 18058,59                 | 8300,52                       | 45,96   | 16045,47                 | 7952,89                       | 4 |
| 5     | 20095,4                  | 9339,54                       | 46,47   | 17811,66                 | 8940,27                       | 5 |
| 4     | 22019,89                 | 10186,55                      | 46,26   | 19520,64                 | 10421,47                      | 5 |
| 3     | 23788,58                 | 10904,88                      | 45,84   | 21119,86                 | 11721,80                      | 5 |
| 2     | 26683,48                 | 12246,129                     | 45,89   | 23765,984                | 12183,22                      | 5 |
| 1     | 27756,97                 | 12797,12                      | 46,1    | 24744,71                 | 12250,66                      | 4 |
| RDC   | 198006,86                | 12891,67                      | 46,03   | 24969,24                 | 12355,35                      | 4 |

**V. Vérification des éléments de l'ossature**

- **Vérification des poteaux**

**Vérification du flambement composé**

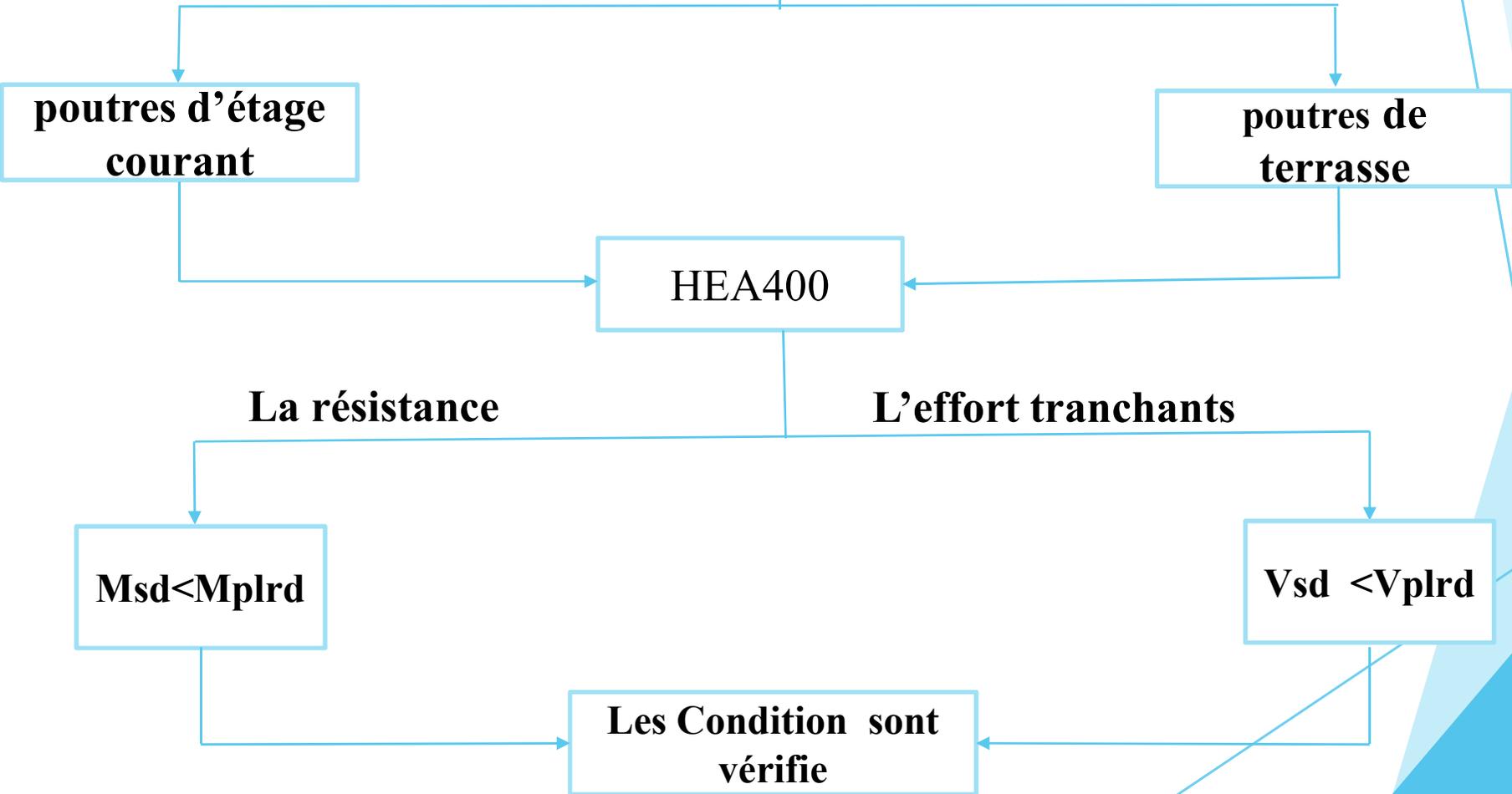
**Vérification du déversement**

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot N_{pl,rd}} + \frac{K_y M_{sd,y}}{M_{ply,rd}} + \frac{K_z M_{sd,z}}{M_{plz,rd}} \leq 1$$

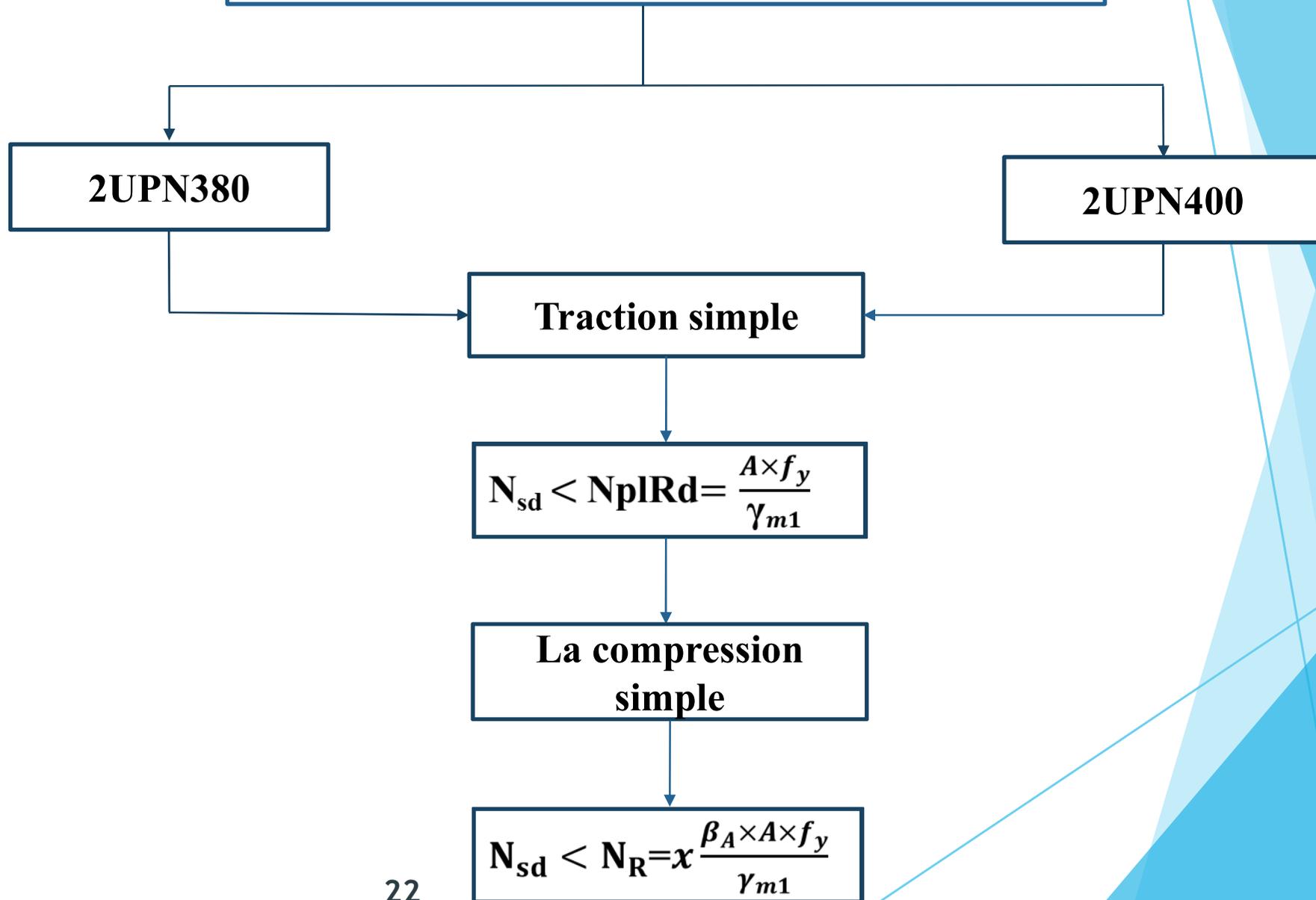
$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y / \gamma_M} + \frac{K_{LT} \times M_{y,sd}}{\chi_{LT} \times W_{ply} \times f_y / \gamma_M} + \frac{K_z \times M_{z,sd}}{W_{plz} \times f_y / \gamma_M} \leq 1$$

**Condition vérifiée pour profilé  
2HEB500 pour toutes les  
niveaux**

- **Vérification des poutres principale**



• **Vérification de la stabilité (contreventement) en V**



## VI. Etude des assemblages

- poutre-solive (HEA400-IPE180)

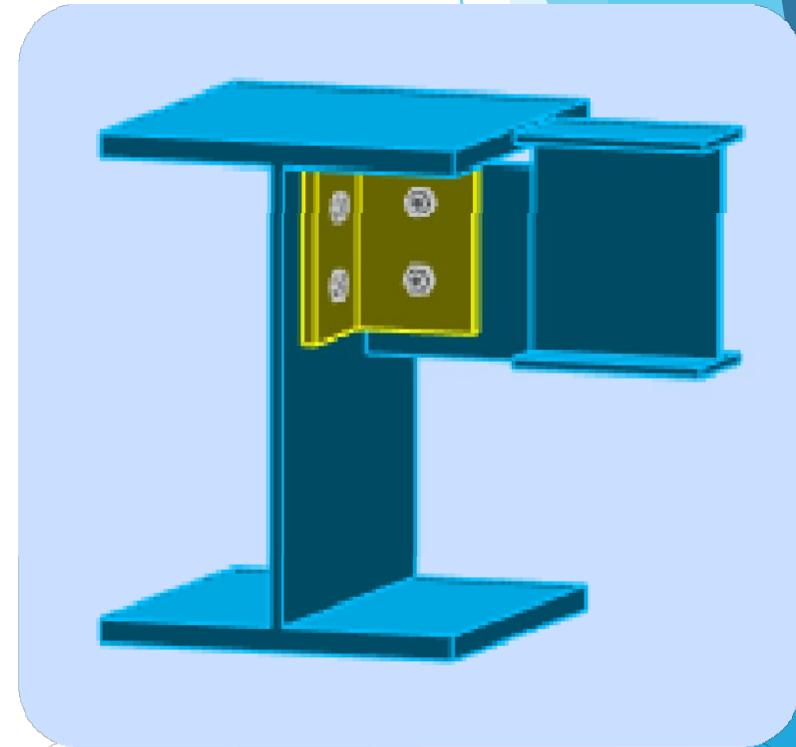
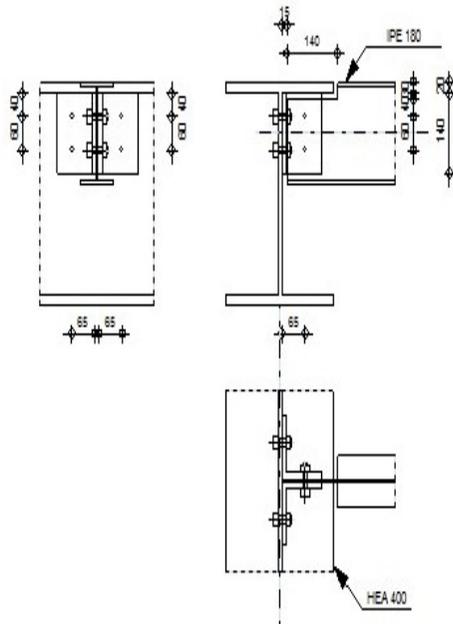
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2021

Calculs de l'assemblage poutre-poutre (âme)

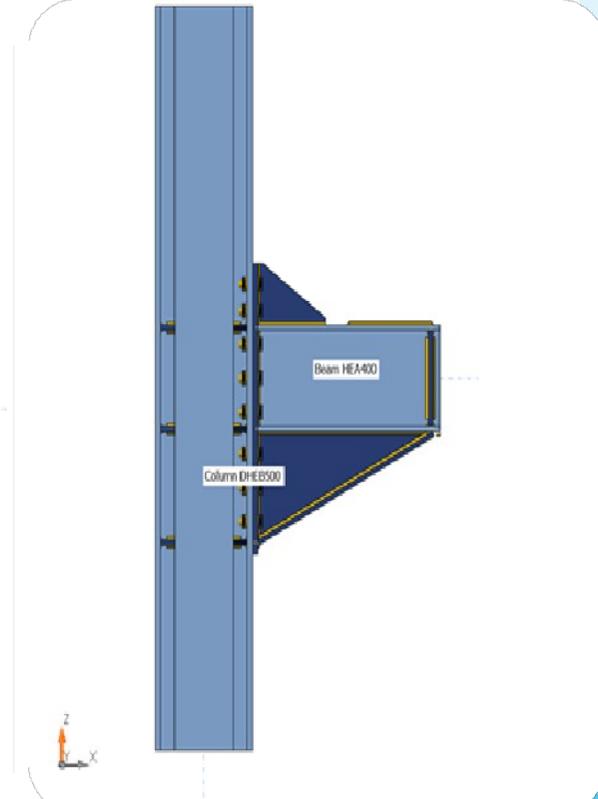
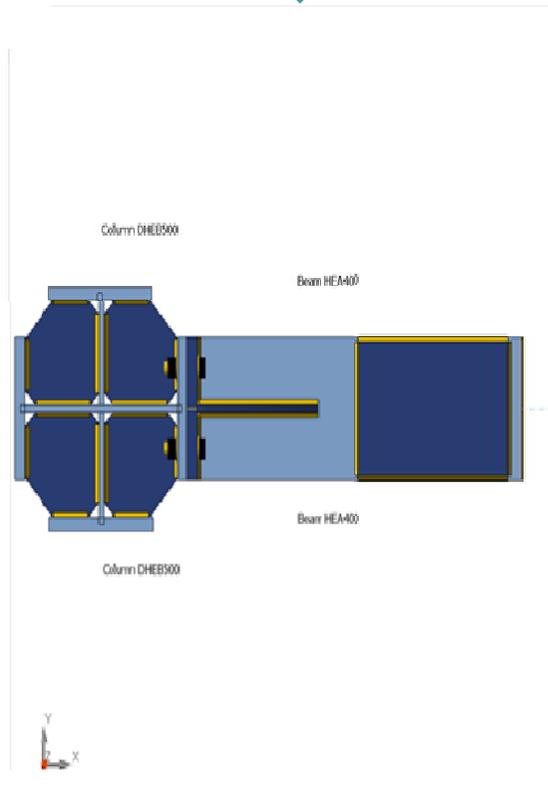
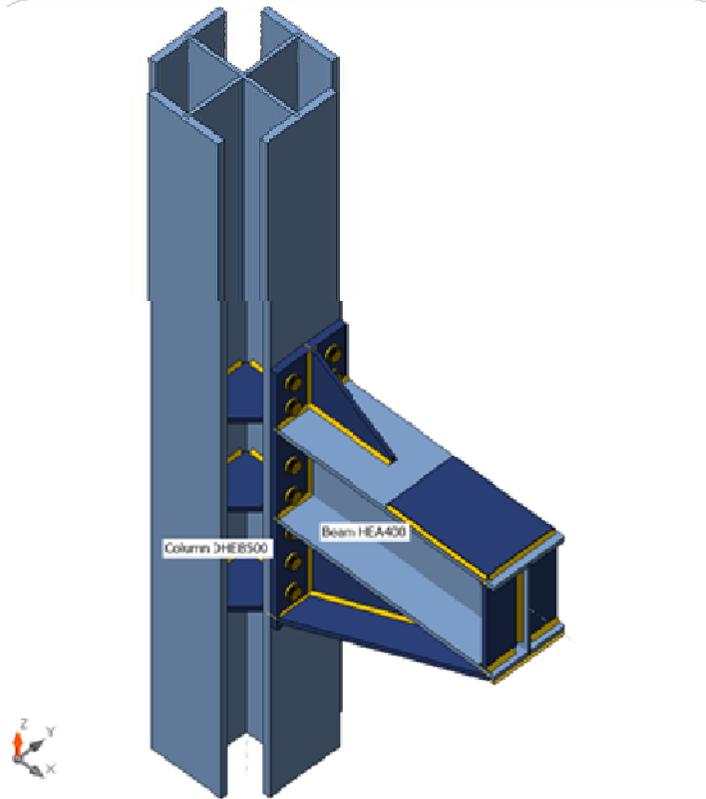
NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009

OK

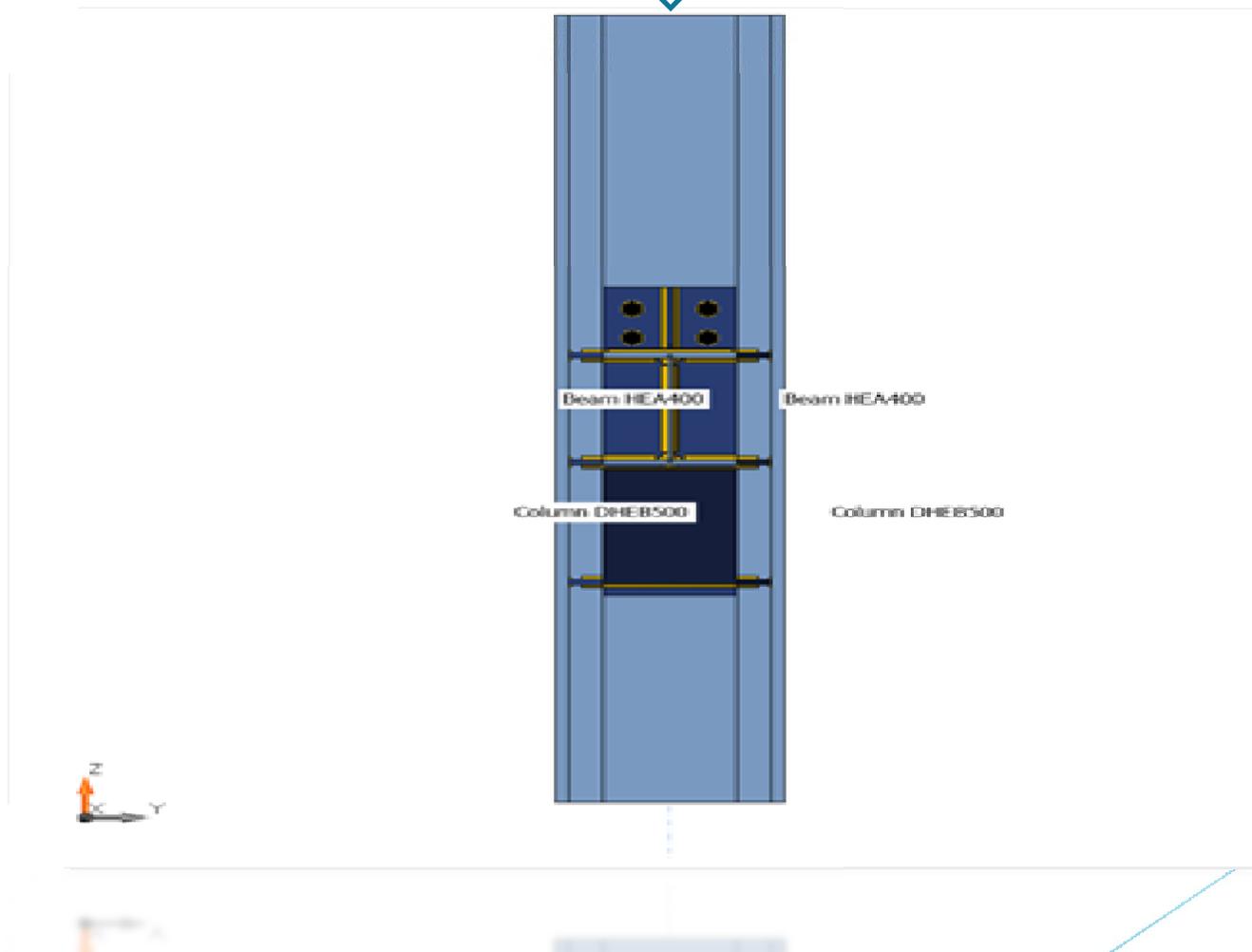
Ratio  
0,44



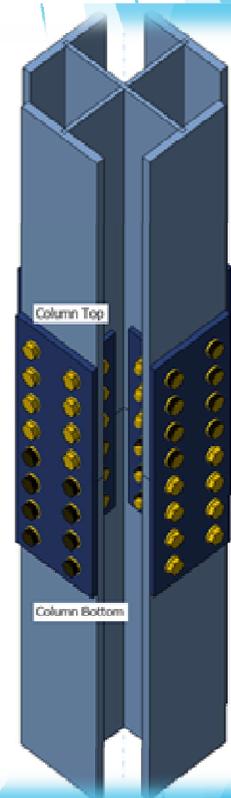
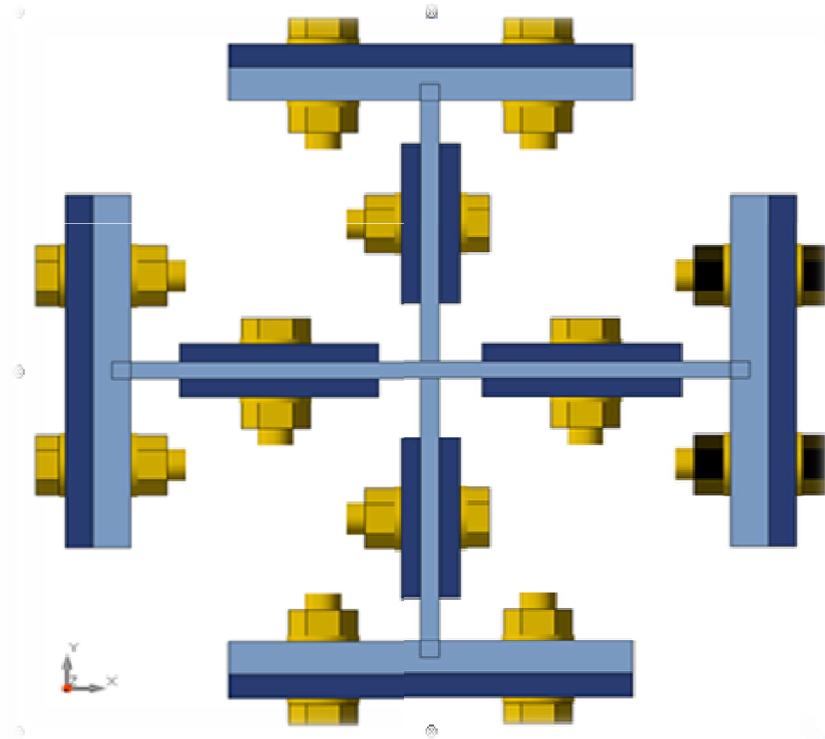
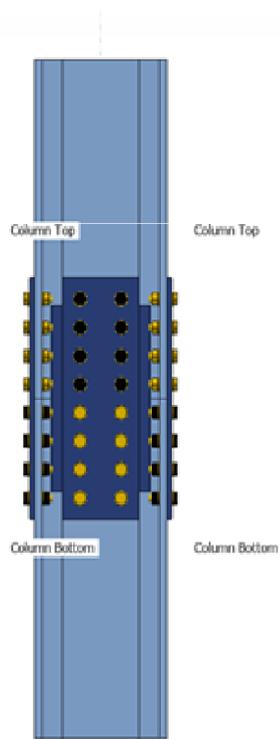
- Assemblage poteau-poutre (2HEB500-HEA400)



- Assemblage poteau-platine (boulonnage)



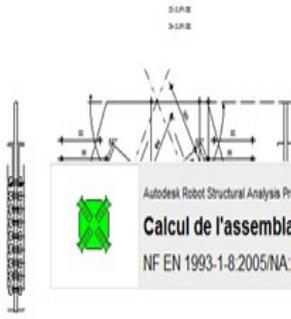
- **Assemblage de continuité poteau (2HEB 500 - 2HEB 500) avec contact**



• Assemblage des éléments de contreventement en V

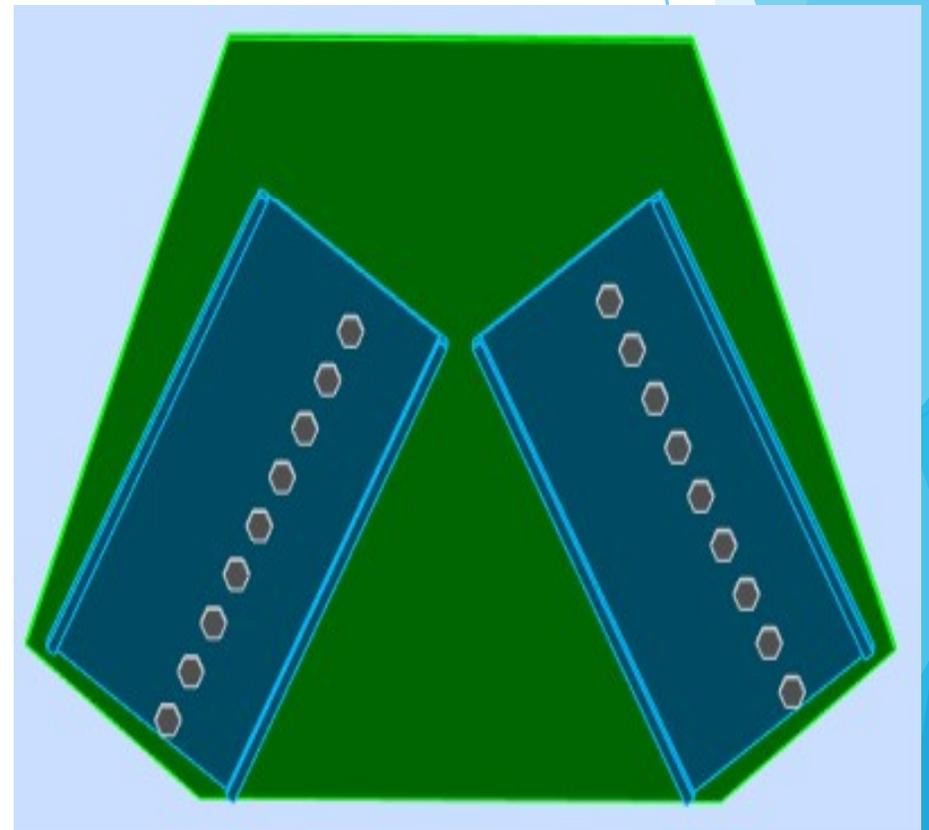
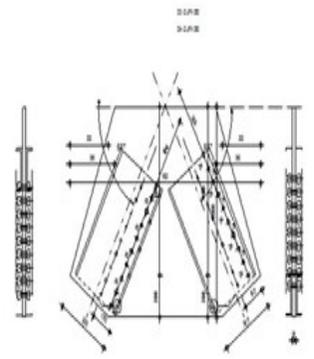
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2021  
Calcul de l'assemblage au gousset  
NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009

OK  
Ratio  
0,87

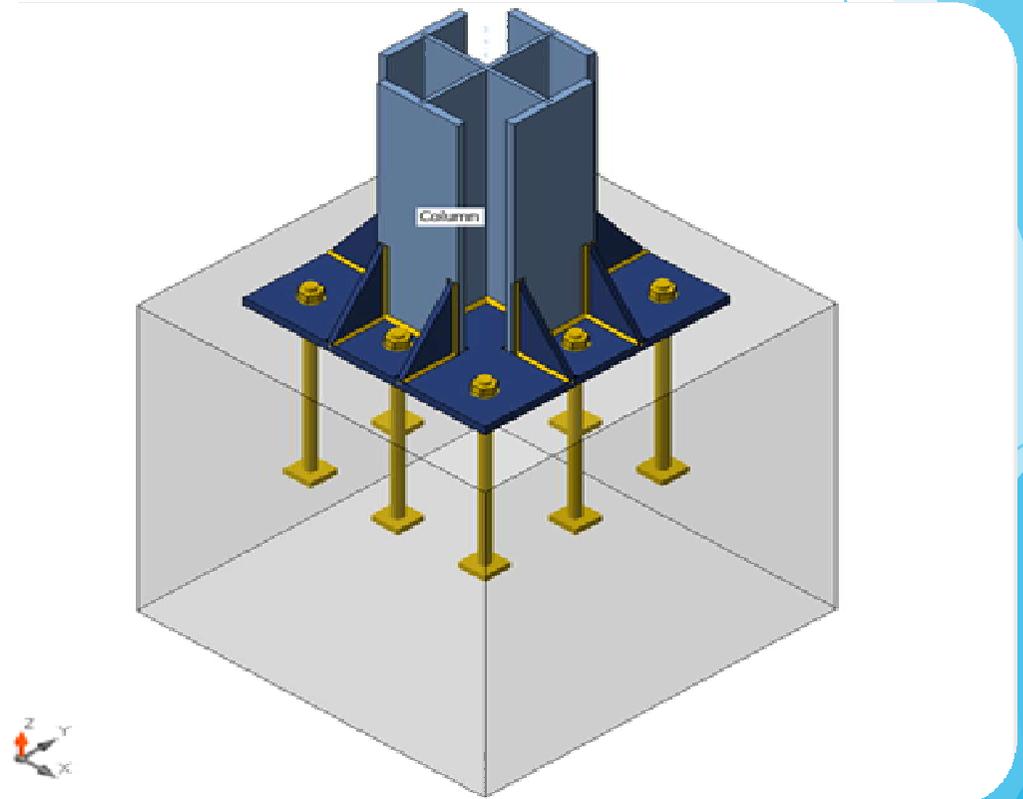
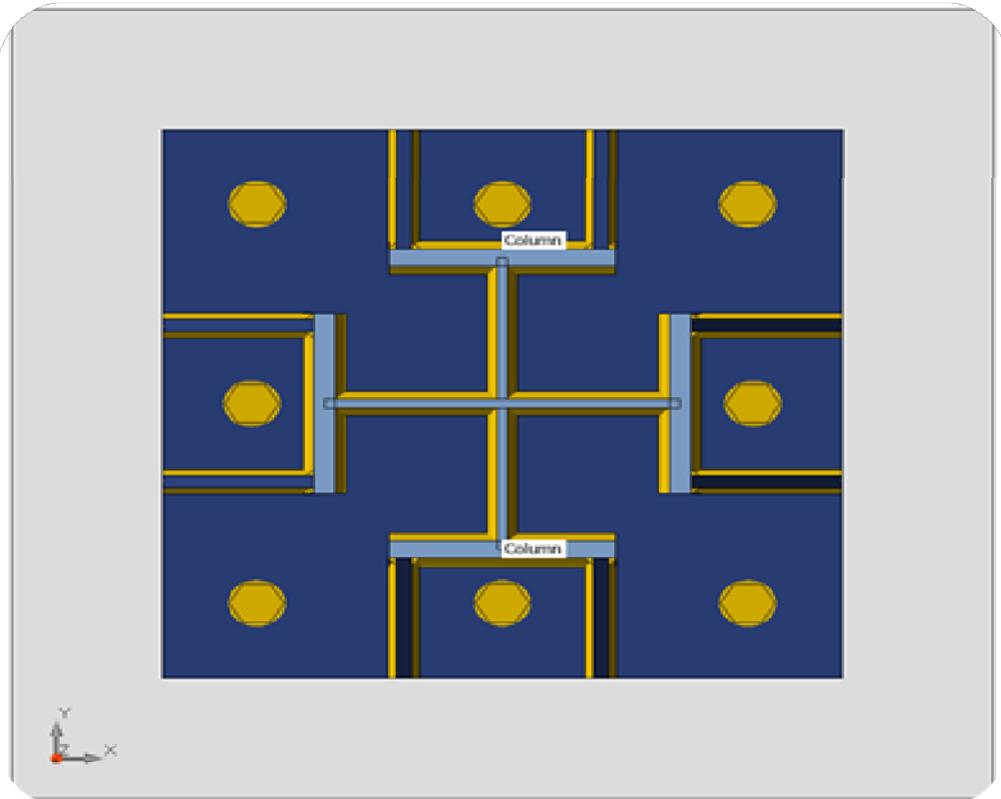


Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2021  
Calcul de l'assemblage au gousset  
NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009

OK  
Ratio  
0,87



- **Assemblage de pieds de poteau**



# Fondation

Fondation superficielle

Fondation profonde (semelle sous pieux)

semelle isolée sous poteau

semelle filante continue sous mur

semelle filante sous plusieurs poteaux

radiers généraux ou nervurés

choix des fondations



chevauchement des fondation

Radie générale

$$\sigma_{sol} = 2bars$$

La surface totale de radier

1344,116m<sup>2</sup>

## CONCLUSION GÉNÉRALE

- ❑ **Les contraintes architecturales et la forme irrégulière de la structure nous a forcé a utiliser des poteaux PRS en croix pour limiter les déplacements latéraux**
- ❑ **La disposition optimale des palées de stabilité assurera le comportement idéal de la structure et évitera un surdimensionnement**
- ❑ **La vérification des poutres , des poteaux et palées de stabilité a été faite avec la méthode classique, en vérifiant les critères imposés par EC3 et EC4.**
- ❑ **La conception et le calcul des assemblages revêtent en construction métallique d'une importance équivalente à celle du dimensionnement des éléments pour la sécurité finale de la structure**

**Merci pour votre**  
**attention**



**CHAPITRE I**  
**PRESENTATION DE**  
**L'OUVRAGE**

**I.1. Présentation de l'ouvrage**

Notre projet de fin d'étude s'agit d'un hôtel (R + 12 + 1 sous-sol) en charpente métallique à usage multiple.

L'ossature est formé d'une structure (poteaux - poutres) et de plancher mixtes collaborant (béton- Acier).

**I.2. Localisation et données concernant**

Cet ouvrage est implanté au niveau de la wilaya de Blida qui est classée comme zone de forte sismicité.

- La contrainte admissible du sol est.....2,5bars.
- Altitude.....260 m.
- La zone sismique.....III.

**I.3. Conception de l'ouvrage****I.3.1. Conception architectural**

Cet ouvrage qui consiste de :

- 1 sous-sol : utilisé comme parking.
- RDC : utilisé comme restaurant et réception.
- De 1<sup>er</sup> étage au 12<sup>ème</sup> étage : utilisé comme bureau et chambre d'hôtel.

**I.3.2. Données géométriques d'ouvrage****➤ Dimension en élévation**

- Hauteur totale sans acrotère ... .....44, 2 m.
- Hauteur de RDC.....3,4 m.
- Hauteur d'étage courant ..... 3,4 m.
- Hauteur de sous-sol..... 3,4 m.

**➤ Dimension en plan**

- Longueur totale.....57, 96m.
- Largeur totale.....41, 16m.

**CM 97** : Règles de calcul des constructions en acier.

**DTRC 2.2**: Document technique règlement (charger permanentes et d'exploitations).

**RPA 99** : Règles parasismique version 2003.

**BAEL 91** : Béton armé au États limite.

**DTRC 3-2** : Document technique réglementaire.

**RNV** : Règles définissant les effets de la neige et du vent.

**C.T.I.C.M**: Calcul technique et industriel pour la charpente métallique.

#### **I.4. Système structurale d'ouvrage**

##### **I.4.1. Type de structure**

La structure faisant l'objet de notre étude est composée principalement de poutres et de poteaux (béton, Acier).

- La charge verticale dans sa majorité sera reprise par les portiques.
- La charge horizontale sera reprise par les palées de stabilité.

##### **I.4.2. Les assemblages**

Les assemblages principaux des systèmes structuraux assurant la stabilité sont :

- **Le boulonnage**
  - Boulons ordinaires.
  - Boulons à haute résistance H.R.
- **Le soudage**

On charpente souder assemblages sont plus rigides, les électrodes ou fil de soudage dont les caractéristiques mécaniques sont au moins équivalentes à celles des nuances d'acier utilisés, cela a pour effet un encastrement partiel des éléments constructifs, les soudages à la flamme oxyacétyléniques et le soudage à l'arc électrique sont des moyens de chauffages qui permettant 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 (voir RPA 2003 8.1.1).

##### **I.4.3. Les contreventements**

Le contreventement du bâtiment est assuré par les palées de stabilité en forme V.

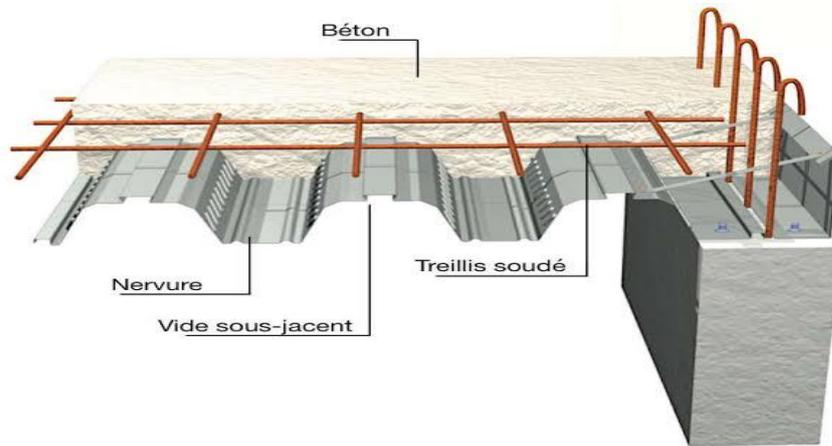
##### **I.4.4. Planchers**

###### ➤ **Plancher courant**

Pour notre construction, concernant les planchers courants on a choisi des planchers mixtes à dalle collaborant dont la composition et illustré sur la figure (I.5).

- Les bacs aciers sont type HIBON55.
- L'épaisseur totale de la dalle BA y compris l'onde, varie entre 7 et 15 cm.
- Les planchers reposent sur un ensemble de poutres et solives métalliques.

- La liaison entre la dalle, le bac acier collaborant et la structure porteuse est assuré par des connecteurs.
- Les planchers mixtes à dalle collaborant étant la solution la plus économique et la plus judicieuse techniquement.



**Figure I. 1: Constitution d'un plancher collaborant.**

➤ **Plancher terrasse**

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

#### **I.4.5. Escalier**

Les escaliers sont des structures accessoires qui permettent l'accès aux différents niveaux du bâtiment. Ils sont métalliques les marches en tôle, revêtement avec du béton et carrelage.

Pour chaque étage les escaliers composent de deux volets de marches portées par un limon.

#### **I.4.6. Les fondations**

Les fondations seront réalisées conformément à l'étude géotechnique, elles seront de type superficiel isolée, filante ou radier général (selon le rapport du sol).

#### **I.4.7. L'acrotère**

La terrasse est entourée par un acrotère en béton armé d'une hauteur de 60 cm et une épaisseur de 15cm.

## I.5. Caractéristiques des matériaux

### I.5.1. Acier

#### ❖ Définition

L'acier présente une très bonne résistance à la traction (et à la compression pour des élançements faibles), Mary Alice, il subit les effets de la compression. De plus, son comportement est ductile, des déformations avant rupture parenthèse de Lourdes dixième de 1 pourcents).

#### ❖ Acier de charpente métallique

##### ➤ Caractéristiques mécaniques des aciers de construction

- Module d'élasticité longitudinal.  $E = 2,1 \cdot 10^5 MPa$
- Module d'élasticité transversal.  $G = 8,08 \cdot 10^4 MPa$
- Confession de poisson.  $\vartheta = 0,3$
- Coefficient de dilatation.  $\alpha = 12 \cdot 10^{-6} MPa$
- Masse volumique.  $\rho = 7850 kg/m^3$

##### ➤ Contrainte limite conventionnelle d'élasticité

- L'ossature métallique..... $f_y = 275 Mpa$
- Boulon ordinaire..... $f_y = 275 Mpa$
- Boulon à haute résistance..... $f_y = 275 Mpa$

##### ➤ Contrainte limite de l'acier

Les caractéristiques mécaniques des aciers d'armature sont données de façon empirique à partir des essais de traction, en déterminant la relation entre  $\sigma$  et la déformation relative  $\varepsilon$ .

#### a. Etat limite ultime

Le comportement des aciers pour les calculs à l'ELU vérifie une loi de type élasto-plastique parfait, comme décrit sur le diagramme contrainte déformation.

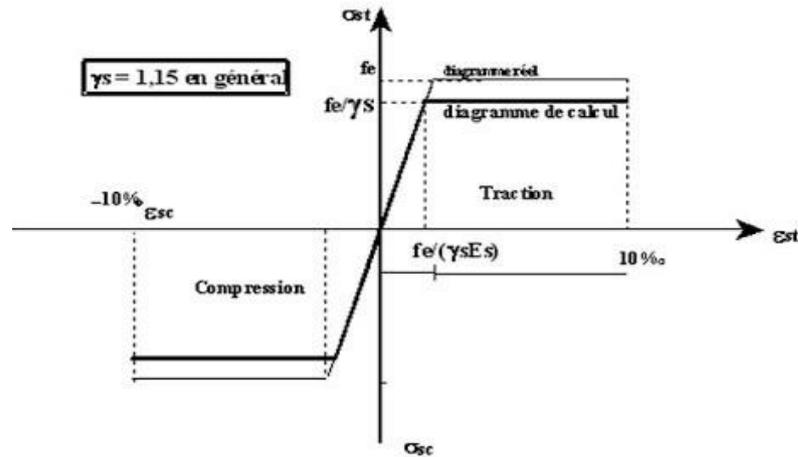


Figure I. 2: Diagramme contrainte déformation de calcul de l'acier l'ELU.

$\sigma_s$  : Contraire de l'acier..... $\sigma_s = \frac{Fe}{Y_s}$

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité de l'acier, il a pour valeur.

$\gamma_s = 1,15$  Cas d'actions courantes.

$\gamma_s = 1$  Cas d'actions accidentelles.

**b. Etat limite de service**

On ne limite pas de la contrainte de là l'acier sauf en état d'ouverture des fissures :

- Fissuration nuisible : Pas de limitation de contrainte.
- fissuration préjudiciable :  $\sigma_s = \min \left[ \frac{2}{3} fe ; 150\eta \right]$ .
- fissuration très préjudiciable :  $\sigma_s = \min \left[ \frac{1}{2} fe ; 110\eta \right]$ .

Avec :

$\eta$  : Coefficient de fissuration ( $\eta = 1$  pour les RL ;  $\eta = 1$  pour les H.A).

**Bac d'acier**

Le bac d'acier utilisé c'est le HIBOND 55, cet élément forme un coffrage pour la dalle en béton, il permet :

- De constituer une plate-forme de travail avant la mise en œuvre du béton.
- D'éviter souvent la mise en place des étais et gagner du temps.
- Le HIBOND utilisé dans notre calcul a les caractéristiques géométriques montrées dans la figure ci-dessus.

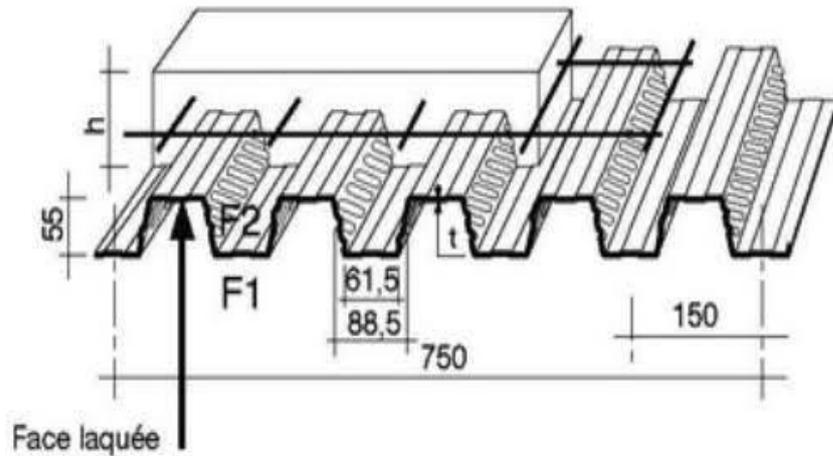


Figure I. 3: Bac d'acier type 55.

#### ❖ Les connecteurs

La liaison acier béton 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.

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

Dans notre cas, on utilise des goujons de hauteur  $H = 95$  mm et de diamètre  $d = 19$  mm qui sont assemblés par soudage (voir figure ci-dessus) :



Figure I. 4: connecteur type goujon soudée.

**I.5.2. Béton****❖ Définition**

Le béton est un assemblage de matériaux de nature généralement minérale. Il met en présence des matières inertes, appelées granulats (gravier, sable...etc.) et un liant (ciment, argile...etc.) et de l'eau.

Le béton de ciment présente une résistance à la compression assez élevée, de l'ordre de 25 à 40 MPa mais sa résistance à la traction est faible. De l'ordre de 1/10 de sa résistance en compression.

**❖ Les compositions du béton****➤ Ciment**

Le ciment et le liant hydraulique par excellence. Ce dernier est généralement composé de calcaire et l'argile. Il fait partie des principaux composants du béton, liant ses constituants entre eux, et lui confère certaines caractéristiques essentielles telles que sa résistance.

**➤ Sable**

Les sables sont constitués par des grains provenant de la désagrégation des roches, la grosseur de ces grains inférieure à 5 mm. Un bon sable contient des grains de tous calibres mais doit avoir davantage de gros grains que de petits.

**➤ Granulats**

Les granulats, d'origine naturelle ou artificielle, sont des grains minéraux de dimensions variables. En tant que principaux composants du béton, ils lui transmettent certaines caractéristiques techniques et esthétiques, notamment sa résistance.

**➤ L'eau de gâchage**

L'eau de gâchage est un élément indispensable lors de la conception du béton. Elle permet d'hydrater le ciment, ce qui libère ses capacités de liant, et rend également plus facile l'application du béton.

**❖ Dosage de béton**

Le dosage de béton est le poids employé pour réaliser un mètre cube de béton. Dans notre ouvrage le béton est composé de granulats naturels dosés à 350 Kg/m<sup>3</sup>. Ce dosage est destiné à offrir les garanties de résistance escomptées et à présenter une protection efficace de l'armature.

❖ **Résistance mécanique du béton**

➤ **Résistance à la compression**

La résistance caractéristique à la compression du béton  $f_{c_j}$  à  $j$  jours d'âge est déterminée à partir sur des éprouvettes 16cm x 32 cm.

On utilise le plus souvent la valeur à 28 jours de maturité  $f_{c_{28}}$ . Pour des calculs en phase de réalisation, on adoptera les valeurs à  $J$  jours définies à partir de  $f_{c_{28}}$ .

- Pour des résistances  $f_{c_{28}} \leq 40 \text{ MPa}$  :

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{c_j} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} \times f_{c_{28}} & \text{si } j < 60 \text{ jours.} \\ f_{c_j} = 1,1 f_{c_{28}} & \text{si } j > 60 \text{ jours.} \end{array} \right.$$

- Pour des résistances  $f_{c_{28}} > 40 \text{ MPa}$  :

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{c_j} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} \times f_{c_{28}} & \text{si } j < 28 \text{ jours.} \\ f_{c_j} = f_{c_{28}} & \text{si } j > 28 \text{ jours.} \end{array} \right.$$

➤ **Résistance à la traction**

La Résistance caractéristiques à la traction du béton à  $j$  jours notée  $f_{t_j}$ , est conventionnellement définie par les relations suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{t_j} = 0,6 + 0,06 f_{c_j} & \text{si } f_{c_{28}} \leq 60 \text{ MPa.} \\ f_{t_j} = 0,275(f_{c_j})^{2/3} & \text{si } f_{c_{28}} > 60 \text{ MPa.} \end{array} \right.$$

❖ **Module de déformation longitudinal**

Le module de Young, module d'élasticité longitudinal en module de traction et la constante qui relie la contrainte de traction ou de compression et le début de la déformation d'un matériau élastique isotrope.

➤ **Module de déformation**

$$Ei_j = 11000^3 \sqrt{f_{c_j}} \text{ D'ou : } Ei_{28} = 32164,20 \text{ MPa.}$$

➤ **Module de déformation différer**

$$Ev_j = 3700^3 \sqrt{f_{c_j}} \text{ D'ou : } Ev_{28} = 10818,87 \text{ MPa.}$$

❖ **Coefficient de Poisson**

Le coefficient de Poisson est défini comme l'opposé du rapport de l'allongement relatif transversal sur l'allongement relatif longitudinal.

$$v = \frac{\text{allongement relatif transeversal}}{\text{allongement relatif longitudinale}}$$

$v = 0$ ; Pour le calcul des sollicitations et dans le cas de béton fissuré à l'ELU.

$v = 0,2$ ; Pour le calcul des déformations et dans le cas de béton fissuré à l'ELS.

❖ **Contrainte limite**

➤ **L'état limite ultime ELU**

L'état limite ultime correspond à la valeur maximale de la capacité portante :

- Résistance de la structure ou de l'un de ces éléments.
- Equilibre statique.
- Stabilité de forme.

La contrainte ultime du béton en compression est donnée par la formule suivante :

$$\delta_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b}$$

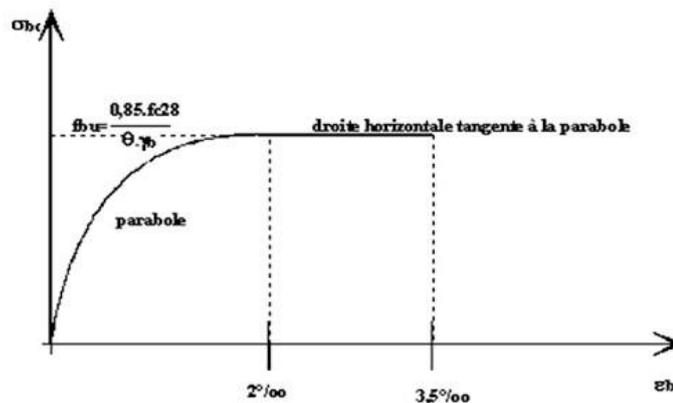


Figure I. 5: Diagramme contraintes-déformation ELU.

➤ **Etat limite de service ELS**

Qui constituent les frontières au delà des quelles les conditions normales d'exploitation et de durabilité de la construction ou de l'un de ses éléments ne sont plus satisfaites :

- Ouverture des fissures
- Déformations excessives des éléments porteurs
- Vibration inconfortable pour les usages etc.

La contrainte limite de service est donnée par :

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

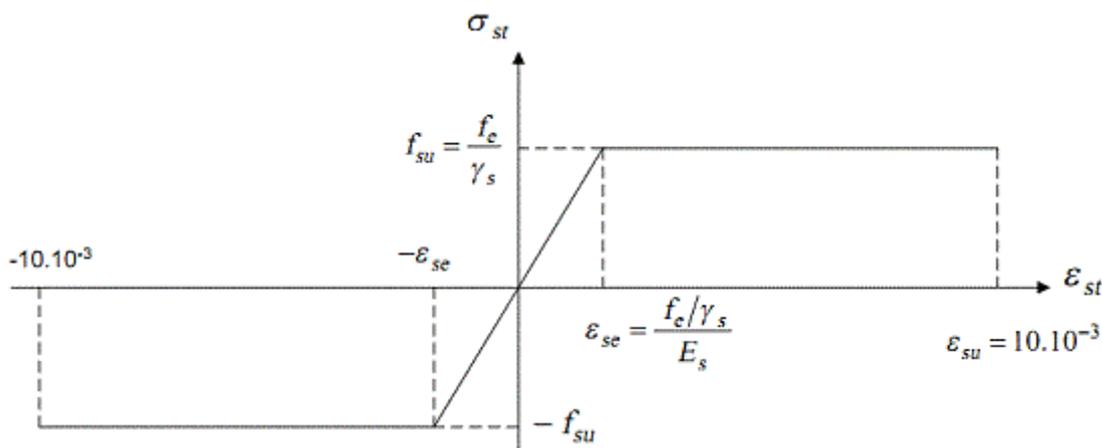


Figure I. 6: Diagramme contraintes déformations ELS.

|              |  |    |
|--------------|--|----|
| I.1.         | Présentation de l'ouvrage.....                                   | 2  |
| I.2.         | Localisation et données concernant .....                         | 2  |
| I.3.         | Conception de l'ouvrage.....                                     | 2  |
| I.3.1.       | Conception architectural.....                                    | 2  |
| I.3.2.       | Données géométriques d'ouvrage .....                             | 2  |
| I.4.         | Système structurale d'ouvrage.....                               | 3  |
| I.4.1.       | Type de structure.....   | 3  |
| I.4.2.       | Les assemblages .....  | 3  |
| I.4.3.       | Les contreventements.....  | 3  |
| I.4.4.       | Planchers .....  | 3  |
| I.4.5.       | Escalier.....  | 4  |
| I.4.6.       | Les fondations .....   | 4  |
| I.4.7.       | L'acrotère.....  | 4  |
| I.5.1.       | Acier.....   | 5  |
| I.5.2.       | Béton .....  | 8  |
|              |  |    |
| Figure I. 1: | Constitution d'un plancher collaborant. ....                     | 4  |
| Figure I. 2: | Diagramme contrainte déformation de calcul de l'acier l'ELU..... | 6  |
| Figure I. 3: | Bac d'acier type 55. ....  | 7  |
| Figure I. 4: | connecteur type goujon soudée. ....                              | 7  |
| Figure I. 5: | Diagramme contraintes-déformation ELU. ....                      | 10 |
| Figure I. 6: | Diagramme contraintes déformations ELS.....                      | 11 |

**CHAPITRE II**  
**PRE-DIMENSIONNEMENT**  
**DES ELEMENTS**

**II.1. Introduction :**

Le chapitre 2 il est réservé au pré dimensionnement des éléments de structure. Le pré dimensionnement consiste à proposer des dimensions à donner aux éléments d'une structure sur base de certaines règles pratiques de la construction. Les dimensions ainsi trouvées seront ajustées pour obtenir des sections qui satisfassent les conditions réglementaires de résistance tout en respectant l'aspect économique. Le pré dimensionnement des éléments se fait selon les règles de calcul de DTR2.2, EC3, EC4.

**II.2. Les planchers collaborant :**

Le plancher collaborant, encore appelé plancher mixte, est un plancher qui associe deux matériaux : le béton et l'acier. L'intérêt réside dans le fait que ces deux matériaux sont complémentaires du point de vue de leur comportement mécanique :

- ✓ le béton est très résistant en compression mais fragile en traction.
- ✓ l'acier est très résistant à la traction.

Cet assemblage des deux matériaux permet d'obtenir un plancher béton très résistant en flexion.

Et parmi les types des planchers collaborant on a le plancher à bac d'acier. Ce plancher se compose de bacs métalliques collaborant réalisés avec des tôles nervures galvanisées. Ces tôles forment un coffrage, sur lequel on coule une dalle de béton armé.

**II .2.1. Méthode de calcul :**

Le calcul de plancher collaborant se fait en deux phase :

- ✓ Phase de construction.
- ✓ Phase finale.

**a/ phase de construction :**

Le profilé d'acier travaille seul et le béton n'a encore fait prise, les charges de la phase de construction sont :

- ✓ Poids propre du profilé.
- ✓ Poids propre du béton frais.
- ✓ Poids propre du bac d'acier.
- ✓ Surcharge de construction (ouvrier).

**b/ Phase finale :**

Les charges de la phase finale sont :

- \_ Le poids propre du profilé.
- \_ Le poids propre du béton (sec).
- \_ Surcharge d'exploitation.

**La largeur de la dalle mixte :**

Dans le calcul des poutres mixtes, on prendra en compte de chaque coté de l'axe de la poutre, une largeur de la dalle égale à la plus faible des valeurs suivantes :

$$b_{eff} = \frac{2L_0}{8}, \text{ } L_0 : \text{longueur libre d'une poutre simplement appuie.}$$

b, b : entraxe entre les poutres.

**II.3. Evaluation des charges et surcharges :**

**A. Plancher terrasse inaccessible :**

**Charge permanente :**

**Tableau II. 1: La charge permanente de terrasse**

| <b>Composants</b>            | <b>Charges (kN/m<sup>2</sup>)</b> |
|------------------------------|-----------------------------------|
| Protection de gravillon      | 0,5                               |
| Etanchéités multicouches     | 0,12                              |
| Forme de pente (e=10cm)      | 2,2                               |
| Isolation thermique          | 0,16                              |
| Dalle en béton armé (e=12cm) | 3                                 |
| Bac d'acier (HB55)           | 0,12                              |
| Faux plafond                 | 0,3                               |
| Enduit plâtre                | 0,10                              |
| Couche par vapeur            | 0,10                              |
| Couche de papier kraft       | 0,01                              |
| <b>Total</b>                 | <b>6,7</b>                        |

**Surcharge d'exploitation :**

Terrasse inaccessible Q = 1 kN/m<sup>2</sup>.

**B. Plancher courant :**

**Charge permanente :**

**Tableau II. 2: La charge permanente d'étage courant**

| <b>Composants</b>       | <b>Epaisseur (m)</b> | <b>Charge ( kN/m<sup>2</sup>)</b> |
|-------------------------|----------------------|-----------------------------------|
| Dalle de sol            |                      | 0,60                              |
| Mortier de pose         |                      | 0,40                              |
| Lit de sable            |                      | 0,36                              |
| Dalle de béton (e=12cm) |                      | 3                                 |
| Enduit plâtre           |                      | 0,10                              |
| Bac d'acier (HB55)      |                      | 0,12                              |
| Faux plafond            |                      | 0,3                               |
| Cloison de séparation   |                      | 1                                 |
| <b>Total</b>            |                      | <b>5,88</b>                       |

**Surcharge d'exploitation :**

Plancher courant       $Q = 2,5 \text{ kN/m}^2$ .

**c. Plancher RDC :**

**Charge permanente :**

**Tableau II. 3: La charge permanente de RDC**

| <b>Composants</b>       | <b>Epaisseur (m)</b> | <b>Charge ( kN/m<sup>2</sup>)</b> |
|-------------------------|----------------------|-----------------------------------|
| Dalle de sol            |                      | 0,60                              |
| Mortier de pose         |                      | 0,40                              |
| Lit de sable            |                      | 0,36                              |
| Dalle de béton (e=12cm) |                      | 3                                 |
| Enduit plâtre           |                      | 0,10                              |
| Bac d'acier (HB55)      |                      | 0,12                              |
| Faux plafond            |                      | 0,3                               |
| Cloison de séparation   |                      | 1                                 |
| <b>Total</b>            |                      | <b>5,88</b>                       |

Surcharge d'exploitation :

Plancher RDC  $Q = 4 \text{ kN/m}^2$ .

## II.4. Pré dimensionnement des éléments principaux :

### II.4.1 Les Solives

#### A / Terrasse inaccessible :

Les solives sont généralement en IPE ou IPN, 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.

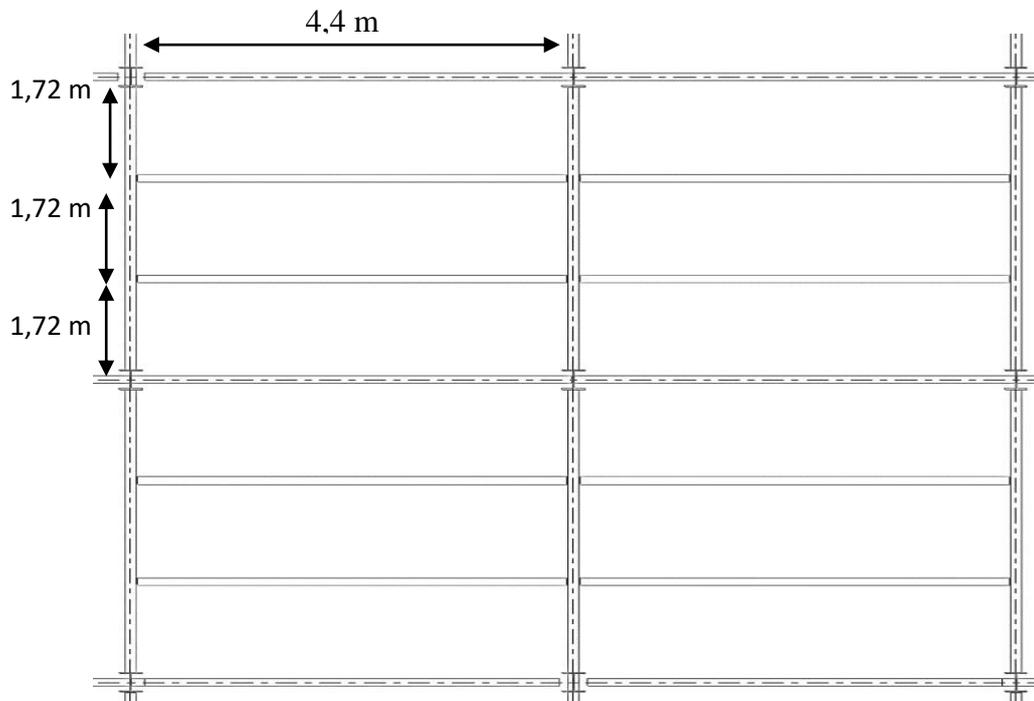


Figure. II.1 : schéma des solives

La solive la plus sollicitée à une portée égale à  $L = 4,40 \text{ m}$  avec un espacement de  $1,72 \text{ m}$ .

On possède par tâtonnement ; On prend un **IPE140**

**Tableau II. 4: Les caractéristiques de profilé IPE140**

| Poids      | Section              | Dimensions |    |     |     |    | Caractéristiques |                 |                 |      |      |                 |
|------------|----------------------|------------|----|-----|-----|----|------------------|-----------------|-----------------|------|------|-----------------|
|            |                      | h          | b  | tw  | tf  | r  | Iy               | Iz              | Wpl             | iy   | iz   | Av              |
| G<br>Kg/ml | A<br>mm <sup>2</sup> | mm         | mm | mm  | mm  | mm | cm <sup>4</sup>  | cm <sup>4</sup> | cm <sup>3</sup> | mm   | mm   | mm <sup>2</sup> |
| 12,9       | 1640                 | 140        | 73 | 4.7 | 6.9 | 7  | 541,2            | 44,92           | 88,34           | 5,74 | 1,65 | 764             |

✓ **Phase de construction :**

- \_ Poids propre du profilé  $gp = 0,129 \text{ kN/ml}$
- \_ Poids propre du béton frais  $Gb = 3 \text{ kN/m}^2$
- \_ Poids propre du bac d'acier  $gbac = 0,12 \text{ kN/m}^2$
- \_ Surcharge de construction (ouvrier)  $Qc = 0,75 \text{ kN/m}^2$

**1/ Combinaison de charge :**

**ELU :**

$$qu = 1,35 gp + [1,35 (Gb + gbac) \times 1,72] + (1,5 \times Qc \times 1,72)$$

$$qu = (1,35 \times 0,129) + [1,35 (3 + 0,12) \times 1,72] + (1,5 \times 0,75 \times 1,72) = f$$

$$qu = 9,35/\text{ml}.$$

**ELS:**

$$qser = gp + [(Gb + gbac) \times 1,72] + [Qc \times 1,72] =$$

$$qser = 0,129 + [(3 + 0,12) \times 1,72] + [0,75 \times 1,72] = 6,78$$

$$qser = 6,785 \text{ kN/ml}.$$

**2/ Vérifications :**

**a/ Vérification à la flexion :**

$$Msd \leq Mplrd = \frac{Wpl \times fy}{\gamma m0}$$

$$Mmax = Msd = \frac{qu \times (\frac{l}{2})^2}{8} = \frac{9,35 \times 2,2^2}{8}$$

$$Msd = 5,66 \text{ KN. m}$$

$$M_{plrd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{mo}} = \frac{88,34 \times 275 \times 10^{-3}}{1,1}$$

$$M_{plr} = 15,18 \text{ kN.m}$$

$M_{sd} = 5,66 \text{ kN.m} < M_{plrd} = 15,18 \text{ kN.m} \rightarrow$  C'est vérifié.

$$R = \frac{M_{sd}}{M_{plrd}} = \frac{5,66}{15,18} = 0,3726$$

$$R = 37,26 \%$$

**b/ Vérification de l'effort tranchant :**

$$V_{sd} \leq V_{plrd} = \frac{f_y \times A_v}{\sqrt{3} \times \gamma_{mo}}$$

$$V_{sd} = \frac{q_u \times \frac{L}{2}}{2} = \frac{9,35 \times 2,2}{2}$$

$$V_{sd} = 10,28 \text{ kN}$$

$$V_{plrd} = \frac{f_y \times A_v}{\sqrt{3} \times \gamma_{mo}} = \frac{275 \times 764}{\sqrt{3} \times 1,1} \times 10^{-3}$$

$$V_{plrd} = 110,27 \text{ kN}$$

$V_{sd} = 10,28 \text{ kN} < V_{plrd} = 110,27 \text{ kN} \rightarrow$  c'est vérifié.

$V_{sd} = 10,14 \text{ kN} < 0,5V_{plrd} = 55,13 \text{ kN} \rightarrow$  pas d'interaction

**c/ Vérification de la rigidité :**

$$f_{max} \leq f_{adm}$$

$$f_{max} = \frac{5 \times q_{ser} \times \left(\frac{L}{2}\right)^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 6,78 \times 2200^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 541,2 \times 10^4}$$

$$f_{max} = 1,82 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{2200}{250}$$

$$f_{adm} = 8,8\text{mm}$$

$$f_{max} = 1,82\text{mm} < f_{adm} = 8,8\text{mm} \rightarrow \text{c'est vérifié.}$$

$$R = \frac{f_{max}}{f_{adm}} = \frac{1,82}{8,8} = 0,2068$$

$$R = 20,68\%$$

✓ **Phase finale :**

|                            |                             |
|----------------------------|-----------------------------|
| _ Poids propre du profilé  | $g_p = 0,129 \text{ kN/ml}$ |
| _ Charge permanente        | $G_t = 6,7 \text{ kN/m}^2$  |
| _ Surcharge d'exploitation | $Q = 1 \text{ kN/m}^2$      |

$$l_{eff} \rightarrow \min \left\{ \frac{2L_0}{8} = \frac{2 \times 4,4}{8} = 1,1\text{m} \mid 1,72\text{m} \right\}$$

$$l_{eff} = 1,1\text{m}$$

**1/ Combinaison de charge :**

**ELU :**

$$q_u = 1,35 g_p + [1,35 \times G_t \times 1,72] + (1,5 \times Q \times 1,72)$$

$$q_u = (1,35 \times 0,129) + [1,35 \times 6,7 \times 1,72] + (1,5 \times 1 \times 1,72)$$

$$q_u = 18,31 \text{ kN/ml.}$$

**ELS:**

$$q_{ser} = g_p + [G_t \times 1,72] + [Q \times 1,72]$$

$$q_{ser} = 0,129 + [6,7 \times 1,72] + [1 \times 1,72]$$

$$q_{ser} = 13,37 \text{ kN/ml.}$$

**2/ Position de l'axe neutre :**

$$R_{béton} = 0,57 \times f_{ck} \times l_{eff} \times h_c$$

$$R_{béton} = 0,57 \times 25 \times 1100 \times 95 \times 10^{-3}$$

$$R_{béton} = 1489,125 \text{ kN}$$

$$R_{acier} = 0,95 \times f_y \times A_a = 0,95 \times 275 \times 1640 \times 10^{-3} =$$

$$R_{acier} = 428,45 \text{ kN}$$

$$R_{béton} = 1489,25 \text{ kN} > R_{acier} = 428,45 \text{ kN}$$

⇒ Axe neutre se trouve dans la dalle de béton, donc le moment résistant plastique développée par la section mixte.

**3/ Versifications :**

**a/ Vérification à la flexion :**

$$M_{sd} \leq M_{plrd} = R_a \left[ \frac{h_a}{2} + (h_c + h_p) - \frac{R_a}{R_b} \times \frac{h_c}{2} \right]$$

$$M_{max} = M_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{18,31 \times 4,4^2}{8} =$$

$$M_{sd} = 44,31 \text{ kN.m}$$

$$M_{plrd} = 428,45 \left[ \frac{140}{2} + (95 + 55) - \frac{428,45}{1489,125} \times \frac{95}{2} \right] \times 10^{-3}$$

$$M_{plrd} = 88,40 \text{ kN.m}$$

$M_{sd} = 44,31 \text{ kN.m} < M_{plrd} = 88,40 \text{ kN.m} \rightarrow$  C'est vérifié

$$R = \frac{M_{sd}}{M_{plrd}} = \frac{44,31}{88,40} = 0,5012$$

$$R = 50,12 \%$$

**b/ Vérification de l'effort tranchant :**

$$V_{sd} \leq V_{plrd} = \frac{f_y \times A_v}{\sqrt{3} \times \gamma_{mo}}$$

$$V_{sd} = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{18,31 \times 4,4}{2} =$$

$$V_{sd} = 40,28 \text{ kN}$$

$$V_{plrd} = \frac{f_y \times A_v}{\sqrt{3} \times \gamma_{mo}} = \frac{275 \times 764}{\sqrt{3} \times 1,1} \times 10^{-3}$$

$$V_{plrd} = 110,27 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 40,28 \text{ kN} < V_{plrd} = 110,27 \text{ kN} \rightarrow \text{c'est vérifié.}$$

$$V_{sd} = 40,28 \text{ kN} < 0,5V_{plrd} = 55,13 \text{ kN} \rightarrow \text{pas d'interaction}$$

**c/ Vérification de la rigidité :**

$$f_{\max} \leq f_{adm}$$

$$f_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{4400}{250} =$$

$$f_{adm} = 17,6 \text{ mm}$$

$$f_{\max} = \frac{5 \times q_{ser} \times L^4}{384 \times E \times I_c} =$$

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

$$v = \frac{A_a}{A_b} = \frac{1640}{1100 \times 95} = 0,0156$$

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

$$I_c = \frac{1640(95 + (2 \times 55) + 140)^2}{4(1 + (15 \times 0,0156))} + \frac{1100 \times 95^3}{12 \times 15} + 541,2 \times 10^4$$

$$I_c = 50,19 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$f_{\max} = \frac{5 \times 13,37 \times 4400^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 50,19 \times 10^6} =$$

$$f_{\max} = 6,1 \text{ mm}$$

$$f_{\max} = f_{\max 1} + f_{\max 2} = 1,82 + 6,1$$

$$f_{\max} = 7,92 \text{ mm}$$

$$f_{\max} = 7,92 \text{ mm} < f_{adm} = 17,6 \text{ mm} \rightarrow \text{c'est vérifié.}$$

$$R = \frac{f_{\max}}{f_{adm}} = \frac{7,92}{17,6} = 0,450$$

$$R = 45\%$$

**d/ Vérification de déversement :**

Dans cette phase on ne vérifié pas le déversement car la solive est maintenue par le béton dur.

**B. Solives des autres planchers :**

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

**Tableau II.5 : Solives des autres planchers Phase de construction**

| Terrasse inaccessible |                     |                |
|-----------------------|---------------------|----------------|
| Msd = 5,66 kN.m       | Mpl,rd = 22,085kN.m | Ratio :25,63%  |
| Vsd = 10,28 kN        | Vpl,rd = 110,27kN   | Ratio : 9,33%  |
| $f_{max} = 1,82$ mm   | $f_{adm} = 8,8$ mm  | Ratio : 20,68% |
| Plancher courant      |                     |                |
| Msd = 5,66 kN.m       | Mpl,rd = 22,085kN.m | Ratio : 25,63% |
| Vsd = 10,285 kN       | Vpl,rd = 110,27 kN  | Ratio : 9,34%  |
| $f_{max} = 1,82$ mm   | $f_{adm} = 8,8$ mm  | Ratio : 20,68% |
| RDC                   |                     |                |
| Msd=5,66 kN.m         | Mpl,rd=22,085kN.m   | Ratio :25,63 % |
| Vsd = 10,285kN        | Vpl,rd=110,27 kN    | Ratio : 9,34 % |
| $f_{max}=1,82$ mm     | $f_{adm}=8,8$ mm    | Ratio : 20,68% |

Tableau II.6 : Solives des autres planchers phase finale

| Terrasse inaccessible |                     |                 |
|-----------------------|---------------------|-----------------|
| Msd = 44,31 kN.m      | Mpl,rd = 88,40 kN.m | Ratio : 50,12%  |
| Vsd = 40,28 kN        | Vpl,rd = 110,27 kN  | Ratio : 36,53%  |
| $f_{max} = 7,92$ mm   | $f_{adm} = 17,6$ mm | Ratio : 45%     |
| Plancher courant      |                     |                 |
| Msd = 49,053 kN.m     | Mpl,rd = 88,40kN.m  | Ratio : 55,87%  |
| Vsd = 44,59 kN        | Vpl,rd = 110,27 kN  | Ratio : 40,43%  |
| $f_{max} = 9,33$ mm   | $f_{adm} = 17,6$ mm | Ratio : 53,01 % |
| RDC                   |                     |                 |
| Msd=58,44 kN.m        | Mpl,rd=88,40 kN.m   | Ratio :55,11 %  |
| Vsd = 53,13kN         | Vpl,rd=110,27 kN    | Ratio :48,18 %  |
| $f_{max}=10,09$ mm    | $f_{adm}=17,6$ mm   | Ratio : 57,36%  |

Donc on gardera les mêmes solives IPE140 pour tous les planchers

**Remarque :**

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

**II.4.1. Les poutres porteuses :**

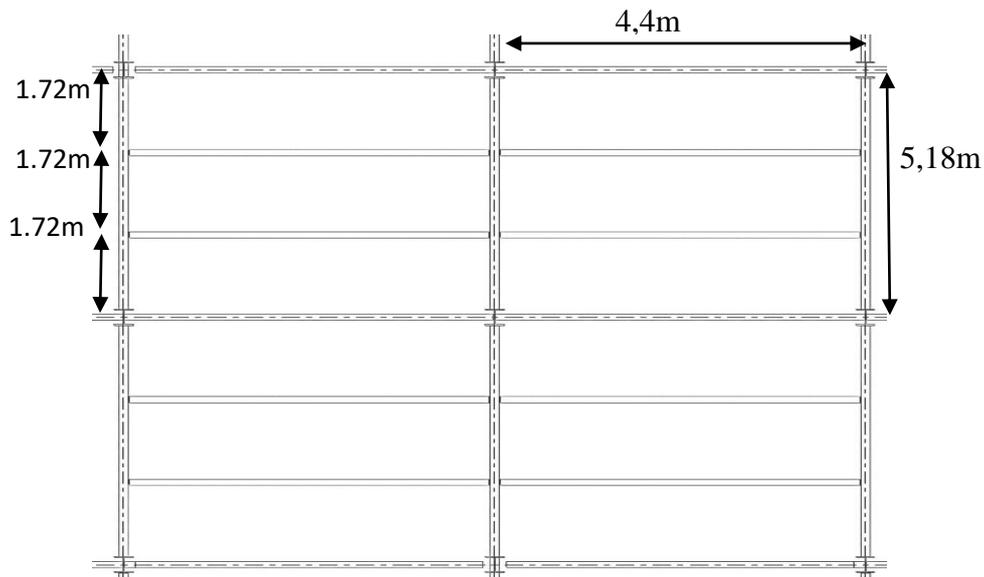


Figure II.2 : Répartition du plancher sur la poutre principale.

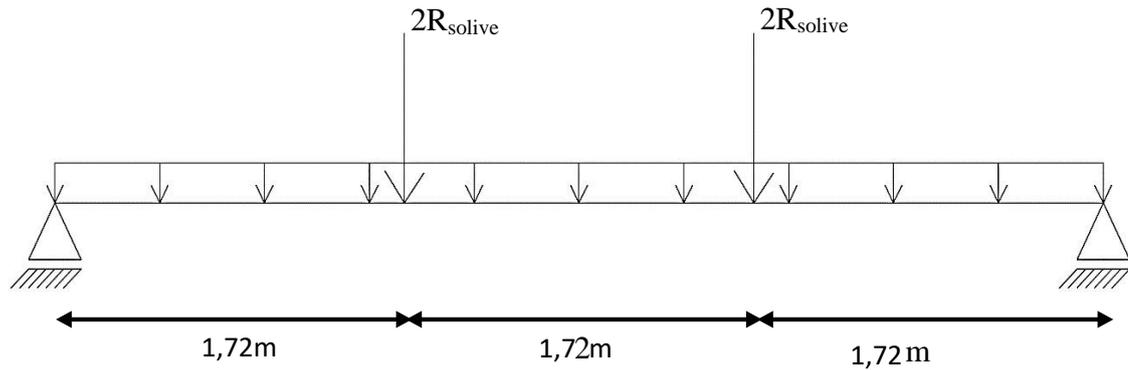


Figure II.3 : Schéma statique de poutre principale.

**A/ Terrasse inaccessible :**

$$\frac{L}{25} < H < \frac{L}{15} = \frac{5180}{25} < H < \frac{5180}{15}$$

$$207,2 \text{ mm} < H < 345,33 \text{ mm}$$

Donc on choisi un IPE 300 de classe 1.

Tableau II. 7: Les caractéristiques de profilé IPE 300.

| Poids | Section         | Dimensions |     |     |      |    | Caractéristiques |                 |                 |       |       |                 |
|-------|-----------------|------------|-----|-----|------|----|------------------|-----------------|-----------------|-------|-------|-----------------|
|       |                 | h          | b   | tw  | tf   | r  | Iy               | Iz              | Wpl             | iy mm | iz mm | Av              |
| Kg/m  | mm <sup>2</sup> | mm         | mm  | mm  | mm   | mm | cm <sup>4</sup>  | cm <sup>4</sup> | cm <sup>3</sup> |       |       | mm <sup>2</sup> |
| 42,2  | 5381            | 300        | 150 | 7,1 | 10,7 | 15 | 8356             | 603,8           | 628,4           | 124,6 | 33,5  | 2568            |

✓ **Phase de construction :**

- \_ Poids propre du profilé gp = 0,422 kN/ml
- \_ Poids propre du béton frais Gb = 3 kN/m<sup>2</sup>
- \_ Poids propre du bac d'acier gbac = 0,12 kN/m<sup>2</sup>
- \_ Surcharge de construction (ouvrier) Qc = 0,75 kN/m<sup>2</sup>

✓ **Calcul des réactions des solives :**

$$R_{solive} = \frac{q_{solive} \times L_{solive}}{2}$$

**ELU :**

$$R_x = \frac{9,35 \times 4,4}{2} + \frac{9,32 \times 4,4}{2} = 41,14 \text{ kN}$$

$$R_u = R_1 + R_2 = 41,14 \text{ kN}$$

$$R_u = R_3 + R_4 = 41,14 \text{ kN}$$

**ELS :**

$$R_x = \frac{6,81 \times 4,4}{2} + \frac{6,78 \times 4,4}{2} = 29,83 \text{ kN}$$

$$R_s = R_1 + R_2 = 29,83 \text{ kN}$$

$$R_s = R_3 + R_4 = 29,83 \text{ kN}$$

**1/ Combinaison de charge :**

**ELU :**

$$q_u = 1,35 \text{ gp} + [1,35 (\text{Gb} + \text{gbac}) \times \text{bs}] + (1,5 \times \text{Qc} \times \text{bs}) =$$

$$q_u = (1,35 \times 0,422) + [1,35 (3 + 0,12) \times 0,15] + (1,5 \times 0,75 \times 0,15) =$$

$$q_u = 1,37 \text{ kN/ml.}$$

**ELS :**

$$q_{ser} = \text{gp} + [(\text{Gb} + \text{gbac}) \times \text{bs}] + [\text{Qc} \times \text{bs}] =$$

$$q_{ser} = 0,422 + [(3 + 0,12) \times 0,15] + [0,75 \times 0,15] =$$

$$q_{ser} = 1,0025 \text{ kN/ml.}$$

**2/ Vérifications :**

**a/ Vérification à la flexion :**

$$M_{sd} \leq M_{plrd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$M_{max} = M_{sd} = \frac{q_u \times \left(\frac{L}{2}\right)^2}{8} + \frac{R_u \times \frac{L}{2}}{2} = \frac{1,37 \times \left(\frac{5,18}{2}\right)^2}{8} + \frac{41,14 \times \frac{5,18}{2}}{2} =$$

$$M_{sd} = 54,42 \text{ kN.m}$$

$$M_{plrd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{628,4 \times 275 \times 10^{-3}}{1,1} =$$

$$M_{plrd} = 157,1 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 54,42 \text{ kN.m} < M_{plrd} = 157,1 \text{ kN.m} \rightarrow \text{C'est vérifié.}$$

$$R = \frac{M_{sd}}{M_{plrd}} = \frac{54,42}{157,1} = 0,3464$$

$$R = 34,64 \%$$

**b/ Vérification de l'effort tranchant :**

$$V_{sd} \leq V_{plrd} = \frac{f_y \times A_v}{\sqrt{3} \times \gamma_{mo}}$$

$$V_{sd} = \frac{q_u \times \frac{L}{2}}{2} + \frac{2R_u}{2} = \frac{1,37 \times 2,59}{2} + \frac{2 \times 41,14}{2} =$$

$$V_{sd} = 42,91 \text{ kN}$$

$$V_{plrd} = \frac{f_y \times A_v}{\sqrt{3} \times \gamma_{mo}} = \frac{275 \times 2568}{\sqrt{3} \times 1,1} \times 10^{-3} =$$

$$V_{plrd} = 370,66 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 42,91 \text{ kN} < V_{plrd} = 370,66 \text{ kN} \rightarrow \text{c'est vérifié.}$$

$$V_{sd} = 42,91 \text{ kN} < 0,5V_{plrd} = 185,33 \text{ kN} \rightarrow \text{pas d'interaction.}$$

**c/ Vérification de la rigidité :**

$$f_{max} \leq f_{adm}$$

$$f_{max} = \frac{5 \times q_{ser} \times \left(\frac{L}{2}\right)^4}{384 \times E \times I_y} + \frac{19 \times R_s \times \left(\frac{L}{2}\right)^3}{384 \times E \times I_y} =$$

$$f_{max} = \frac{5 \times 1,0025 \times 2590^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 8356 \times 10^4} + \frac{19 \times 29,83 \times 2590^3 \times 10^3}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 8356 \times 10^4} =$$

$$f_{max} = 1,46 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{2590}{250} =$$

$$f_{adm} = 10,36 \text{ mm}$$

$$f_{max} = 1,46 \text{ mm} < f_{adm} = 10,36 \text{ mm} \rightarrow \text{c'est vérifié.}$$

$$R = \frac{f_{max}}{f_{adm}} = \frac{1,46}{10,36} = 0,1409$$

$$R = 14,09\%$$

**d/ Vérification de déversement :**

Dans cette phase on ne vérifié pas le déversement car la solive est maintenue par le béton dur.

✓ **Phase finale :**

$$\_ \text{ Poids propre du profilé} \quad \text{gp} = 0,422 \text{ kN/ml}$$

$$\_ \text{ Charge permanente} \quad \text{Gt} = 6,7 \text{ kN/m}^2$$

$$\_ \text{ Surcharge d'exploitation} \quad \text{Q} = 1 \text{ kN/m}^2$$

✓ **Calcul des réactions des solives :**

$$R_{\text{solive}} = \frac{q_{\text{solive}} \times L_{\text{solive}}}{2}$$

**ELU :**

$$R_x = \frac{18,31 \times 4,4}{2} + \frac{18,31 \times 4,4}{2} = 80,564 \text{ kN}$$

$$R_u = R_1 + R_2 = 80,564 \text{ kN}$$

$$R_u = R_3 + R_4 = 80,564 \text{ kN}$$

**ELS :**

$$R_x = \frac{13,37 \times 4,4}{2} + \frac{14,37 \times 4,4}{2} = 58,83 \text{ kN}$$

$$R_s = R_1 + R_2 = 58,83 \text{ kN}$$

$$R_s = R_3 + R_4 = 58,83 \text{ kN}$$

**1/ Combinaison de charge :****ELU :**

$$q_u = 1,35 \text{ gp} + [1,35 \times \text{Gt} \times \text{bs}] + (1,5 \times \text{Q} \times \text{bs}) =$$

$$q_u = (1,35 \times 0,422) + [1,35 \times 6,7 \times 0,15] + (1,5 \times 1 \times 0,15) =$$

$$q_u = 2,151 \text{ kN/ml.}$$

**ELS :**

$$q_{ser} = g_p + [G_t \times b_s] + [Q \times b_s] =$$

$$q_{ser} = 0,422 + [6,7 \times 0,15] + [1 \times 0,15] =$$

$$q_{ser} = 1,577 \text{ kN/ml.}$$

**2/ Position de l'axe neutre :**

$$R_{béton} = 0,57 \times f_{ck} \times b_{eff} \times h_c =$$

$$R_{béton} = 0,57 \times 25 \times 1295 \times 95 \times 10^{-3} =$$

$$R_{béton} = 1753,11 \text{ kN}$$

$$R_{acier} = 0,95 \times f_y \times A_a = 0,95 \times 275 \times 5381 \times 10^{-3} =$$

$$R_{acier} = 1405,79 \text{ kN}$$

$$R_{béton} = 1753,11 \text{ kN} > R_{acier} = 1405,79 \text{ kN}$$

⇒ Axe neutre se trouve dans la dalle de béton, donc le moment résistant plastique développée par la section mixte.

**3/ Versifications :**

**a/ Vérification à la flexion :**

$$M_{sd} \leq M_{plrd} = R_a \left[ \frac{h_a}{2} + (h_c + h_p) - \frac{R_a}{R_b} \times \frac{h_c}{2} \right]$$

$$M_{max} = M_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{8} + \frac{R_u \times L}{2} = \frac{2,151 \times 5,18^2}{8} + \frac{80,564 \times 5,18}{2} =$$

$$M_{sd} = 215,87 \text{ kN.m}$$

$$M_{plrd} = 1405,9 \left[ \frac{300}{2} + (95 + 55) - \frac{1405,79}{1753,11} \times \frac{95}{2} \right] \times 10^{-3}$$

$$M_{plrd} = 368,19 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 215,87 \text{ kN.m} < M_{plrd} = 368,19 \text{ kN.m} \rightarrow \text{C'est vérifié}$$

$$R = \frac{M_{sd}}{M_{plrd}} = \frac{215,87}{368,19} = 0,5863$$

$$R = 58,63 \%$$

**b/ Vérification de l'effort tranchant :**

$$V_{sd} \leq V_{plrd} = \frac{f_y \times A_v}{\sqrt{3} \times \gamma_{mo}}$$

$$V_{sd} = \frac{q_u \times L}{2} + \frac{2R_u}{2} = \frac{2,151 \times 5,18}{2} + \frac{2 \times 80,564}{2} =$$

$$V_{sd} = 86,13 \text{ kN}$$

$$V_{plrd} = \frac{f_y \times A_v}{\sqrt{3} \times \gamma_{mo}} = \frac{275 \times 2568}{\sqrt{3} \times 1,1} \times 10^{-3} =$$

$$V_{plrd} = 370,66 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 86,13 \text{ kN} < V_{plrd} = 370,66 \text{ kN} \rightarrow \text{c'est vérifié.}$$

$$V_{sd} = 86,13 \text{ kN} < 0,5V_{plrd} = 185,33 \text{ kN} \rightarrow \text{pas d'interaction}$$

**c/ Vérification de la rigidité :**

$$f_{max} \leq f_{adm}$$

$$f_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{5180}{250} =$$

$$f_{adm} = 20,72 \text{ mm}$$

$$f_{max} = \frac{5 \times q_{ser} \times L^4}{384 \times E \times I_c} + \frac{19 \times R_s \times L^3}{384 \times E \times I_c} =$$

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

$$\nu = \frac{A_a}{A_b} = \frac{5381}{1295 \times 95} = 0,0437$$

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

$$I_c = \frac{5381(95+(2 \times 55)+300)^2}{4(1+(15 \times 0,0437))} + \frac{1295 \times 95^3}{12 \times 15} + 8356 \times 10^4$$

$$I_c = 29,696 \times 10^7 \text{ mm}^4$$

$$f_{\max} = \frac{5 \times 1,577 \times 5180^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 29,696 \times 10^7} + \frac{19 \times 58,83 \times 5180^3 \times 10^3}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 29,696 \times 10^7} =$$

$$f_{\max} = 6,49 \text{ mm}$$

$$f_{\max} = 6,49\text{mm} < f_{adm} = 20,72\text{mm} \rightarrow \text{c'est vérifié.}$$

$$R = \frac{f_{\max}}{f_{adm}} = \frac{6,49}{20,72} = 0,3132$$

$$R = 31,32\%$$

**d/ Vérification de déversement :**

Dans cette phase on ne vérifié pas le déversement car la solive est maintenue par le béton dur.

**b poutre des autres planchers :**

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

**Tableau II.8 : Poutre des autres planchers Phase de construction**

| Terrasse inaccessible        |                              |                |
|------------------------------|------------------------------|----------------|
| Msd = 54,42 kN.m             | Mpl,rd = 157,1 kN.m          | Ratio : 34,64% |
| Vsd = 42,91 kN               | Vpl,rd = 370,66kN            | Ratio : 11,58% |
| $f_{\max} = 1,46 \text{ mm}$ | $f_{adm} = 10,3 \text{ mm}$  | Ratio : 14,09% |
| Plancher courant             |                              |                |
| Msd = 54,42 kN.m             | Mpl,rd = 157,1kN.m           | Ratio : 34,64% |
| Vsd = 42,91 kN               | Vpl,rd = 370,66 kN           | Ratio : 11,58% |
| $f_{\max} = 1,46 \text{ mm}$ | $f_{adm} = 10,36 \text{ mm}$ | Ratio : 14,09% |
| RDC                          |                              |                |
| Msd=54,42 kN.m               | Mpl,rd=157,1kN.m             | Ratio : 34,64% |
| Vsd = 42,91 kN               | Vpl,rd=370,66 kN             | Ratio : 11,58% |
| $f_{\max}=1,46 \text{ mm}$   | $f_{adm}=10,36 \text{ mm}$   | Ratio : 14,09% |

Tableau II.9 : Poutre des autres planchers Phase finale

| Terrasse inaccessible |                      |                |
|-----------------------|----------------------|----------------|
| Msd = 215,87 kN.m     | Mpl,rd = 368,19 kN.m | Ratio : 58,63% |
| Vsd = 86,13 kN        | Vpl,rd = 370,66kN    | Ratio : 23,24% |
| f max = 6,49 mm       | f adm = 20,72 mm     | Ratio : 31,32% |
| Plancher courant      |                      |                |
| Msd = 238,79 kN.m     | Mpl,rd = 368,19 kN.m | Ratio : 64,85% |
| Vsd = 95,21 kN        | Vpl,rd = 370,66kN    | Ratio : 25,69% |
| f max = 7,773 mm      | f adm = 20,72 mm     | Ratio : 37,51% |
| RDC                   |                      |                |
| Msd=284,13 kN.m       | Mpl,rd=368,19 kN.m   | Ratio : 77,17% |
| Vsd = 113,109 kN      | Vpl,rd=370,66kN      | Ratio : 30,52% |
| f max=8,59 mm         | f adm=10,36 mm       | Ratio : 41,47% |

II.4.2. Les poutres non porteuses :

A/ Terrasse inaccessible :

$$\frac{L}{25} < H < \frac{L}{15} = \frac{4400}{25} < H < \frac{4400}{15}$$

$$176\text{mm} < H < 293,33\text{mm}$$

Donc on choisi un IPE 200 de classe 1.

Tableau II. 10: Les caractéristiques de profilé IPE 200.

| Poids | Section         | Dimensions |     |     |     |    | Caractéristiques |                 |                 |      |      |                 |
|-------|-----------------|------------|-----|-----|-----|----|------------------|-----------------|-----------------|------|------|-----------------|
|       |                 | h          | b   | tw  | tf  | r  | Iy               | Iz              | Wpl             | iy   | iz   | Av              |
| G     | A               | h          | b   | tw  | tf  | r  | Iy               | Iz              | Wpl             | iy   | iz   | Av              |
| Kg/m  | mm <sup>2</sup> | mm         | mm  | mm  | mm  | mm | cm <sup>4</sup>  | cm <sup>4</sup> | cm <sup>3</sup> | mm   | mm   | mm <sup>2</sup> |
| 22,4  | 2850            | 200        | 100 | 5,6 | 8,5 | 12 | 1943             | 142,4           | 220,6           | 82,6 | 22,4 | 1400            |

B/ Etage courant :

$$\frac{L}{25} < H < \frac{L}{15} = \frac{4400}{25} < H < \frac{4400}{15}$$

$$176\text{mm} < H < 293,33\text{mm}$$

Donc on choisi un IPE 200 de classe 1.

B/ RDC:

$$\frac{L}{25} < H < \frac{L}{15} = \frac{4400}{25} < H < \frac{4400}{15}$$

$$176\text{mm} < H < 293,33\text{mm}$$

Donc on choisi un IPE 200 de classe 1.

II.4.3. Les poteaux :

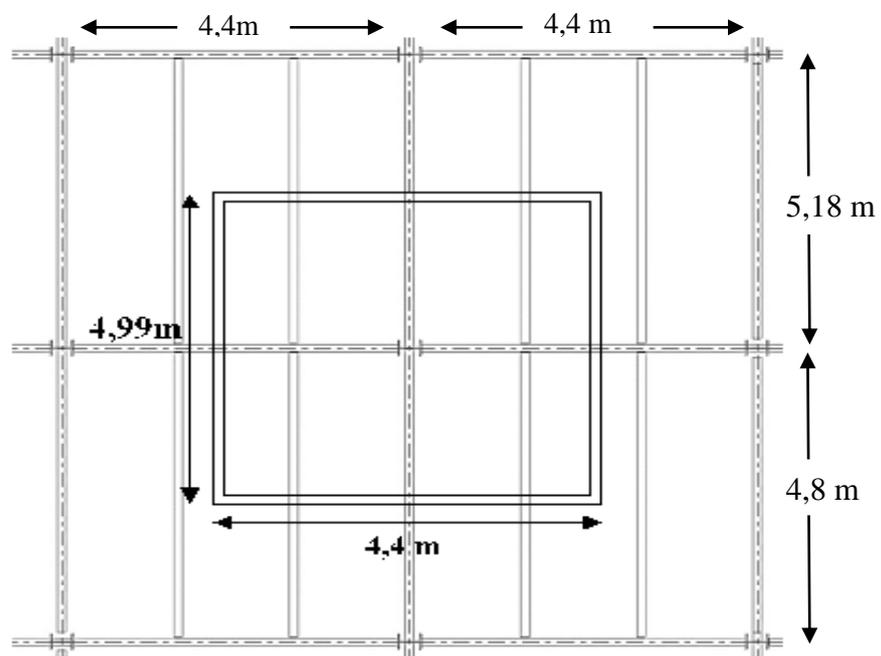


Figure II.4 : poteau le plus sollicité

**1/Descente de charge :****a/Charge permanente :**

Pour terrasse :

$$S = \left(\frac{4,4}{2} + \frac{4,4}{2}\right) \times \left(\frac{5,18}{2} + \frac{4,8}{2}\right) = 21,956 \text{ m}^2$$

$$\text{poutre principale} = 0,422 \times 5,18 = 2,186 \text{ kN}$$

$$\text{poutre secondaire} = 0,224 \times 4,4 = 0,986 \text{ kN}$$

$$\text{solive} = 2 \times 0,129 \times 4,4 = 1,135 \text{ kN}$$

$$G_{\text{terrasse}} = 6,70 \times 21,956 = 147,12 \text{ kN}$$

$$\text{Poids terrasse} = 2,186 + 0,986 + 1,135 + 147,12 = 151,33 \text{ kN}$$

Pour étage courant :

$$S = \left(\frac{4,4}{2} + \frac{4,4}{2}\right) \times \left(\frac{5,18}{2} + \frac{4,8}{2}\right) = 21,956 \text{ m}^2$$

$$\text{poutre principale} = 0,422 \times 5,18 = 2,186 \text{ kN}$$

$$\text{poutre secondaire} = 0,224 \times 4,4 = 0,986 \text{ kN}$$

$$\text{solive} = 2 \times 0,129 \times 4,4 = 1,135 \text{ kN}$$

$$G_{\text{étage}} = 5,88 \times 21,956 = 129,10 \text{ kN}$$

$$\text{Poids étage courant} = 2,186 + 0,827 + 1,6544 + 129,10 = 133,77 \text{ kN}$$

Pour sous-sol :

$$S = \left(\frac{4,4}{2} + \frac{4,4}{2}\right) \times \left(\frac{5,18}{2} + \frac{4,8}{2}\right) = 21,956 \text{ m}^2$$

$$\text{poutre principale} = 0,422 \times 5,18 = 2,186 \text{ kN}$$

$$\text{poutre secondaire} = 0,244 \times 4,4 = 0,986 \text{ kN}$$

$$\text{solive} = 2 \times 0,129 \times 4,4 = 1,135 \text{ kN}$$

$G_{\text{sous sol}} = 4,39 \times 21,956 = 96,387 \text{ kN}$

$P_{\text{oids sous-sol}} = 2,186 + 0,986 + 1,135 + 96,387 = 100,69 \text{ kN}$

On regroupe les résultats dans un tableau :

**Tableau II.11: Les charges des poteaux**

| Niveau            | Surface (m <sup>2</sup> ) | Charge (kN) |
|-------------------|---------------------------|-------------|
| 12 <sup>ème</sup> | 21,956                    | 151,33      |
| 11 <sup>ème</sup> | 21,956                    | 285,1       |
| 10 <sup>ème</sup> | 21,956                    | 418,87      |
| 9 <sup>ème</sup>  | 21,956                    | 552,64      |
| 8 <sup>ème</sup>  | 21,956                    | 686,41      |
| 7 <sup>ème</sup>  | 21,956                    | 820,18      |
| 6 <sup>ème</sup>  | 21,956                    | 953,95      |
| 5 <sup>ème</sup>  | 21,956                    | 1087,72     |
| 4 <sup>ème</sup>  | 21,956                    | 1221,49     |
| 3 <sup>ème</sup>  | 21,956                    | 1355,26     |
| 2 <sup>ème</sup>  | 21,956                    | 1489,03     |
| 1 <sup>er</sup>   | 21,956                    | 1622,8      |
| RDC               | 21,956                    | 1756,57     |
| Sous-sol          | 21,956                    | 1890,34     |

**b/Charge d'exploitation :**

On a :

Plancher terrasse →  $Q = 1 \text{ kN/m}^2$ .

Plancher étage courant →  $Q = 2,5 \text{ kN/m}^2$

Plancher sous-sol →  $Q = 2,5 \text{ kN/m}^2$

Plancher rez de chaussé →  $Q = 4 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Tableau II.12: Tableau de surcharge de poteau

| Niveau            | Surcharge | $\sum$ surcharge                            | Poteaux centraux |
|-------------------|-----------|---|------------------|
| 12 <sup>ème</sup> | Q0        | $\sum_0 = Q0 = 1$                           | 21,956           |
| 11 <sup>ème</sup> | Q1        | $\sum_1 = Q0 + Q1 = 3,5$                    | 76,846           |
| 10 <sup>ème</sup> | Q2        | $\sum_2 = Q0 + 0,95(Q1 + Q2) = 5,75$        | 126,247          |
| 9 <sup>ème</sup>  | Q3        | $\sum_3 = Q0 + 0,9(Q1+..+Q3) = 7,75$        | 170,159          |
| 8 <sup>ème</sup>  | Q4        | $\sum_4 = Q0 + 0,85(Q1+..+Q4) = 9,5$        | 208,582          |
| 7 <sup>ème</sup>  | Q5        | $\sum_5 = Q0 + 0,8(Q1+..+Q5) = 11$          | 241,516          |
| 6 <sup>ème</sup>  | Q6        | $\sum_6 = Q0 + 0,75(Q1+..+Q6) = 12,25$      | 268,961          |
| 5 <sup>ème</sup>  | Q7        | $\sum_7 = Q0 + 0,71(Q1+..+Q7) = 13,425$     | 294,759          |
| 4 <sup>ème</sup>  | Q8        | $\sum_8 = Q0 + 0,687(Q1+..+Q8) = 14,74$     | 323,631          |
| 3 <sup>ème</sup>  | Q9        | $\sum_9 = Q0 + 0,66(Q1+..+Q9) = 15,85$      | 348,003          |
| 2 <sup>ème</sup>  | Q10       | $\sum_{10} = Q0 + 0,65(Q1+..+Q10) = 17,25$  | 378,741          |
| 1 <sup>er</sup>   | Q11       | $\sum_{11} = Q0 + 0,63(Q1+..+Q11) = 18,325$ | 402,344          |
| RDC               | Q12       | $\sum_{12} = Q0 + 0,625(Q1+..+Q12) = 19,75$ | 433,631          |
| Sous-sol          | Q13       | $\sum_{13} = Q0 + 0,615(Q1+..+Q13) = 21,91$ | 481,056          |

**2/ Pré dimensionnement des poteaux :**

$$N = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 161,87) + (1,5 \times 21,956) =$$

$$N = 251,458 \text{ kN}$$

On a :

$$A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{mo}}{f_y} = \frac{239,48 \times 10^3 \times 1,1}{275}$$

$$A \geq 957,9 \text{ mm}^2 \rightarrow A \geq 9,58 \text{ cm}^2$$

Les résultats des poteaux sont regroupés dans les tableaux.

**Tableau II. 13: choix de profilé.**

| Niveau            | G (kN)  | Q (kN)  | Nsd (kN) | A (cm <sup>2</sup> ) | Choix de profilé |
|-------------------|---------|---------|----------|----------------------|------------------|
| 12 <sup>ème</sup> | 153     | 21,956  | 239,48   | 9,58                 | HEA160           |
| 11 <sup>ème</sup> | 285,1   | 76,846  | 455,154  | 18,21                | HEA160           |
| 10 <sup>ème</sup> | 418,87  | 126,247 | 935,97   | 37,44                | HEA160           |
| 9 <sup>ème</sup>  | 522,64  | 170,159 | 1018,44  | 40,74                | HEA220           |
| 8 <sup>ème</sup>  | 686,41  | 208,582 | 1239,53  | 49,58                | HEA220           |
| 7 <sup>ème</sup>  | 820,18  | 241,516 | 1469,52  | 58,78                | HEA220           |
| 6 <sup>ème</sup>  | 953,95  | 268,961 | 1691,27  | 67,65                | HEA280           |
| 5 <sup>ème</sup>  | 1087,72 | 294,759 | 1910,56  | 76,42                | HEA280           |
| 4 <sup>ème</sup>  | 1221,44 | 323,631 | 2134,39  | 85,37                | HEA280           |
| 3 <sup>ème</sup>  | 1355,26 | 348,003 | 2351,61  | 94,06                | HEA360           |
| 2 <sup>ème</sup>  | 1489,03 | 378,741 | 2578,30  | 103,13               | HEA360           |
| 1 <sup>er</sup>   | 1622,8  | 402,344 | 2841,23  | 113,65               | HEA360           |
| RDC               | 1756,57 | 433,631 | 3021,816 | 120,87               | HEA400           |
| Sous-sol          | 1890,34 | 481,056 | 3273,54  | 130,94               | HEA400           |

**3/ Vérification de la résistance au flambement :**

On doit vérifier que :

$$N_{sd} \leq N_{brd} = \frac{\chi \times \beta_a \times A \times f_y}{\gamma_{m1}}$$

$$\gamma_{m1} = 1,1$$

$\beta_A = 1 \rightarrow$  pour les sections de classe 1, 2 et 3

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,92$$

$$\lambda_1 = 93,9\varepsilon = 93,9 \times 0,92 = 86,8$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} ; (\text{Encastré}_{\text{articulé}}) \rightarrow L_f = 0,7l_0 = 0,7 \times 3400 = 2380 \text{ mm}$$

$$\lambda_y = \frac{L_f}{i_y} = \frac{2380}{168,4} = 14,13$$

$$\lambda_z = \frac{L_f}{i_z} = \frac{2380}{73,4} = 32,42$$

$\lambda_z > \lambda_y \rightarrow$  le flambement est (XOZ) et l'axe de flambement  $y_y$

Elancement réduit :

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_a} = \frac{32,42}{86,8} \times \sqrt{1} = 0,37 > 0,2$$

$\rightarrow$  il y a un risque de flambement

Vérification de flambement :

$$\frac{h}{b} = \frac{390}{300} = 1,3 > 1,2$$

$$t_f = 19 < 40 \text{ mm}$$

L'axe de flambement  $y_y \rightarrow$  la courbe b  $\rightarrow \alpha = 0,21$

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

$$\phi = 0,5[1 + 0,21(0,37 - 0,2) + 0,37^2] = 0,586$$

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

$$\chi = \frac{1}{0,586 + \sqrt{0,586^2 - 0,37^2}} = 0,96$$

$$N_{rd} = \frac{0,96 \times 1 \times 15900 \times 275 \times 10^{-3}}{1,1} = 3816 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 3676,855 \text{ kN} < N_{rd} = 3816 \text{ kN} \rightarrow \text{c'est vérifié}$$

$$R = \frac{N_{sd}}{N_{rd}} = \frac{3676,855}{3816} = 0,96 < 1$$

Tableau II. 5: Choix final de profilé

| Niveau            | Nsd (kN) | Nrd (kN) | R    | A (cm <sup>2</sup> ) | Choix de profilé |
|-------------------|----------|----------|------|----------------------|------------------|
| 12 <sup>ème</sup> | 239,48   | 826,63   | 0,30 | 10,06                | HEA260           |
| 11 <sup>ème</sup> | 455,154  | 826,63   | 0,64 | 21,23                | HEA260           |
| 10 <sup>ème</sup> | 935,97   | 826,63   | 0,97 | 32,07                | HEA260           |
| 9 <sup>ème</sup>  | 1018,44  | 1511,99  | 0,70 | 42,58                | HEA280           |
| 8 <sup>ème</sup>  | 1239,53  | 1511,99  | 0,87 | 52,76                | HEA280           |
| 7 <sup>ème</sup>  | 1469,52  | 2358,5   | 0,66 | 62,61                | HEA280           |
| 6 <sup>ème</sup>  | 1691,27  | 2358,5   | 0,76 | 72,13                | HEA300           |
| 5 <sup>ème</sup>  | 1910,56  | 2358,5   | 0,86 | 81,55                | HEA300           |
| 4 <sup>ème</sup>  | 2134,39  | 2358,5   | 0,97 | 91,16                | HEA300           |
| 3 <sup>ème</sup>  | 2351,61  | 3498,6   | 0,72 | 100,50               | HEA360           |
| 2 <sup>ème</sup>  | 2578,30  | 3498,6   | 0,79 | 110,22               | HEA360           |
| 1 <sup>er</sup>   | 2841,23  | 3498,6   | 0,85 | 119,51               | HEA360           |
| RDC               | 3021,816 | 3816     | 0,85 | 129,26               | HEA400           |
| Sous-sol          | 3273,54  | 3816     | 0,92 | 139,98               | HEA400           |

**II.4.4. La dalle flottante :**✓ **Définition :**

Une dalle est un élément horizontal, généralement de forme rectangulaire dont l'une des directions (l'épaisseur  $e$ ) est petite par rapport aux deux autres (les portées  $L_x$  et  $L_y$ ).

On désigne par  $L_x$  la plus petite des portées, son pré dimensionnement se fait en se basant sur des critères parmi ces derniers on a la résistance à la flexion.

✓ **Critère de résistance à la flexion :**

$$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30} \dots \dots \dots \text{pour une dalle sur deux appuis.}$$

$$e \geq \frac{L_x}{20} \dots \dots \dots \text{pour une dalle sur un seul appuis.}$$

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \dots \dots \dots \text{pour une dalle sur trois ou quatre appuis.}$$

$L_x$  : est la portée du panneau le plus sollicité (cas le plus défavorable).

✓ **Dalle sur quatre appuis :**

$$L_x = 4400 \text{ mm} = 440 \text{ cm.}$$

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \rightarrow 8,8 \text{ cm} \leq e \leq 11 \text{ cm.}$$

L'épaisseur de la dalle flottante est  $e = 10 \text{ cm}$ .

**II.5. Pré dimensionnement des éléments secondaires :****II.5.1. L'acrotère :****II.5.1.1. Introduction :**

L'acrotère est un élément non structural, et sera calculé comme console encastrée au niveau du plancher terrasse qui est la section dangereuse, d'après sa disposition, l'acrotère est soumis à une flexion composée due aux charges suivantes :

- Son poids propre sous forme d'un effort normal vertical.
- Une force horizontale due à une main courante  $Q=1\text{kN/ml}$ .

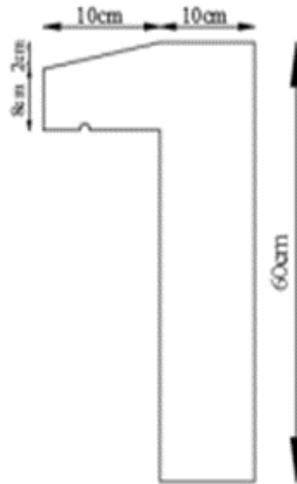


Figure II.2: L'acrotère.

#### II.5.1.1.1. Calcul des charges sollicitant l'acrotère :

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur dont les dimensions sont les suivantes :

Largeur :  $b = 100$  cm.

Hauteur :  $h = 60$  cm.

Epaisseur :  $e = 15$  cm.

#### II.5.1.1.2. Evaluation des charges :

Charge permanente :  $G = 0,6 \times 0,15 \times 25 = 2,25$  kN/m.

Charge d'exploitation :  $Q = 1$  kN/m.

Les forces horizontales de calcul  $F_p$  agissant sur les éléments non structuraux et les éléments ancrés à la structure sont calculées suivant la formule suivante :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p.$$

Avec :

$A = 0,10$  (zone III, groupe d'usage 3) → coefficient d'accélération de zone (tableau 4.1/RPA99).

$C_p = 0,8$  ; facteur de force horizontale (tableau 6.1/RPA99).

$W_p = 1,5 \text{ kN/ml}$  ; poids de l'élément.

$$F_p = 4 \times 0,30 \times 0,8 \times 1,5 = 1,44 \text{ kN.}$$

**II.5.1.1.3. Les sollicitations :**

$$M_{F_p} = H \times F_p = 0,6 \times 1,44 = 0,864 \text{ kN.m.}$$

$$M_p = H \times Q = 0,6 \times 1,44 = 0,6 \text{ kN.m.}$$

$$M = \max(M_{F_p}; M_p) = \max(0,864; 0,6) = 0,864 \text{ kN.m.}$$

**Effort N :****ELU :**

$$N_u = 1,35 F_p = 1,35 \times 1,44 = 1,94 \text{ kN.}$$

**ELS :**

$$N_s = F_p = 1,44 \text{ kN.}$$

**Moment M :****ELU :**

$$M_u = 1,35 M = 1,35 \times 0,864 = 1,17 \text{ kN.m.}$$

**ELS :**

$$M_s = M = 1,17 \text{ kN.m.}$$

**II.5.1.2. Dimensionnement de l'acrotère :**

On a :  $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$  ;  $f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}$  ;  $f_e = 400 \text{ Mpa}$  ;  $e = 0,15 \text{ m}$  ;  $H = 0,6 \text{ m}$ .

**II.5.1.2.1. Position du centre de pression :**

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,17}{1,94} = 0,6 \text{ m.}$$

$$\frac{e}{6} = \frac{0,15}{6} = 0,025 \text{ m.}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section, donc elle est partiellement comprimée.

Le calcul se fera en flexion simple puis en flexion composé.

**II.5.1.2.1.1. Calcul flexion simple :**

$$b = 1 \text{ m} , h = 0,6 \text{ m} , M_u = 1,17 \text{ kN.m.}$$

$$F_{bc} = \frac{0,85}{\gamma_b} \times f_{c28} = \frac{0,85}{1,5} \times 25 = 14,17 \text{ Mpa.}$$

$$d = 0,9 h = 0,9 \times 0,6 = 0,54 \text{ m.}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{1,17 \times 10^6}{1000 \times 540 \times 14,17} = 0,153.$$

$$\mu_u = 0,153 < \mu = 0,392 \rightarrow \text{oui} \rightarrow \text{donc armatures tendues selement.}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25 [1 - \sqrt{1 - (2 \times 0,153)}]$$

$$\alpha = 0,209$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,54[1 - (0,4 \times 0,139)]$$

$$Z = 0,49$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} =$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,826 \text{ Mpa}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} = \frac{1,17 \times 10^6}{0,49 \times 347,826} =$$

$$A_s = 6,86 \text{ mm}^2 = 0,0686 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(1 \text{ cm}^2, 0,0686 \text{ cm}^2) = 1 \text{ cm}^2$$

On adopte finalement 2T8 = 1,01 cm<sup>2</sup>

## II.5.2. Les escaliers :

### II.5.2.1. Introduction :

L'escalier est un ouvrage constitué d'une série de marches horizontales et d'un palier, il sert à relier deux niveaux différents d'une construction comme il constitue une issue de secours importante en cas d'incendie.

Dans notre ouvrage nous avons trois types d'escalier :

- Les escaliers de deux volées.
- Les escaliers de trois volées.
- Les escaliers circulaires.

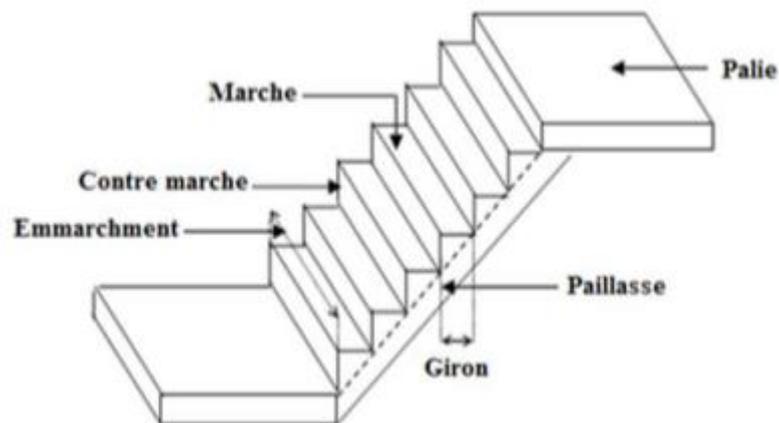


Figure II. 3: Les escaliers

Un escalier est caractérisé par :

- **La montée** : ou la hauteur d'escalier (H).
- **La hauteur** : d'une marche (h).
- **Le giron** : la largeur de marche (g).
- **L'emmarchement** : la largeur de la volée (b).
- **La contremarche** : la partie verticale d'une marche.
- **La paillasse** : plafond qui monte sous marches.
- **Le palier** : la partie horizontale.
- **La volée** : suite ininterrompue des marches.

Les escaliers sont constitués en charpente métallique.

On utilise la formule de **BLONDEL** :

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

**II.5.2.2. Caractéristique d'un escalier :**

H : hauteur d'étage.....H = 3,4m.

h : hauteur de la marche (varie de 14cm à 20cm).....h = 18cm.

g : giron, largeur de la marche (varie de 22cm à 30cm).....g = 30cm.

**II.5.2. 2.1. Nombre de contre marche :**

$$n = \frac{H/2}{h} = \frac{3,4/2}{0,18} = 9,44 \rightarrow \text{on prend 10 contre marche.}$$

- **Nombre de marche :**  $m = n-1 = 10-1 = 9$  marche par volée.

**II.5.2. 2.2. La longueur de la ligne de foulée :**

$$L = g (n-1) = 30 (10-1)$$

$$L = 2,7\text{m.}$$

**II.5.2. 2.3. L'inclinaison de la paillasse :**

$$\tan \alpha = \frac{180}{270} = 0,66$$

$$\alpha^\circ = 33,69$$

**II.5.2. 2.4. La longueur de la paillasse :**

$$L = \frac{180}{\sin \alpha} = 3,24\text{m}$$

On doit vérifier que :

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

$$g + 2 \times h = 30 + (2 \times 18) = 66 \rightarrow \text{condition vérifié.}$$

**II.5.2. 2.5. Conception de la marche :**

On modélise la marche comme une poutre simplement appuyée :

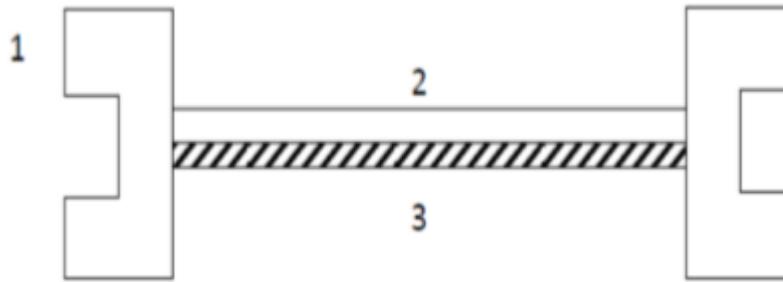


Figure II. 4: Les composantes des escaliers

Avec :

- 1- Limon UAP.
- 2- La tôle.
- 3- La cornière.

**II.5.2.3. Vérification :**

**II.5.2.3.1. Cornière :**

**II.5.2.3.1.1. Evaluation des charges :**

Tableau II. 15: Charge permanente et charge d'exploitation de cornière

| Charge permanente                           |  |
|---|--|
| Garde-corps :                               | $0,02 \times 78,5 = 1,57 \text{ kN/m}^2$   |
| Tôle (4mm) :                                | $0,36 \text{ kN/m}^2$                      |
| <b><math>G = 1,93 \text{ kN/m}^2</math></b> |  |
| Charge d'exploitation :                     | <b><math>Q = 2,5 \text{ kN/m}^2</math></b> |

✓ Chaque cornière reprend la moitié de la charge.

**II.5.2.3.1.2. Combinaison de charge :**

Tableau II. 6: Combinaison de charge de cornière

| ELU   | ELS  |
|---|--|
| $q_u = (1,35G + 1,5Q) \times \frac{g}{2}$     | $q_s = (G + Q) \times \frac{g}{2}$           |
| <b><math>q_u = 0,953 \text{ kN/ml}</math></b> | <b><math>q_u = 0,66 \text{ kN/ml}</math></b> |

**II.5.2.3.1.3. Condition de la flèche :**

$$f^{\max} = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E_y \times I_y} \leq \bar{f} = \frac{l}{250}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times 0,66 \times (135)^3 \times 250}{384 \times 2,1 \times 10^6} = 2,52 \text{ cm}^4$$

✓ On prend une cornière **L 40×40×4**.

| $I_y(\text{cm}^4)$ | $W_{el}(\text{cm}^3)$ | $G_p(\text{kN/m})$ |
|--------------------|-----------------------|--------------------|
| 4,47               | 0,9                   | 0,0247             |

**II.5.2.3.1.4. Condition de la résistance:**

$$q'_u = q_u + 1,35g$$

$$q'_u = 0,66 + 1,35(0,0247)$$

$$q'_u = 0,98 \text{ kN/ml} \approx 1 \text{ kN/ml.}$$

✓ **Le moment appliqué**

$$M_{sd} \leq M_{crd} = \frac{W_{el} \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{1 \times 135^2}{8} = 0,23 \text{ kN.m}$$

$$M_{crd} = \frac{W_{el} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{0,9 \times 275}{1} = 0,247 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 0,23 \text{ kN.m} < M_{crd} = 0,25 \text{ kN.m} \rightarrow \text{Condition vérifié.}$$

**II.5.2.3.2. Limon :**

**II.5.2.3.2.1. Evaluation de la charge :**

**Tableau II. 7: Charge permanente et charge d'exploitation de limon**

| Charge permanente  |  |
|--|--|
| <b>Garde-corps :</b>   | $(0,02 \times 78,5) / \cos 33,69 = 1,886 \text{ kN/m}^2$           |
| <b>Tôle (4mm) :</b>  | $0,6 / \cos 33,69 = 0,72 \text{ kN/m}^2$                           |
| <b>Poids de la cornière :</b>                                | $2 \times (0,0242 \times 1,2) / \cos 33,69 = 0,069 \text{ kN/m}^2$ |
| <b><math>G_{\text{Totale}} = 2,675 \text{ kN/m}^2</math></b> |  |
| <b>Charge d'exploitation :</b>                               | <b><math>Q = 2,5 \text{ kN/m}^2</math></b>                         |

**II.5.2.3.2.2. Combinaison de charge :**

Tableau II. 8: Combinaison de charge de limon

| ELU                        | ELS                         |
|----------------------------|-----------------------------|
| $q_u = (1,35G + 1,5Q)/2$   | $q_s = (G + Q)/2$           |
| $q_u = 3,68 \text{ kN/ml}$ | $q_s = 2,587 \text{ kN/ml}$ |

II.5.2.3.2.3. Condition de la flèche :

$$f^{\max} = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E_y \times I_y} \leq \bar{f} = \frac{l}{250}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times 2,587 \times (330)^3 \times 250}{384 \times 2,1 \times 10^6} = 144,11 \text{ cm}^4$$

✓ On prend un **UPN100**

| $I_y(\text{cm}^4)$ | $W_{el}(\text{cm}^3)$ | $G_p(\text{kN/m})$ |
|--------------------|-----------------------|--------------------|
| 206                | 49                    | 0,106              |

II.5.2.3.2.4. Condition de la résistance :

$$q'_u = q_u + 1,35g$$

$$q'_u = 3,68 + 1,35(0,106)$$

$$q'_u = 3,82 \text{ kN/ml}$$

✓ **Le moment appliqué**

$$M_{sd} \leq M_{crd} = \frac{W_{el} \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{3,82 \times 135^2}{8} = 8,71 \text{ kN.m}$$

$$M_{crd} = \frac{W_{el} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{49 \times 275}{1} = 13,47 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 8,71 \text{ kN.m} < M_{crd} = 13,47 \text{ kN.m} \rightarrow \text{Condition vérifié.}$$

**CHAPITRE III**  
**ETUDE CLIMATIQUE**

### III.1 Introduction

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

Notre projet concerne l'analyse d'une structure métallique sous la forme d'un bâtiment située à Blida.

Cette étude porte sur l'évaluation des charges permanentes et climatique afin d'étudier la stabilité et la résistance des éléments secondaires et principaux de la structure.

Cependant il consiste à donner le maximum de connaissance à l'étudiant sur tout ce qui concerne les structures métalliques.

Et dans projet il sera primordial de faire certaine vérification et calculs comme :

-Calculer les sollicitations

-Déterminer les charges climatiques

Nous allons appliquer les données et les conditions à respecter avec les informations acquises dans le cours afin d'étudier la structure métallique dans l'ensemble et comme il se doit. Le calcul sera fait manuellement en respectant le règlement utilisé en Algérie. Tel que RNV **2013**.

### III.2. Effet de la neige

Le but de cette étude c'est de définir les valeurs représentatives de la charge statique de la neige sur toute surface située au-dessous du sol et soumise à l'accumulation de neige et notamment sur la toiture.

#### III.2.2. Calcul des charges de la neige

$$S = \mu \times S_K \text{ [kN / m}^2\text{]}$$

.  $S_K$  en  $[\text{kN/m}^2]$  est la charge de neige sur le sol, en fonction de l'altitude et de la zone de neige.

.  $\mu$  est un coefficient d'ajustement des charges, fonction de la forme de la toiture, appelé coefficient de forme.

→ Le Bâtiment étudié est situé à Blida qui correspond à la Zone B selon la classification de RNV 2013.

. La valeur de  $S_K$  en  $(\text{kN/m}^2)$  est déterminée par la loi de variation suivante en fonction de l'altitude  $H$  en m du site considéré :

$$S_K = \frac{0,04 H + 10}{100}$$

$$H = 260 \text{ m}$$

**Application :**

$$S_K = \frac{0,04 \times 260 + 10}{100} = 0,204 \text{ kN/m}^2$$

**Avec :**

$$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ \longrightarrow \mu = 0,8$$

$$S = \mu \cdot S_K = 0,8 \times 0,204$$

$$S = 0,1632 \text{ kN/m}^2$$

### III.3. L'effet du vent

#### III.3.1. Introduction

L'objet de cette partie est l'évaluation des sollicitations d'ensembles engendrés par l'action du vent, ainsi le calcul est conduit conformément au règlement algérien RNV 99.

Le bâtiment sera assimilé à une console encastrée dans le sol et sera soumis à une pression le long de sa hauteur.

#### III.2.2. Le calcul

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

Pour des raisons de symétrie de notre bâtiment on va étudier une face pour chaque direction du vent :

- La direction  $V_1$  du vent : Perpendiculaire à la façade principale.
- La direction  $V_2$  du vent : parallèle à la façade principale

#### III.3.3. Données relatives au site

- **Catégorie du terrain**

**Tableau III.1 :** Catégorie du terrain.

| Catégorie de terrain  | $K_T$ | $Z_0$ (m) | $Z_{min}$ (m) | $\xi$ |
|---|-------|-----------|---------------|-------|
| IV<br>Zones dont au moins 15% de la surface est occupé par des bâtiments de hauteur moyenne supérieure à 15m. | 0,234 | 1         | 10            | 0,67  |

- **Zone du vent**

Le site d'implantation se trouve dans la wilaya de Blida donc on est dans la Zone III du vent :

Le tableau ci-dessous donne les valeurs de la vitesse de référence :

**Tableau III.2 :** les valeurs de la vitesse de référence.

| Zone | $q_{ref}$ (N/m <sup>2</sup> ) | $V_{ref}$ (m/s) |
|------|-------------------------------|-----------------|
| I    | 375                           | 25              |

**III.3.4. Pression dynamique de pointe**

La pression dynamique de pointe  $q_p(Z_e)$  est donnée par :

$$q_p(Z_e) = q_{ref} \times C_e(Z_e)$$

- **Le coefficient d'exposition au vent**

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

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

Avec :

$C_r$  = Coefficient de rugosité.

$C_t$  = Coefficient de topographie.

$I_v$  = Intensité de turbulence.

$Z$  (en m) = hauteur considérer.

$C_T = 1$  pour  $\emptyset < 0,05$  (site plat).

$$C_r(Z) = k_T \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) \text{ pour } Z_{min} \leq Z \leq 200 \text{ m.}$$

$$I_v = \frac{1}{C_t(Z) \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right)} \text{ pour } Z > Z_{min}$$

$$\text{Direction de vent (V1) : } \begin{cases} H = 44,2 \text{ m} \\ B = 57,96 \text{ m} \end{cases} \longrightarrow \text{Cas } h < b$$

**Tableau III.3 :** Valeur de pression dynamique de point  $q_p$  sens  $V_1$ .

| Hauteur | $Z_e$  | $C_r$ | $C_t$ | $I_v$ | $C_e$ | $q_{ref}$<br>(N/m <sup>2</sup> ) | $q_p(Z_e)$<br>N/m <sup>2</sup> |
|---------|--------|-------|-------|-------|-------|----------------------------------|--------------------------------|
| 44,2 m  | 44,2 m | 0,886 | 1     | 0,264 | 2,24  | 375                              | 838,5                          |

**III.3.5. Direction du vent  $V_1$**

- **Calcul de la pression due au vent**
- **Détermination de la pression aérodynamique**

La pression dynamique  $W(Z_j)$  agissante sur une paroi est obtenue à l'aide de la formule suivante :

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

- **Détermination de coefficient de pression**
- **Calcul des coefficients de pression extérieure ( $C_{pe}$ )**

On détermine le coefficient à partir des conditions suivantes :

$$C_{pe} = C_{pe} \cdot 1 \longrightarrow \text{Si } S \leq 1\text{m}^2$$

$$C_{pe} = C_{pe} \cdot 1 (C_{pe.1} - C_{pe.1}) \times \log_{10}(S) \longrightarrow \text{Si } 1\text{m}^2 \leq S \leq 10$$

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

• **Paroi verticale**

b : la dimension perpendiculaire à la direction du vent  $V_1$ .

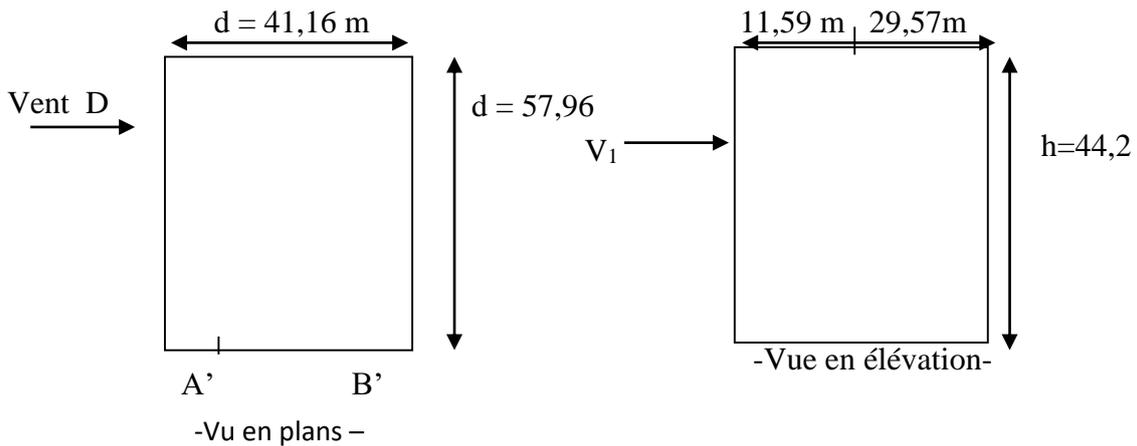
b : 57,96 m

d : la dimension parallèle à la direction du vent  $V_1$ .

d : 41,16 m

$e = \min [b ; 2h] = \min [57,96 ; 88,4] \quad e = 57,96 \text{ m}$

$d < e \rightarrow$  la paroi est divisée en 4 zones de pression A', B', D et E qui sont illustrés sur la Figure suivante



**Figure III.1** légendes pour les parois verticales.

- Calcule les surfaces A' B' D E

**Tableau III.4** : Surface des zones en  $m^2$

| A'           | B'            | D              | E              |
|--------------|---------------|----------------|----------------|
| 512,36 $m^2$ | 2331,55 $m^2$ | 2385,633 $m^2$ | 2385,633 $m^2$ |

**Tableau III.5** :  $C_{pe}$  pour les parois verticales d'un bâtiment à base rectangulaire

| Section              | A' | B'   | D    | E    |
|----------------------|----|------|------|------|
| $C_{pe} = C_{pe 10}$ | -1 | -0,8 | +0,8 | -0,3 |

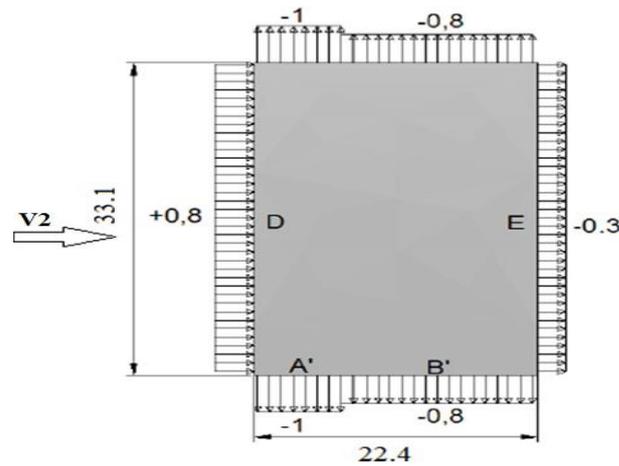


Figure III.2: Valeur de Cpe pour les parois verticales

• Terrasse

La hauteur de l'acrotère  $h_p = 0,6$  m, les toitures plates sont celles dont la pente est inférieure ou égale à  $5^\circ$ .

Selon (1.1.5 chap. 5 RNV 2013) les différentes Zones de pression F.G.H et I sont représentées sur la figure ci-dessous.

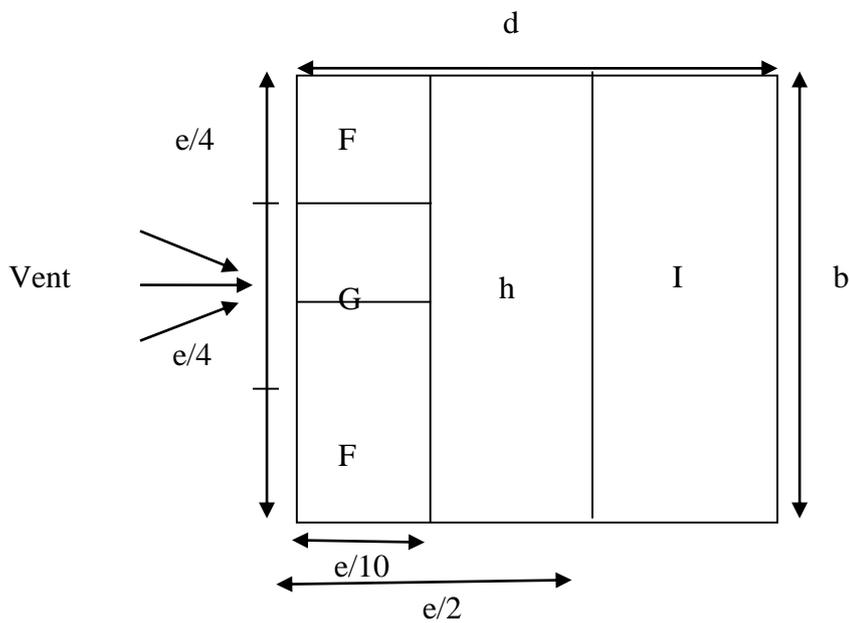


Figure III.3 : Légende pour les toitures plates.

$$e = \min [b ; 2h] = 57,96 \text{ m}$$

selon le tableau (5.2 RNV 2013) on a :

$$\frac{h_p}{h} = \frac{0,6}{44,2} = 0,014$$

$$\frac{e}{4} = \frac{57,96}{4} = 14,49 \text{ m}$$

$$\frac{e}{10} = \frac{57,96}{10} = 5,796 \text{ mb}$$

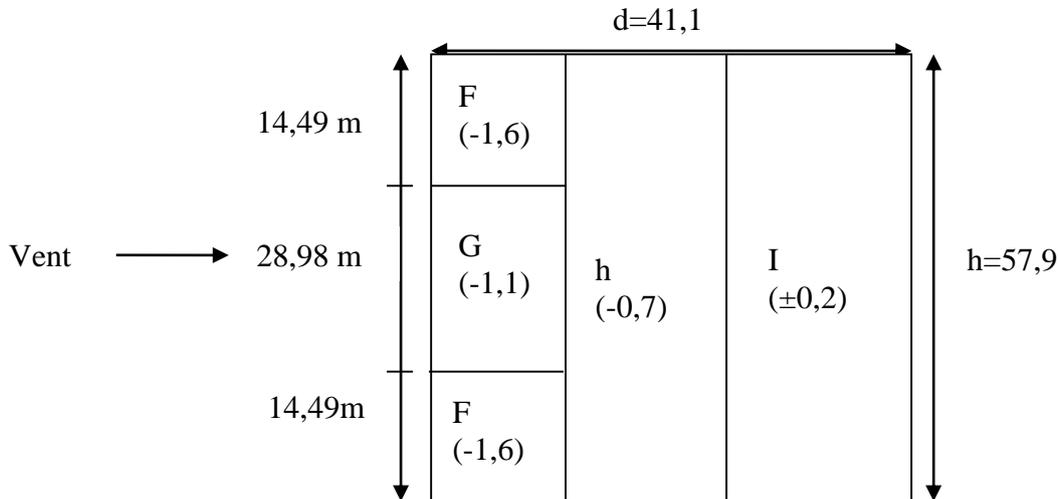
$$\frac{e}{2} = \frac{57,96}{2} = 28,98 \text{ m}$$

**Tableau III.6 :** Surfaces des Zones en m<sup>2</sup>

| F                     | G                     | H                      | I                      |
|-----------------------|-----------------------|------------------------|------------------------|
| 83,984 m <sup>2</sup> | 590,86 m <sup>2</sup> | 2385,63 m <sup>2</sup> | 2385,63 m <sup>2</sup> |

**Tableau III.7 :** Valeur Cpe pour la toiture.

| F        | G        | H        | I        |
|----------|----------|----------|----------|
| Cpe . 10 | Cpe . 10 | Cpe . 10 | Cpe . 10 |
| -1,6     | -1,1     | -0,7     | ± 0,2    |



**Figure III.4:** légende pour les toitures plates.

- **Calcul de coefficient de pression intérieure Cpi**

$\mu_p$  l'indice de perméabilité donné par :

$$\mu_p = \frac{\sum \text{des facessur des ouvertures } cpe \leq 0}{\sum \text{des surfaces de toutes les ouvertures}}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_p = \frac{134,406}{293,736} = 0,457 \\ \frac{h}{d} = \frac{44,2}{41,16} = 1,074 \end{array} \right. \quad \longrightarrow \quad C_{pi} = 0,19$$

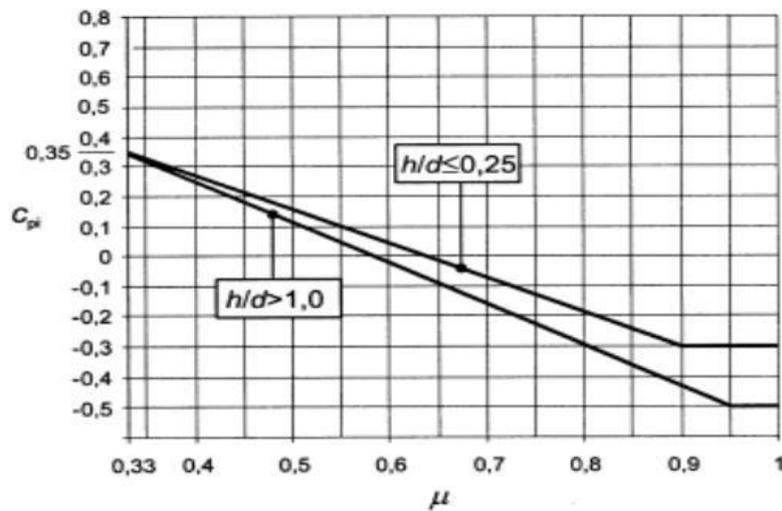


Figure III.5: Coefficient de pression intérieure  $C_{pi}$  des bâtiments sans face.

- Valeur de la pression statique du Vent

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

- Pression sur les parois parallèles au Vent et sous le Vent Zones (A', B' E et D)

Tableau III.8 : Valeur de pression W sur la paroi verticale.

| Tronçon | $q_p$ (N/m <sup>2</sup> ) | $A_{R\text{éf}}$ (m <sup>2</sup> ) | $C_{pe}$ | $C_{pi}$ | $W$ (N/m <sup>2</sup> ) |
|---------|---------------------------|------------------------------------|----------|----------|-------------------------|
| A'      | 838,5                     | 671,756                            | -1       | 0,19     | -997,815                |
| B'      | 838,5                     | 1713,877                           | -0,8     | 0,19     | -830,115                |
| E       | 838,5                     | 2385,633                           | 0,8      | 0,19     | 511,485                 |
| D       | 838,5                     | 2385,633                           | -0,3     | 0,19     | -410,865                |

- Pression sur terrasse

Tableau III.9 : Valeur dépressions W sur terrasse.

| Tronçon | $q_p$ (N/m <sup>2</sup> ) | $C_{pe}$ | $C_{pi}$ | $W$ (N/m <sup>2</sup> ) |
|---------|---------------------------|----------|----------|-------------------------|
| F       | 838,5                     | -1,6     | 1,9      | -29334,7                |
| G       | 838,5                     | -1,1     | 1,9      | -2515,5                 |
| H       | 838,5                     | -0,7     | 1,9      | -2180,1                 |
| I       | 838,5                     | +0,2     | 1,9      | -1425,45                |
| I       | 838,5                     | -0,2     | 1,9      | -1760,85                |

III.3.6. Direction du Vent  $V_2$  :

$\left\{ \begin{array}{l} H=44,2 \text{ m} \\ b=41,16 \text{ m} \end{array} \right. \longrightarrow \text{Cas } b \leq h \leq 2b$

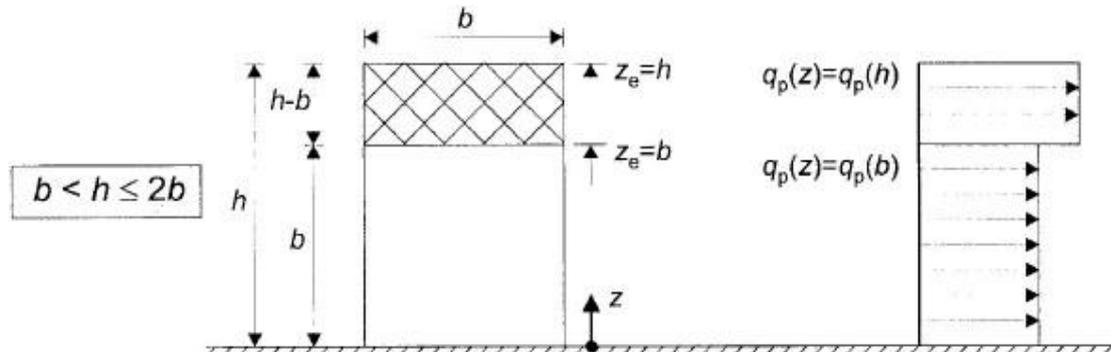


Figure III.6:  $Z_e$  Hauteur de référence et profil correspondant de la pression dynamique.

Tableau III.10 : Valeurs de pression dynamique de point  $q_p$  sens  $v_1$ .

| Hauteur        | $Z=Z_e$<br>(m) | $C_r$ | $C_t$ | $I_v$ | $C_e$ | $q_{ref}(N/m)$ | $q_p(z)N/m^2$ |
|----------------|----------------|-------|-------|-------|-------|----------------|---------------|
| 0 à 41,16 m    | 41,16          | 0,87  | 1     | 0,269 | 2,182 | 375            | 818,25        |
| 41,16 à 44,2 m | 44,2           | 0,89  | 1     | 0,264 | 2,256 | 375            | 845,96        |

- Calcul de la pression due au Vent
- Détermination de la pression aérodynamique

La pression dynamique  $W(Z)$  agissant sur une paroi est obtenue à l'aide de la formule suivante :

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

- Détermination de coefficient de pression
- Calcul des coefficients de pression extérieure ( $C_{pe}$ )

On détermine le coefficient à partir des conditions suivantes :

$$C_{pe} = C_{pe} \cdot 1 \longrightarrow \text{Si } S \leq 1\text{m}^2$$

$$C_{pe} = C_{pe} \cdot 1 (C_{pe} \cdot 1 - C_{pe} \cdot 1) \times \log_{10}(S) \longrightarrow \text{Si } 1\text{m}^2 < S < 10$$

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

- Paroi verticale

$b$  : la dimension perpendiculaire à la direction du vent  $V_2$ .

$b$  : 41,16 m

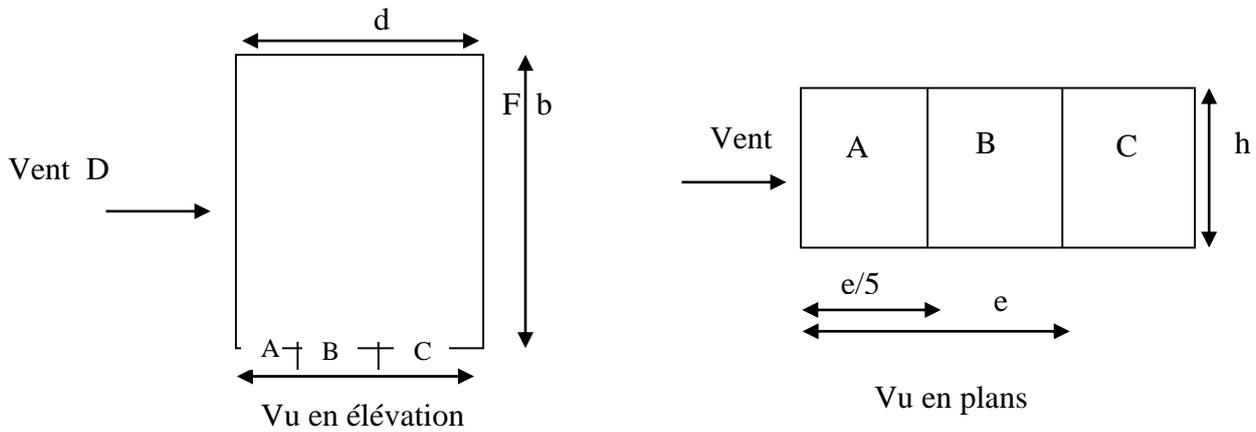
$d$  : la dimension parallèle à la direction du vent  $V_2$ .

$d : 57,96 \text{ m}$

$e = \min [b ; 2h] = \min [41,16 \text{ m} ; 88,4]$

$e = 41,16 \text{ m}$

$d > e \rightarrow$  la paroi est divisée en 5 zones de pression A, B, C, D et E qui sont illustrés sur la Figure suivante :



**Figure III.7 :** Légende pour les parois verticales.

$A = 8,232 \text{ m} ; B = 32,928 \text{ m} ; C = 16,8 \text{ m} ; D = E = 41,16$

**Tableau III.11 :** Surface des zones en  $\text{m}^2$

| A                    | B                     | C                    | D                      |
|----------------------|-----------------------|----------------------|------------------------|
| 338,829 $\text{m}^2$ | 1355,316 $\text{m}^2$ | 691,488 $\text{m}^2$ | 2385,6336 $\text{m}^2$ |

**Tableau III.12 :** Valeurs  $C_{pe}$  pour les parois verticales.

| A           | B           | C           | D           | E           |
|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|
| $C_{pe.10}$ | $C_{pe.10}$ | $C_{pe.10}$ | $C_{pe.10}$ | $C_{pe.10}$ |
| -1          | -0,8        | -0,05       | +0,8        | -0,3        |

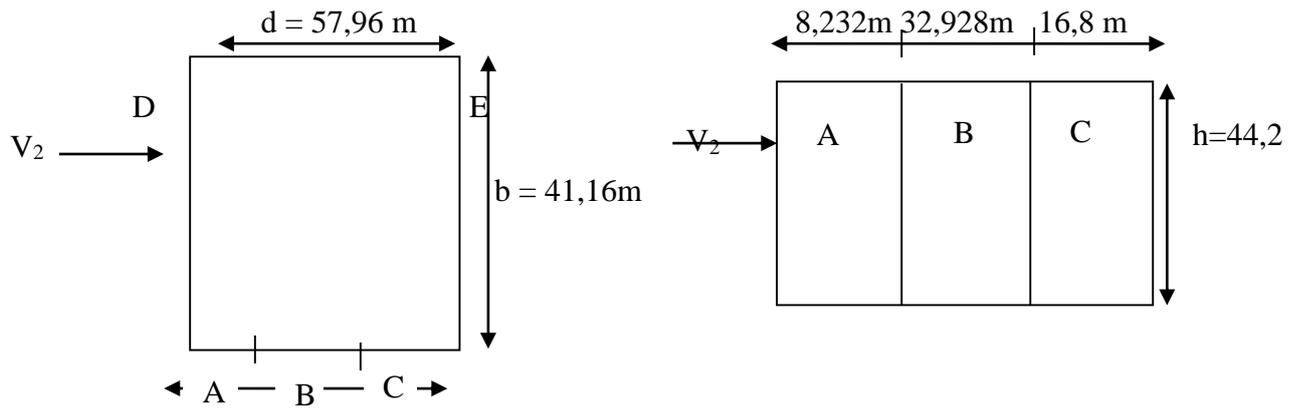


Figure III.8 : Légende pour les parois verticales.

• Terrasse

La hauteur de l'acrotère  $h_p = 0,6$  m, les toitures plates sont celles dont la pente est inférieure ou égale à  $5^\circ$ .

Selon (1.1.5 chap. 5 RNV 2013), les différentes Zones de pression F.G.H et I sont représentées sur la figure III.7

$$e = \min [b ; 2h] = 41,16 \text{ m}$$

Selon le tableau (5.2 RNV 2013) on a :

$$h_p / h = 0,0136$$

$$e/4 = 10,29 \text{ m}$$

$$e/10 = 4,116 \text{ m}$$

$$e/2 = 20,58 \text{ m}$$

Tableau III.13: Surfaces des Zones en  $m^2$

| F           | G           | H            | I              |
|-------------|-------------|--------------|----------------|
| 42,35 $m^2$ | 84,71 $m^2$ | 677,66 $m^2$ | 1538,561 $m^2$ |

Tableau III.14 : Valeur Cpe pour la toiture

| F        | G        | H        | I         |
|----------|----------|----------|-----------|
| Cpe . 10 | Cpe . 10 | Cpe . 10 | Cpe . 10  |
| -1,6     | -1,1     | -0,7     | $\pm 0,2$ |

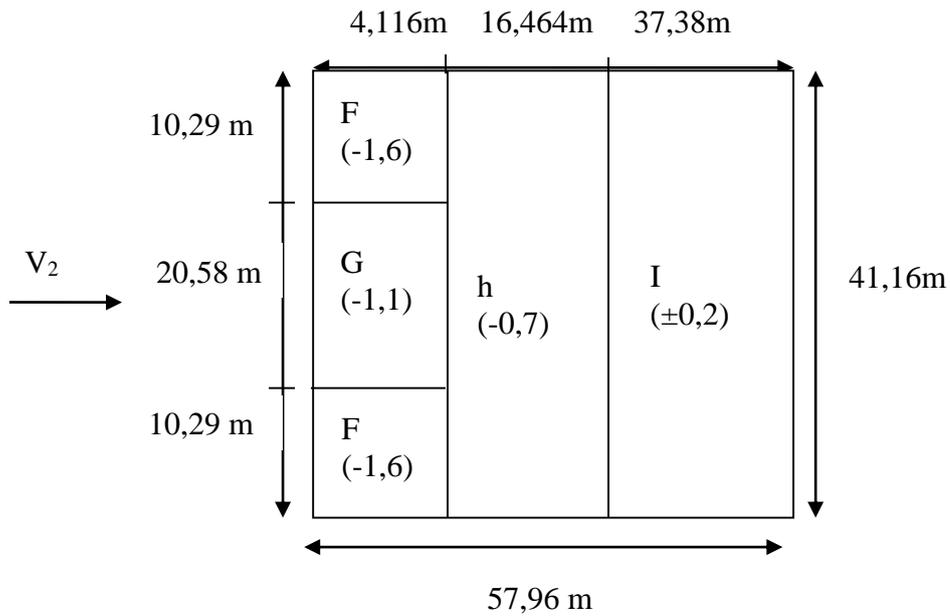


Figure III. 9 : légende pour les toitures plates.

- **Calcul de coefficient de pression intérieure Cpi**  
 $C_{pi} = -0,1$  → pour la zone D  
 $C_{pi} = -0,1$  → pour la zone D
- **Valeur de la pression statique du Vent**
- **Pression sur les parois au Vent (Zone D)**

Tableau III.15: Valeur de pression W sur la Zone D.

| Tronçon         | $q_p$<br>(N/m <sup>2</sup> ) | $A_{Réf}$ (m <sup>2</sup> ) | $C_{pe}$ | $C_{pi}$ | W(N/m <sup>2</sup> ) |
|-----------------|------------------------------|-----------------------------|----------|----------|----------------------|
| 0 à 41,17 m     | 818,25                       | 2385,6336m <sup>2</sup>     | 0,8      | -0,1     | 736,425              |
| 41,17 m à 44,2m | 845,96                       | 2385,6336m <sup>2</sup>     | 0,8      | -0,1     | 761,364              |

- **Pression sur les parois parallèles au Vent et sous le Vent Zones (A, B, C et E)**

**Tableau III. 16 :** Valeur de pression W sur les Zones A, B, C et E.

| Tronçon | $q_p$ (N/m <sup>2</sup> ) | $A_{Réf}$ (m <sup>2</sup> ) | $C_{pe}$ | $C_{pi}$ | W(N/m <sup>2</sup> ) |
|---------|---------------------------|-----------------------------|----------|----------|----------------------|
| A       | 845,96                    | 338,829                     | -1       | -0,15    | -719,066             |
| B       | 845,96                    | 1355,316                    | -0,8     | -0,15    | -549,874             |
| C       | 845,96                    | 691,488                     | -0,5     | -0,15    | -296,086             |
| E       | 845,96                    | 2385,6336                   | -0,3     | -0,15    | -126,894             |

- **Pression sur toitures :**

**Tableau III. 17 :** Valeur des pressions W sur toiture.

| Tronçon | $q_p$ (N/m <sup>2</sup> ) | $A_{Réf}$ (m <sup>2</sup> ) | $C_{pe}$ | $C_{pi}$ | W(N/m <sup>2</sup> ) |
|---------|---------------------------|-----------------------------|----------|----------|----------------------|
| F       | 845,96                    | 42,35                       | -1,6     | -0,15    | -1226,642            |
| G       | 845,96                    | 84,71                       | -1,1     | -0,15    | -803,662             |
| H       | 845,96                    | 677,66                      | -0,7     | -0,15    | -465,278             |
| I       | 845,96                    | 1538,561                    | +0,2     | -0,15    | 296,086              |

### III.3.7. Action d'ensemble :

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 :

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

$C_d$ : Coefficient dynamique

$C_f$ : Coefficient de force

$A_{Réf}$  : 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.

• Formule générale :

$$C_d = \frac{1+2 \times g \times I_V \times \sqrt{Q^2 \times R^2}}{1+7I_V}$$

A. Calcul du coefficient dynamique Cd :

○ Direction V1 :

$$\begin{cases} h = 44,2 \text{ m} \\ b = 57,96 \text{ m} \end{cases} \longrightarrow h > b$$

1. Intensité de la turbulence pour z

$$I_V = \frac{1}{C_t \ln \frac{z}{z_0}} \longrightarrow I_V = 0,264$$

2. Partie quasi statique Q<sup>2</sup> :

$$Q^2 = \frac{1}{1 + 0,9 \left( \frac{b+h}{L_i} \right)^{0,63}}$$

Avec :  $L_i = 300 \left( \frac{h}{200} \right)^\varepsilon \longrightarrow L_i = 109,11 \text{ m} \longrightarrow Q^2 = 0,54$

3. Partie résonnante R<sup>2</sup> :

$$R^2 = \frac{\pi}{2\delta} R_N \times R_h \times R_b \quad (\S 3.3.2 \text{ RNV2013})$$

• Déterminant logarithmique d'amortissement structurale δ:

Avec  $\delta = \delta_s + \delta_a$

$\delta_s = 0,05$  (Tableau 3.1 RNV2013)

$\delta_a = 0$  (§3.3.2. RNV2013)

$\delta = 0,05$

Fonction adimensionnelle de la densité spectrale de puissance RN:

$$R_N = \frac{68 \times N_x}{(1+10,25 \times N_x)^{5/3}} \quad (\S 3.3.2. \text{ RNV2013})$$

$$N_x = \frac{\eta_x \times l_i}{V_m}$$

Fréquence propre de mode fondamentale dans la direction  $\eta_x$ :

En a  $\eta_x = \frac{46}{h} = 1,041$

Avec :  $V_m = C_r \times C_t \times V_{ref} \quad C_r = 0,886 \quad V_m = 22,15 \text{ m}$

Donc :  $N_x = 5,13$   $R_n = 0,46$

• Fonctions d'admittance aérodynamique  $R_h$  et  $R_b$  :

$$R_h = \left(\frac{1}{\eta_h}\right) - \left(\frac{1}{2 \times \eta_h^2}\right) \times (1 - e^{-2\eta_h})$$

$$\eta_h = \frac{4,6 \times h \times N_x}{l_i}$$

$$\eta_h = 9,55$$

$R_h = 0,09$  et  $R_b = 0,01$

4. Facteur de point  $g$  :

$$g = \sqrt{2 \times l_n(600 \times v)} + \frac{1}{\sqrt{2 \times l_n(600 \times v)}}$$

Avec  $V = \eta_x \sqrt{\frac{R^2}{Q^2 + R^2}}$

Donc :  $V = 0,14 > 0,8$  et  $g = 3,18 > 3$  et  $C_d = 0,39$

En résumé les résultats dans le tableau suivant :

**Tableau 18:** tableau récapitulatif pour le calcul du coefficient  $C_d$  direction 1.

| Paramètre               | Résultat    |
|-------------------------|-------------|
| $L_i$                   | 109,11      |
| $Q^2$                   | 0,54        |
| $\eta_x$                | 1,041       |
| $\delta$                | 0,05        |
| $V_m$                   | 22,15       |
| $N_x$                   | 5,13        |
| $R_n$                   | 0,46        |
| $R_h$                   | 0,09        |
| $R_b$                   | 0,077       |
| $R^2$                   | 0,01        |
| $g$                     | 3,18        |
| $V$                     | 0,14        |
| $I_V$                   | 0,264       |
| $C_d$                   | 0,886       |
| <b><math>C_d</math></b> | <b>0,39</b> |

○ Direction V2 :

$$\left[ \begin{array}{l} h = 44,2 \text{ m} \\ b = 41,16 \text{ m} \end{array} \right. \longrightarrow b < h < 2b$$

**Tableau 19** : tableau récapitulatif pour le calcul du coefficient Cd direction 2.

| Paramètre               | Résultat    |
|-------------------------|-------------|
| $Z_{eq}$                | 26,52       |
| $L_i$                   | 77,49       |
| $Q^2$                   | 0,511       |
| $\eta_x$                | 1,041       |
| $\delta$                | 0,05        |
| $V_m$                   | 19,17       |
| $N_x$                   | 4,208       |
| $R_n$                   | 0,519       |
| $R_h$                   | 0,086       |
| $R_b$                   | 0,092       |
| $R^2$                   | 0,129       |
| $g$                     | 3,53        |
| $V$                     | 0,467       |
| $I_V$                   | 0,305       |
| $C_r$                   | 0,767       |
| <b><math>C_d</math></b> | <b>0,49</b> |

**B. Le coefficient de forme  $C_f$**

• **Direction  $V_1$**

$$C_7 = C_{70} \times \psi\lambda$$

$C_{70}$  = Coefficient de force de constructions en considérant un élancement effectif infini.

$\psi\lambda$  = facteur d'élancement donné par (Figure 4.1 RNV 2013) en fonction de l'élancement effectif  $\lambda e$

$C_{f0} = 2,35$  (figure 4.4 et 4.2 RNV 2013)

$$\lambda e = \max \left( 0,7 \times \frac{L}{b} ; 70 \right) = \max \left( 0,7 \times \frac{41,16}{57,96} ; 70 \right)$$

$$\lambda e = \max (0,497 ; 70) = 70$$

On prend  $\emptyset = 1$

$\emptyset = 1$  pour les constructions fermés.

Donc  $\psi\lambda = 0,92$

$$C_f = 2,35 \times 0,92 = 2,162$$

• **Direction  $V_2$**

$C_{f0} = 1,30$  (Figure 4.4 et 4.2 RN 2013)

$$\lambda e = \max \left( 0,7 \times \frac{L}{b} ; 70 \right) = \max \left( 0,7 \times \frac{57,96}{41,16} ; 70 \right)$$

$$\lambda e = \max (0,99 ; 70) = 70 \text{ (Tableau 41. Et 4.1 RNV 2013)}$$

$\emptyset = 1 \longrightarrow \psi\lambda = 0,92$

$$C_f = 1,3 \times 0,92 = 1,196$$

**Tableau III. 20:** Force d'application d'ensemble direction  $V_1$ .

| Tronçon   | H(m) | L(m)  | $C_d$ | $C_f$ | $q_p(N/m^2)$ | $A_{Réf}(m^2)$ | $F_w(kN)$ |
|-----------|------|-------|-------|-------|--------------|----------------|-----------|
| 0 à 44,2m | 44,2 | 41,16 | 0,39  | 2,162 | 838,5        | 2385,6336      | 1686,66   |

**Tableau III. 21 :** Force d'application d'ensemble direction  $V_2$ .

| Tronçon        | H(m)  | L(m)  | $C_d$ | $C_f$ | $q_p(N/m^2)$ | $A_{Réf}(m^2)$ | $F_w(kN)$ |
|----------------|-------|-------|-------|-------|--------------|----------------|-----------|
| 0 à 41,16 m    | 41,16 | 57,96 | 0,49  | 1,196 | 818,25       | 2385,6336      | 1143,98   |
| 41,16m à 44,2m | 44,2  | 57,96 | 0,49  | 1,196 | 845,96       | 2385,6336      | 1182,72   |

- **Calcul des forces de frottement**

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

**Direction V<sub>1</sub> :**

$$2(41,16 \times 44,2) = 3638,544 \text{ m}^2 < 4 [(2 \times 57,96) \times 44,2] = 20494,656 \text{ m}^2$$

La condition est vérifiée.

**Direction V<sub>2</sub> :**

$$2(57,96 \times 41,16) = 4771,27 \text{ m}^2 < 4 [(2 \times 44,2) \times 41,16] = 14554,18 \text{ m}^2$$

La condition est vérifiée.

**Conclusion**

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

**CHAPITRE IV**  
**ETUDE DYNAMIQUE EN ZONE**  
**SISMIQUE**

**IV.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 vérifié toutes les conditions et critères de sécurité imposées par les règles parasismique Algériennes RPA99/version 2003.

**IV.2.Etude dynamique :**

L'analyse dynamique nécessite toujours initialement de créer un modèle de calcul représentant la structure. Ce modèle introduit en suite dans un programme de calcul dynamique, permet la détermination de ses modes propres de vibrations et des efforts engendrés par l'action sismique.

## a) Modélisation de la rigidité :

- 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 différent niveaux (niveau i et niveau i+1).
- A tous les planchers nous avons attribués 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 masse des planchers est supposée uniformément répartie sur toute la surface du plancher.
- La masse est calculée par l'équation  $(G+\beta Q)$  imposée par le **RPA99Version 2003** avec  $(\beta = 0,2)$  pour un bâtiment à usage d'habitation bureaux ou assimilés.
- La charge des murs extérieurs (maçonnerie) à été répartie aux niveaux des poutres qui se trouvent sur le périmètre des planchers.

**IV.3. Etude sismique :****IV.3.1. Introduction :**

Toute structure implantée en zone sismique est susceptible de subir durant sa durée de vie une excitation dynamique de nature sismique. De ce fait la détermination de la réponse sismique de la structure est incontournable lors de l'analyse et de la conception parasismique de cette dernière. Ainsi le calcul d'un bâtiment vis-à-vis du séisme vise à évaluer les charges susceptibles d'être engendrées dans le système structural lors de séisme. Dans le cadre de notre projet, la détermination de ces efforts est conduite par logiciel **Autodesk Robot Structural Analysis Professionnel 2021**.

**IV.3.2. Choix de la méthode de calcul :**

En Algérie, la conception parasismique des structures est régie par un règlement en vigueur à savoir le « **RPA99 modifié en 2003** ». Ce dernier propose trois méthodes de calcul de la réponse sismique ;

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

- **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.

- **La méthode modale spectrale :**

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

Dans notre projet, une étude dynamique de la structure s'impose du fait que les conditions de régularités en plan et en élévation ne sont pas satisfaites.

a) 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.

Cette méthode est basée sur les hypothèses suivantes :

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

a) Analyse spectrale :

b.1.Utilisation des spectres de réponse :

La pratique actuelle la plus répandue consiste à définir le chargement sismique par un spectre de réponse.

b.2.Représentation graphique du spectre de réponse :

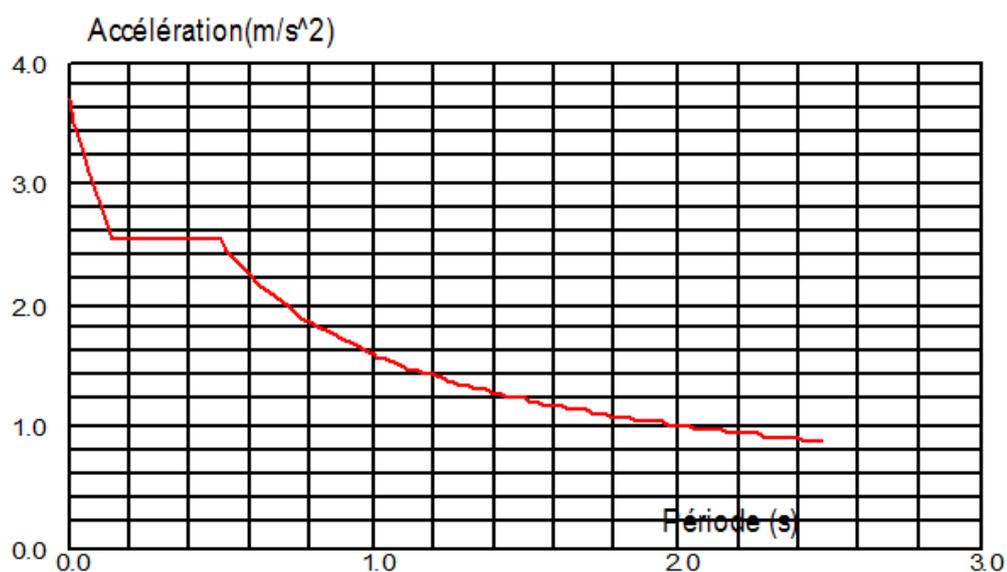


Figure IV. 1: Représentation de graphe pour un spectre de réponse.

Avec :

$g$  : accélération de la pesanteur, ( $g = 9,81N$ ).

$A$  : coefficient d'accélération de zone.

$R$  : coefficient de comportement de la structure. Il est en fonction du système de contreventement ( $R = 4$ ).

$T_1, T_2$  : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

$Q$  : facteur de qualité.

**b.3. Résultante des forces sismiques de calcul :**

L'une des premières vérifications préconisées par le « RPA99 version 2003 » est relative à la résultante des forces sismiques.

En effet la résultante des forces sismiques à la base «  $V_t$  » obtenue par combinaison des valeurs modales 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  $0,8V/V_t$ .

#### **IV.4. 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 :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \quad (4.1)$$

##### **IV.4.1 Coefficient d'accélération e zone (A) :**

$A$  : coefficient d'accélération de zone (en fonction de groupe d'usage et la zone sismique).

Groupe d'usage : 1B (ouvrages de grande importance).

Zone sismique : III

Donc :

$A = 0,30$  (Tableau 4.1).

**IV.4.2 Facteur d'amplification dynamique moyen (D) :**

Ce facteur est fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \left\{ \begin{array}{ll} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{\frac{2}{3}}(3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{array} \right\} \quad (4.2)$$

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

Puisque le site est  $S_3$  donc  $T_1 = 0,15s$  et  $T_2 = 0,50s$ .

$\eta$  : est donné par la formule suivante :

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

Ou  $\xi$  (%) est le pourcentage d'amortissement critique, fonction du matériau constitutif du type de structure et de l'importance des remplissages.

$\xi = 5$  (**Tableau 4.2**), donc on prend  $\eta = 1$ .

**IV.4.3. Estimation de la période fondamentale de la structure :**

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 selon les **RPA99/version 2003** sont :

$$T = \min \left( T = C_t \times h_N^{3/4}; T = \frac{0,09h_N}{\sqrt{D}} \right)$$

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

Dans notre cas nous avons R+12+SS et comme le sous-sol est considéré comme une boîte rigide, donc  $h_N = 44, 2m$ .

$C_T$  : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau (4.6).

Dans notre cas  $C_t = 0,05 \rightarrow$  (Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie).

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

$$T = C_T \times h_N^{3/4} = 0,05 \times 44,2^{3/4} = 0,86s.$$

$$\rightarrow D_X = 57,96 m$$

$$\rightarrow D_Y = 41,16 m$$

$$\rightarrow \left\{ \begin{array}{l} T_X = \frac{0,09h_N}{\sqrt{D_X}} = 0,52s. \\ T_Y = \frac{0,09h_N}{\sqrt{D_Y}} = 0,62s. \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{sens}(X_X)T_X = \min(0,52; 0,86)s \rightarrow T_X = 0,52s \\ \text{sens}(Y_Y)T_Y = \min(0,62; 0,86)s \rightarrow T_Y = 0,62s \end{array} \right\} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} T_{empirique X} = 1,3 \times 0,52 = 0,676 \\ T_{empirique Y} = 1,3 \times 0,62 = 0,806 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T_2 \leq T \leq 3,0s \rightarrow D_X = 2,5\eta(T_2/T_{empirique X})^{2/3} \rightarrow D_X = 2,5\eta(0,5/0,676)^{2/3} = 2,04 \\ T_2 \leq T \leq 3,0s \rightarrow D_Y = 2,5\eta(T_2/T_{empirique Y})^{2/3} \rightarrow D_Y = 2,5\eta(0,5/0,806)^{2/3} = 1,82 \end{array} \right.$$

#### **IV.4.4 Coefficient de comportement (R):**

Coefficient de comportement global de la structure ; fonction du système de contreventement.

**R = 4.** (Mixte portiques/palées triangulées en V).

#### **IV.4.5 Facteur de qualité (Q):**

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 est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^5 P_q$$

Tableau IV. 1: Facteur de qualité

| Critère q »  | Observé<br>O/N | Pq //xx | Observé<br>O/N | Pq//yy |
|--|----------------|---------|----------------|--------|
| 1. Conditions minimales sur les files de contreventement | Non            | 0,05    | Non            | 0,05   |
| 2. Redondance en plan                                    | Oui            | 0       | 0              | 0      |
| 3. Régularité en plan                                    | Non            | 0,05    | Non            | 0,05   |
| 4. Régularité en élévation                               | Oui            | 0       | Oui            | 0      |
| 5. Contrôle de la qualité des matériaux                  | Oui            | 0       | Oui            | 0      |
| 6. Contrôle de la qualité de l'exécution                 | Oui            | 0       | Oui            | 0      |

$$Q//xx = 1 + (0,05+0+0,05+0+0+0) = 1,10$$

$$Q//yy = 1 + (0,05+0+0,05+0+0+0) = 1,10$$

#### IV.4.6 Poids de la structure (W):

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

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \text{ avec } W_i = W_{Gi} + \beta Q_{oi} \quad (4.5)$$

Avec :

$W_i$ : Le poids concentré au niveau du centre masse du plancher « i ».

$W_{Gi}$ : Le poids des charges permanentes et celui des équipements fixes éventuels, secondaires de la structure au niveau « i ».

$W_{Qi}$ : Surcharges d'exploitation au niveau « i ».

$\beta$ : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau (Tableau 4.5).

$$\beta = 0,2$$

#### IV.5 Résultats de l'analyse dynamique :

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

##### IV.5.1 Modèle initial :

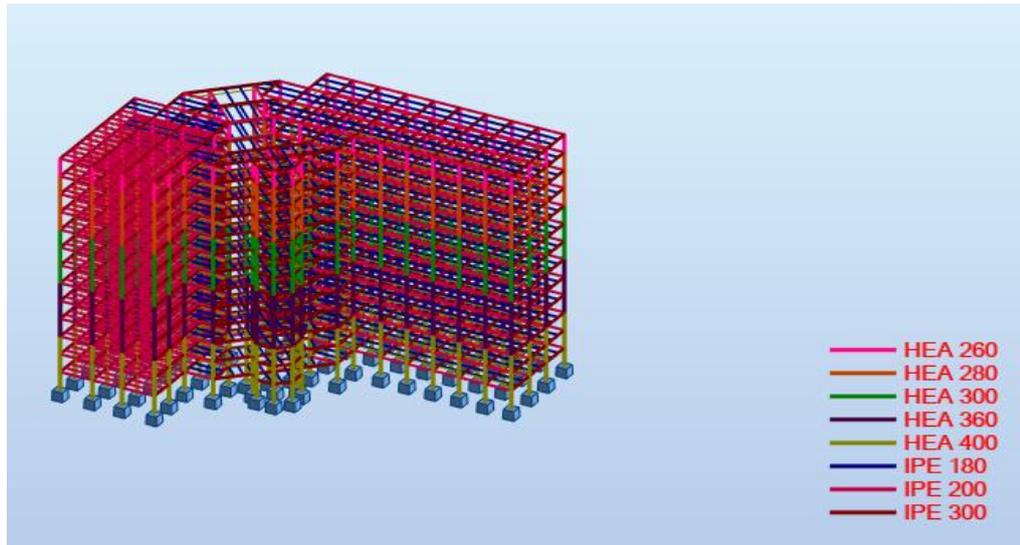


Figure IV. 2: Modèle initial

|                          |   |
|--------------------------|---|
| <b>Poutre principale</b> | IPE 300                                     |
| <b>Poutre secondaire</b> | IPE 200                                     |
| <b>Solives</b>           | IPE 140                                     |
| <b>Poteaux</b>           | HEA 400, HEA360, HEA 300, HEA 280, HEA 260. |

- **Résultats du modèle initial :**

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale  $T = 6,27$  s.
- 1<sup>er</sup> mode une translation suivant x-x.
- 2<sup>ème</sup> mode une torsion
- 3<sup>ème</sup> mode une translation suivant y-y.
- La participation massique dépasse le seuil de 90% à partir du 11<sup>ème</sup> mode.
- $V_x = 3789,50$  kN.
- $V_y = 9501,93$  kN.
- $W_{batiment} = 155027,20$  kN.

Tableau IV. 2: Participation massique du modèle initial.

| Modes | Période s | SumU <sub>x</sub> | SumU <sub>y</sub> | U <sub>x</sub> | U <sub>y</sub> | U <sub>z</sub> |
|-------|-----------|-------------------|-------------------|----------------|----------------|----------------|
| 1     | 6,27      | 79,90             | 0,54              | 79,90          | 0,54           | 0              |
| 2     | 4,07      | 79,99             | 1,84              | 0,09           | 1,30           | 0              |
| 3     | 3,66      | 80,58             | 78,42             | 0,59           | 76,58          | 0              |
| 4     | 2,31      | 90,35             | 78,54             | 9,77           | 0,12           | 0              |
| 5     | 1,50      | 90,36             | 78,64             | 0,00           | 0,10           | 0              |
| 6     | 1,36      | 93,23             | 82,55             | 2,87           | 3,91           | 0              |
| 7     | 1,35      | 94,59             | 88,87             | 1,37           | 6,32           | 0              |
| 8     | 0,92      | 95,72             | 88,89             | 1,13           | 0,02           | 0              |
| 9     | 0,89      | 95,80             | 88,89             | 0,08           | 0,00           | 0              |
| 10    | 0,87      | 96,13             | 89,28             | 0,33           | 0,39           | 0              |
| 11    | 0,80      | 96,27             | 91,08             | 0,13           | 1,80           | 0              |
| 12    | 0,76      | 96,27             | 93,42             | 0,00           | 2,33           | 0              |

## IV.5.2. Model final

a : Caractéristiques dynamique propres du model final

Tableau IV.3 : Les dimensions des éléments utilisé de model finale.

|                       |                       |
|-----------------------|-----------------------|
| Poutre principale     | HEA 400               |
| Poutre secondaire     | HEA 400, IPE200       |
| Solives               | IPE 200, IPE 140      |
| Poteaux               | HEB 500× 500 × 10     |
| Contreventements en V | 2 UPN 380 et 2UPN 400 |

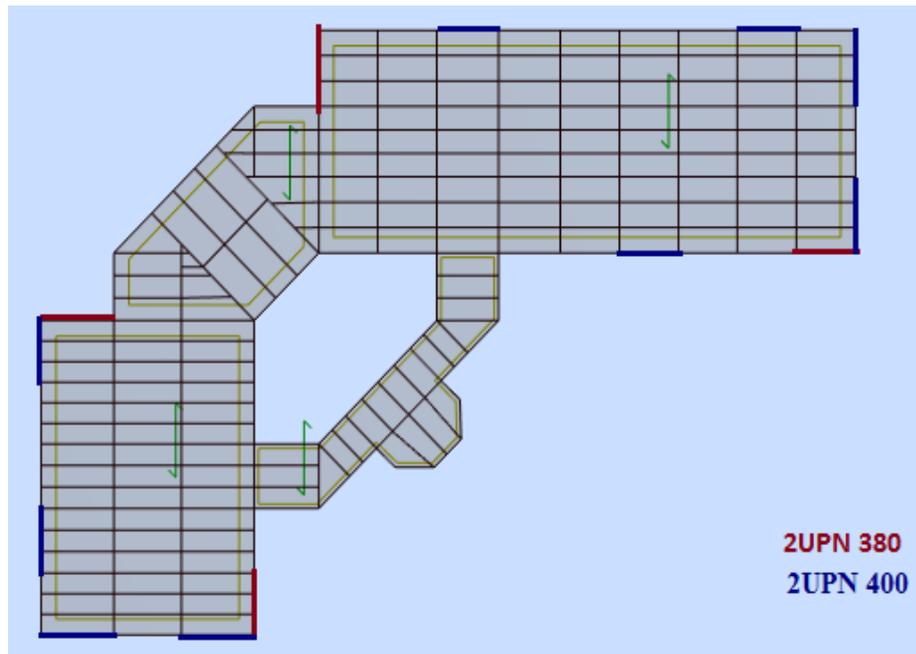


Figure IV. 3 : Vu en plans de model finale

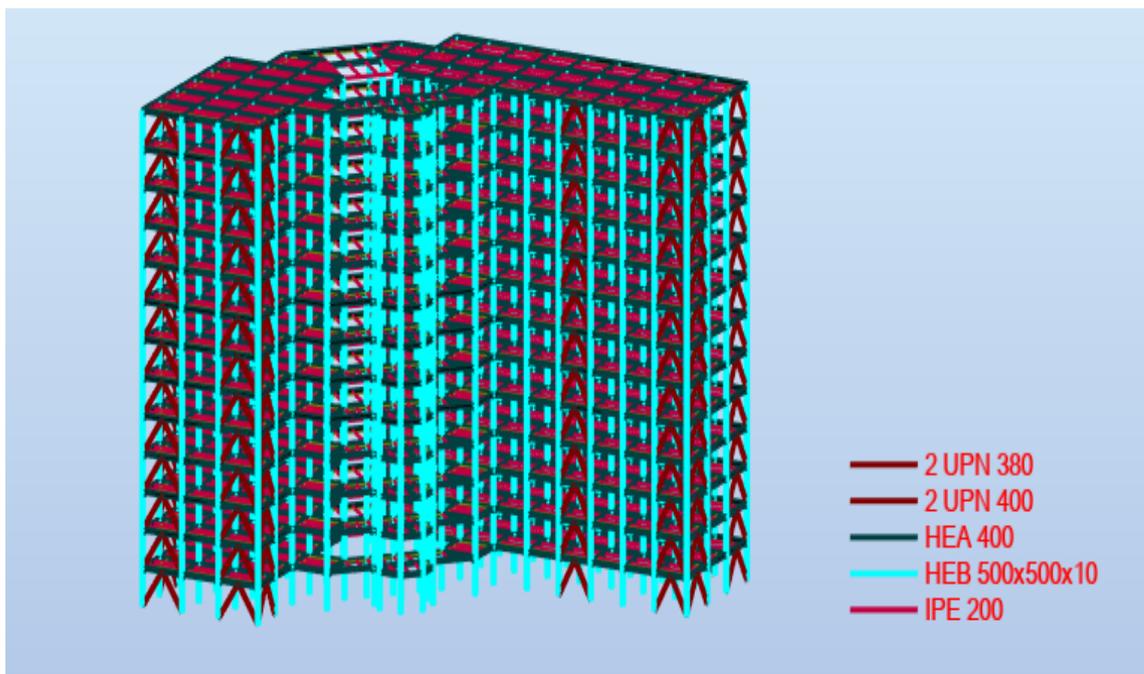


Figure IV. 4 : Vu en élévation de modèle final.

- **Résultats du modèle final :**

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale  $T = 1,32$  s.
- 1<sup>er</sup> mode c'est un mode couplé suivant x-x.
- 2<sup>ème</sup> mode c'est un mode couplé suivant y-y.
- 3<sup>ème</sup> mode une torsion.
- La participation massique dépasse le seul massique de 90% à partir du 19<sup>ème</sup> mode.

**Tableau IV.4: Participation massique de model final.**

| Modes | Période s | Sum $U_X$ | Sum $U_Y$ | $U_X$ | $U_Y$ | $U_Z$ |
|-------|-----------|-----------|-----------|-------|-------|-------|
| 1     | 1,32      | 19,51     | 53,63     | 19,51 | 53,63 | 0,00  |
| 2     | 1,17      | 74,00     | 73,04     | 54,48 | 19,41 | 0,00  |
| 3     | 1,01      | 74,63     | 73,71     | 0,63  | 0,67  | 0,00  |
| 4     | 0,54      | 74,63     | 73,71     | 0,00  | 0,00  | 0,08  |
| 5     | 0,51      | 74,63     | 73,71     | 0,00  | 0,00  | 0,16  |
| 6     | 0,51      | 74,63     | 73,71     | 0,00  | 0,00  | 0,00  |
| 7     | 0,46      | 79,13     | 86,13     | 4,50  | 12,43 | 0,00  |
| 8     | 0,46      | 79,13     | 86,15     | 0,01  | 0,02  | 0,01  |
| 9     | 0,46      | 79,14     | 86,18     | 0,01  | 0,03  | 0,09  |
| 10    | 0,45      | 79,14     | 86,18     | 0,00  | 0,00  | 0,09  |
| 11    | 0,45      | 79,14     | 86,18     | 0,00  | 0,00  | 0,09  |
| 12    | 0,44      | 79,14     | 86,18     | 0,00  | 0,00  | 0,00  |
| 13    | 0,44      | 79,14     | 86,18     | 0,00  | 0,00  | 0,00  |
| 14    | 0,43      | 79,14     | 86,18     | 0,00  | 0,00  | 0,01  |
| 15    | 0,43      | 79,15     | 86,18     | 0,00  | 0,00  | 0,00  |
| 16    | 0,43      | 79,15     | 86,18     | 0,00  | 0,00  | 0,00  |
| 17    | 0,43      | 79,15     | 86,18     | 0,00  | 0,00  | 0,16  |
| 18    | 0,42      | 79,15     | 86,18     | 0,00  | 0,00  | 0,00  |
| 19    | 0,42      | 90,64     | 90,48     | 11,49 | 4,30  | 0,00  |
| 20    | 0,42      | 90,64     | 90,48     | 0,00  | 0,00  | 0,01  |
| 21    | 0,42      | 90,65     | 90,48     | 0,01  | 0,00  | 0,14  |

**IV.5.3 : Vérification de l'effort tranchant :**

| Sens | A    | D    | Q    | R | W (kN) | V (kN) | 0,8V (kN) |
|------|------|------|------|---|--------|--------|-----------|
| x-x  | 0,30 | 2,04 | 1,10 | 4 | 209627 | 35247  | 28197,6   |
| y-y  | 0,30 | 1,82 | 1,10 | 4 | 209627 | 31447  | 25157,6   |

|                         |          |    |      |
|-------------------------|----------|----|------|
| <b>0,8V<sub>x</sub></b> | 28197,6  | r1 | 1,17 |
| <b>E<sub>x</sub>max</b> | 24092,28 |    |      |
| <b>0,8V<sub>y</sub></b> | 25157,6  | r2 | 1,08 |
| <b>E<sub>y</sub>max</b> | 23427,61 |    |      |

• **Vérification du déplacement inter-étage :**

Selon l'article 5.10 de RPA99/version 2003 l'intégralité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :

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

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

**TableauIV.5: Déplacement inter-étage dans le sens x-x.**

| Etage | U <sub>x</sub> cm | Delta (U <sub>x</sub> cm ) | H poteau (cm) | 0,01h (cm) | Note |
|-------|-------------------|----------------------------|---------------|------------|------|
| 12    | 31,4              | 1,33                       | 340           | 3.4        | V    |
| 11    | 30,07             | 1,71                       | 340           | 3.4        | V    |
| 10    | 28,37             | 1,96                       | 340           | 3.4        | V    |
| 9     | 26,41             | 2,17                       | 340           | 3.4        | V    |
| 8     | 24,24             | 2,38                       | 340           | 3.4        | V    |
| 7     | 21,86             | 2,63                       | 340           | 3.4        | V    |
| 6     | 19,23             | 2,85                       | 340           | 3.4        | V    |
| 5     | 16,38             | 3                          | 340           | 3.4        | V    |
| 4     | 13,38             | 3,07                       | 340           | 3.4        | V    |
| 3     | 10,31             | 3,06                       | 340           | 3.4        | V    |
| 2     | 7,52              | 2,98                       | 340           | 3.4        | V    |
| 1     | 4,27              | 2,64                       | 340           | 3.4        | V    |
| RDC   | 1,63              | 1,63                       | 340           | 3.4        | V    |

Tableau IV. 6: Déplacement inter-étage dans le sens y-y.

| Etage | $U_Y$ (cm) | Delta ( $U_Y$ (cm)) | H poteau (cm) | 0,01h (cm) | Note |
|-------|------------|---------------------|---------------|------------|------|
| 12    | 32,29      | 1,41                | 340           | 3,4        | V    |
| 11    | 30,88      | 1,88                | 340           | 3,4        | V    |
| 10    | 28,99      | 2,13                | 340           | 3,4        | V    |
| 9     | 26,86      | 2,33                | 340           | 3,4        | V    |
| 8     | 24,52      | 2,52                | 340           | 3,4        | V    |
| 7     | 22         | 2,75                | 340           | 3,4        | V    |
| 6     | 19,25      | 2,95                | 340           | 3,4        | V    |
| 5     | 16,30      | 3,08                | 340           | 3,4        | V    |
| 4     | 13,22      | 3,13                | 340           | 3,4        | V    |
| 3     | 10,09      | 3,08                | 340           | 3,4        | V    |
| 2     | 7,02       | 2,95                | 340           | 3,4        | V    |
| 1     | 4,07       | 2,56                | 340           | 3,4        | V    |
| RDC   | 1,51       | 1,51                | 340           | 3,4        | V    |

- **Vérification de l'effet P- $\Delta$  (effet de second ordre) :**

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

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times H_K} \leq 0,1 \quad (5.6)$$

$P_K$  : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau.

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

$\Delta_K$  : Déplacement relatif du niveau 'K' par rapport au niveau K-1.

$H_K$  : Hauteur d'étage K.

Tableau IV.7: Vérification de l'effet P- $\Delta$  selon les deux sens.

| Etage | $H_K$<br>(mm) | $P_K$ (kN) | $\Delta_K$<br>(mm) | $V_k$ (kN)<br>sens x-x | $\theta_K$ | $P_K$ (kN) | $\Delta_K$<br>(mm) | $V_k$ (kN)<br>sens y-y | $\theta_K$ | Note |
|-------|---------------|------------|--------------------|------------------------|------------|------------|--------------------|------------------------|------------|------|
| 12    | 3400          | 11956      | 3,325              | 4498,15                | 0,0026     | 11956      | 3,525              | 3382,26                | 0,0036     | V    |
| 11    | 3400          | 22714      | 4,275              | 6748,71                | 0,0042     | 22714      | 4,7                | 6188,58                | 0,0051     | V    |
| 10    | 3400          | 33236      | 4,9                | 9348,125               | 0,0051     | 33236      | 5,325              | 8529,12                | 0,006      | V    |
| 9     | 3400          | 43757      | 5,425              | 11518,47               | 0,0060     | 43757      | 5,825              | 10449,37               | 0,007      | V    |
| 8     | 3400          | 54278      | 5,95               | 13278,27               | 0,008      | 54278      | 6,3                | 11973,95               | 0,008      | V    |
| 7     | 3400          | 73025      | 6,575              | 15838,20               | 0,0071     | 73025      | 6,875              | 14153,86               | 0,01       | V    |
| 6     | 3400          | 91773      | 7,125              | 18058,59               | 0,0106     | 91773      | 7,375              | 16045,47               | 0,012      | V    |
| 5     | 3400          | 110520     | 7,5                | 20095,4                | 0,0121     | 110520     | 7,7                | 17811,66               | 0,014      | V    |
| 4     | 3400          | 129267     | 7,675              | 22019,89               | 0,0132     | 129267     | 7,825              | 19520,64               | 0,009      | V    |
| 3     | 3400          | 148015     | 7,65               | 23788,58               | 0,0139     | 148015     | 7,7                | 21119,86               | 0,016      | V    |
| 2     | 3400          | 183214     | 7,45               | 26683,48               | 0,0150     | 183214     | 7,375              | 23765,984              | 0,017      | V    |
| 1     | 3400          | 201961     | 6,6                | 27756,97               | 0,0141     | 201961     | 6,4                | 24744,71               | 0,015      | V    |
| RDC   | 3400          | 209627     | 4,075              | 28006,86               | 0,0089     | 209627     | 3,775              | 24969,24               | 0,009      | V    |

- **Justification du coefficient de comportement :**

Suivant l'article 3.4.10[1], dans le cas des ossatures avec contreventements mixtes (portique + palées) la structure doit satisfaire les deux conditions suivantes :

- Au plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

- Les portiques doivent reprendre, autre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

Pourcentage des sollicitations dues aux charges verticales reprises par les contreventements.

L'effort normale total à la base de la structure :  $P_{TOT}=262048,39$  kN.

L'effort normal à la base reprise par les contreventements :  $P_{CV} = 2797,34$  kN.

$$\frac{P_{CV}}{P_{TOT}} = 1,07\% \rightarrow c' \text{ est vérifié.}$$

Pourcentage des sollicitations dues aux charges horizontales reprises par les portiques et les contreventements

**Tableau IV. 8: leffort tranchant dues à la charge horizontale.**

| Etage | $V_{X tot}$ (kN) | $V_{X portique}$ (kN) | $V_X\%$ | $V_{Y TOT}$ (kN) | $V_{Y PORTIQUE}$ (kN) | $V_Y\%$ |
|-------|------------------|-----------------------|---------|------------------|-----------------------|---------|
| 12    | 4498,15          | 1839,36               | 40,89   | 3382,26          | 1749,72               | 51,73   |
| 11    | 6748,71          | 3218,063              | 47,68   | 6188,58          | 3124,72               | 50,49   |
| 10    | 9348,125         | 4314,15               | 46,15   | 8529,12          | 4202,27               | 49,26   |
| 9     | 11518,47         | 5184,57               | 45      | 10449,37         | 5038,43               | 48,22   |
| 8     | 13278,27         | 5897,81               | 44,4    | 11973,95         | 5705,13               | 47,64   |
| 7     | 15838,20         | 7113,75               | 44,915  | 14153,86         | 6833,9                | 48,28   |
| 6     | 18058,59         | 8300,52               | 45,96   | 16045,47         | 7952,89               | 49,56   |
| 5     | 20095,4          | 9339,54               | 46,47   | 17811,66         | 8940,27               | 50,19   |
| 4     | 22019,89         | 10186,55              | 46,26   | 19520,64         | 10421,47              | 53,38   |
| 3     | 23788,58         | 10904,88              | 45,84   | 21119,86         | 11721,80              | 55,5    |
| 2     | 26683,48         | 12246,129             | 45,89   | 23765,984        | 12183,22              | 51,26   |
| 1     | 27756,97         | 12797,12              | 46,1    | 24744,71         | 12250,66              | 49,51   |
| RDC   | 28006,86         | 12891,67              | 46,03   | 24969,24         | 12355,35              | 49,48   |

**Remarque :**

- Concernant la modélisation de notre structure initiale dont on a conçu avec les éléments du pré-dimensionnement mais finalement les vérifications exigées par (RPA99 VERSION 2003) n' étaient pas validé.
- En cherchant une solution pour stabiliser la structure, et en rajoutant des contreventements de type (UPN) après on a opté pour des contreventements de type (2UPN) et le problème n' était toujours pas résolu (déplacement inter -étage dépasse le déplacement admissible).

- En essayant d'augmenter les sections de la structure (le poteau et aussi la poutre principale et la poutre secondaire et la solive) mais le problème est toujours présent.
- Après on a rajouté un poteau croix ( $HEB500 \times 500 \times 10$ ) pour finalement le déplacement inter-étage est vérifié.
- Et la on est arrivé au modèle final avec toutes les conditions vérifiées.

**Conclusion :**

Les résultats obtenus par le model sont vérifiés et satisfaisants pour les exigences de **RPA99/version 2003** :

- L'effort tranchant à la base.
- Les déplacements inter-étage.
- L'effet  $p-\Delta$  (seconde ordre).
- Justification du coefficient de comportent.

**CHAPITRE V :**  
**VERIFICATION DES**  
**ELEMENTES**

**V.1 :Introduction**

Dans ce chapitre, on vérifiera les éléments structuraux de notre ouvrage en se basant sur les règles de conceptions et de calcul des structures en acier CCM97 ou ECO 03 et en tenant compte des principes du règles parasismiques Algériennes RPA99/version 2003..

**V.2 :Vérification des poteaux**

Les poteaux sont des éléments structuraux qui reprennent les charges venant des poutres et les transmettre aux fondations. Les poteaux travaillent généralement en flexion composés

**V2.1 : Les efforts internes**

Les vérifications doivent être faites sous les combinaisons suivantes :

$$G+ Q \pm E \quad ; \quad 0,8G \pm E$$

$$N_{sd}^{max} = 8204.74KN ; M_{sd,y}^{cor} = 9.62KN.m ; M_{sd,z}^{cor} = 143.06KN.m (G+Q+Ey)$$

$$M_{sd,y}^{max} = 385.76KN.m ; N_{sd}^{cor} = 2478.78KN.m ; M_{sd,z}^{cor} = 139.27KN.m(G+Q+Ex)$$

$$M_{sd,z}^{max} = 450.73KN.m ; N_{sd}^{cor} = 1362.99KN ; M_{sd,y}^{cor} = 1362.99KN.m(G+Q+Ey)$$

**V2.2:Vérification de la stabilité au flambement composée**

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min}.N_{pl,rd}} + \frac{K_y M_{sd,y}}{M_{ply,rd}} + \frac{K_z M_{sd,z}}{M_{plz,rd}} \leq 1 \dots\dots\dots\text{classe 1.}$$

Avec :

$$N_{pl,rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M1}} \quad \text{et} \quad \mu_{y,z} = \bar{\lambda}_{y,z} (2. \beta_{M,y,z} - 4) + \left( \frac{W_{ply,z} - W_{ely,z}}{W_{ely,z}} \right) \leq 0,90$$

$$M_{ply,rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M1}} \quad \text{et} \quad M_{plz,rd} = \frac{W_{plz} \times f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y} \leq 1,5 \quad \text{et} \quad K_z = 1 - \frac{\mu_z \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y} \leq 1,5$$

**V.3 :Exemple de calcul**

**Niveau RDC :**

**Tableau V. 1: caractéristique de profilé croisé 2HEB500**

| Secti<br>on | Caractéristiques |               |                |                |                |                |          |          |
|-------------|------------------|---------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------|----------|
|             | $I_y cm^4$       | $I_z cm^4$    | $W_{ply} cm^3$ | $W_{ely} cm^3$ | $W_{plz} cm^3$ | $W_{elz} cm^3$ | $i_y cm$ | $i_z cm$ |
| 475,2       | 119799.<br>34    | 119799<br>.34 | 6103           | 4792           | 6103           | 4792           | 15,9     | 15,9     |

Tableau V.2 :caracteristique de profilé HEA400

| Section    | Caractéristiques |            |                |               |                |                |          |          |
|------------|------------------|------------|----------------|---------------|----------------|----------------|----------|----------|
| $A_{cm^2}$ | $I_y cm^4$       | $I_z cm^4$ | $W_{ply} cm^4$ | $W_{ely} m^3$ | $W_{plz} cm^3$ | $W_{elz} cm^3$ | $i_y cm$ | $i_z cm$ |
| 159        | 45070            | 8564       | 2562           | 2311          | 872.9          | 570.9          | 16.84    | 7.34     |

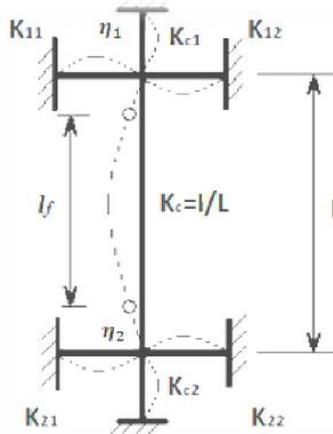


Figure V. 1: Longueur de flambement pour un mode déplaçable.

Longeure de flombement :

$$\frac{L_f}{L_0} = \left( \frac{1 + 0,145 \times (\eta_1 + \eta_2) - 0,265 \times \eta_1 \times \eta_2}{2 - 0,364 \times (\eta_1 + \eta_2) - 0,247 \times \eta_1 \times \eta_2} \right)$$

Facteurs de distribution de rigidité dans les nœuds 1 et 2 ( $\eta_1 + \eta_2$ ) :

$$\eta_1 = \frac{K_C + K_{C1}}{K_C + K_{C1} + K_{P11} + K_{P12}}$$

$$\eta_2 = \frac{K_C + K_{C2}}{K_C + K_{C2} + K_{P21} + K_{P22}}$$

- $K_C$  est la rigidité (ou la raideur) de poteau concerné
- $K_{C1}$  et  $K_{C2}$  la rigidité des poteaux adjacents
- $K_{bij}$  la rigidité des poutres associées au nœud con

➤ Sens Y-Y : (Nœud fixe)

$$K_C^{\text{HEB 500 croisé}} = K_{C,1}^{\text{HEB 500 croisé}} = \frac{119799,34}{340} = 352,35 \text{ cm}^3$$

$$K_{b,11}^{\text{HEA400}} = \frac{45070}{420} = 107,31 \text{ cm}$$

$$K_{C,2} = 0 ; \quad K_{b,21} = K_{b,22} = 0 ;$$

$$\eta_1 = \frac{(2 \times 352,35)}{(2 \times 352,35) + (107,31)} = 0,868 \text{ et } \eta_2 = 0 \dots \dots \dots \text{ encastrement.}$$

$$L_{f,y} = \left[ \frac{1 + (0,145 \times 0,802)}{2 - (0,364 \times 0,802)} \right] \times 3,40 \rightarrow L_{f,y} = 2,07 \text{ m}$$

➤ Sens Z-Z : (Nœud fixe)

- Facteurs de distribution de rigidité dans les nœuds 1 et 2 ( $\eta_1 + \eta_2$ ) :

$$K_C^{\text{HEB 500 croisé}} = K_{C,1}^{\text{HEB 500 croisé}} = \frac{119799,34}{340} = 352,35 \text{ cm}^3 ;$$

$$K_{b,12}^{\text{HEA400}} = \frac{54070}{518} = 87,00 \text{ cm}^3 ;$$

$$K_{C,2} = 0 ; \quad K_{b,21} = K_{b,22} = 0 ;$$

$$\eta_1 = \frac{(2 \times 352,35)}{(2 \times 352,35) + (87,00)} = 0,89 \text{ et } \eta_2 = 0 \dots \dots \dots \text{ encastrement.}$$

$$\rightarrow L_{f,z} = \left[ \frac{1 + (0,145 \times 0,89)}{2 - (0,364 \times 0,89)} \right] \times 3,40 L_{f,z} = 2,29 \text{ m}$$

- Calcul de l'élancement réduit  $\bar{\lambda}_{y,z}$

$$\rightarrow \lambda_y = \frac{L_{f,y}}{i_y} = \frac{207}{15,9} = 13,01 \lambda_y = \frac{13,01}{93,91 \varepsilon} = 0,16 < 0,2 \text{ alors il y a pas risque de flambement.}$$

$$\rightarrow \lambda_z = \frac{L_{f,z}}{i_z} = \frac{229}{15,9} = 14,47 \lambda_z = \frac{14,47}{93,91 \varepsilon} = 0,17 < 0,2 \text{ alors il y a pas risque de flambement.}$$

D'où le poteau ne risque pas de se flamber dans les deux sens.

$$\text{avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} ; f_y = 275 \text{ MPa} \Rightarrow \varepsilon = 0,924$$

- Calcul de  $\chi_{\min}$  :

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

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

Avec :

$$\frac{h}{b} = \frac{500}{300} = 1,66 > 1,2$$

et  $T_f < 100 \text{ mm}$

→ Courbe de flambement (Y-Y)  $b \Rightarrow \alpha_y = 0,34$

→ Courbe de flambement (Z-Z)  $b \Rightarrow \alpha_z = 0,34$

$$\Phi_z = 0,506 \quad \rightarrow \chi_z = 0,96$$

$$\Phi_y = 0,509 \quad \rightarrow \chi_y = 0,955$$

• Calcul de  $K_y$  et  $K_z$

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y} \leq 1,5$$

$$K_z = 1 - \frac{\mu_z \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y} \leq 1,5$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y \times ((2 \times \beta_{My}) - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \text{ avec } \mu_y \leq 0,90$$

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z \times ((2 \times \beta_{Mz}) - 4) + \frac{W_{plz} - W_{elz}}{W_{elz}} \text{ avec } \mu_z \leq 0,90$$

Avec :  $\beta_{My}, \beta_{Mz}$  : « facteur de moment uniforme équivalent »

$$\beta_{M\varphi y} = 1,8 - 0,7 \cdot \varphi \text{ Avec } \varphi = \frac{M_{\min}}{M_{\max}}$$

$$\varphi = \frac{M_{\min}}{M_{\max}} = \frac{-314,72}{385,76} = -0,82 \beta_{my} = 2,37$$

$$\beta_{M\varphi z} = 1,8 - 0,7 \cdot \varphi \text{ Avec } \varphi = \frac{M_{\min}}{M_{\max}}$$

$$\varphi = \frac{M_{\min}}{M_{\max}} = \frac{-335,67}{450,73} = -0,74 \beta_{mz} = 2,32$$

**A.N**

$$\mu_y = 0,39 < 0,90 \quad (\text{OK})$$

$$k_y = 1 - \frac{0,38 \times 8204,74 \times 10^3}{1 \times 47517 \times 275} = 0,74 < 1,5$$

$$\mu_z = 0,38 < 0,90 \quad (\text{OK})$$

$$k_z = 1 + \frac{0,4 \times 8204,74 \times 10^3}{1 \times 47517 \times 275} = 0,75 < 1,5$$

• Vérification

$$\frac{8204,74 \times 10^3}{0,95 \times 47517 \times \frac{275}{1,1}} + \frac{0,74 \times (9.62) \times 10^3}{6103 \times \frac{275}{1,1}} + \frac{0,75 \times 143.06 \times 10^3}{6103 \times \frac{275}{1,1}} = 0,8 < 1$$

⇒ condition vérifiée

Cas 2 :

$$M_{y.sd}^{MAX} \rightarrow N_{sd}^{corr} \text{ et } M_{z.sd}^{corr}$$

$$M_{y.sd}^{MAX} = 385,76 \text{ kN.m} ; N_{sd}^{corr} = 2478,79 \text{ kN} ; M_{z.sd}^{corr} = 139,27 \text{ kN.m}$$

$$K_y = 0,092 \text{ Et } K_z = 0,91$$

$$\frac{2478,79 \times 10^3}{0,92 \times 475,17 \times 10^2 \times \frac{275}{1,1}} + \frac{0,92 \times 385,76 \times 10^6}{6103 \times 10^3 \times \frac{275}{1,1}} + \frac{0,91 \times 139,27 \times 10^6}{6103 \times 10^3 \times \frac{275}{1,1}} = 0,53 < 1$$

⇒ condition vérifiée

Cas 3 :

$$M_{z.sd}^{MAX} \rightarrow N_{sd}^{corr} \text{ et } M_{y.sd}^{corr}$$

$$M_{z.sd}^{MAX} = 450,73 \text{ kN.m} ; N_{sd}^{corr} = 1362,9 \text{ kN} ; M_{y.sd}^{corr} = 73,21 \text{ kN.m}$$

$$K_y = 0,85 \text{ Et } K_z = 0,86$$

$$\frac{1362,9 \times 10^3}{0,95 \times 475,17 \times 10^2 \times \frac{275}{1,1}} + \frac{0,85 \times 73,21 \times 10^6}{6103 \times 10^3 \times \frac{275}{1,1}} + \frac{0,86 \times 450,73 \times 10^6}{6103 \times 10^3 \times \frac{275}{1,1}} = 0,8 < 1$$

⇒ condition vérifiée

• Vérification du déversement

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

Où :

$$K_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \times N_{sd}}{\chi_Z \times A \times f_y} \quad \text{pour } K_{LT} \leq 1$$

$$\mu_{LT} = 0,15 \times \bar{\lambda}_Z \times \beta_{M,LT} - 0,15 \quad \text{pour } \mu_{LT} \leq 0,90$$

Avec :

$\beta_{M.LT}$  : Facteur de moment uniforme équivalent pour le déversement.

$$\beta_{M.LT} = 1,43$$

$$\mu_{LT} = -0,11 \leq 0,90$$

$$K_{LT} = 0,93$$

➤ **Calcul de  $\chi_{LT}$**

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + \left[ \varphi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]^{0,5}}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{L/iz}{\left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{L/iz}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0,25} \sqrt{C_1}}$$

$$C_1 = 1,132 \text{ (CCM97.Tab.B.1.2)}$$

$$\lambda_{LT} = 29,46$$

$$\bar{\lambda}_{Lt} = \frac{\lambda_{Lt}}{86,80} = \frac{29,46}{86,80}$$

$$\bar{\lambda}_{Lt} = 0,34 < 0,4 \implies \text{alors il y a pas risque de diversement}$$

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

$$\alpha_{LT} = 0,34$$

$$\Phi_{LT} = 0,5816$$

$$\text{Donc : } \chi_{Lt} = 0,95$$

• **Vérification**

$$\frac{8204,74 \times 10^3}{1 \times 475,17 \times 10^2 \times \frac{275}{1,1}} + \frac{0,93 \times (9,62) \times 10^3}{0,928 \times 6103 \times \frac{275}{1,1}} + \frac{0,75 \times 143,06 \times 10^3}{6103 \times \frac{275}{1,1}} = 0,805 < 1$$

$\implies$  condition vérifiée

➤ **Dimensionnement du cordon de soudure :**

$$N_{sd} = 8204,74 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 191,86 \text{ kN}$$

$$a \geq \beta_{\omega} \times \delta m \times \frac{t_w}{2}$$

$\beta_\omega$  : coef de corrélation

$\delta_m$  : coef de sécurité

$$S275 \begin{cases} \beta_\omega = 0.85 \\ \delta_m = 1.3 \end{cases}$$

$$a \geq 0.85 \times 1.3 \times (14,5/2) \Rightarrow a \geq 8,011 \text{ mm}$$

On Prend : a = 8 mm

• **Vérification des contraintes :**

➤ Perpendiculaire :

$$\frac{F}{2\sqrt{2} \times a \times L} \leq \frac{Fu}{\beta_\omega \times \gamma_{mw}}$$

$$\frac{98,69 \times 10^3}{2\sqrt{2} \times 8 \times 4089} = 2,074 \text{ kN} \leq \frac{430}{0,85 \times 1,3} = 389,14 \text{ kN}$$

• Parallèle :

$$\tau = \frac{P}{2\sqrt{2} \times a \times L} \leq \frac{Fu}{\beta_\omega \times \gamma_{mw}}$$

$$\frac{8204,74 \times 10^3}{2\sqrt{2} \times 8 \times 4089} = 88,67 \text{ kN} \leq \frac{430}{0,85 \times 1,3} = 389,14 \text{ kN}$$

**V.3 :Vérification des poutres principales d'étage courant :**

On prend un **HEA 400**

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

Le moment et l'effort tranchant sollicitant ont pour valeurs

$$M_{sd} = 299,51 \text{ KN.m}$$

$$V_{sd} = 271,20 \text{ KN}$$

• **Vérification de la résistance**

On doit vérifier que :  $M_{sd} < M_{pl,rd}$

$$M_{sd} = 299,51 \text{ KN.m} < M_{pl,rd} = 368,19 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{La condition est vérifiée}$$

- **Vérification de l'effort tranchant**

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

$V_{sd} = 271,20 \text{ KN} < V_{pl,rd} = 370,66 \text{ kN}$  ..... La condition est vérifiée

### **V.3.1 : Vérification des poutres principale de terrasse**

On prend un IPE 360.

D'après le Logiciel **ROBOT**, on prend la valeur  $G+Q+E_y$ .

Le moment et l'effort tranchant sollicitant ont pour valeurs:

$M_{sd} = 210,86 \text{ KN.m}$

$V_{sd} = 147,98 \text{ KN}$

- **Vérification de la résistance**

On doit vérifier que :  $M_{sd} < M_{pl,rd}$  :

$M_{sd} = 210,86 \text{ KN.m} < M_{pl,rd} = 665,696 \text{ KN.m}$  ..... La condition est vérifiée

- **Vérification de l'effort tranchant**

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

$V_{sd} = 147,98 \text{ KN} < V_{pl,rd} = 370,66 \text{ kN}$  ..... La condition est vérifiée

### **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.

### **IV.4 : Vérification des contreventements :**

Les **contreventements** sont des éléments stabilisateurs qui permettent à la structure de résister aux force horizontales en les transférant jusqu'aux fondations. Ils contribuent aussi à la limitation des déformations et à l'augmentation de la stabilité de la structure et de ses éléments.

#### **IV.4.1 : Vérification de palées en (V) 2UPN380 :**

- **Vérifications à la traction simple de 2UPN380 :**

Les efforts sollicitant les plus défavorables calculés par le logiciel sous la combinaison :  $G+Q+1.25VY$

$$N_{sd} = 2368,99 \text{ KN}$$

Il faut vérifier que :  $N_{sd} \leq N_{pl,Rd}$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{2 \times 8040 \times 275}{1,1} \times 10^{-3} = 4020 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 2368,99 \text{ kN} < N_{pl,Rd} = 4020 \text{ kN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Vérifications à 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 :

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

$$\gamma_{M1} = 1,1$$

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

$$l_f = \sqrt{\left(\frac{5,18}{2}\right)^2 + 3,40^2} = 4,27 \text{ m}$$

$$L = \frac{l_f}{2} = 2,135$$

$$\lambda_y = \frac{L_{fy}}{i_y} = \frac{213,5}{14} = 15,21$$

$$\lambda_z = \frac{L_{fz}}{i_z} = \frac{340}{2,77} = 122,74$$

On a  $\lambda_y < \lambda_z \Rightarrow$  le flambement se produit autour de l'axe (Y-Y)

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{86,80} = 0,18$$

**Remarque**

Pour les sections en **U** la courbe de flambement est " C "

$\Rightarrow$  Courbe de flambement C  $\Rightarrow \alpha = 0,49$  (CCM97.Tab 5.5.1)

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

$$\Phi_y = 0,5113$$

$$\chi_y = 1$$

$$N_{sd} = 447,6 \text{ kN} < \frac{1 \times 1 \times 2 \times 8040 \times 275}{1,1} \times 10^{-3} = 4020 \text{ kN}$$

Condition Vérifiée

**V.4.2 :Verefication de palie en V(2UPN400)**

➤ **Vérifications à la traction simple de 2UPN400:**

Les efforts sollicitant les plus défavorables calculés par le logiciel sous la combinaison :

**G+Q+1.25VY**

$$N_{sd} = 2572,3 \text{ KN}$$

Il faut vérifier que :  $N_{sd} \leq N_{pl,Rd}$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{2 \times 9150 \times 275}{1,1} \times 10^{-3} = 4575 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 2572,3 \text{ KN} < N_{pl,Rd} = 4575 \text{ kN}$$

➤ Condition vérifiée

➤ **Vérifications à la compression simple :**

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

Avec :

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

$$\gamma_{M1} = 1,1$$

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

$$l_f = \sqrt{\left(\frac{5,18}{2}\right)^2 + 3,40^2} = 4,25 \text{ m}$$

$$\frac{l_f}{2} = 2,135$$

$$\lambda_y = \frac{L_{fy}}{i_y} = \frac{213,5}{14,9} = 14,328$$

$$\lambda_z = \frac{L_{fz}}{i_z} = \frac{340}{3,04} = 111,84$$

On a  $\lambda_y < \lambda_z \Rightarrow$  le flambement se produit autour de l'axe (Y-Y)

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{86,80} = 0,165$$

**Remarque**

Pour les sections en U la courbe de flambement est " C "

$\Rightarrow$  Courbe de flambement C  $\Rightarrow \alpha = 0,49$  (CCM97.Tab 5.5.1)

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

$$\Phi_y = 0,506$$

$$\chi_y = 1,00$$

$$N_{sd} = 2572,3\text{kN} < \frac{\chi \times 1 \times 2 \times 9150 \times 275}{1,1} \times 10^{-3} = 4575,00 \text{ kN}$$

Condition Vérifiée

**CHAPITRE VI**  
**ETUDE DES ASSEMBLAGES**

**VI.1. Introduction :**

Un assemblage est un dispositif qui permet de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elles.

Il assure la transmission et la répartition des diverses sollicitations entre les pièces, sans générer de sollicitations parasites.

Un assemblage se compose de plusieurs éléments :

- 1- Les abouts des pièces à assembler.
- 2- Les accessoires de fixation (cornières, platines,...).
- 3- Les organes de fixation (boulons, rivet, soudure).

On à cinq cas d'assemblages on doit citer :

Cas 1 : assemblage de poutre-solive.

Cas 2 : assemblage poutre-poteau.

Cas 3 : assemblage de continuité de poteau.

Cas 4 : assemblage de contreventement.

Cas 5 : assemblage de pieds de poteau.

- **Fonctionnement par obstacle :**

C'est le cas des boulons ordinaires non précontraints dont les tiges reprennent les efforts et fonctionnent en cisaillement.

- **Fonctionnement par adhérence :**

Dans ce cas la transmission des efforts s'opère par adhérence des surfaces des pièces en contacts. Cela concerne le soudage et le boulonnage par les boulons à haute résistance.

Dans notre projet nous aurons recourt à deux types d'assemblages :

- ✓ Assemblage par boulon H-R.
- ✓ Assemblages soudés.

**VI.2. Modes d'assemblages :**

On a quatre modes d'assemblage on doit citer :

- 1- Le boulonnage.
- 2- Le soudage.
- 3- Le rivetage.
- 4- Le collage.

**VI.2.1. Assemblage par boulonnage :**

Un boulon traditionnel est un ensemble constitué d'une vis, d'un écrou et le cas échéant d'une ou deux rondelles.

Du fait de sa simplicité de pose et des possibilités de réglage qu'il autorise, le boulonnage est un est moyen d'assemblage très utilisé.

**Fonctionnement des boulons :**

Boulons cisailés.

Boulons tendus.

Boulons cisailés et tendus.

**Plan de cisaillement :**

On a deux plans de cisaillement qui sont :

1- Boulons sollicités en simple cisaillement :

2- Boulons sollicités en double cisaillement :

**Type de boulons :**

On a deux types de boulon :

Boulons ordinaires.

Boulons HR.

**Classes des boulons :**

Les caractéristiques mécaniques de leurs aciers constitutifs sont données dans tableau suivant :

| classe        | 4.6 | 4.8 | 5.6 | 5.8 | 6.8 | 8.8 | 10.9 |
|---------------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|------|
| $f_{yb}(MPa)$ | 240 | 320 | 300 | 400 | 480 | 640 | 900  |
| $f_{ub}(MPa)$ | 400 | 400 | 500 | 500 | 600 | 800 | 1000 |

$f_{yb}$  = Limite d'élasticité.

$f_{ub}$  = Résistance ultime à la traction.

**VI.2.2. Assemblage par soudage :**

Le soudage est un procédé d'assemblage permanent.il a pour objet d'assurer la continuité de la matière à assembler.

Le soudage implique :

- L'existence d'une source de chaleur suffisante pour obtenir la fusion du matériau.
- Une aptitude du matériau à être soudé, appelée soudabilité.

La soudabilité à haute température dépend des qualités propres du matériau :

- Les modifications de la structure physico-chimique du matériau.
- L'apparition de fissuration et de criques au refroidissement.
- L'apparition de déformations géométriques dues aux effets de dilatation et retrait.

### **VI.3. Calcul des assemblages :**

#### **VI.3.1. Assemblage poutre-solive (HEA400-IPE180) :**

L'assemblage poutre-solive est un assemblage articulé à doubles cornières boulonnées (les âmes sont reliées, les ailes sont libres), qui permet de relier la solive à la poutre avec un jeu entre les deux éléments. Pour assurer la continuité de la solive, on réalise un grugeage pour permettre le passage de l'aile de la poutre.

→ L'effort tranchant maximum :  $V_{sd} = 14,39 \text{ kN}$ .

- **Caractéristiques géométriques des profilés et données mécaniques**

Poutre HEA400:

$h = 390 \text{ mm}$ ;  $b = 300 \text{ mm}$ ;  $t_f = 19 \text{ mm}$ ;  $t_w = 11 \text{ mm}$ ;  $A = 159 \text{ cm}^2$

Solive IPE 180 :

$h = 180 \text{ mm}$ ;  $b = 91 \text{ mm}$ ;  $t_f = 8 \text{ mm}$ ;  $t_w = 5,3 \text{ mm}$ ;  $A = 23,9 \text{ cm}^2$

#### **VI.3.1.1. Dimension de la platine (cornier)**

La hauteur  $h_p \geq 0,6h_{b1} = 0,6 \times 180 = 108 \text{ mm}$  alors on prend  $h_p = 110 \text{ mm}$ .

L'épaisseur  $t_p = [10 \text{ à } 12 \text{ mm}]$  alors on prend  $t_p = 12 \text{ mm}$

Alors on choisit un cornier à aile égale de dimension :  $110 \times 110 \times 12 \text{ mm}$

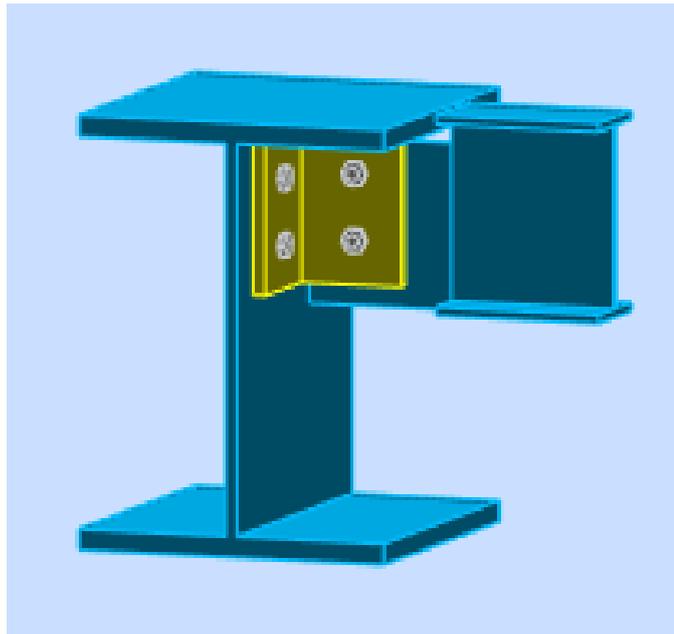


Figure VI. 1: Vue à l'assemblage de poutre-solive

On choisit 4 boulons ordinaires de diamètre 14 mm (M14) et de classe 5.8

$$M12d = 12 \text{ mm} \Rightarrow d_0 = 13 \text{ mm} \Rightarrow A_S = 84,3 \text{ mm}^2$$

**VI.3.1.2. Disposition constructive :**

$$1,2d_0 \leq e_1 \leq \text{maxi} (12t \text{ ou } 150 \text{ mm}) \Rightarrow 15,60 \text{ mm} \leq e_1 \leq 150 \text{ mm} \Rightarrow e_1 = 40 \text{ mm.}$$

$$1,2d_0 \leq e_2 \leq \text{maxi} (12t \text{ ou } 150 \text{ mm}) \Rightarrow 19,50 \text{ mm} \leq e_2 \leq 150 \text{ mm} \Rightarrow e_2 = 65 \text{ mm.}$$

$$2,2d_0 \leq P_1 \leq \text{min} (14t \text{ ou } 200 \text{ mm}) \Rightarrow 28,60 \text{ mm} \leq P_1 \leq 168 \text{ mm} \Rightarrow P_1 = 60 \text{ mm.}$$

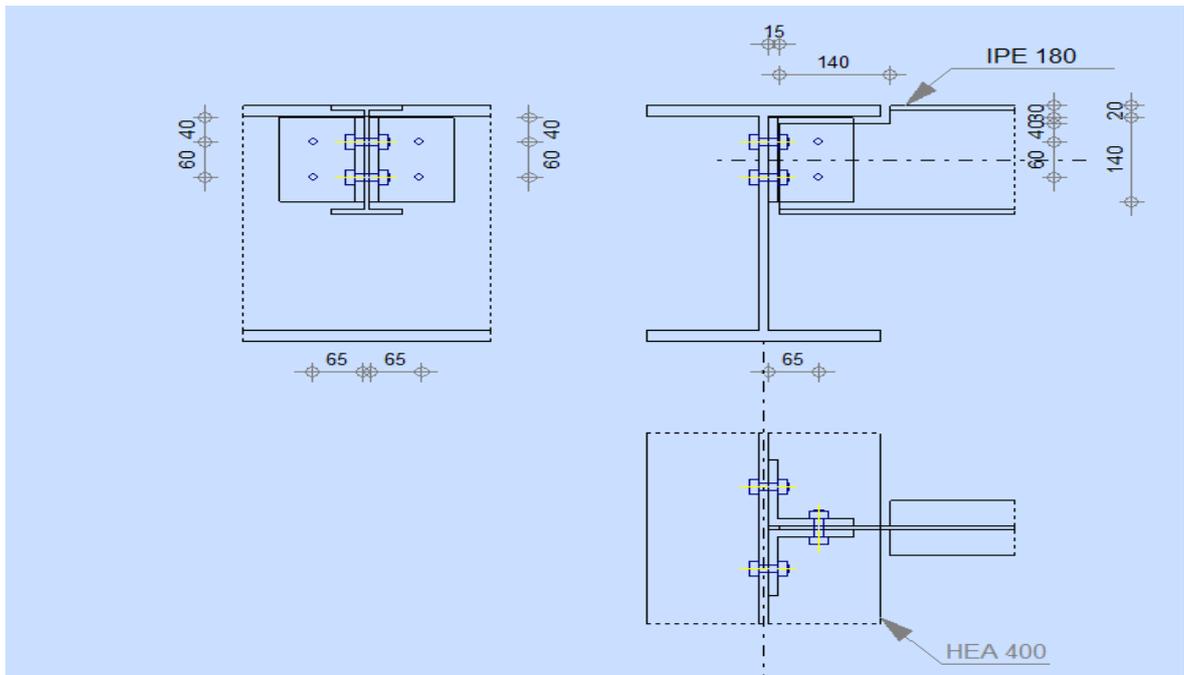


Figure VI. 2: Le schéma de l'assemblage de poutre-solive

|   |  |   |
|---|--|---|
|  | Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2021 | <div style="border: 1px solid green; border-radius: 50%; width: 20px; height: 20px; display: flex; align-items: center; justify-content: center; margin: 0 auto;">OK</div> <p style="margin: 0;">Ratio<br/>0,44</p> |
|   | <b>Calculs de l'assemblage poutre-poutre (âme)</b>   |   |
|   | NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009                  |   |

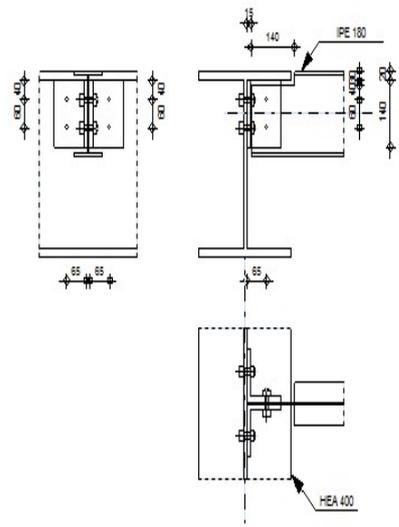


Figure VI. 3: Résultats de l'assemblage de poutre-solive

**VI.3.1.3. Vérifications :**

**Résistance des boulons au cisaillement**

Il faut vérifier que :  $F_{v,sd} \leq F_{v,rd}$

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n_b} = \frac{14,39}{4} = 3,597 \text{ kN.}$$

$$F_{v,rd} \leq \frac{0,6 f_{ub} \times A_s}{\gamma_{Mb}} \text{ (EC3. tab. 6. 5. 3)}$$

$$F_{v,rd} \leq \frac{0,6 \times 400 \times 84,3}{1,25} \times 10^{-3} = 13,48 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 3,597 \text{ kN} < F_{v,rd} = 13,48 \text{ kN}$$

➤ Donc la condition est vérifiée.

**Résistance à la pression diamétrale**

Il faut vérifier que :  $F_{v,sd} \leq F_{b,rd}$

$$F_{Brd} = \frac{2,5 \times \alpha \times f_u \times d \times t}{\gamma_{mb}} \times 10^{-3}, \text{ avec:}$$

$$\alpha = \min \left\{ \frac{e_1}{3d_0}; \frac{P_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right\}$$

$f_u = 430 \text{ MPa}$  ;  $d = 12 \text{ mm}$  ;  $d_0 = 13 \text{ mm}$  ;  $t = 12 \text{ mm}$  ;  $\gamma_{mb} = 1,3$  ;  
 $e_1 = 40 \text{ mm}$  ;  $P_1 = 60 \text{ mm}$ .

$$\alpha = \min\{1,02; 1,28; 0,93; 1\}$$

$$F_{Brd} = \frac{2,5 \times 0,93 \times 430 \times 12 \times 12}{1,25} \times 10^{-3} = 115,171 \text{ kN}$$

$$F_{vsd} = 3,597 \text{ kN} < F_{Brd} = 115,171 \text{ kN}$$

➤ Donc la condition est vérifiée.

### VI.3.2. Assemblage poteau-poutre (2HEB500-HEA400) :

- Caractéristiques géométriques des profilés et données mécaniques

**Poutre HEA400 :**

**$h = 390 \text{ mm}$  ;  $b = 300 \text{ mm}$  ;  $t_f = 19 \text{ mm}$  ;  $t_w = 11 \text{ mm}$  ;  $A = 159 \text{ cm}^2$**

Poteau croisé 2HEB500:

**$h = 500 \text{ mm}$  ;  $b = 300 \text{ mm}$  ;  $t_f = 28 \text{ mm}$  ;  $t_w = 14,5 \text{ mm}$  ;  $A = 475,2 \text{ cm}^2$**

**Efforts internes**

$M_{sd} = 193,49 \text{ kN.m}$

$V_{sd} = 20,16 \text{ kN}$

$N_{sd} = 1121,35 \text{ kN}$

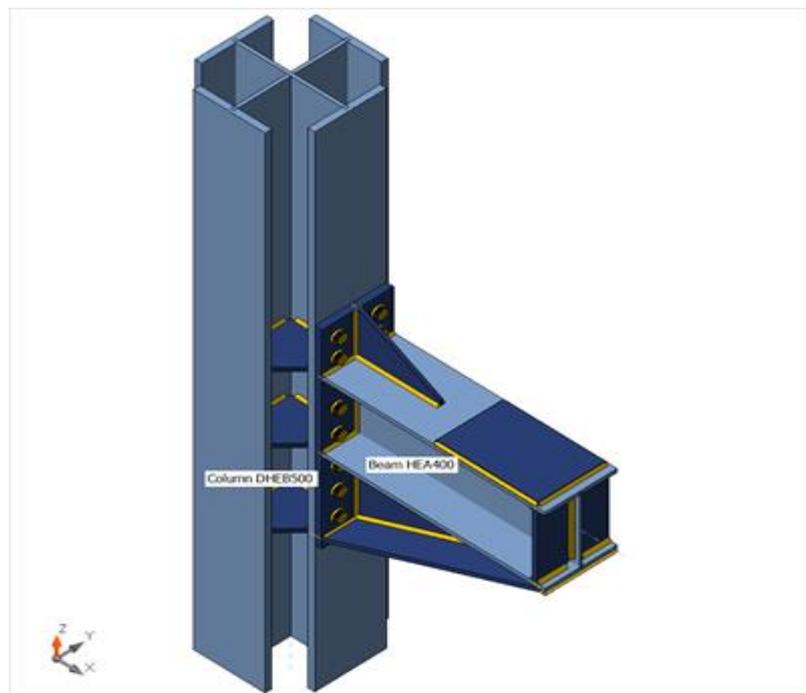


Figure VI. 4: Vue de l'assemblage poteau-poutre

**VI.3.2.1. Assemblage poutre-platine (soudure)**

Cet assemblage est réalisé en reliant la poutre et la platine à l'aide de la soudure.

On fixe le cordon de soudure  $a= 5 \text{ mm}$ .

$$A_s = \sum l_i a_i = (2l_1 + 4l_2 + 2l_3) a = 15056 \text{ mm}^2$$

$$I_s = 2I_1 + 4I_2$$

$$\text{Avec : } I_1 = \left( \frac{l_1 \times a^3}{12} \right) + (l_1 \times a) \times d_1^2$$

$$l_1 = b_s = 300 \text{ mm}$$

$$d_1 = \frac{H_{profilé}}{2} + \frac{a}{2}$$

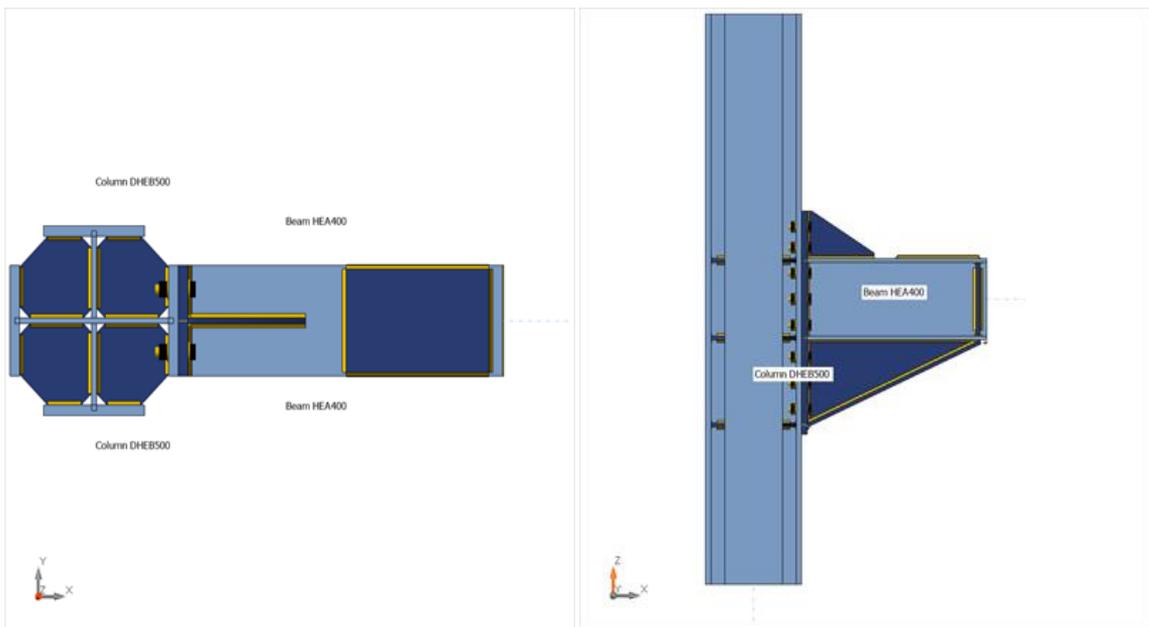
$$l_2 = \frac{b_s - t_w}{2} = 144,5 \text{ mm}$$

$$I_2 = \left( \frac{l_2 \times a^3}{12} \right) + (l_2 \times a) \times d_2^2$$

$$l_3 = h - 2t_f = 352 \text{ mm}$$

$$d_2 = \frac{H_{profilé}}{2} - t_f - \frac{a}{2}$$

$$I_s = 326931477,3 \text{ mm}^4$$



**Figure VI. 5: Vue en plan et vue en élévation de l'assemblage**

**Verifications de la résistance:**

- Effet de  $N_{sd}$  et  $V_{sd}$

$$\sqrt{2 \left( \frac{N_{sd}}{\sum l_i \times a_i} \right)^2 + 3 \left( \frac{V_{sd}}{2 l_3 \times a} \right)^2} \leq \frac{f_{us}}{\beta_w \times \gamma_{m2}} \Rightarrow 105,51 \text{ Mpa} < 389,14 \text{ Mpa}$$

- Donc la condition est vérifiée.

- Effet de  $N_{sd}$  et  $M_{sd}$

$$\sqrt{2} \left[ \frac{N_{sd}}{\sum l_i \times a_i} + \left( \frac{M_{sd}}{I_{s/yy}} \times \frac{h}{2} \right) \right] \leq \frac{f_{us}}{\beta_w \times \gamma_{m2}} \Rightarrow 301,19 \text{ Mpa} < 389,14 \text{ Mpa.}$$

➤ Donc la condition est vérifiée.

### VI.3.2.2. Assemblage poteau-platine (boulonnage) :

#### Disposition constructive

On choisit d'utiliser 10 boulons HR de diamètre 18mm et de classe 10.9, avec une platine de dimension 400 x 200 x 14 mm.

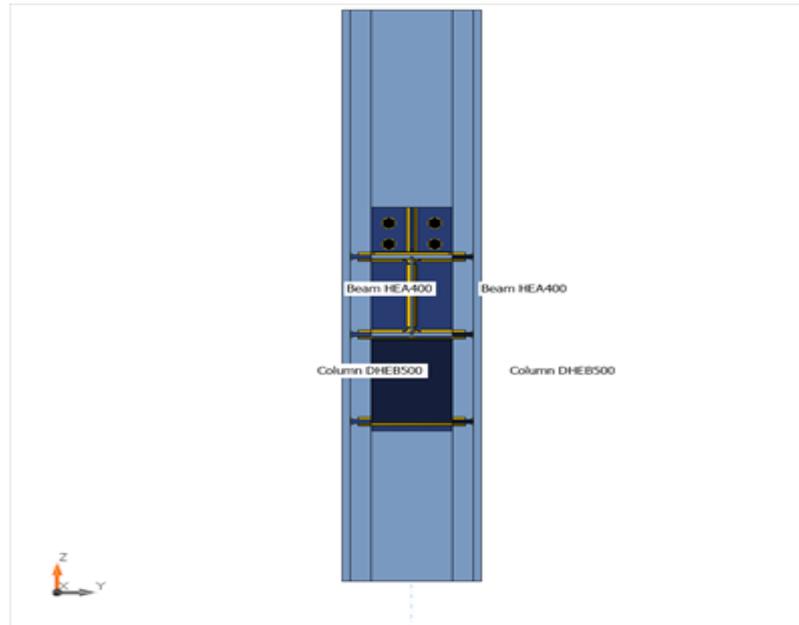


Figure VI. 6: Disposition des boulons

$$M18 \Rightarrow d = 18 \text{ mm} \Rightarrow d_0 = 20 \text{ mm} \Rightarrow A_s = 192 \text{ mm}^2$$

$$1,2d_0 \leq e_1 \leq \max(12t \text{ ou } 150 \text{ mm}) \Rightarrow 24 \text{ mm} \leq e_1 \leq 168 \text{ mm} \Rightarrow e_1 = 50 \text{ mm.}$$

$$1,5d_0 \leq e_2 \leq \max(12t \text{ ou } 150 \text{ mm}) \Rightarrow 30 \text{ mm} \leq e_2 \leq 168 \text{ mm} \Rightarrow e_2 = 50 \text{ mm.}$$

$$2,2d_0 \leq P_1 \leq \min(14t \text{ ou } 200 \text{ mm}) \Rightarrow 44 \text{ mm} \leq P_1 \leq 196 \text{ mm} \Rightarrow P_1 = 95 \text{ mm.}$$

$$3d_0 \leq P_2 \leq \min(14t \text{ ou } 200 \text{ mm}) \Rightarrow 60 \text{ mm} \leq P_2 \leq 196 \text{ mm} \Rightarrow P_2 = 140 \text{ mm.}$$

#### Détermination des efforts dans le boulon

Ces efforts sont obtenus par la formule :  $N_i = \frac{M_{sd} \cdot d_i}{\sum d_i^2}$ , avec  $M_{sd} = 93,73 \text{ KN.m}$

$$d_5 = 380,5 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad N_5 = 127,17 \text{ KN}$$

$$d_4 = 290 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad N_4 = 96,92 \text{ KN}$$

$$d_3 = 195 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad N_3 = 65,17 \text{ KN}$$

$$d_2 = 100 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad N_2 = 33,42 \text{ KN}$$

$$d_1 = 59,5 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad N_1 = 19,88 \text{ KN}$$

$$\sum d_i^2 = 280445,5 \text{ mm}^2$$

### Résistance des boulons à la traction

Pour que cette condition soit satisfaite, il faut vérifier que :  $N_{tr} \leq nF_p$  ; Avec :

$N_1$  : Effort maximal de traction,

$n$  : Nombre de boulons par rangée,

$F_p$  : Effort admissible en traction pour un boulon,  $F_p = 0,7f_{us}A_s$

$f_{us}$  : Résistance à la traction des boulons égale à 1000 MPa,

$A_s$  : Section du boulon ;

$$N_{tr} = 127,17 \text{ KN} \leq n F_p = 2 \times 0,7 \times 1000 \times 192 = 268,8 \text{ KN}$$

➤ Donc la condition est vérifiée.

### Vérification du moment effectif de l'assemblage

Il faut vérifier que :  $M_{sd} \leq M_{rd}$  ; Avec :

$M_{sd}$  : Moment résistant maximal,

$M_{rd}$  : Moment résistant effectif,  $M_{rd} = \frac{n F_p \cdot \sum d_i^2}{d_s}$

$$F_p = 0,7 \times 1000 \times 192 = 134,4 \text{ KN (pour un boulon)}$$

$$M_{rd} = \frac{2 \times 134,4 \times 10^3 \times 280445,5}{380,5} = 198,12 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 93,73 \text{ kN.m} < M_{rd} = 198,12 \text{ kN.m}$$

➤ Donc la condition est vérifiée.

### Résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant

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

$$V_{sd} = \frac{V}{n_b} = \frac{52,2}{10} = 5,22 \text{ kN}$$

$$V_{srd} = \frac{K_s \times m_\mu \times (F_p - 0,8N_{tr})}{\gamma_{ms}} = \frac{1 \times 1 \times 0,3 \times [134,4 - (0,8 \times 127,17)]}{1,25} = 7,84 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 5,22 \text{ kN} < V_{s,rd} = 7,84 \text{ kN}$$

➤ Donc la condition est vérifiée.

### Résistance de l'âme du poteau en traction

Il faut vérifier que :  $F_v \leq F_t$

$$F_v = \frac{M_{sd}}{h - t_f} = \frac{93,73}{0,39 - 0,019} = 252,64 \text{ kN}$$

$$F_t = t_{wc} \times b_{eff} \times \frac{f_y}{\gamma_{mo}} = 11 \times 140 \times \frac{275}{1,1} = 385 \text{ kN}$$

➤ Donc la condition est vérifiée.

### Résistance de l'âme du poteau au cisaillement

Il faut vérifier que :  $F_v \leq F_r$

$$F_r = 0,58 \times f_y \times h_c \times \frac{t_{wc}}{\gamma_{m0}} = 0,58 \times 275 \times 500 \times \frac{14,5}{1,1} = 1051,25 \text{ kN}$$

➤ Donc la condition est vérifiée.

**Résistance de l'âme du poteau en compression**

Il faut vérifier que :  $F_v \leq F_c$

$$F_c = f_y \times t_{wc} \times \left[ 1,25 - 0,5\gamma_{m0} \frac{\sigma_n}{f_y} \right] \times \frac{b_{eff}}{\gamma_{m0}}$$

$$b_{eff} = t_{fb} + 2t_p + 5(t_{fc} + r_b) = 19 + (2 \times 18) + [5 \times (28 + 27)] = 330 \text{ mm}$$

$$\sigma_n = \frac{V_{sd}}{A} + \frac{M_{sd}}{W_{ely}} = \frac{52,2 \times 10^3}{159 \times 10^2} + \frac{93,73 \times 10^6}{2311 \times 10^3} = 43,84 \text{ Mpa}$$

$$F_c = 275 \times 14,5 \times \left[ 1,25 - \left( 0,5 \times 1,1 \times \frac{43,84}{275} \right) \right] \times \frac{330}{1,1} = 1390,42 \text{ kN}$$

$$F_v = 252,64 \text{ kN} < F_c = 1390,42 \text{ kN}$$

➤ Donc la condition est vérifiée.

**VI.3.3. Assemblage de continuité poteau (2HEB 500 - 2HEB 500) avec contacte :**



**Figure VI. 7: Vue de l'assemblage poteau-poteau**

**VI.3.3.1. Efforts internes (donnés par ROBOT) :**

Les efforts internes maximums au niveau de l'assemblage :

$$M^{\max} = 180,72 \text{ kN.m}$$

$$V^{\max} = 97,16 \text{ kN}$$

$$N^{\max} = 839,34 \text{ kN}$$

On va traiter cet assemblage manuellement.

- **Caractéristiques géométriques des profilés et données mécaniques**

Poteau **2HEB500** :

$$h = 500 \text{ mm}; b = 300 \text{ mm}; t_f = 28 \text{ mm}; t_w = 14,5 \text{ mm}; A = 475,2 \text{ cm}^2$$

**VI.3.3.2. Dimensionnement du couvre joint (éclisse)****Eclisse de la semelle**

La hauteur  $h_{fp} \geq 2b = 2 \times 300 = 600 \text{ mm}$  alors on prend  $h_{fp} = 650 \text{ mm}$ .

La largeur  $b_{fp} \geq b = 2 \times 300 = 300 \text{ mm}$

L'épaisseur  $e_{fp} \geq [\frac{t_f}{2} = \frac{28}{2} \text{ et } 10\text{mm}] = [14\text{mm et } 10\text{mm}]$  alors on prend  $e_{fp} = 14 \text{ mm}$

**Eclisse de l'âme**

La hauteur  $h_{wp}$ , on prend  $h_{fp} = 500 \text{ mm}$ .

La largeur  $b_{wp} \geq 0,5h = 0,5 \times 500 = 250 \text{ mm}$  alors avec le choix d'un poteau croisé, on prend 150mm pour chaque côté de l'âme.

L'épaisseur  $e_{wp} \geq \frac{t_w}{2} = \frac{14,5}{2} = 7,25 \text{ mm}$  alors on prend  $e_{wp} = 10\text{mm}$ .

L'épaisseur de la plaque d'ajustations est  $t_{pa} = 25 \text{ mm}$

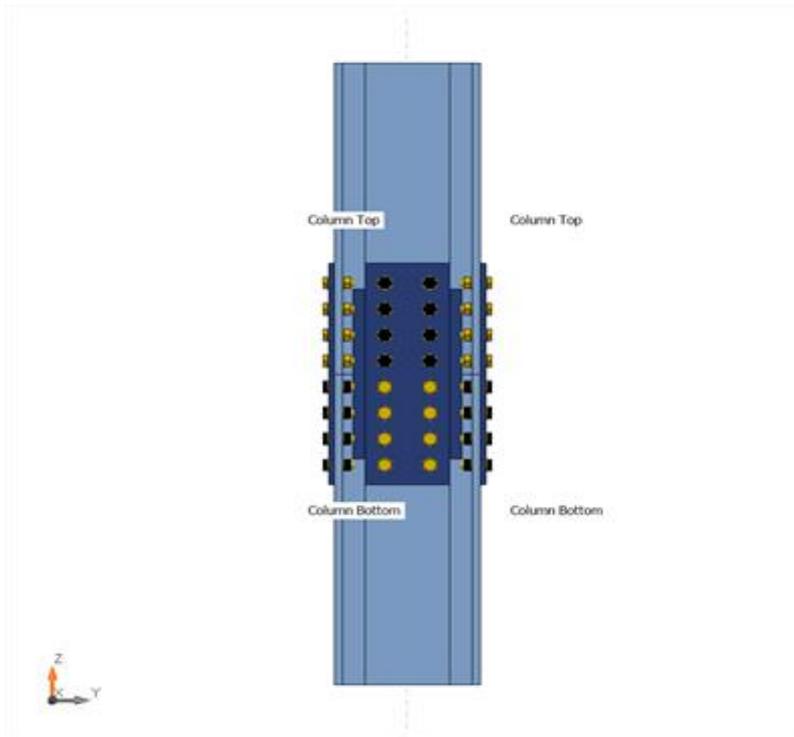


Figure VI. 8: Disposition des boulons

#### VI.3.3.3. Disposition constructive pour la semelle

On choisit des boulons ordinaires de diamètre  $\phi 20$  et de classe 8.8 alors  $d_0 = 22$  mm

$$1,2d_0 \leq e_1 \leq \max(12t \text{ ou } 150 \text{ mm}) \Rightarrow 26,4 \text{ mm} \leq e_1 \leq 168 \text{ mm} \Rightarrow e_1 = 50 \text{ mm.}$$

$$1,2d_0 \leq e_2 \leq \max(12t \text{ ou } 150 \text{ mm}) \Rightarrow 26,4 \text{ mm} \leq e_2 \leq 168 \text{ mm} \Rightarrow e_2 = 60 \text{ mm.}$$

$$2,2d_0 \leq P_1 \leq \min(14t \text{ ou } 200 \text{ mm}) \Rightarrow 48,4 \text{ mm} \leq P_1 \leq 196 \text{ mm} \Rightarrow P_1 = 80 \text{ mm.}$$

$$3d_0 \leq P_2 \leq \min(14t \text{ ou } 200 \text{ mm}) \Rightarrow 66,0 \text{ mm} \leq P_2 \leq 196 \text{ mm} \Rightarrow P_2 = 180 \text{ mm.}$$

#### VI.3.3.4. Disposition constructive pour l'âme

On choisit des boulons ordinaires de diamètre  $\phi 20$  et de classe 8.8 alors  $d_0 = 22$  mm

$$1,2d_0 \leq e_1 \leq \max(12t \text{ ou } 150 \text{ mm}) \Rightarrow 26,4 \text{ mm} \leq e_1 \leq 150 \text{ mm} \Rightarrow e_1 = 50 \text{ mm.}$$

$$1,2d_0 \leq e_2 \leq \max(12t \text{ ou } 150 \text{ mm}) \Rightarrow 26,4 \text{ mm} \leq e_2 \leq 150 \text{ mm} \Rightarrow e_2 = 40 \text{ mm.}$$

$$2,2d_0 \leq P_1 \leq \min(14t \text{ ou } 200 \text{ mm}) \Rightarrow 48,4 \text{ mm} \leq P_1 \leq 140 \text{ mm} \Rightarrow P_1 = 80 \text{ mm.}$$

$$3d_0 \leq P_2 \leq \min(14t \text{ ou } 200 \text{ mm}) \Rightarrow 66 \text{ mm} \leq P_2 \leq 140 \text{ mm} \Rightarrow P_2 = 70 \text{ mm.}$$

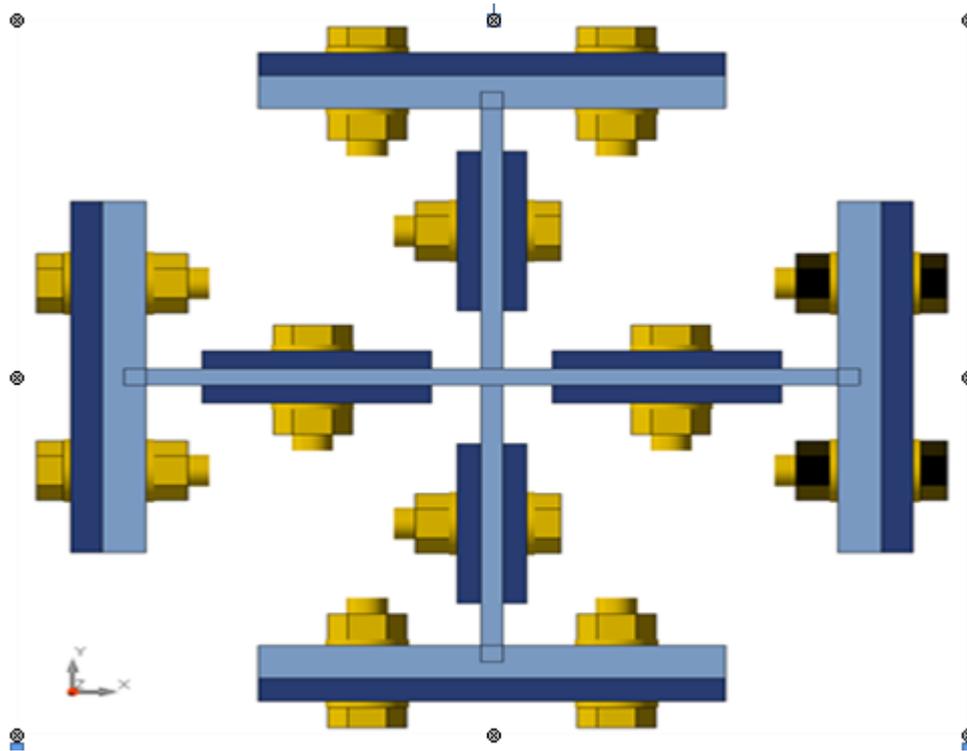


Figure VI. 9: Vue en plan de disposition des boulons

### VI.3.3.5. Vérification de la résistance du couvre - joint de semelle

#### Résistance à la compression

Il faut vérifier que  $N_{Ed,f,p,c} \leq N_{c,f,p,rd}$

$$N_{Ed,f,pc} = \frac{M_{sd}}{h} + N_{sd} \left( \frac{A_{fc}}{A_c} \right) = \frac{180,72 \times 10^6}{500} + 839,34 \times 10^3 \left( \frac{8400}{47520} \right) = 509,81 \text{ kN}$$

$$N_{Ed,f,pc} = 509,81 \text{ kN} < N_{c,f,p,rd} = \frac{A_{fp} f_{yp}}{\gamma_{m1}} = \frac{4200 \times 275}{1,1} \times 10^{-3} = 1050 \text{ kN}$$

➤ Donc la condition est vérifiée.

Avec :

$N_{Ed,f,p,c}$  : Effort maximal de compression s'exerçant dans un couvre-joint de semelle.

$N_{c,f,p,rd}$  : Effort résistant à la compression.

$A_{fc}$  : L'air de la semelle du plus petit poteau,  $A_{fc} = b_{fc} \times t_{fc} = 30 \times 2,8 = 84 \text{ cm}^2$

$A_c$  : L'air du plus petit poteau,  $A_c = 475,2 \text{ cm}^2$

$A_{fp}$  : L'air de la platine de la semelle,  $A_{fp} = b_{fp} \times t_{fp} = 30 \times 1,4 = 42 \text{ cm}^2$

$f_{yp}$  : Résistance élastique de l'éclisse

**Résistance à la traction**

Il faut vérifier que  $N_{Ed,f,p t} \leq N_{tf,p,rd}$

$M_{sd} = 180,72 \text{ kN.m} < \frac{N_{sd} \times h}{2} = \frac{839,34 \cdot 10^3 \times 500}{2} = 209,835 \text{ kN.m} \rightarrow$  alors la traction nette ne se produit pas dans l'éclisse.

**VI.3.3.6. Vérification de la résistance des boulons de l'éclisse de la semelle**

Il faut vérifier que  $N_{Ed,f,p c} \leq F_{vwf,p,rd}$

L'effort maximal de compression s'exerçant dans un couvre-joint de semelle est :

$$N_{Ed,f,p c} = 404,7 \text{ kN}$$

$$F_{vwf,p,rd} = \sum F_{b,rd} \rightarrow \text{si } F_{v,rd} \geq (F_{b,rd})_{\max}$$

$$F_{vwf,p,rd} = n_{fp} (F_{b,rd})_{\min} \rightarrow \text{si } (F_{b,rd})_{\min} \leq F_{v,rd} < (F_{b,rd})_{\max}$$

$$F_{vwf,p,rd} = n_{fp} F_{v,rd} \rightarrow \text{si } (F_{b,rd})_{\min} > F_{v,rd}$$

**VI.3.3.7. La résistance à la pression diamétrale d'un seul boulon sur le couvre-joint de semelle :**

$$F_{b,rd} = \frac{K_1 \alpha_b f_{ub} d t_{fp}}{\gamma_{M2}}$$

Avec :

$$\alpha_b = (\alpha_d ; \frac{f_{ub}}{f_{up}} ; 1,0)$$

$$\alpha_d = \frac{e_1}{3d_0} = \frac{50}{3 \times 22} = 0,75 \rightarrow \text{pour les boulons de rive.}$$

$$\alpha_d = \frac{P_1}{3d_0} - \frac{1}{4} = \frac{80}{3 \times 22} - \frac{1}{4} = 0,96 \rightarrow \text{pour les boulons intérieurs.}$$

$$\frac{f_{ub}}{f_{up}} = \frac{800}{430} = 1,86$$

$$\alpha_b = \min (0,75; 1,86 ; 1,0) = 0,75 \rightarrow \text{pour les boulons de rive.}$$

$$\alpha_b = \min (0,96; 1,86 ; 1,0) = 0,96 \rightarrow \text{pour les boulons intérieurs.}$$

$$k_1 = \min (2,8 \frac{e_2}{d_0} - 1,7 ; 1,4 \frac{P_2}{d_0} - 1,7 ; 2,5)$$

$$2,8 \frac{e_2}{d_0} - 1,7 = 2,8 \frac{60}{22} - 1,7 = 5,93$$

$$1,4 \frac{P_2}{d_0} - 1,7 = 1,4 \frac{180}{22} - 1,7 = 9,75$$

$$k_1 = \min (5,93 ; 9,75 ; 2,5) = 2,5$$

$$(F_{b,rd})_{\min} = \frac{2,5 \times 0,75 \times 430 \times 20 \times 14}{1,25} = 180,6 \text{ kN} \rightarrow \text{pour les boulons de rive.}$$

$$(F_{b,rd})_{\max} = \frac{2,5 \times 0,96 \times 430 \times 20 \times 14}{1,25} = 231,17 \text{ kN} \rightarrow \text{pour les boulons intérieurs.}$$

### VI.3.3.8. La résistance au cisaillement d'un seul boulon :

$$F_{v,rd} = \frac{\beta_p \alpha_v f_{up} A_s}{\gamma_{M2}}$$

Avec :

$$t_{pa} = 25 \text{ mm} > d/3 = 20/3 = 6,66 \text{ mm} ; \text{ alors } \beta_p = \frac{9d}{8d + t_{pa}} = 0,87 \text{ et } \alpha_v = 0,6 \text{ (boulon de classe 8.8)}$$

$$t_{pa} = 25 \text{ mm (L'épaisseur de la plaque d'ajustassions)}$$

$$F_{v,rd} = \frac{0,87 \times 0,6 \times 800 \times 245}{1,25} = 81,84 \text{ kN} < (F_{b,rd})_{\min} = 180,6 \text{ kN}$$

$$N_{Ed,fp} = 509,81 \text{ kN} < F_{vwf,p,rd} = n_{fp} F_{v,rd} = 8 \times 81,84 = 654,72 \text{ kN}$$

➤ Donc la condition est vérifiée.

### VI.3.3.9. Vérification de la résistance minimum du couvre-joint de la semelle

Il faut vérifier que  $0,25N_{Ed} \leq N_{Rd}$

$$N_{Rd} = \frac{2 A_{fp} f_{fp}}{\gamma_{Mo}} = \frac{2 \times 300 \times 14 \times 275}{1,1} \times 10^{-3} = 2100 \text{ kN}$$

$$0,25N_{Ed} = 0,25 \times 509,81 = 159,74 \text{ kN} < N_{Rd} = 2100 \text{ kN}$$

➤ Donc la condition est vérifiée.

### VI.3.3.10. Vérification de la résistance des boulons minimum du couvre-joint de la semelle

Il faut vérifier que  $0,25N_{Ed} \leq 2 F_{Rd,fp}$

$$F_{Rd,fp} = n_{wp} F_{b,rd} \rightarrow \text{si } F_{b,rd} \leq F_{v,rd}$$

$$F_{Rd,fp} = n_{wp} F_{v,rd} \rightarrow \text{si } F_{b,rd} > F_{v,rd}$$

#### a. La résistance au cisaillement d'un seul boulon

$$F_{v,rd} = \frac{\beta_p \alpha_v f_{up} A_s}{\gamma_{M2}}$$

Avec :

$$t_{pa} = 25 \text{ mm} > d/3 = 20/3 = 6,66 \text{ mm} \text{ alors } \beta_p = \frac{9d}{8d + t_{pa}} = 0,87$$

et  $\alpha_v = 0,6$  (boulon de classe 8.8)

$$F_{v,rd} = \frac{0,87 \times 0,6 \times 800 \times 245}{1,25} = 81,84 \text{ kN}$$

**b. La résistance en pression diamétrale d'un seul boulon**

$$F_{b,rd} = \frac{K_1 \alpha_b f_{up} d t_{fp}}{\gamma_{M2}}$$

Avec :

$$\alpha_b = (\alpha_d ; \frac{P_{1,fp}}{3d_0} - \frac{1}{4} ; \frac{f_{ub}}{f_{up}} ; 1,0)$$

$$\alpha_d = \frac{e_1}{3d_0} = \frac{50}{3 \times 22} = 0,75$$

$$\alpha_d = \frac{P_1}{3d_0} - \frac{1}{4} = \frac{80}{3 \times 22} - \frac{1}{4} = 0,96$$

$$\frac{f_{ub}}{f_{up}} = \frac{800}{430} = 1,86$$

$$\alpha_b = \min(0,75 ; 0,96 ; 1,86 ; 1,0) = 0,75$$

$$k_1 = \min(2,8 \frac{e_{2,fp}}{d_0} - 1,7 ; 1,4 \frac{P_{2,fp}}{d_0} - 1,7 ; 2,5)$$

$$2,8 \frac{e_2}{d_0} - 1,7 = 2,8 \frac{60}{22} - 1,7 = 5,93$$

$$1,4 \frac{P_2}{d_0} - 1,7 = 1,4 \frac{180}{22} - 1,7 = 9,75$$

$$k_1 = \min(4,76 ; 7,99 ; 2,5) = 2,5$$

$$F_{v,rd} = 81,84 \text{ kN} < F_{b,rd} = \frac{2,5 \times 0,75 \times 430 \times 20 \times 14}{1,25} = 180,6 \text{ kN} \rightarrow \text{alors } F_{Rd,fp} = n_{wp} F_{v,rd}$$

$$F_{Rd,fp} = 6 \times 81,84 = 491,04 \text{ kN}$$

$$0,25 N_{Ed} = 127,45 \text{ kN} < 2 F_{Rd,fp} = 982,08 \text{ kN}$$

➤ Donc la condition est vérifiée.

**VI.3.4. Assemblage des éléments de contreventement en V (2UPN) :**

Pour le contreventement, le choix est s'est porté sur des doubles UPN400.

L'effort normal maximum dans les palés est :  $N_{sd} = 736,34 \text{ kN}$ .



$$1,2d_0 \leq e_1 \leq \max(12t \text{ ou } 150 \text{ mm}) \Rightarrow 28,8 \text{ mm} \leq e_1 \leq 300 \text{ mm} \Rightarrow e_1 = 75 \text{ mm.}$$

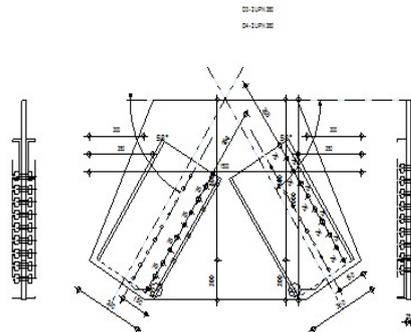
$$1,5d_0 \leq e_2 \leq \max(12t \text{ ou } 150 \text{ mm}) \Rightarrow 36 \text{ mm} \leq e_2 \leq 300 \text{ mm} \Rightarrow e_2 = 150 \text{ mm.}$$

$$2,2d_0 \leq P_1 \leq \min(14t \text{ ou } 200 \text{ mm}) \Rightarrow 52,8 \text{ mm} \leq P_1 \leq 200 \text{ mm} \Rightarrow P_1 = 75 \text{ mm.}$$

$$3d_0 \leq P_2 \leq \min(14t \text{ ou } 200 \text{ mm}) \Rightarrow 72 \text{ mm} \leq P_2 \leq 200 \text{ mm} \Rightarrow P_2 = 75 \text{ mm.}$$

**VI.3.4.3. Vérification :**

|   |  |   |
|---|--|---|
|  | Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2021                                       |  |
|   | <p><b>Calcul de l'assemblage au gousset</b></p> <p>NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009</p> |   |



**Figure VI. 12: Résultat de l'assemblage de contreventement**

**Condition de cisaillement :**

$$F_{vsd} = \frac{N_{sd}}{n_p \times n_b} \leq F_{trd} = \frac{0,6 \times A_s \times f_{ub}}{\delta_{mb}}$$

$n_p$  : Nombre de plan de cisaillement = 2.

$$F_{vsd} = \frac{N_{sd}}{n_p \times n_b} = \frac{736,34}{2 \times 9} = 40,90 \text{ kN}$$

$$F_{trd} = \frac{0,6 \times A_s \times f_{ub}}{\delta_{mb}} = \frac{0,6 \times 303 \times 1000}{1,25} = 145,44 \text{ kN}$$

$$F_{vsd} = 40,90 \text{ kN} < F_{trd} = 145,44 \text{ kN}$$

➤ Donc la condition est vérifiée.

**Vérification de la pression diamétrale :**

Il faut vérifier que:  $F_{vsd} \leq F_{brd}$

$$F_{brd} = \frac{2,5\alpha \times d \times f_u \times t}{\gamma_{mb}}$$

$d = 22 \text{ mm}; d_0 = 24 \text{ mm}; t = 25 \text{ mm}; \gamma_{mb} = 1,25; f_u = 430 \text{ MPa}$

$e_1 = 75 \text{ mm}; P_1 = 75 \text{ mm}$

$$\alpha = \min \left\{ \frac{e_1}{3d_0}; \frac{P_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right\} \Rightarrow \alpha = 0,43$$

$$F_{brd} = \frac{2,5 \times 0,43 \times 22 \times 430 \times 25}{1,25} = 203,39 \text{ kN}$$

Pour un boulon on a :

$$F_{vsd} = \frac{N_{sd}}{9} = \frac{736,34}{9} = 81,81 \text{ kN}$$

$$F_{vsd} = 81,81 \text{ kN} \leq F_{brd} = 203,39 \text{ kN}$$

➤ Donc la condition est vérifiée.

### Vérification à la traction :

Il faut vérifier que :

$$F_{tsd} \leq F_{trd} = \frac{0,9 \times A_s \times f_{ub}}{\delta_{mb}}$$

$$F_{trd} = \frac{0,9 \times 303 \times 1000}{1,25} = 218,16 \text{ kN}$$

$$F_{tsd} = 40,90 \text{ kN} < F_{trd} = 218,16 \text{ kN}$$

➤ Donc la condition est vérifiée.

**CHAPITRE VII**  
**ETUDE D'INFRASTRUCTURE**

**VII.1. Introduction :**

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

Les éléments de fondation transmettent les charges au sol soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

**VII.2. Les types des fondations :**

- **Fondation superficielle :**

- Semelle isolée sous Poteau
- Semelle filante continue sous mur
- Semelle filante sous plusieurs poteaux
- Radiers généraux ou nervurés

- **Fondation profonde (semelle sous pieux)**

**Fonctions assurées par les fondations :**

La fondation est un élément de structure qui a pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par la structure.

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 résultante, par exemple, de 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.

**VII.3. Choix des fondations :**

Un certain nombre des problèmes se pose lorsqu'il s'agit de choisir un type de fondation, qui dépend essentiellement de la contrainte du sol.

Le choix du type de fondation se fait suivant 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.
- L'ossature a une trame serrée (chevauchement des semelles isolées, filantes).
- La profondeur à atteindre pour fonder sur un sol résistant est important.
- Il est difficile de réaliser des pieux (cout, vibration nuisibles).
- Il existe des charges excentrées en rive de bâtiment.

Donc son calcul ne peut être effectuée que lorsqu'on connaît :

- La superstructure et ces charges.
- Les caractéristiques du sol (concernant le projet la contrainte admissible du sol=3 bars À 5m de profondeur).

**VII.4. Calcule de type fondations :**

Afin de satisfaire la sécurité et l'économie, tout en respectant les caractéristiques de l'ouvrage nous devient prendre en considération la charge qui comporte l'ouvrage \_ la portance du sole l'ancrage et les défiant données du rapport du sol. On commence le choix de la fondation par les semelles filantes et radie, chaque étape fera l'objet de vérification. On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations et applique au centre de gravité (C.D.G) des fondations.

**VII.4.1. Semelle isolée sous poteaux :**

On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations et appliqué au centre de gravité (C.D.G) des fondations.

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \rightarrow s \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

Avec :

$\sigma_{sol}$ : Contraint du sol.

N : Effort normal appliqué sur la fondation

S : surface de fondation.

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport de A sur B est égale au rapport a sur b  $\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$

Pour les poteaux carré a=b donc A=B  $\rightarrow S = (A)^2=(B)^2$

D'où  $s \geq \frac{N}{\delta_{sol}}$  ;  $\delta_{sol} = 2,5bars$

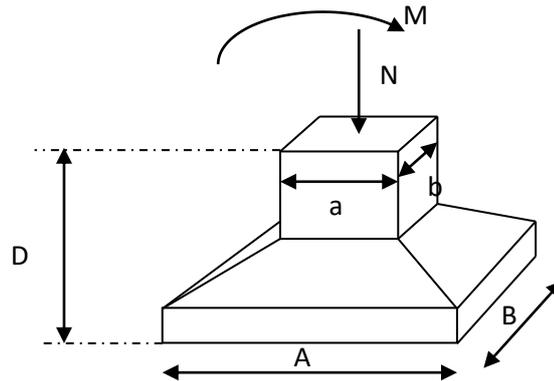


Figure VII. 1: Dimensions de la semelle isolée

L'effort normal total revenant à la base :

$$N_{ser}=262048,39 \text{ kN}$$

$$D'où \quad S \geq \frac{262048,39}{250} = 1048,19 \text{ m}^2 \quad S= 1048,19\text{m}^2 \rightarrow A=\sqrt{S} = 32,37 \rightarrow A = B = 32,37$$

#### VII.4.1.1. Vérifications de l'interférence entre deux semelles :

Il faut vérifier que :  $L_{min} \geq 1,5 \times B$

Tel que  $L_{min}$  : est l'entre axe minimale entre deux poteaux.

B : Largeur maximum de la semelle.

On a :  $L_{min} = 4,2 \text{ m}$

$$1,5 \times B = 48,55\text{m} \rightarrow L_{min} < 1,5B \quad \text{Donc condition non vérifiée}$$

#### VII.4.1.2. Conclusion :

D'après ces résultats on remarque qu'il y a chevauchements des semelles, on passe alors à l'étude des semelles filantes.

#### VII.4.2. 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 de point d'interface dépassé la contrainte du sol.

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouvent dans la même ligne.

##### VII.4.2.1. La largeur «B»:

D'après le règlement BAEL91 modifié 99 la largeur B de la semelle suit :

$$B \geq \frac{N_T}{L \cdot \delta_{sol}}$$

B : largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

$N_T$  : effort normale totale =  $\sum N_i$  de chaque fille de poteau

S : surface de la semelle  $S = \frac{N_T}{\delta_{sol}}$

Les résultats sont résumés au tableau suivant :

**Tableau VII. 1: section des semelles filantes.**

| Files | $N_T$ (kN) | L(m)  | B (m) | $B^{choisie}$ (m) |
|-------|------------|-------|-------|-------------------|
| 1-1   | 9176,6     | 16,16 | 2,271 | 2,3               |
| 2-2   | 9947,56    | 16,16 | 2,462 | 2,5               |
| 3-3   | 14026,76   | 16,16 | 3,471 | 2,5               |
| 4-4   | 14284,85   | 16,16 | 3,536 | 3,6               |
| 5-5   | 14276,25   | 16,16 | 3,533 | 3,6               |

**VII.4.2.2. Vérification de la semelle filante :**

- Vérification de l'interférence entre deux semelles :

Il faut vérifier que :  $L_{min} \geq 1,5 \times B$

Avec :

$L_{min}$ : l'entraxe minimum entre deux poteaux. ( $L_{min} = 4,2m$ ).

$$A = B = 3,6m$$

$$\rightarrow 1,5 \times B = 5,4 m \geq L_{min} = 4,2 m \dots \dots \dots \text{Non vérifiée}$$

**Conclusion :**

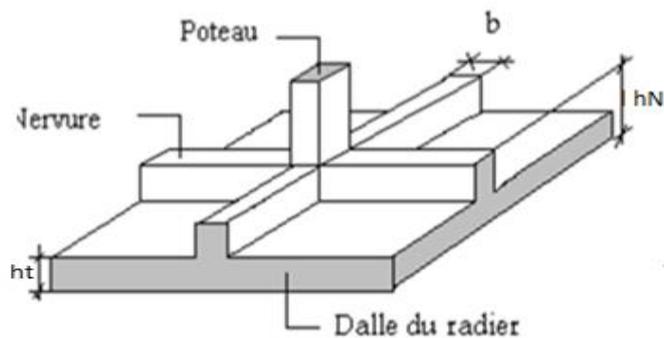
D'après les résultats, il y a chevauchement des semelles. Ceci nous amène à opter pour un radier général comme fondation. Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle (fondation) qui minimise le forte Pression apportée par la structure.
- La réduction des tassements différentiels.
- La facilité de l'exécution.

**VII.4.3. Radier général :**

**VII.4.3.1. 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. L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux.



**Figure VII. 2: Disposition des nervures par rapport à la dalle et aux poteaux**

**VII.4.3.2. Surface nécessaire :**

Pour déterminer la surface du radier, il faut que :

$$\sigma_{max} \leq \sigma_{sol}$$

Tel que :  $\sigma_{max} = \frac{N_{ser}}{S_{nec}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{nec} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$

Avec :

$$N_{ser} = 262048,39\text{kN}(\text{Obtenu à partir de la modélisation}).$$

$$\sigma_{sol} = 2,5 \text{ bars}$$

$$\rightarrow S_{nec} \geq 1048,19 \text{ m}^2$$

- La section nécessaire est inférieure à celle du bâtiment (1254,0679 m<sup>2</sup>).
- Le radier sera pourvu d'un débord minimum de 50 cm.
- Donc la surface totale de radier est :1254,067+180,098×0,5=1344,116m<sup>2</sup>

**VII.4.3.3. Pré dimensionnements de radier :**

- Condition de l'épaisseur minimale :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ( $h_{min} \geq 25 \text{ cm}$ )

- Condition forfaitaire de coffrage radier :

$$\frac{L_{max}}{25} \leq h_1 \leq \frac{L_{max}}{20}$$

Avec :

$L_{max}$ : La longueur maximale entre les axes des poteaux(5,18m).

$$L_{max} = 5,18\text{m} \quad ; \quad 20,72 \text{ cm} \leq h_1 \leq 26 \text{ cm} \rightarrow h_1=25\text{cm}$$

Calcul h radier par condition de vérification au cisaillement :

$$h \geq \max \left\{ \frac{T^{Max}}{\bar{\tau}_{u1} \times b} ; \frac{T^{Max}}{\bar{\tau}_{u2} \times b} \right\} ; \text{avec } b = 1 \text{ ml}$$

$$\Rightarrow T^{Max} = \frac{q \times l}{2} \quad ; \quad q = \frac{N_u \times b}{S_r}$$

$$q = \frac{3633594,33}{1344,116} = 270,51 \text{ kN/ml} \quad ; \quad T^{Max} = \frac{270,51 \times 5,18}{2} = 104,25 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \bar{\tau}_{u1} = \min \{ 0,1 f_{c28} ; 3 \text{ Mpa} \} = 2,5 \text{ Mpa}$$

$$\Rightarrow \bar{\tau}_{u2} = \min \left\{ \frac{0,07 \times f_{c28}}{1,15} ; 3 \text{ Mpa} \right\} = 1,52 \text{ Mpa}$$

$$h \geq \max \left\{ \frac{104,25}{2,5} ; \frac{104,65}{1,52} \right\} = 33 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow h = 50 \text{ cm}$$

On prend  $h = 50 \text{ cm}$

- **Vérification des contraintes dans le sol sous radier :**

$$\sigma_{s,ser} < \sigma_{sol} \quad ; \quad \sigma_{ultim} < \sigma_{sol}$$

Surcharge de radier :  $Q_r = 0,25 \text{ kN /m}^2$

$$Q_r = 2,5 \times S_r = 2,5 \times 1344,116 = 3360,29 \text{ kN/ml}$$

Poids de radier :  $P_{radier} = 0,75 \times 1344,116 \times 2,5 = 2520,217 \text{ kN/ml}$

$$N'_s = N_s + P_r + Q_r = 262048,38 + 2520,217 + 3360,29 = 267928,887 \text{ kN}$$

$$N'_u = N_u + 1,35P_r + 1,5Q_r = 363594,33 + 1,35 \times 2520,217 + 1,5 \times 3360,29 \\ = 372037,058 \text{ kN/ml}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{s,ser} = \frac{N_s'}{S_r} = \frac{267928,887}{1344,116} = 1,9 < \sigma_{sol} = 2,5 \text{ Mpa} \\ \sigma_{ultim} = \frac{N_u'}{S_r} = \frac{372037,058}{1344,116} = 2,76 < 1,3\sigma_{sol} = 3,25 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

C'est vérifier

#### VII.4.3.4. Pré-dimensionnement nervure :

- **Condition de la raideur :**

Pour étudier la raideur de la dalle du radier, on utilise la notion de la longueur élastique définie par l'expression suivante :  $L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$

$$\text{Avec : } L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$$

**I:** Inertie de la section transversale du radier ( $I = \frac{bh^3}{12}$ )

**E:** Module d'élasticité du béton (prendre en moyenne  $E=20000\text{MPa}$ ).

**b=I:** Largeur de la semelle par bande d'un mètre ( $b=1\text{m}$ ).

**K:** Coefficient de raideur du sol ( $0,5\text{kg/cm}^3 \leq K \leq 12\text{kg/cm}^3$ ).

On pourra par exemple adopter pour **K** les valeurs suivantes :

- $K=0,5[\text{kg/cm}^3]$  → pour un très mauvais sol.
- $K=4 [\text{kg/cm}^3]$  → pour un sol de densité moyenne.
- $K=12[\text{kg/cm}^3]$  → pour un très bon sol.

$$\text{On aura : } h_n \geq \sqrt[3]{\frac{3K\left(\frac{2L_{max}}{\pi}\right)^4}{E}}$$

AN:

$$K=4[\text{kg/cm}^3]$$

$$L_{max}=5,85\text{m}$$

$$h_n \geq \sqrt[3]{\frac{3 \times 0,04 \left(\frac{2 \times 5,85}{\pi}\right)^4}{20000}} \Rightarrow h_n \geq 89,19\text{cm} \Rightarrow h_2 = 100\text{cm}$$

- Condition de poinçonnement :

$$N_u \leq 0,045 U_c h_n f_{c28}$$

Avec :

$N_u$  : Effort normal du poteau le plus sollicité ( $N_u=4000,68\text{kN}$ )

$U_c$ : Périmètre de contour au niveau de feuillet moyen ( $U_c=2[(a+b)+2h]$ )

$a, b$ : Dimensions du poteau du RDC (55 x 55).

$$N_u \leq 0,045(4a + 4h)h_n f_{c28}$$

$$\Rightarrow h_n \geq 44,42\text{cm} \Rightarrow h_3 = 50\text{cm}$$

$$h_n \geq \text{Max}(h_1; h_2; h_3) \geq \text{Max}(50; 100; 50) = 100\text{cm}$$

On prend :  $h_n=1,00\text{ m}$

Le choix final :

- Épaisseur de la dalle du radier  $h=45\text{ cm}$
- Les dimensions de la nervure  $h_n = 100\text{cm} \times b = 55\text{cm}$

## Conclusion générale

Ce projet nous a permis d'un coté d'assimiler les différentes techniques et logiciels de calcul ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine de génie civil.

On utilisé le logiciel Autodesk Robot Structural Analyse Professionnel 2021 pour modéliser notre structure et faire toutes les vérifications sur notre modèle.

Par ailleurs, cette étude nous a permis de constater que :

- Le pré dimensionnement est une étape préliminaire son but est de choisir les sections des éléments structuraux du bâtiment qui peuvent changer considérablement après l'étude dynamique.
- L'étude dynamique en zone sismique est très importante, elle s'impose pour déterminer les caractéristiques dynamiques propres d'une structure, ceci est obtenus 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'assemblage des éléments compliqués comme poteau croix grâce à logiciel IDEA STATICA qui nous a aidé à faciliter le travail.
- Nous avons approfondi nos connaissances en matière d'application des règlements tel que : EUROCODE3 et 4, CCM97, RPA99 version 2003, RNV99 version 2013, BAEL91 modifié 99, DTR...etc.

Finalement, on souhaite que ce modeste travail sera une référence pour d'autres projets de fin d'étude.

# LISTE DES FIGURES

---

|   |     |
|---|-----|
| Figure I. 1: Constitution d'un plancher collaborant. ....                                 | 4   |
| Figure I. 2: Diagramme contrainte déformation de calcul de l'acier l'ELU. ....            | 6   |
| Figure I. 3: Bac d'acier type 55. ....  | 7   |
| Figure I. 4: connecteur type goujon soudée. ....  | 7   |
| Figure I. 5: Diagramme contraintes-déformation ELU. ....                                  | 10  |
| Figure I. 6: Diagramme contraintes déformations ELS. ....                                 | 11  |
|   |     |
| Figure II. 1 schéma des solives. ....   | 15  |
| Figure II. 2: Répartition du plancher sur la poutre principale ....                       | 22  |
| Figure II. 3: Schéma statique de poutre principale. ....                                  | 23  |
| Figure II.4 : poteau le plus sollicité ....   | 31  |
| Figure II.4 : L'acrotère. ....  | 39  |
| Figure II.5 : Les escaliers. ....   | 42  |
| Figure II. 4 : Les composantes des escaliers. ....  | 44  |
|   |     |
| Figure III. 1: Légende pour les parois verticales ....                                    | 51  |
| Figure III. 2: Valeur de Cpe pour les parois verticales. ....                             | 52  |
| Figure III. 3: légende pour les toitures plates ....                                      | 52  |
| Figure III. 4: légende pour les toitures plates ....                                      | 53  |
| Figure III. 5: Coefficient de pression intérieure Cpi des bâtiments sans face. ....       | 54  |
| Figure III. 6: Ze Hauteur de référence et profil correspondant de la pression dynamique.. | 55  |
| Figure III. 7: Légende pour les parois verticales. ....                                   | 56  |
| Figure III.8 : Légende pour les parois verticales. ....                                   | 57  |
| Figure III. 9 : légende pour les toitures plates. ....                                    | 58  |
|   |     |
| Figure IV. 1: Représentation de graphe pour un spectre de réponse. ....                   | 67  |
| Figure IV. 2: Modèle initial ....   | 72  |
| Figure IV. 3: Vu en plans de model finale. ....   | 74  |
| Figure IV. 4: Vu en élévation de modèle final ....  | 74  |
|   |     |
| Figure V. 1: Longueur de flambement pour un mode déplaçable. ....                         | 83  |
|   |     |
| Figure VI. 1: Vue à l'assemblage de poutre-solive ....                                    | 98  |
| Figure VI. 2: Le schéma de l'assemblage de poutre-solive. ....                            | 98  |
| Figure VI. 3: Résultats de l'assemblage de poutre-solive ....                             | 99  |
| Figure VI. 4: Vue de l'assemblage poteau-poutre ....                                      | 100 |
| Figure VI. 5: Vue en plan et vue en élévation de l'assemblage ....                        | 101 |
| Figure VI. 6: Disposition des boulons ....  | 102 |
| Figure VI. 7: Vue de l'assemblage poteau-poteau. ....                                     | 104 |
| Figure VI. 8: Disposition des boulons ....  | 106 |
| Figure VI. 9: Vue en plan de disposition des boulons ....                                 | 107 |
| Figure VI. 10: Vue de l'assemblage de contreventement. ....                               | 111 |
| Figure VI. 11: Schéma de l'assemblage de contreventement. ....                            | 111 |
| Figure VI. 12: Résultat de l'assemblage de contreventement ....                           | 112 |
|   |     |
| Figure VII. 1: Dimensions de la semelle isolée ....                                       | 116 |
| Figure VII. 2: Disposition des nervures par rapport à la dalle et aux poteaux ....        | 118 |

## LISTE DES SYMBOLES

$A$  : Section brute d'une pièce.

$A_{net}$  : Section nette d'une pièce.

$A_w$  : Section de l'âme.

$A_p$  : Surface portante.

$A_s$  : Aire de la section résistante à la traction du boulon.

$A_v$  : Aire de cisaillement.

$E$  : Module d'élasticité longitudinale.

$F$  : Force générale.

$F_p$  : Force de calcul précontraint.

$F_s$  : Résistance d'un boulon au glissement.

$F_{trd}$  : Résistance d'un boulon en traction.

$F_{brd}$  : Résistance à la pression diamétrale.

$G$  : Charge permanente.

$I$  : Moment d'inertie.

$K_c$  : Coefficient de rigidité des poteaux.

$K_{ij}$  : Coefficient de rigidité des poutres.

$K_y$  : Coefficient de flambement-flexion.

$L$  : Longueur.

$M_{sd}$  : Moment fléchissant.

$M$  : Moment fléchissant.

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

$M_{pl}$  : Moment plastique.

$M_{cr}$  : Moment critique.

$N_{sd}$  : Effort normal.

$N_{tsd}$  : Effort normal de traction.

$N_{csd}$  : Effort normal de compression.

$N_{pl}$  : Effort normal plastique.

$N_u$  : Effort ultime.

$N_j$  : Force d'adhérence avec le béton.

$Q$  : Charge d'exploitation.

$W_{pl}$  : Module de résistance plastique.

$W_{el}$  : Module de résistance élastique.

$b$  : Largeur de l'âme.

$b_{eff}$  : Largeur efficace.

$d$  : Entraxe.

$d_0$  : Diamètre de perçage des trous de boulon.

$f$  : Flèche d'une poutre.

$f_y$  : Limite d'élasticité d'un acier.

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

$f_u$  : Limite de rupture d'une pièce.

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

$f_{ck}$  : Résistance caractéristique en compression cylindrique du béton.

$f_j$  : Résistance de contact de la liaison.

$h$  : Hauteur.

$i$  : Rayon de giration.

$K$  : Facteur de longueur.

$K_s$  : Coefficient fonction de la dimension des trous de perçage.

$K_j$  : Facteur de concentration.

$n_b$  : Nombre de boulon.

$n_p$  : Nombre de plans de cisaillement.

$r_c$  : Rayon de raccordement âme/semelle du poteau.

$t_w$  : Épaisseur de l'âme.

$t_f$  : Épaisseur des semelles.

$t_{wc}$  : Épaisseur de l'âme d'un poteau.

$t_{fc}$  : Épaisseur des semelles d'un poteau.

$t_p$  : Épaisseur de platine.

$\chi$  : Coefficient de réduction de flambement.

$\beta_w$  : Facteur de corrélation.

$\beta_M$  : Facteur de moment uniforme.

$\beta_j$  : Coefficient relatif à la liaison.

$\gamma_c$  : Coefficient de sécurité sur les propriétés du béton.

$\gamma_M$  : Coefficient de sécurité.

$\gamma_{Mb}$  : Coefficient de sécurité des boulons.

$\gamma_{ms}$  : Coefficient partiel de sécurité.

$\bar{\lambda}$  : Élancement.

$\alpha$  : Facteur d'imperfection.

$\mu$  : Coefficient de frottement.

$\tau_s$  : Contrainte limite de cisaillement en élasticité.

$\eta$  : Facteur de distribution.

$\psi$  : Rapport de contrainte.

$\varphi_0$  : La rotation initiale dans les poutres continues.

$\delta_0$  : La flèche initiale dans les poutres continues.

$C_f$  : Coefficient de force.

$C_t$  : Coefficient de topographie.

$C_T$  : Coefficient de rugosité.

$C_{p,net}$  : Coefficient de pression nette.

$C_e$  : Coefficient d'exposition.

$C_d$  : Coefficient dynamique.

$I_V(\mathbf{Z})$  : Intensité de la turbulence.

$K$  : Coefficient d'encastrement ou de rigidité poutre-poteau.

$K_0$  : Coefficient de flambement.

$K_t$  : Facteur de terrain.

$q_p(\mathbf{Z}_e)$  : Pression dynamique de pointe.

$R$  : Coefficient de comportement de la structure.

$S$  : 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 résistance plastique au cisaillement.

$W$  : Pression aérodynamique.

$W_{(zj)}$  : Pression dynamique.

$W_e$  : Pression extérieure exercée sur la surface élémentaire de la hauteur  $z_e$ .

$W_i$  : Pression intérieure exercée sur la surface élémentaire de la hauteur  $z_e$ .

$Z_{eq}$  : Hauteur équivalente.

$Z_{min}$  : Hauteur minimale.

# LISTE DES TABLEAUX

---

|  |    |
|--|----|
| Tableau II. 1: La charge permanente de terrasse .....                                    | 13 |
| Tableau II. 2: La charge permanente d'étage courant.....                                 | 14 |
| Tableau II. 3: La charge permanente de RDC .....   | 14 |
| Tableau II. 4: Les caractéristiques de profilé IPE140.....                               | 16 |
| Tableau II.5: Solives des autres planchers Phase de construction .....                   | 21 |
| Tableau II. 6: Solives des autres planchers phase finale. ....                           | 22 |
| Tableau II. 7: Les caractéristiques de profilé IPE 300.....                              | 23 |
| Tableau II.8 : Poutre des autres planchers Phase de construction .....                   | 29 |
| Tableau II.9 : Poutre des autres planchers Phase finale.....                             | 30 |
| Tableau II. 10: Les caractéristiques de profilé IPE 200.....                             | 30 |
| Tableau II.11: Les charges des poteaux.....  | 33 |
| Tableau II. 12: Tableau de surcharge de poteau .....                                     | 34 |
| Tableau II. 13: choix de profilé. ....   | 35 |
| Tableau II. 14: Choix final de profilé .....   | 37 |
| Tableau II. 15 : Charge permanente et charge d'exploitation de cornière.....             | 44 |
| Tableau II. 16 : Charge permanente et charge d'exploitation de limon.....                | 45 |
| Tableau II. 17 : Combinaison de charge de limon.....                                     | 46 |
|  |    |
| Tableau III. 1: Catégorie du terrain .....   | 49 |
| Tableau III. 2: Les valeurs de la vitesse de référence .....                             | 49 |
| Tableau III. 3: Valeur de pression dynamique de point q p sens V1 .....                  | 50 |
| Tableau III.4: Surfaces des Zones en m <sup>2</sup> .....                                | 51 |
| Tableau III.5 : Cpe pour les parois verticales d'un bâtiment à base rectangulaire.....   | 51 |
| Tableau III.6 : Surfaces des Zones en m <sup>2</sup> .....                               | 52 |
| Tableau III. 7: Valeur Cpe pour la toiture .....   | 52 |
| Tableau III. 8: Valeur de pression W sur la paroi verticale.....                         | 54 |
| Tableau III. 10: Valeurs de pression dynamique de point qp sens v1.....                  | 54 |
| Tableau III. 11: Surface des zones en m <sup>2</sup> .....                               | 55 |
| Tableau III. 12: Valeurs Cpe pour les parois verticales.....                             | 56 |
| Tableau III. 13: Surfaces des Zones en m <sup>2</sup> .....                              | 56 |
| Tableau III. 14: Valeur Cpe pour la toiture.....   | 56 |
| Tableau III. 15: Valeur de pression W sur la Zone D.....                                 | 57 |
| Tableau III. 16: Valeur de pression W sur les ZONEZ A, B, C et E.....                    | 57 |
| Tableau III. 17: Valeur des pressions W sur toiture.....                                 | 58 |
| Tableau III. 18: tableau récapitulatif pour le calcul du coefficient Cd direction 1..... | 60 |
| Tableau III. 19: tableau récapitulatif pour le calcul du coefficient Cd direction 2..... | 61 |
| Tableau III. 20: Force d'application d'ensemble direction V1 .....                       | 62 |
| Tableau III. 21: Force d'application d'ensemble direction V2 .....                       | 62 |

# LISTE DES TABLEAUX

---

|   |     |
|---|-----|
| Tableau IV. 1: Facteur de qualité.....                                      | 71  |
| Tableau IV. 2: Participation massique du modèle initial.....                | 73  |
| Tableau IV. 3: Les dimensions des éléments utilisé de model finale.....     | 73  |
| Tableau IV. 4: Participation massique de model final.....                   | 75  |
| Tableau IV. 5: Déplacement inter-étage dans le sens x-x.....                | 76  |
| Tableau IV. 6: Déplacement inter-étage dans le sens y-y.....                | 77  |
| Tableau IV. 7: Vérification de l'effet P- $\Delta$ selon les deux sens..... | 78  |
| Tableau IV. 8: l'effort tranchant dues à la charge horizontale .....        | 79  |
| <br>  |     |
| Tableau V. 1: caracteristique de profilé croisé 2HEB500 .....               | 82  |
| Tableau V. 2: caracteristique de profilé HEA400.....                        | 83  |
| <br>  |     |
| Tableau VII. 1: section des semelles filantes.....                          | 117 |

## **REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES**

Pour l'élaboration de ce travail nous avons utilisé :

### **Règlements :**

- 1- Règles Parasismique Algériennes RPA99 version 2003, Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique.
- 2- DTU Règles BAEL 91 modifié 99.
- 3- D.T.R.B.C.22 : Charge permanente et charge d'exploitation.
- 4- CCM97 : Règles de Conception et de Calcul des Structures en Acier, Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique.
- 5- EUROCODE 3 : Calcul des structures en acier.
- 6- EUROCODE 4 partie 1 : Conception et dimensionnement des structures mixtes acier-béton
- 7- RNV 2013 : Règlement Neige et Vent.

### **Logiciels :**

- 1- Logiciel de Autodesk Robot Structural Analyse 2021.
- 2- Logiciel Idea Statica.
- 3- AUTO CAD 2016.
- 4- EXCEL 2016.
- 5- WORD 2016.