

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA
RECHERCHE SCIENTIFIQUE

كلية البلدة-1-

UNIVERSITÉ BLIDA-1-



كلية التكنولوجيا

FACULTE DE TECHNOLOGIE

قسم الهندسة المدنية

DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL

MÉMOIRE DE PROJET DE FIN D'ÉTUDE

POUR L'OBTENTION DU DIPLÔME DE MASTER EN GÉNIE CIVIL

OPTION :

CONSTRUCTION METALLIQUE ET MIXTE

Thème

**Etude d'un bâtiment (R+10+S-sol) avec une salle de
Conférence en charpente métallique**

Encadré par :

Mr. ZAHAF AHMED

Présenté par :

Mr. Zerfa Ali Seif Eddine

Mr. Hidra Hamza

Promotion 2019

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à ...

Mon exemple éternel, mon soutien moral et source de joie et de bonheur, celui qui s'est toujours sacrifié pour me voir réussir, que dieu te garde dans son vaste paradis, à toi mon père.

La lumière de mes jours, la source de mes efforts, la flamme de mon cœur, ma vie et mon bonheur ; maman que j'adore.

Mes sœurs, et mon frère pour leur soutien moral.

Et mon adorable neveu Mohamed Younes, à qui je souhaite un meilleur avenir.

*Tous les membres de ma famille et mes proches, petits et grands
Aucune dédicace ne saurait exprimer l'amour, l'estime, le dévouement et le respect que j'ai toujours eu pour vous tous.*

Tous mes enseignants tout au long de mes études.

A mon chère ami, mon binôme, SEIF EDDINE Ali qui m'a accompagné tout au long de cette année pour la réalisation de ce travail.

Aux personnes qui m'ont toujours aidé et encouragé, qui étaient toujours à mes côtés, et qui m'ont accompagnaient durant mon chemin d'études supérieures. Et Particulièrement à Lotfi et Azziz

Mr. Hamza

Dédicace

J'ai l'immense plaisir de dédier ce travail :

Ceux qui j'adore le plus au monde ,mes chers et affectueux parents Assia et Hamid qui m'ont toujours encouragé et poussé vers la réussite ,merci d'avoir supporté mes sauts d'humeurs merci d'avoir fait de moi ce que je suis et de m'avoir éclairé le chemin ...

A mes chers frères et sœurs, pour l'amour, l'attention, l'aide et soutien qu'ils m'ont apportés.

A mes chers grands parents khadoudja et bouteldja alah yerhmou.

A mes chers neveux Firas, Ishak, Hichem et ma princesse Maria.

A mes chers amis Badro, Abdou, Zaki, Hamza, Amazigh et Hadjira.

A mes cousins Bilal et Abdelfetah que je considère comme des frères.

A mon binôme Hamza.

A toute ma promotion de Master ST, avec qui j'ai vécu de bons moments, et qui resteront gravés dans ma mémoire et particulièrement : Lotfi et Aziz.

Mr .ZERFA

ملخص

في إطار مشروع التخرج، درسنا مبنى للاستخدام الإداري وقاعة للمحاضرات، هذان الأخيران على شكل مستطيل، الأول يتكون من طابق سفلي، وطابق أرضي و عشرة (10) طوابق، والثاني يتكون من طابق أرضي. تصميمها الهيكلي من إطار معدني، مع نواة من الخرسانة المسلحة و العارضات استقرار من أجل ثباتها، تقع في ولاية البليدة، والتي تصنف كمنطقة زلزالية قوية، تم تحديد الأبعاد للعناصر المقاومة وفعال: (RPA 99 ver 2003, CCM97, EC3, EC4 et BAEL91)

Résumé

Dans le cadre de notre projet de fin d'études, nous avons étudié un bâtiment à usage administratif et une salle de conférence, ces derniers ont une forme rectangulaire, le premier est constitué d'un sous-sol, d'un RDC et de dix (10) étages, et la deuxième est constituée d'un RDC. Leur conception structurelle est en charpente métallique, avec un noyau central en béton armé et des palées de stabilité en façade assurant leur stabilité, ils sont implantés dans la wilaya de Blida, qui est classée en zone de forte sismicité (zone III) selon le RPA99 version 2003. Le dimensionnement des éléments résistants a été effectué conformément aux règlements : **RPA 99 ver 2003, CCM97, EC3, EC4 et BAEL 91.**

Abstract

As part of Our graduation Project, we studied a building for administrative use and a conference room, these latter have a rectangular shape. The first is constituted of a basement, a ground floor, and ten (10) floors, and the second is constituted of a ground floor. Their structural design is a steel structure, with a central core reinforced concrete and a bracing in facade, ensuring their stability, they are located in the wilaya of Blida, which is classified in the area of high seismicity (zone III) according to RPA 99 version 2003. Dimensioning of resistant elements was carried out in accordance with the regulations: **RPA 99 ver 2003, CCM97, EC3, EC4 et BAEL 91.**

Remerciements

Tout d'abords, nous remercions le bon Dieu le Tout Puissant qui nous a donné la force, La patience, le courage et la Volonté afin d'accomplir et de pouvoir présenter ce modeste travail.

Nous adressons nos profondes reconnaissances et nos chaleureux remerciements à tous ceux qui nous ont aidés à élaborer ce mémoire et en particulier notre promoteur Dr ZAHAF.AHMED pour les orientations et les conseils qu'il a su nous prodiguer durant l'évolution de notre projet.

De la confiance qu'ils nous avons témoigné tout au long de notre projet.

Nous tenons également à remercier les honorables membres du jury, pour l'honneur qu'ils nous ont accordés en acceptant d'évaluer notre travail.

Nous remercions aussi l'ensemble des enseignants du département de génie civil qui ont contribué à notre formation de master en constructions métalliques et mixtes.

Que tous ceux ou celles qui nous ont apportés leur soutien et qui nous ont aidé de loin ou de près pour l'achèvement de ce projet trouvent ici l'expression de notre vive et sincère reconnaissance, en particulier nos familles et nos amis.

Introduction générale

La construction est l'un des premiers soucis de l'homme et l'une de ses occupations privilégiées. L'ingénieur est donc appelé à concevoir des structures suffisamment stables et résistantes de manière à sauver les vies humaines et limiter les dégâts matériels qui sont dus aux dommages subis par la structure. Pour cela l'étude des structures est une étape clé et un passage obligatoire dans l'acte de bâtir. 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 métallique.

Actuellement en Algérie l'utilisation de la charpente métallique est limitée dans le domaine industriel, les autres domaines se basent plus essentiellement sur le béton, malgré que les structures en charpente présentent de nombreux avantages tel que :

- ✓ L'industrialisation totale c'est-à-dire la possibilité de pré fabriquer intégralement des bâtiments en atelier, avec une grande précision et une grande rapidité. Le montage sur site par boulonnage a une grande simplicité.
- ✓ La possibilité du transport, qui permet de transporter loin, en Particulier à l'exportation.
- ✓ La grande résistance de l'acier à la traction permet de franchir de grandes portées.
- ✓ La bonne tenue au séisme grâce à sa grande ductilité.
- ✓ La charpente métallique présente un désigne spécial.

Par contre, les principaux inconvénients de l'acier sont :

- ✓ La corrosion et sa faible résistance au feu.

L'objectif de ce mémoire est de présenter simplement des connaissances récentes sur la façon de concevoir une structure qui sera appelé à résister à différentes sollicitations (statique et dynamique).

Le travail consiste à une étude technique d'un bâtiment en charpente métallique (R+10 + sous-sol) contreventé par un noyau en béton armé et des palées de stabilité en façade et d'une salle de conférence en charpente métallique.

Dans notre étude, on va consacrer **le premier chapitre** comprend la présentation complète de l'ouvrage et sa conception, et les caractéristiques des différents matériaux. L'objectif du **deuxième chapitre** est de pré-dimensionner les éléments du bâtiment, tels que l'étude climatique du bâtiment sera présenté dans **le chapitre trois** selon le règlement neige et vent (RNV2013), alors que **le quatrième chapitre** va comporter la modélisation et l'étude dynamique en zone sismique du bâtiment qui satisfait les critères imposés par les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version 2003), et puis on va passer à l'étude du joint sismique entre le bâtiment et la salle de conférence dans le **cinquième chapitre**. **Le sixième chapitre** sera consacré pour la vérification des éléments structuraux, ensuite dans **le septième chapitre** on va calculer le ferrailage du noyau ainsi que le voile périphérique, et après au **huitième chapitre** l'assemblage sera calculé selon l'Eurocode3. **Le dernier chapitre** sera consacré à l'étude de l'infrastructure.

Et enfin nous terminerons notre travail par une Conclusion générale qui le résume.

Table des matières

Introduction générale	1
I.1. Introduction	1
I.2. Conception de l'ouvrage	1
I.3. Caractéristiques des matériaux utilisés	4
I.3.1. Béton	4
I.3.2 Acier	6

Liste des figures

Figure I.1: Façade principale.....	2
Figure I. 2 : Façade postérieure.....	2
Figure I.3 : Les composants du plancher mixte	3
Figure I. 4 : Les états limites de service ELS.....	6
Figure I. 5 : Diagramme contraintes – déformations ELS	6
Figure I.6 : Diagramme Contraintes – Déformations de l'acier	7
Figure I.7 : Bac d'acier type Hi Bond 55	9
Figure I.8 : Connecteur type goujon soudé	9

Liste des tableaux

Tableaux I.1: Caractéristiques mécaniques des aciers utilisé	7
---	---

Introduction générale

I.1. Introduction

Dans le cadre de l'étude de ce projet, nous avons procédé au calcul d'un nouveau siège à usage administratif, il est constitué de deux blocs en charpente métallique comportant 10 niveaux avec une salle de conférence et un sous-sol

L'étude de ce projet comprend la partie conception des éléments tels que, les poteaux, poutres, contreventements, fondations ainsi que l'étude sismique de la structure, qui permet d'évaluer son comportement lors d'un séisme.

Le calcul sera fait conformément aux Règles Parasismiques Algériennes (**RPA99** version2003) et aux règles de charpente métallique CCM97, EUROCODE3 ET EUROCODE4

A. Implantation de l'ouvrage

Cet ouvrage est implanté à wilaya de **Blida** classer en zone sismique III (forte sismicité) selon le règlement parasismique algérien «R.P.A 99 V2003 ».

B. Classification Selon RPA 99 Ver2003

Cette structure est classée dans le groupe 2.

I.2. Conception de l'ouvrage

A. Conception architecturale

Notre projet est réparti en 2 blocs identiques d'un RDC et 10 étages avec 1 sous-sol, et une salle de conférence entre eux

- Le sous-sol sera aménagé en parking,
- RDC est destinée pour l'accueil et l'orientation et pour faire des conférences
- Du 1^{er} au 10^{ème} étage seront destinés pour des bureaux ; archives et stockages administrative ...
- La terrasse dans les deux blocs est inaccessible.

❖ Dimensions de la structure

Dimensions en plan :

- Longueur totale56.80 m
- Largeur totale30.69 m

Dimensions en élévation :

- Hauteur du rez-de -chaussé.....4.50m
- Hauteur des étages3.50m
- Hauteur de sous sol 2.80m

- Hauteur total du bâtiment39.50 m



Figure I.1: Façade principale



Figure I. 2 : Façade postérieure

B. Conception structurale

1. Type de Structure

La structure faisant l'objet de notre étude est composée principalement de poutres et de poteaux (portiques en charpente métallique) et des palées triangulaires Ainsi que d'un noyau en béton armé.

2. Assemblages

L'assemblage des éléments de notre construction est assuré par des boulons de haute résistance HR (éléments principaux), des boulons des ordinaires (éléments secondaires) ainsi que la soudure.

3. Les Planchers

La structure comporte un plancher mixte acier-béton connu sous le nom de plancher collaborant dont la composition est illustrée sur la figure I.3 .Le profilé métallique est connecté mécaniquement à la dalle de béton qu'il porte. Il est constitué de :

- Dalle en béton armé collaborant (béton+ treille souder)
- Solives
- Connecteurs soudés
- Tôle profilée en HI BOND 55

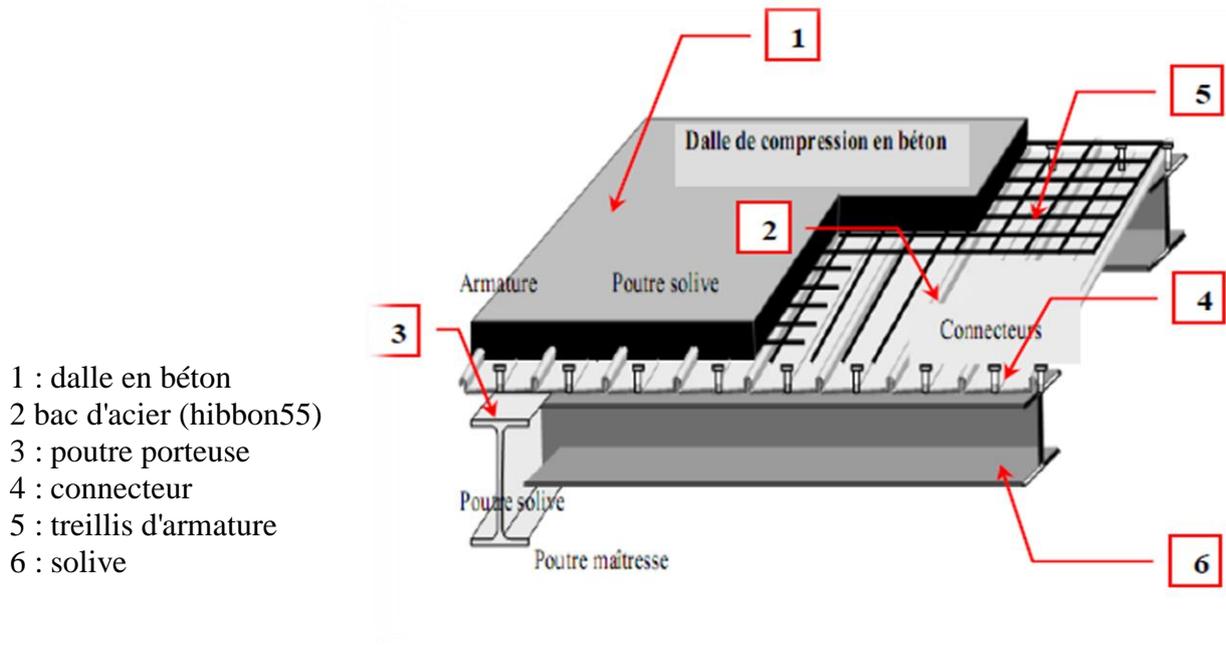


Figure I.3 : Les composants du plancher mixte

4. Contreventement

Le bâtiment est à ossature métallique contreventé par des palées de stabilité dans les deux sens.

5. Fondations

Les fondations seront réalisées conformément à l'étude géotechnique. Elles seront de type isolé, filantes ou radier général ; (Selon le rapport de Sol).

6. Ascenseurs

Le bâtiment étudié comporte deux ascenseurs.

7. Escaliers

Ils servent à relier les niveaux successifs et de faciliter les déplacements dans les étages et serviront aussi comme escaliers de secours en cas d'incendie et accidents majeurs.

I.3. Caractéristiques des matériaux utilisés

I.3.1. Béton

Le béton est un mélange en proportion convenable de liant (ciment, chaux), d'agrégats (gravier, sable) et d'eau et éventuellement d'adjuvants pour en modifier la propriété.

Le rôle fondamental du béton dans une structure est de reprendre les efforts de compression qui seront développés

- **Résistance caractéristique à la compression**

Le béton est défini par sa résistance à la compression à 28 jours. Cette dernière est notée par f_{c28} .

La résistance de notre béton est prise égale à $f_{c28} = 25$ MPa. Cette résistance est mesurée sur des éprouvettes cylindriques normalisées de 16 cm de diamètre et de 32 cm de hauteur.

- **Résistance caractéristique à la traction**

Elle est déterminée par plusieurs essais et est désignée par f_{t28} . On peut citer :

- ❖ Traction directe
- ❖ Traction par fendage
- ❖ Traction par flexion

La résistance caractéristique à la traction est conventionnellement définie par la relation :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj} \text{ (MPa) ;}$$

Pour tout l'ouvrage on utilise le même dosage en béton avec une résistance caractéristique à la compression f_{c28} et à la traction f_{t28} telle que :

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad \text{donc} \quad f_{t28} = 2,1 \text{ MPa.}$$

- **Module de déformation longitudinale**

Ce module est défini sous l'action des contraintes normales d'une longue durée ou courte durée.

- **Module de déformation instantanée**

Pour des charges d'une durée d'application inférieure à 24 heures

$$E_{i,j} = 11000 \sqrt[3]{f_{c,j}} \quad \text{D'où : } E_{i,28} = 32164,2 \text{ MPa ;}$$

- **Module de déformation différée**

Pour des charges de longue durée d'application :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{c,j}} \quad \text{D'où : } E_{i,28} = 10818,9 \text{ MPa ;}$$

❖ **Contraintes limites**

Un état limite est un état dans lequel toute modification dans le sens défavorable de la sollicitation entraîne un arrêt de justification d'un critère donné, on distingue:

a. Les états limites ultimes ELU

C'est un état au delà duquel l'ouvrage est dit en ruine. Il ne vérifie plus l'un au moins des trois critères suivants:

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

La contrainte ultime du béton en compression est donnée par :

$$\sigma_{bu} = \frac{0.85 f_{c,28}}{\gamma_b}$$

γ_b : Coefficient de sécurité.

$\gamma_b = 1.5$ cas des actions courantes transitoires

$\gamma_b = 1.15$ cas des actions accidentelles.

Le coefficient de minoration 0.85 a pour objet de couvrir l'erreur faite en négligeant le fluage du béton

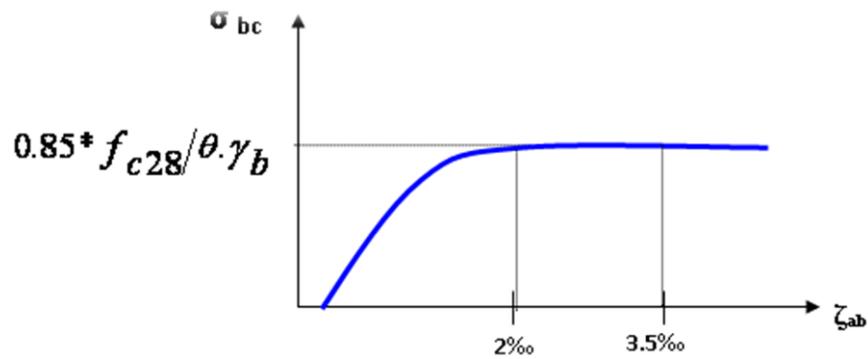


Figure I. 4 : Les états limites de service ELS

C'est un état au delà duquel l'ouvrage (ou un de ces éléments) ne vérifie plus:

- Le confort
- Et/ou la durabilité

La contrainte limite de service est donnée par :

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

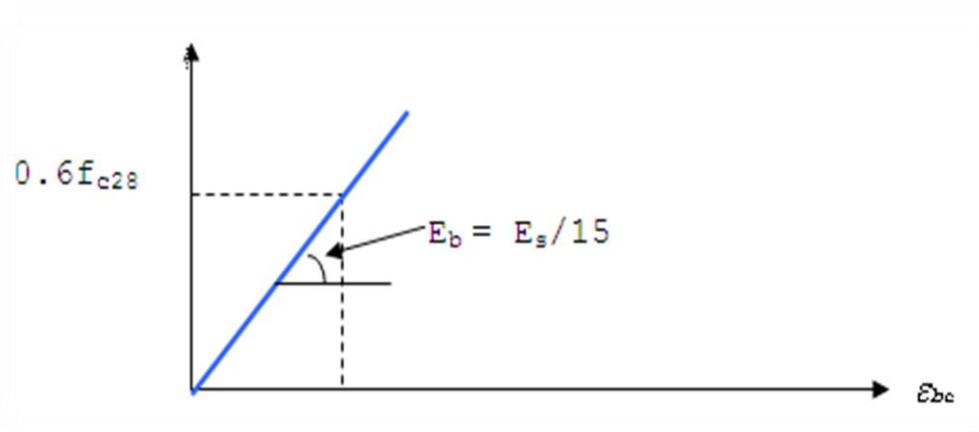


Figure I. 5 : Diagramme contraintes – déformations ELS

I.3.2 Acier

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, son rôle est d'absorber les efforts de traction, de cisaillement et de torsion, car il s'est avéré que le béton n'a pas une grande résistance à la traction. L'acier sera donc placé dans les zones tendues de la structure où on supposera inexistant le béton. Sa bonne adhérence au béton, en constitue un matériau homogène.

Les caractéristiques mécaniques

Les propriétés mécaniques des aciers employés doivent être connues avec précision afin que les constructions en béton armé résistent sans risque de rupture ou détérioration.

Les caractéristiques mécaniques des aciers utilisés sont présentées dans le tableau suivant :

Type	Désignation	Limite d'élasticité Fe(MPa)	Utilisation
Barres HA	FeE400	400	Tout Travaux en BA
Ronds lisses	FeE 275	275	Epingles cadres, étriers

Tableaux I.1:Caractéristiques mécaniques des aciers utilisé

❖ Contraintes limites de l'acier

a. Etat limite ultime ELU

- σ_s : contrainte de l'acier $\sigma_s = f_e/\gamma_s$
- γ_s : coefficient de sécurité de l'acier, il a pour valeur :
- $\gamma_s = 1.15$ cas d'actions courantes.
- $\gamma_s = 1.00$ cas d'actions accidentelles.
- ε_s : allongement relatif de l'acier $\varepsilon_s = \Delta L/L$.

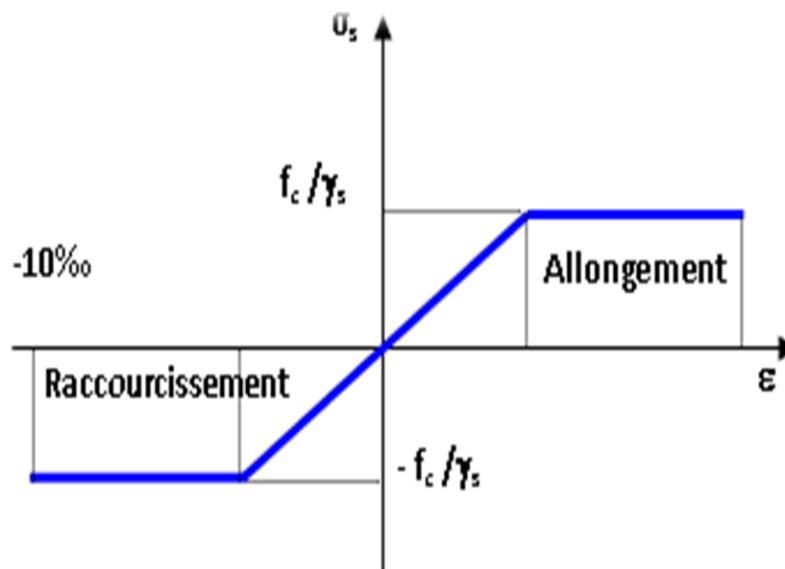


Figure I.6 : Diagramme Contraintes – Déformations de l'acier

b. Etats limites de service ELS

Fissuration peu nuisible, pas de vérification.

Fissuration préjudiciable : $\sigma_s = \min \left[\frac{2}{3} f_c; 150 \eta \right]$

Fissuration très préjudiciable : $\sigma_s = \min \left[\frac{1}{2} f_c; 110 \eta \right]$

Avec :

η : Coefficient de fissuration tel que :

$\eta = 1$ pour des aciers ronds lisses

$\eta = 1.6$ pour des aciers de H.A

c. Module d'élasticité longitudinale de l'acier

Le module d'élasticité de l'acier sera pris égale à : $E=2.1 \times 10^5 \text{MPa}$.

Les différentes caractéristiques mécaniques des aciers de Charpente métallique sont les suivantes :

- Module d'élasticité longitudinale $E= 2.1 \text{ E5 Mpa}$
- Coefficient de poisson $\mu= 0.3$
- Module d'élasticité transversale $G= 8.1 \text{ E4 Mpa}$
- Masse volumique de l'acier $\gamma=7850 \text{ daN/m}^3$
- Contrainte limite conventionnelle d'élasticité :

L'ossature métallique S275 : $f_y= 275 \text{ N/mm}^2$

• Boulons ordinaires

- Boulons de charpente (4.6) $f_{ub}= 400 \text{ N/mm}^2$; $f_{yB}= 240 \text{ N/mm}^2$
- Boulons de charpente (5.6) $f_{ub}= 500 \text{ N/mm}^2$; $f_{yB}= 300 \text{ N/mm}^2$

• Boulons à haute résistance

- H.R (8.8) $f_{ub}= 800 \text{ N/mm}^2$; $f_{yB}= 640 \text{ N/mm}^2$
- H.R (10.9) $f_{ub}= 1000 \text{ N/mm}^2$; $f_{yB}= 900 \text{ N/m}$

Bac d'acier

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

-D'assurer un coffrage efficace et étanche en supprimant les opérations de décoffrage.

-De constituer une plateforme de travail avant la mise en œuvre du béton.

-D'éviter souvent la mise en place des étais et gagner du temps.

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

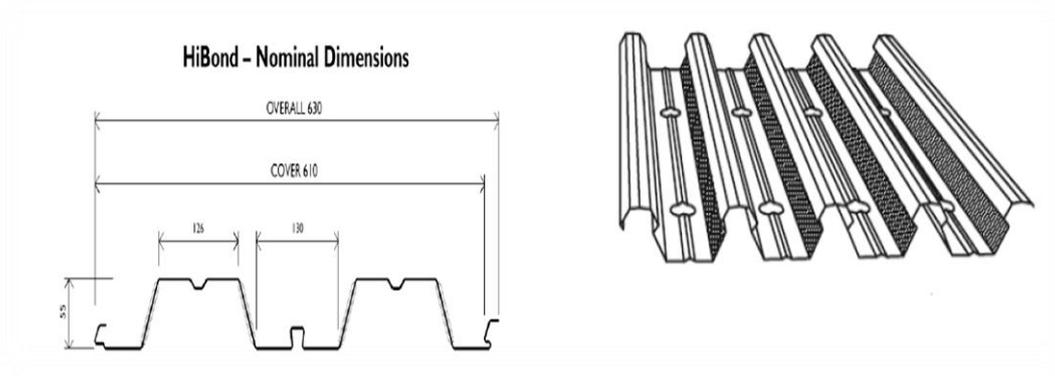


Figure I.7 : Bac d'acier type Hi Bond 55

✚ Les connecteurs

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

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

Dans notre cas, on utilise des goujons de hauteur $h=95\text{mm}$ et de diamètre $d=19\text{mm}$, qui sont assemblés par soudage (voir figure ci-dessous) :



Figure I.8 : Connecteur type goujon soudé

Table des matières

II.1 Introduction 11

II.2 Les planchers 11

 II.3 Evaluation des charges et surcharges 11

 II.3.1 Charges permanentes 11

 II.3.1.1 Plancher terrasse inaccessible 11

 II.3.1.2 Plancher étage courant 12

 II.3.2 Charges d’exploitation 13

II.4 Pré dimensionnement des éléments principaux 14

 II.4.1 Solives du plancher terrasse inaccessible 14

 II.4.2 Poutre principale du plancher terrasse inaccessible 22

 II.4.4 Poutre principale d’étage courant 34

II.5 Pré-dimensionnement des poteaux 42

Liste des figures :

Figure II.1: Plancher terrasse inaccessible 11

Figure II. 2: Plancher étage courant 12

Figure II. 3: Dalle collaborante 14

Figure II.4: Solive terrasse inaccessible 14

Figure II. 5: Position de l'axe neutre plastique 18

Figure II. 6 : Poutre principale de la terrasse. 22

Figure II.7: Position de l'axe neutre plastique 27

Figure II. 8 : Solive étage courant 29

Figure II. 9 : Poutre principale étage courant 34

Figure II. 10 : Solive de plancher terrasse 39

Figure II. 11: Poutre principale du plancher terrasse 40

Figure II.12 : Poteau central plus sollicité 42

Figure II. 13: Dégression des surcharges 42

Figure II. 14 : Poteau de rive plus sollicité 48

Figure II. 15 :Poteau d’angle plus sollicité 53

Figure II. 16 : Poteau central plus sollicité 56

Liste des tableaux :

Tableau II. 1: Charge permanente pour terrasse inaccessible. 12

Tableau II. 2: Charge permanente pour étage courant 13

Tableau II. 3: Caractéristiques du profilé IPE140..... 15

Tableau II.4 : Caractéristiques du profilé HEA280 23

Tableau II.5: La charge permanente (Poteau central) 43

Tableau II. 6: La charge d’exploitation (Poteau central) 44

Tableau II. 7 : Profilés des poteaux centraux 48

Tableau II. 8 :La charge permanente (Poteau de rive)	49
Tableau II. 9 : La charge d'exploitation (Poteau de rive)	50
Tableau II. 10 :Profilés des poteaux de rives	52
Tableau II. 11: La charge permanente (Poteau d'angle)	54
Tableau II. 12 :La charge d'exploitation (Poteau d'angle)	55
Tableau II. 13: Profilés des poteaux d'angles	56
Tableau II. 14 : La charge permanente (Poteau central)	57
Tableau II. 15 : La charge d'exploitation (Poteau central)	58
Tableau II. 16: Profilés des poteaux centraux	58

II.1 Introduction

Le pré dimensionnement des éléments porteurs (poteaux, poutres ... etc.) d'une structure est une étape importante dans le calcul d'un projet. Elle nous donne une estimation approximative des dimensions des sections des éléments.

Ce calcul est basé sur le principe de la descente de charges verticales transmises par les planchers aux éléments porteurs et qui les transmettent à leur tour aux fondations.

II.2 Les planchers

Les planchers collaborant associent une dalle de compression en béton armé à des bacs nervurés en acier galvanisé pour qu'ils participent ensemble, par leur "collaboration" à la résistance à la flexion, pour éviter le glissement entre les nervures du profil en acier et le béton, les parois latérales des bacs sont embouties ou crantées. Les solives peuvent être rendues solidaires de la dalle par l'intermédiaire des connecteurs soudés ou cloués pour constituer une poutre mixte.

II.3 Evaluation des charges et surcharges

II.3.1 Charges permanentes

II.3.1.1 Plancher terrasse inaccessible

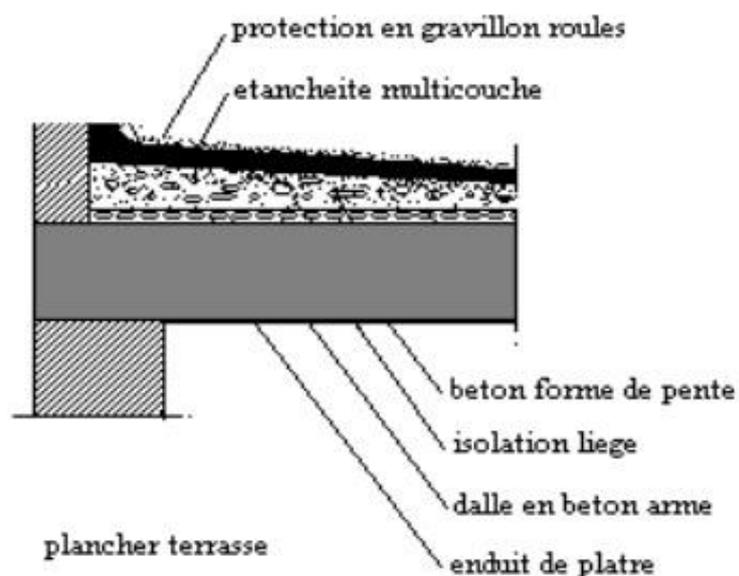


Figure II.1: Plancher terrasse inaccessible

Matière	Épaisseur (cm)	ρ (kN/m ³)	G (kN/m ²)
1- Protection de gravillon	2	-	0,20
2-Étanchéité multicouche	2	-	0,12
3- Forme de pente	5	22	1,11
4- Isolation thermique	4	4	0,16
5- Dalle en béton armé	15	25	3,75
6-Bac d'acier (Hi-Bond55)	-	-	0,15
7-Climatisation	-	-	0,40
8-Faux plafond	-	-	0,30
Total			6.20

Tableau II. 1: Charge permanente pour terrasse inaccessible.

G =6.20 (KN/m²)

II.3.1.2Plancher étage courant

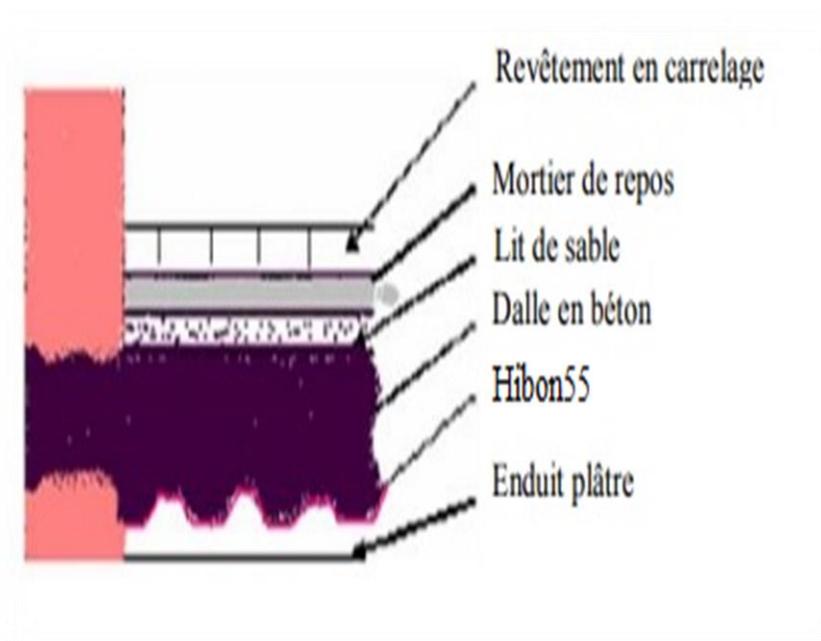


Figure II. 2: Plancher étage courant

Matière	Épaisseur (cm)	ρ (kN/m ³)	G (kN/m ²)
1- Marbre	1.5	27.00	0.405
2 -Climatisation	-	-	0.40
3- Mortier de pose	1.50	18.00	0.27
4- Dalle en béton Armé	15.00	25.00	3.75
5- Bac d'acier (Hi-Bond55)	-	-	0.15
6-Faux plafond	-	-	0.30
7-Cloisonnement	-	-	0.40
Total			5.70

Tableau II. 2: Charge permanente pour étage courant

G =5.70 (KN/m²)

II.3.2 Charges d'exploitation

Elles Correspondent aux mobiliers et aux personnes qui habitent ou fréquentent l'immeuble, les surcharges d'exploitation sont fixées par le règlement technique DTRC2.2.

- ✓ Terrasse inaccessible..... 1KN/m²
- ✓ Plancher courant (bureaux)2.5KN/m²

II.3.3- Méthode de calcul

Le calcul de plancher collaborant se fait en deux phases :

- phase de construction
- phase finale

a) Phase de construction

Le profilé d'acier travail seul et il reprend les charges suivantes :

- Le poids propre du profilé
- Le poids propre du béton frais
- La surcharge de construction (ouvriers)

b) Phase finale

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

On doit tenir compte des charges suivantes:

- Le poids propre du profilé
- Le poids propre du béton (sec)
- La surcharge d'exploitation
- Finition

c) Largeur de la dalle collaborant

Dans les calculs 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 :

$$b_{eff} = \inf \left\{ \begin{array}{l} \frac{2.l_0}{8} \\ b \end{array} \right.$$

l_0 : Longueur libre d'une poutre
 simplement appuie
 b : Entraxe entre les poutres

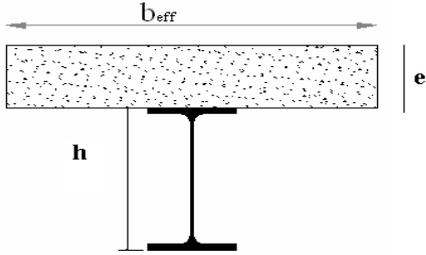


Figure II. 3: Dalle collaborante

II.4 Pré dimensionnement des éléments principaux

II.4.1 Solives du plancher terrasse inaccessible

❖ (bloc identique A et C)

Les solives sont généralement des profilés en **IPE, IPN**, dont leur espacement est compris entre 1,5 et 4m selon le type de plancher utilisé.

Il est d'usage que le pré dimensionnement se fait selon le critère de résistance ou le critère de flèche, mais dans notre cas, on utilise une formule approchée et simplifiée qui est en fonction de la hauteur du profilé et la portée de la solive, tel que la solive la plus sollicitée a une portée de **4,4 0m** et un espacement de **1,50m**

*Lors du bétonnage de la dalle on tiendra compte de la présence d'un étai placé à la mi-travée

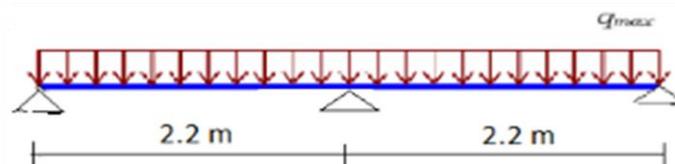


Figure II.4: Solive terrasse inaccessible

$$\frac{L}{25} \leq h \leq \frac{L}{15} \rightarrow \frac{2200}{25} < h < \frac{2200}{15}$$

$$88 \text{ mm} < h < 146.67 \text{ mm}$$

On choisit un **IPE140** qui a les caractéristiques suivantes :

Poids	Section	Dimensions				Caractéristiques					
		h	b	t _f	t _w	I _y	I _z	W _{pl-y}	W _{pl-z}	i _y	i _z
Kg/m	cm ²	mm	mm	mm	mm	cm ⁴	cm ⁴	cm ³	cm ³	cm	cm
12.90	16.4	140	73	6.9	4.7	541.2	44.92	88.34	19.25	5.74	1.65

Tableau II. 3: Caractéristiques du profilé IPE140

a) Phase de construction

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

Poids propre du profilé IPE 140..... g = 0.129 KN/m

Poids propre du béton fraisG_b= 3.75 KN/m²

Poids du bac d'acier.....g = 0.15 KN/m²

Charge de construction (ouvrier).....Q = 0.75 KN/m²

Combinaison de charge (entre-axe des solives est de 1.5 m).

ELU

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

$$q_u = 1,35 \times [0,129 + (3,75 + 0,15) \times 1,5] + 0,75 \times 1,5 \times 1,5$$

$$q_u = 9.76 \text{ KN/ml.}$$

ELS

$$q_{ser} = g_p + (G_b + g + Q) \times 1,5$$

$$q_{ser} = 0,129 + (3,75 + 0,15 + 0,75) \times 1,5$$

$$q_{ser} = 7.104 \text{ KN/ml.}$$

Les vérifications

1) Vérification de la flexion [1]

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

Le moment appliqué :

$$M_{max} = M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{9.76 \times 2.2^2}{8} = 5.9 \text{ KN.m}$$

Le moment résistant développé par la section :

$$M_{plrd} = \frac{(w_{ply} \times f_y)}{\gamma_{m0}} = \frac{88.34 \times 10^3 \times 275}{1} = 24.3 \text{ KN.m}$$

$M_{sd} = 5.9 \text{ KN.m} \leq M_{plrd} = 24.3 \text{ KN.m}$ **Condition vérifiée**

$$r = \frac{M_{sd}}{M_{plrd}} = \frac{5.9}{24.3} = 0.24$$

2) Vérification de l'effort tranchant [1]

On doit vérifier que : $V_{sd} \leq V_{plrd}$

$$V_{sd} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{9.76 \times 2.2}{2} = 10.736 \text{ KN}$$

A_v : aire de cisaillement.

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

$$A_v = 1640 - 2 \times 73 \times 6.9 + (4.7 + 2 \times 7) \times 4.7$$

$$A_v = 761.63 \text{ mm}^2.$$

$$V_{plrd} = \frac{f_y \times A_v}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} = \frac{275 \times 761.63}{\sqrt{3} \times 1} = 120.92 \text{ KN}$$

$V_{sd} = 10.736 \text{ KN} \leq V_{plrd} = 120.92 \text{ KN}$ **Condition vérifiée**

$$r = \frac{V_{sd}}{V_{plrd}} = \frac{10.736}{120.92} = 0.09$$

$V_{sd} \leq 0.5 \times V_{plrd} = 60.46 \text{ KN}$ **Pas d'interaction** entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

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

3) Vérification de la rigidité [1]

$$f_{max} = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 7.104 \times 2200^4}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 541.2 \times 10^4}$$

$$f_{max} = 1.9 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = \frac{l}{250} = \frac{2200}{250} = 8.8 \text{ mm}$$

$f_{max} = 1.9 \text{ mm} \leq f_{adm} = 8.8 \text{ mm}$ **Condition vérifiée**

4) Vérification du déversement[1]

On doit vérifier que :

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

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

Avec :

M_{sd} : Est le moment appliqué $\Rightarrow M_{sd} = 5.9 \text{ KN.m}$

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

$$\lambda_{LT} = \frac{L/i_{zz}}{\left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L/i_{zz}}{h/t_f}\right)^2\right]^{0.25}} \times \sqrt{C_1} \quad \text{Avec : } C_1 = 1,132$$

$$\lambda_{LT} = \frac{2200/16.5}{\left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{2200/16.5}{140/6.9}\right)^2\right]^{0.25}} \times \sqrt{1.132}$$

$$\lambda_{LT} = 94$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{93,9\varepsilon} \quad \text{Avec : } \varepsilon = 0.92 \Rightarrow \bar{\lambda}_{LT} = 1.09 > 0,4 \Rightarrow \text{il y a un risque de déversement}$$

$$\frac{h}{b} = \frac{140}{73} = 1.92 \leq 2 \rightarrow \text{courbe "a"} \rightarrow \alpha_{LT} = 0.21$$

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

$$\phi_{LT} = 0,5 \left[1 + 0.21(1.09 - 0.2) + 1.09^2 \right] = 1.1875$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{(1.1875 + \sqrt{(1.1875)^2 - (1.09)^2})} = 0.6$$

$$M_{b,Rd} = \frac{0,6(1).88.34 \cdot 10^3 \cdot 275}{1,1} = 13.251 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 5.9 \text{ KNm} \leq M_{brd} = 13.251 \text{ KNm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

b) Phase finale

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

Les charges de la phase finale sont :

. Poids propre du profilé $g_p = 0,129 \text{ KN/m}$.

. Charge permanente $G_{terr} = 6.2 \text{ KN/m}^2$

. Charge d'exploitation $Q = 1,0 \text{ KN/m}^2$.

Combinaison des charges**ELU**

$$q_u = 1,35[(G_{terr} \times 1.5) + g_p] + 1,5 \times Q \times 1.5$$

$$q_u = 1,35[(6,2 \times 1.5) + 0,129] + 1,5 \times 1 \times 1.5$$

$$q_u = 14.98 \text{ KN/ml.}$$

ELS

$$q_{ser} = g_p + (G_{terr} + Q) \times 1.5$$

$$q_{ser} = 0,129 + (6.2 + 1) \times 1.5$$

$$q_{ser} = 10.93 \text{ KN/ml.}$$

Position de l'axe neutre plastique

$$R_{\text{Béton}} = (0,57/1.5) \times f_{ck} \times b_{eff} \times h_c \quad \text{avec} \quad f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

$$b_{eff} = \inf \left\{ \begin{array}{l} \frac{2 * l_0}{8} = \frac{2 * 4.4}{8} = 1.1 \text{ m} \\ b_0 = 1.5 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$b_{eff} = 1.1 \text{ m}$$

$$R_b = \frac{0.85 * 25 * 1100 * 95}{1.5} = 1480.41 \text{ KN}$$

$$R_{\text{Béton}} = 1480.41 \text{ KN.}$$

$$R_{\text{Acier}} = 0.95 f_y \cdot A_a$$

$$R_{\text{Acier}} = 0.95 \times 275 \times 1640 \times 10^{-3}$$

$$R_{\text{Acier}} = 428.45 \text{ KN.}$$

$$R_{\text{Béton}} > R_{\text{Acier}}$$

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

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

1) Vérification de la flexion [1]

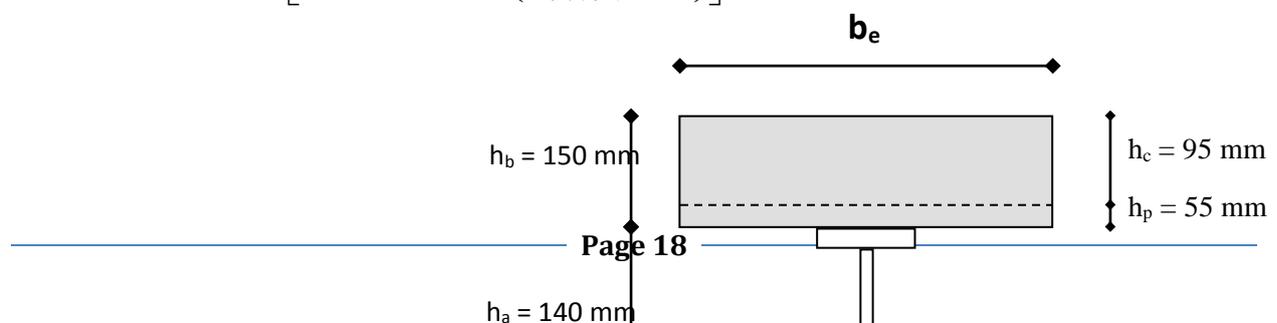
Il faut que : $M_{sd} \leq M_{pl.Rd}$

Le moment appliqué :

$$M^{\max} = M_{sd} = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{14.98 \times 4.4^2}{8} = 36.25 \text{ KN.m}$$

Moment résistant plastique développé par la section mixte :

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



Avec :

$$R_{\text{Béton}} = 1480.42 \text{ KN}$$

$$R_{\text{Acier}} = 428.45 \text{ KN}$$

$$h_a = 140 \text{ mm}$$

$$h_c = 95 \text{ mm}$$

$$h_p = 55 \text{ mm}$$

$$M_{plrd} = 428.45 \left[\frac{140}{2} + 95 + 55 - \left(\frac{428.45}{1480.41} \times \frac{95}{2} \right) \right] = 88.37 \text{ KN.m}$$

$$r = \frac{36.25}{88.37} = 0.41$$

2) Vérification de l'effort tranchant [1]

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

Où : $V_{pl.Rd}$ est l'effort tranchant de plastification de la section.

A_v est l'aire de cisaillement.

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

$$A_v = 761.63 \text{ mm}^2.$$

$$V_{plRd} = \frac{275 \times 761.63}{\sqrt{3} \times 1} \Rightarrow V_{plRd} = 120.92 \text{ KN}$$

$$V_{sd}^{\max} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{14.98 \times 4.4}{2} = 32.96 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 32.96 \text{ KN} \leq V_{plrd} = 120.92 \text{ KN} \text{ Condition vérifiée}$$

$$r = \frac{V_{sd}}{V_{plrd}} = \frac{32.96}{120.92} = 0.27$$

$V_{sd} \leq 0.5 \times V_{plrd} = 60.46 \text{ KN}$ **Pas d'interaction** entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

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

3) Vérification de la rigidité [1]

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

Avec :

$$q_{ser} = 10.93 \text{ KN/ml.}$$

$$L = 4.4 \text{ m.}$$

$$E = 2,1.10^5 \text{ N/mm}^2.$$

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

$$I_c = \frac{1640 \times (95 + 2 \times 55 + 140)^2}{4 \times (1 + 15 \times 0.015)} + \frac{1100 \times 95^3}{12 \times 15} + 541.2 \times 10^4 = 50.48 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$V = \frac{Aa}{Ab} = \frac{1640}{1100 \times 95} = 0.015$$

$$f^{\max} = \frac{5}{384} \frac{q_s \cdot L^4}{EI_c} = \frac{5}{384} \frac{10.93.4400^4}{2.1 \cdot 10^5 \cdot 50.48 \times 10^6} = 5.03 \text{ mm}$$

La valeur de la flèche admissible est :

$$\bar{f} = \frac{L}{250} = \frac{4400}{250} = 17.6 \text{ mm}$$

La flèche totale maximale est donc :

$$f^{\max} = f_c + f_f = 1.9 + 5.03 = 6.93 \text{ mm} < \bar{f} = 17,6 \text{ mm}$$

$$f^{\max} = 6.93 \text{ mm} < \bar{f} = 17,6 \text{ mm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$r = \frac{6.93}{17,6} = 0,39$$

4) Vérification de déversement [1]

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

5) Calcul des connecteurs [1]

Type goujon Hauteur : h = 95 mm ;

Diamètre : d = 19 mm.

• Détermination de P_{rd} (Resistance au cisaillement)

$$P_{rd} = k_t \cdot \text{Inf} \left\{ \begin{array}{l} 0,29 \cdot \alpha \cdot d^2 \frac{\sqrt{F_{ck} E_c}}{\gamma_v} \quad \text{..Résistance dans le béton} \\ \quad \quad \quad \quad \quad \quad \quad \text{qui entour le goujon} \\ 0,8 \cdot f_u \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4 \cdot \gamma_v} \quad \quad \quad \text{..La force dans le goujon} \end{array} \right.$$

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

E_c: Module de Young de béton.....30,5KN/mm²

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

γ_v = 1,25.

$$\alpha = 0,2 \cdot \left(\frac{h}{d} + 1 \right) \text{ si } 3 \leq \frac{h}{d} \leq 4 \quad \alpha = 1 \text{ si } \left(\frac{h}{d} \right) > 4 \quad \text{Nous avons}$$

$$\alpha = 1 \quad \text{car} \quad \left(\frac{95}{19} \right) = 5 > 4$$

$$P_{rd} = k_t \cdot \text{Inf} \left\{ \begin{array}{l} 0,29 \cdot 1 \cdot 19^2 \cdot \frac{\sqrt{25 \cdot 30,5 \cdot 10^3}}{1,25} = 73,13 \text{ KN} \\ 0,8 \cdot 450 \cdot \frac{\pi \cdot 19^2}{4 \cdot 1,25} = 81,65 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$P_{rd} = \text{inf}(73,13; 81,65) = 73,13 \text{ KN}$$

● Influence de la forme de bac d'acier

La résistance ultime pour les goujons à tête (**Prd**) donnée par les formules précédentes sont valables dans le cas d'une dalle pleine.

Dans le cas d'une dalle en présence d'un bac d'acier la résistance ultime (**Prd**) doit être réduite en raison de la forme du bac d'acier.

Le coefficient de réduction (**Kt**) dépend du sens du bac d'acier par rapport à la poutre principale.

Dans notre cas, on a le Bac d'acier perpendiculaire à la poutre principale

$$k_t = \frac{0,7}{\sqrt{N_r}} \cdot \frac{b_0}{h_p} \cdot \left[\frac{h}{h_p} - 1 \right] \begin{cases} \leq 1,0 \rightarrow N_r = 1 \\ \leq 0,8 \rightarrow N_r = 2 \end{cases}$$

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

- b_0 : largeur moyenne de la nervure du bac d'acier. $b_0 = 88,5 \text{ mm}$
- h_p : hauteur de la nervure du bac d'acier $h_p = 55 \text{ mm}$
- h : hauteur du goujon $h = 95 \text{ mm}$
- N_r : nombre de goujon par ligne $N_r = 1$

$$\rightarrow k_t = \frac{0,7}{\sqrt{1}} \cdot \frac{88,5}{55} \cdot \left[\frac{95}{55} - 1 \right] = 0,82 \rightarrow K_t = 0,82$$

$$\text{Donc } P_{rd} = 59,97 \text{ KN}$$

● Effort tranchant repris par les goujons Détermination de **RL**

Dans le cas d'une connexion totale, l'effort total de cisaillement de calcul **RL** auquel sont tenus de résister les connecteurs entre le point de moment fléchissant positif maximal et un appui d'extrémité est calcul selon la formule suivante :

$$R_L = \text{Inf}(R_{\text{Béton}}; R_{\text{Acier}}) = R_L = 428,45 \text{ KN}$$

- **Espacement des connecteurs**

✓ L'espace minimal des connecteurs est $\begin{cases} 5d \text{ dans le sens longitudinal} \\ 4d \text{ dans le sens transversal} \end{cases}$

✓ L'espace maximal des connecteurs est égale $\text{Inf} \left\{ \begin{array}{l} 6 \times \text{la hauteur de la dalle} \\ \text{ou } 800 \text{ mm} \end{array} \right.$

- **Nombre des connecteurs**

$$N^{bre} = \frac{2R_L}{P_{rd}} = \frac{2.428.45}{59,97} = 14.28$$

Soit $N = 8$ goujons sur la demi longueur de la solive ; c'est-à-dire 16 connecteurs sur toute la longueur totale de la solive.

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

$$e_{\min} \geq 5.d = 5 \times 19 = 95 \text{ mm}$$

$$esp = \frac{L}{N_{bre} - 1} = \frac{4400}{16 - 1} = 293.33 \text{ mm}$$

$$esp = 293.33 \text{ mm} > 95 \text{ mm} \Rightarrow \text{C'est vérifiée}$$

Donc on prend 16 connecteurs pour toute la portée de la solive avec un espacement de 290mm

II.4.2 Poutre principale du plancher terrasse inaccessible

La poutre la plus sollicitée, que ce soit pour le plancher terrasse ou le plancher courant à une portée de 6m et un espacement de 4.4m.

Elle reprend 3 charges concentrées (R) qui représentent les réactions des solives, et une charge uniformément répartie due à son poids propre et le poids du béton frais sur la largeur de la semelle.

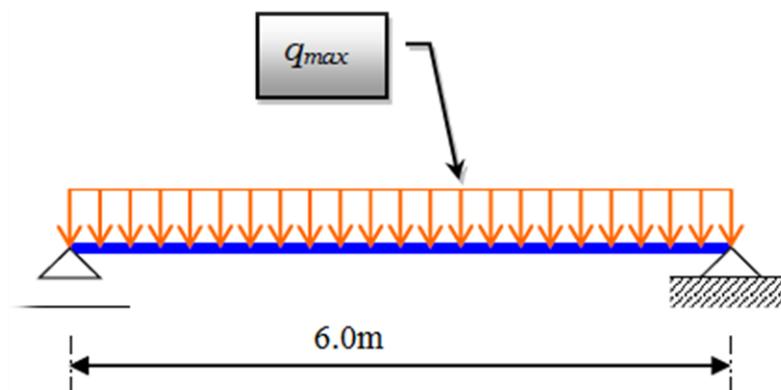


Figure II. 6 : Poutre principale de la terrasse.

$$\frac{L}{25} \leq h \leq \frac{L}{15} \rightarrow \frac{6000}{25} \leq h \leq \frac{6000}{15} \rightarrow 240 \leq h \leq 400$$

On choisit un **HEA280** qui a les caractéristiques suivantes :

Poids	Section	Dimensions				Caractéristiques					
		h	b	t _f	t _w	I _y	I _z	W _{pl-y}	W _{pl-z}	i _y	i _z
G	A	h	b	t _f	t _w	I _y	I _z	W _{pl-y}	W _{pl-z}	i _y	i _z
Kg/m	cm ²	mm	mm	mm	mm	cm ⁴	cm ⁴	cm ³	cm ³	cm	cm
76.4	97.3	270	280	13	8	13670	4763	1112	518.1	11.86	7

Tableau II.4 : Caractéristiques du profilé HEA280

➤ **Les réactions des solives**

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

• **Phase de construction**

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

- Poids propre du profilé.....g_p = 0.764 KN/ml.
- Poids propre du béton frais.....G_b = 3.75 KN/m²
- Poids du bac d'acier.....g = 0,15 KN/m²
- Surcharge de construction (ouvrier).....Q_c = 0,75 KN/m²

• **Calcul des réactions des solives**

Combinaison des charges (Résultat de la solive précédente)

ELU

q_u = 9.76 KN/ml.

ELS

q_{ser} = 7.104 KN/ml.

$$R_u = \frac{q_u \times L_{solive}}{2} = \frac{9.76 \times 4.4}{2} = 21.472 \text{ KN}$$

$$R_s = \frac{q_s \times L_{solive}}{2} = \frac{7.104 \times n4.4}{2} = 15.629 \text{ KN}$$

$$R_u = R_1 + R_2 = 42.944 \text{ KN} \quad ; R_s = R_1 + R_2 = 31.258 \text{ KN}$$

$$R_u = R_3 + R_4 = 42.944 \text{ KN} \quad ; R_s = R_3 + R_4 = 31.258 \text{ KN}$$

$$R_u = R_5 + R_6 = 42.944 \text{ KN} \quad ; R_s = R_5 + R_6 = 31.258 \text{ KN}$$

$$q_u = 1,35[g_p + (G_b + g) \times b] + 1.5 \times Q \times 0.28$$

$$q_u = 1,35 \times [0.764 + (3.75 + 0,15) \times 0.28] + 0,75 \times 0.28 \times 1,5$$

$$q_u = 2.82 \text{ KN/ml.}$$

$$q_{ser} = g_p + (G_b + g + Q) \times b$$

$$q_{ser} = 0.764 + (3.75 + 0.15 + 0,75) \times 0.28$$

$$q_{ser} = 2.07 \text{ KN/ml.}$$

Les vérifications

1. Vérification de la flexion

Il faut que : $M_{sd} \leq M_{pl.Rd}$

Le moment appliqué :

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} + \frac{R_u \times l}{2}$$

$$M_{sd} = \frac{2.82 \times 6^2}{8} + \frac{42.944 \times 6}{2}$$

$$M_{sd} = 141.52 \text{ KN.m}$$

Le moment résistant développé par la section

$$M_{plrd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{1112 \times 10^3 \times 275}{1.1} = 278 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 141.52 \text{ KN.m} \leq M_{plrd} = 278 \text{ KN.m} \text{ Condition vérifiée}$$

$$V_{sd} = \frac{q_u \times l}{2} + \frac{3 \times R_u}{2} = \frac{2.82 \times 6}{2} + \frac{3 \times 42.944}{2} = 72.88 \text{ KN}$$

A_v : aire de cisaillement.

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

$$A_v = 9730 - 2 \times 280 \times 13 + (8 + 2 \times 24) \times 13$$

$$A_v = 3178 \text{ mm}^2.$$

$$V_{plrd} = \frac{f_y \times A_v}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} = \frac{275 \times 3178}{\sqrt{3} \times 1} = 504.57 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 72.88 \text{ KN} \leq V_{plrd} = 504.57 \text{ KN} \text{ Condition vérifiée}$$

$$r = \frac{V_{sd}}{V_{plrd}} = \frac{72.88}{504.57} = 0.14$$

$$V_{sd} \leq 0.5 \times V_{plrd} = 252.29 \text{ KN}$$

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

2. Vérification de la rigidité

$$f^{\max 1} = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 2.07 \times 6000^4}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 13670 \times 10^4}$$

$$f^{\max 1} = 1.21 \text{ mm}$$

$$f^{\max 2} = \frac{19 \times R_s \times l^3}{384 \times E \times I_y} = \frac{19 \times 31.258 \times 10^3 \times 6000^3}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 13670 \times 10^4}$$

$$f^{\max 2} = 11.63 \text{ mm}$$

$$f^{\max} = f^{\max 1} + f^{\max 2} = 1.21 + 11.63 = 12.84 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = \frac{l}{250} = \frac{6000}{250} = 24 \text{ mm}$$

$$f^{\max} = 12.84 \text{ mm} \leq f_{adm} = 24 \text{ mm} \text{ Condition vérifiée}$$

• Phase finale

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

Les charges de la phase finale sont :

- Poids propre du profilé $g_p = 0.764 \text{ KN/m}$.
- Charge permanente $G_{terr} = 6.20 \text{ KN/m}^2$
- Surcharge d'exploitation $Q = 1,0 \text{ KN/m}^2$.

• Calcul des réactions des solives

Combinaison des charges

ELU

$$q_u = 14.98 \text{ KN/ml.}$$

ELS

$$q_{ser} = 10.93 \text{ KN/ml.}$$

$$R_u = \frac{q_u \times L_{solive}}{2} = \frac{14.98 \times 4.4}{2} = 32.956 \text{ KN}$$

$$R_s = \frac{q_s \times L_{\text{solive}}}{2} = \frac{10.93 \times 4.4}{2} = 24.046 \text{ KN}$$

$$R_u = R_1 + R_2 = 65.912 \text{ KN} \quad R_s = R_1 + R_2 = 48.092 \text{ KN}$$

$$R_u = R_3 + R_4 = 65.912 \text{ KN} \quad R_s = R_3 + R_4 = 48.092 \text{ KN}$$

$$R_u = R_5 + R_6 = 65.912 \text{ KN} \quad R_s = R_5 + R_6 = 48.092 \text{ KN}$$

$$q_u = 1,35[(G_{\text{terr}} \times b) + g_p] + 1,5 \times Q \times b$$

$$q_u = 1,35[(6,2 \times 0,28) + 0,764] + 1,5 \times 1 \times 0,28$$

$$q_u = 3.8 \text{ KN/ml.}$$

$$q_{\text{ser}} = g_p + (G_{\text{terr}} + Q) \times b$$

$$q_{\text{ser}} = 0,764 + (6,2 + 1) \times 0,28$$

$$q_{\text{ser}} = 2.78 \text{ KN/ml.}$$

Position de l'axe neutre plastique

$$R_{\text{Béton}} = (0,85/1,5) \times f_{\text{ck}} \times b_{\text{eff}} \times h_c \quad \text{avec} \quad f_{\text{ck}} = 25 \text{ MPa}$$

$$b_{\text{eff}} = \inf \left\{ \begin{array}{l} \frac{2 \times l_0}{8} = \frac{2 \times 6}{8} = 1,5 \text{ m} \\ b_0 = 4,4 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$b_{\text{eff}} = 1,5 \text{ m}$$

$$R_b = \frac{0,85 \times 25 \times 1500 \times 95}{1,5} = 2018,75 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow R_{\text{Béton}} = 2018,75 \text{ KN}$$

$$R_{\text{Acier}} = 0,95 f_y \cdot A_a$$

$$R_{\text{Acier}} = 0,95 \times 275 \times 9730 \times 10^{-3}$$

$$\Rightarrow R_{\text{Acier}} = 2541,96 \text{ KN.}$$

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

L'axe neutre se trouve dans la semelle où l'âme.

$$R_w = 0,95 \times f_y \times A_w$$

R_w : Résistance de traction de l'âme

$$A_w = t_w \times (h - 2t_f) = 8 \times (270 - 2 \times 13)$$

$$A_w = 1952 \text{ mm}^2$$

A_w : L'aire de l'âme

$$R_w = 0,95 \times 275 \times 1952 \times 10^{-3}$$

$$R_w = 509,96 \text{ KN}$$

$$R_b > R_w$$

\Rightarrow L'axe neutre se trouve dans la semelle supérieure

Moment résistant plastique développé par la section mixte :

$$M_{\text{pl.Rd}} = R_A \times \left(\frac{h_a}{2}\right) + R_b \times \left(\frac{h_c}{2} + h_p\right)$$

Les vérifications

1) Vérification de la flexion [1]

Il faut que : $M_{sd} \leq M_{pl.Rd}$

Le moment appliqué :

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} + \frac{R_u \times l}{2}$$

$$M_{sd} = \frac{3.8 \times 6^2}{8} + \frac{65.912 \times 6}{2} = 214.84 \text{ KNm}$$

Moment résistant plastique développé par la section mixte :

$$M_{pl.Rd} = R_A \times \left(\frac{h_a}{2}\right) + R_b \times \left(\frac{h_c}{2} + h_p\right)$$

Avec :

$$R_{\text{Béton}} = 2018.75 \text{ KN}$$

$$R_{\text{Acier}} = 2541.96 \text{ KN}$$

$$h_a = 270 \text{ mm}$$

$$h_c = 95 \text{ mm}$$

$$h_p = 55 \text{ mm}$$

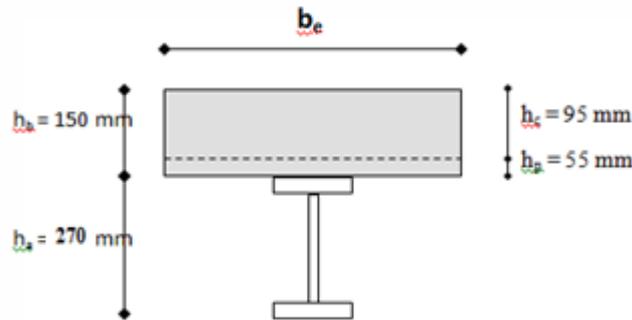


Figure II.7: Position de l'axe neutre plastique

$$M_{pl.Rd} = 2541.96 \times \left(\frac{270}{2}\right) + 2018.75 \times \left(\frac{95}{2} + 55\right)$$

$$M_{pl.Rd} = \mathbf{550.08 \text{ KN}}$$

$$M_{sd} = 214.84 \text{ KN.m} \leq M_{plrd} = 550.08 \text{ KN.m} \text{ Condition vérifiée}$$

$$r = \frac{214.84}{550.08} = 0.39$$

2) Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier que : $V_{sd} \leq V_{plrd} \frac{f_y \times A_v}{\sqrt{3} \times \gamma_{mo}}$

Où : $V_{pl.Rd}$ est l'effort tranchant de plastification de la section.

$$V_{sd} = \frac{q_u \times l}{2} + \frac{3 \times R_u}{2} = \frac{3.8 \times 6}{2} + \frac{3 \times 65.912}{2} = 110.27 \text{ KN}$$

A_v : aire de cisaillement.

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

$$A_v = 9730 - 2 \times 280 \times 13 + (8 + 2 \times 24) \times 13$$

$$A_v = 3178 \text{ mm}^2$$

$$V_{plrd} = \frac{f_y \times A_v}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} = \frac{275 \times 3178}{\sqrt{3} \times 1} = 504.57 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 110.27 \text{ KN} \leq V_{plrd} = 504.57 \text{ KN} \text{ Condition vérifiée}$$

$$r = \frac{V_{sd}}{V_{plrd}} = \frac{110.27}{504.57} = 0.22$$

$V_{sd} \leq 0.5 * V_{plrd} = 252.29 \text{ KN}$ **Pas d'interaction** entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

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

3) Vérification de la rigidité

$$f^1 = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_c}$$

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

$$\text{Avec : } v = \frac{A_a}{A_b} = \frac{9730}{1500 \times 95} = 0.068, \quad m = \frac{E_a}{E_b} = 15$$

$$I_c = \frac{9730(95 + 2 \times 55 \times 270)^2}{4(1 + 15 \times 0.068)} + \frac{1500 \times 95^2}{12 \times 15} + 13670 \times 10^4$$

$$I_c = 1.069 \times 10^{12} \text{ mm}^4$$

$$f^1 = \frac{5 \times 2.78 \times 6000^4}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 1.069 \times 10^{12}} = 2.089 \times 10^{-4}$$

$$f^2 = \frac{19 \times R_s \times l^3}{384 \times E \times I_y} = \frac{19 \times 48.092 \times 10^3 \times 6000^3}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 387.62 \times 10^6}$$

$$f^2 = 2.29 \times 10^{-3} \text{ mm}$$

$$f^f = f^{\max 1} + f^{\max 2} = 2.089 \times 10^{-4} + 2.29 \times 10^{-3} = 2.5 \times 10^{-3} \text{ mm}$$

$$f^{\max} = f^c + f^f = 12.84 + 2.5 \times 10^{-3} = 12.84 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = \frac{l}{250} = \frac{6000}{250} = 24 \text{ mm}$$

$$f^{\max} = 12.84 \text{ mm} \leq f_{adm} = 24 \text{ mm} \text{ Condition vérifiée}$$

II.4.3 Solives du plancher étage courant

❖ (bloc identique A et C)

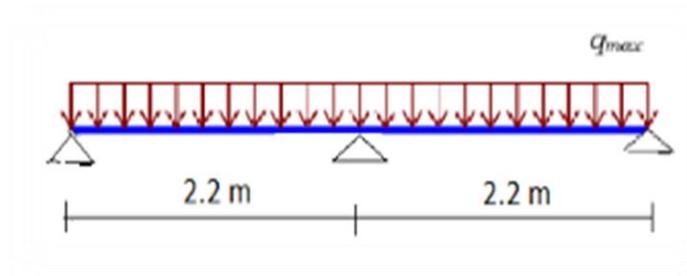


Figure II. 8 : Solive étage courant

$$\frac{L}{25} \leq h \leq \frac{L}{15} \rightarrow \frac{2200}{25} < h < \frac{2200}{15}$$

$$88 \text{ mm} < h < 146.67 \text{ mm}$$

On choisit un **IPE140**

a) Phase de construction

Dans cette phase toutes les vérifications sont vérifiées, puisque on a la même travée de la terrasse **L=4.4m** et le choix de notre profilé est le même aussi.

Donc les résultats ne changent pas.

b) Phase finale

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

Les charges de la phase finale sont :

- . Poids propre du profilé $g_p = 0,129 \text{ KN/m}$.
- . Charge permanente $G_{\text{terr}} = 5.7 \text{ KN/m}^2$
- . Charge d'exploitation $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$.

Combinaison des charges

ELU

$$q_u = 1,35[(G_{\text{terr}} \times 1.5) + g_p] + 1,5 \times Q \times 1.5$$

$$q_u = 1,35[(5.7 \times 1.5) + 0,129] + 1,5 \times 2.5 \times 1.5$$

$$q_u = 17.34 \text{ KN/ml.}$$

ELS

$$q_{\text{ser}} = g_p + (G_{\text{terr}} + Q) \times 1.5$$

$$q_{\text{ser}} = 0,129 + (5.7 + 2.5) \times 1.5$$

$$q_{ser} = 12.43 \text{ KN/ml.}$$

Position de l'axe neutre plastique

$$R_{\text{Béton}} = (0,85/1.5) \times f_{ck} \times b_{eff} \times h_c \quad \text{avec} \quad f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

$$b_{eff} = \inf \left\{ \begin{array}{l} \frac{2 \times l_0}{8} = \frac{2 \times 4.4}{8} = 1.1 \text{ m} \\ b_0 = 1.5 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$b_{eff} = 1.1 \text{ m}$$

$$R_b = \frac{0.85 \times 25 \times 1100 \times 95}{1.5} = 1480.41 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow R_{\text{Béton}} = 1184.33 \text{ KN.}$$

$$R_{\text{Acier}} = 0.95 f_y \cdot A_a$$

$$R_{\text{Acier}} = 0.95 \times 275 \times 1640 \times 10^{-3}$$

$$\Rightarrow R_{\text{Acier}} = 428.45 \text{ KN.}$$

$$R_{\text{Béton}} > R_{\text{Acier}}$$

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

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

Les vérifications

1) Vérification de la flexion [1]

Il faut que : $M_{sd} \leq M_{pl.Rd}$

Le moment appliqué :

$$M_{sd} = \frac{(q_u \times l^2)}{8} = \frac{17.34 \times 4.4^2}{8} = 41.96 \text{ KN.m}$$

Moment résistant plastique développé par la section mixte :

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

Avec :

$$R_{\text{Béton}} = 1480.41 \text{ KN}$$

$$R_{\text{Acier}} = 428.45 \text{ KN}$$

$$h_a = 140 \text{ mm}$$

$$h_c = 95 \text{ mm}$$

$$h_p = 55 \text{ mm}$$

$$M_{plrd} = 428.45 \left[\frac{140}{2} + 95 + 55 - \left(\frac{428.45}{1480.41} \times \frac{95}{2} \right) \right] = 88.37 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 41.96 \text{ KN.m} \leq M_{plrd} = 88.37 \text{ KN.m} \text{ Condition vérifiée}$$

$$r = \frac{41.96}{88.37} = 0.47$$

▪ Vérification de l'effort tranchant [1]

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

Où : $V_{pl.Rd}$ est l'effort tranchant de plastification de la section.

A_v est l'aire de cisaillement.

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

$$A_v = 761.63 \text{ mm}^2$$

$$V_{plRd} = \frac{275 \cdot 761.63}{\sqrt{3} \cdot 1} \Rightarrow V_{plRd} = 120.92 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{17.34 \times 4.4}{2} = 38.15 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 38.15 \text{ KN} \leq V_{plrd} = 120.92 \text{ KN} \text{ Condition vérifiée}$$

$$r = \frac{V_{sd}}{V_{plrd}} = \frac{38.15}{120.92} = 0.31$$

$V_{sd} \leq 0.5 * V_{plrd} = 60.46 \text{ KN}$ **Pas d'interaction** entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

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

▪ Vérification de la rigidité

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

Avec :

$$q_{ser} = 12.43 \text{ KN/ml.}$$

$$L = 4.4 \text{ m.}$$

$$E = 2,1 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2$$

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

$$I_c = \frac{1640 \times (95 + 2 \times 55 + 140)^2}{4 \times (1 + 15 \times 0.015)} + \frac{1100 \times 95^3}{12 \times 15} + 541.2 \times 10^4 = 50.48 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$V = \frac{Aa}{Ab} = \frac{1640}{1100 \times 95} = 0.015$$

$$f^{\max} = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_c} = \frac{5 \times 12.43 \times 4400^4}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 50.48 \times 10^6}$$

$$f^{\max} = 5.72 \text{ mm}$$

La valeur de la flèche admissible est

$$\bar{f} = \frac{L}{250} = \frac{4400}{250} = 17.6 \text{ mm}$$

La flèche totale maximale est donc :

$$f^{\max} = f^c + f^f = 1.9 + 5.72 = 7.62 \text{ mm}$$

$$f^{\max} = 7.62 \text{ mm} \leq f_{\text{adm}} = 17.6 \text{ mm} \text{ Condition vérifiée}$$

$$r = \frac{f^{\max}}{f_{\text{admissible}}} = \frac{7.62}{17.6} = 0.4$$

▪ Vérification de déversement

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

▪ Calcul des connecteurs [1]

Type goujon Hauteur : $h = 95 \text{ mm}$;

Diamètre : $d = 19 \text{ mm}$.

• Détermination de P_{rd} (Resistance au cisaillement)

$$P_{rd} = k_t \cdot \text{Inf} \left\{ \begin{array}{l} 0,29 \cdot \alpha \cdot d^2 \frac{\sqrt{F_{CK} E_C}}{\gamma_v} \quad \text{..Résistance dans le béton} \\ 0,8 \cdot f_u \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4 \cdot \gamma_v} \quad \text{..La force dans le goujon} \end{array} \right. \text{ qui entour le goujon}$$

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

E_c : Module de Young de béton.....30,5KN/mm²

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

$\gamma_v = 1,25$.

$$\alpha = 0,2 \cdot \left(\frac{h}{d} + 1 \right) \text{ si } 3 \leq \frac{h}{d} \leq 4 \quad \alpha = 1 \text{ si } \left(\frac{h}{d} \right) > 4$$

Nous avons $\alpha = 1$ car $\left(\frac{95}{19} \right) = 5 > 4$

$$P_{rd} = k_t \cdot \text{Inf} \left\{ \begin{array}{l} 0,29 \cdot 1 \cdot 19^2 \cdot \frac{\sqrt{25 \cdot 30,5 \cdot 10^3}}{1,25} = 73,13 \text{ KN} \\ 0,8 \cdot 450 \cdot \frac{\pi \cdot 19^2}{4 \cdot 1,25} = 81,65 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$P_{rd} = \text{inf}(73.13; 81.65) = 73.13 \text{KN}$

● **Influence de la forme de bac d’acier**

La résistance ultime pour les goujons à tête (**Prd**) donnée par les formules précédentes sont valables dans le cas d’une dalle pleine .

Dans le cas d’une dalle en présence d’un bac d’acier la résistance ultime (**Prd**) doit être réduite en raison de la forme du bac d’acier .

Le coefficient de réduction (**Kt**) dépend du sens du bac d’acier par rapport à la poutre principale .

Dans notre cas , on a le Bac d’acier perpendiculaire à la poutre principale

$$k_t = \frac{0,7}{\sqrt{N_r}} \cdot \frac{b_0}{h_p} \cdot \left[\frac{h}{h_p} - 1 \right] \begin{cases} \leq 1.0 \rightarrow N_r = 1 \\ \leq 0.8 \rightarrow N_r = 2 \end{cases}$$

Les connecteurs seront soudés à travers le bac d’acier d’après les EC4 k_t doit être inférieur à 1 donc :

- b_0 : largeur moyenne de la nervure du bac d’acier . $b_0 = 88.5 \text{mm}$
- h_p : hauteur de la nervure du bac d’acier . $h_p = 55 \text{ mm}$
- h : hauteur du goujon $h = 95 \text{mm}$
- N_r : nombre de goujon par ligne $N_r = 1$

$$\rightarrow k_t = \frac{0,7}{\sqrt{1}} \cdot \frac{88,5}{55} \cdot \left[\frac{95}{55} - 1 \right] = 0,82 \rightarrow K_t = 0,82$$

Donc $P_{rd} = 59.97 \text{KN}$

- **Effort tranchant repris par les goujons Détermination de R_L**

Dans le cas d'une connexion totale, l'effort total de cisaillement de calcul R_L auquel sont tenus de résister les connecteurs entre le point de moment fléchissant positif maximal et un appui d'extrémité est calcul selon la formule suivante :

$$R_L = \text{Inf}(R_{\text{Béton}} ; R_{\text{Acier}}) = R_L = 428.45 \text{ KN}$$

- **Espacement des connecteurs**

L'espacement minimal des connecteurs est $\begin{cases} 5d \text{ dans le sens longitudinal} \\ 4d \text{ dans le sens transversal} \end{cases}$

L'espacement maximal des connecteurs est égale $\text{Inf} \left\{ \begin{array}{l} 6 \times \text{la hauteur de la dalle} \\ \text{ou } 800 \text{ mm} \end{array} \right.$

- **Nombre des connecteurs**

$$N_{bre} = \frac{2R_L}{P_{rd}} = \frac{2 \cdot 428.45}{59.97} = 14.28$$

Soit $N = 8$ goujons sur la demi longueur de la solive ; c'est-à-dire 16 connecteurs sur toute la longueur totale de la solive.

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

$$e_{\min} \geq 5 \cdot d = 5 \times 19 = 95 \text{ mm}$$

$$esp = \frac{L}{N_{bre} - 1} = \frac{4400}{16 - 1} = 293.33 \text{ mm}$$

$$esp = 293.33 \text{ mm} > 95 \text{ mm} \Rightarrow \text{C'est vérifiée}$$

Donc on prend 16 connecteurs pour toute la portée de la solive avec un espacement de 290mm

II.4.4 Poutre principale d'étage courant

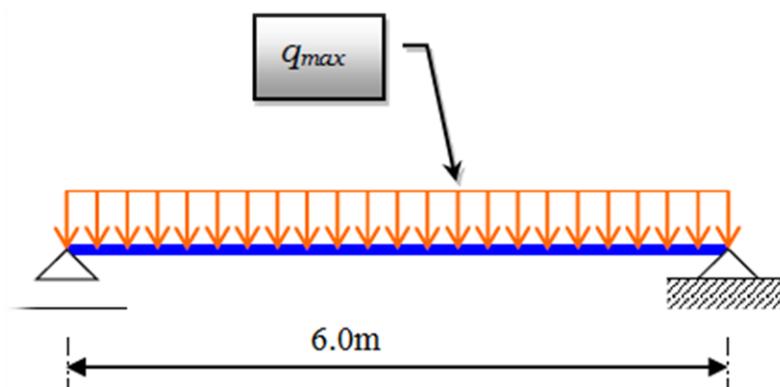


Figure II. 9 : Poutre principale étage courant

$$\frac{L}{25} \leq h \leq \frac{L}{15} \rightarrow \frac{6000}{25} \leq h \leq \frac{6000}{15} \rightarrow 240 \leq h \leq 400$$

On choisit un **HEA280**

a) Phase de construction

Dans cette phase toutes les vérifications sont vérifiées, puisque on a la même travée de la terrasse **L=6.0m** et le choix de notre profilé est le même aussi. **HEA280**

Donc les résultats ne changent pas.

b) Phase finale

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

Les charges de la phase finale sont :

- Poids propre du profilé $g_p = 0,764 \text{ KN/m}$.
- Charge permanente $G_{terr} = 5.7 \text{ KN/m}^2$
- Surcharge d'exploitation $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$
- **Calcul des réactions des solives**

Combinaison des charges

ELU

$$q_u = 17.34 \text{ KN/ml.}$$

ELS

$$q_{ser} = 12.43 \text{ KN/ml.}$$

$$R_u = \frac{q_u \times L_{solive}}{2} = \frac{17.34 \times 4.4}{2} = 38.148 \text{ KN}$$

$$R_s = \frac{q_s \times L_{solive}}{2} = \frac{12.43 \times 4.4}{2} = 27.346 \text{ KN}$$

$$R_u = R_1 + R_2 = 76.296 \text{ KN} \quad ; R_s = R_1 + R_2 = 54.692 \text{ KN}$$

$$R_u = R_3 + R_4 = 76.296 \text{ KN} \quad ; R_s = R_3 + R_4 = 54.692 \text{ KN}$$

$$R_u = R_5 + R_6 = 76.296 \text{ KN} \quad ; R_s = R_5 + R_6 = 54.692 \text{ KN}$$

$$q_u = 1,35[(G_{terr} \times b) + g_p] + 1,5 \times Q \times b$$

$$q_u = 1,35[(5,7 \times 0,28) + 0,764] + 1,5 \times 2,5 \times 0,28$$

$$q_u = 4,236 \text{ KN/ml.}$$

$$q_{\text{ser}} = g_p + (G_{\text{terr}} + Q) \times b$$

$$q_{\text{ser}} = 0,764 + (5,7 + 2,5) \times 0,28$$

$$q_{\text{ser}} = 3,06 \text{ KN/ml.}$$

- **Position de l'axe neutre plastique**

$$R_{\text{Béton}} = (0,85/1,5) \times f_{\text{ck}} \times b_{\text{eff}} \times h_c \quad \text{avec} \quad f_{\text{ck}} = 25 \text{ MPa}$$

$$b_{\text{eff}} = \inf \left\{ \begin{array}{l} \frac{2 \times l_0}{8} = \frac{2 \times 6}{8} = 1,5 \text{ m} \\ b_0 = 4,4 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$b_{\text{eff}} = 1,5 \text{ m}$$

$$R_b = \frac{0,85 \times 25 \times 1500 \times 95}{1,5} = 2018,75 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow R_{\text{Béton}} = 2018,75 \text{ KN}$$

$$R_{\text{Acier}} = 0,95 f_y \cdot A_a$$

$$R_{\text{Acier}} = 0,95 \times 275 \times 9730 \times 10^{-3}$$

$$\Rightarrow R_{\text{Acier}} = 2541,96 \text{ KN.}$$

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

L'axe neutre se trouve dans la semelle où l'âme.

$$R_w = 0,95 \times f_y \times A_w$$

R_w : Résistance de traction de l'âme

$$A_w = t_w \times (h - 2t_f) = 8 \times (270 - 2 \times 13)$$

$$A_w = 1952 \text{ mm}^2$$

A_w : L'aire de l'âme

$$R_w = 0,95 \times 275 \times 1952 \times 10^{-3}$$

$$R_w = 509,96 \text{ KN}$$

$$R_b > R_w$$

\Rightarrow L'axe neutre se trouve dans la semelle supérieure

Moment résistant plastique développé par la section mixte :

$$M_{\text{pl.Rd}} = R_A \times \left(\frac{h_a}{2}\right) + R_b \times \left(\frac{h_c}{2} + h_p\right)$$

Les vérifications

1. Vérification de la flexion

Il faut que : $M_{\text{sd}} \leq M_{\text{pl.Rd}}$

Le moment appliqué :

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} + \frac{R_u \times l}{2}$$

$$M_{sd} = \frac{4.236 \times 6^2}{8} + \frac{76.296 \times 6}{2} = 247.95 \text{ KNm}$$

Moment résistant plastique développé par la section mixte :

$$M_{pl.Rd} = R_A \times \left(\frac{h_a}{2}\right) + R_b \times \left(\frac{h_c}{2} + h_p\right)$$

Avec :

$$R_{\text{Béton}} = 2018.75 \text{ KN}$$

$$R_{\text{Acier}} = 1635.425 \text{ KN}$$

$$h_a = 330 \text{ mm}$$

$$h_c = 95 \text{ mm}$$

$$h_p = 55 \text{ mm}$$

$$M_{pl.Rd} = 2541.96 \times \left(\frac{270}{2}\right) + 2018.75 \times \left(\frac{95}{2} + 55\right)$$

$$M_{pl.Rd} = \mathbf{550.08 \text{ KN}}$$

$$M_{sd} = 247.95 \text{ KN.m} \leq M_{plrd} = 550.08 \text{ KN.m} \text{ Condition vérifiée}$$

$$r = \frac{247.95}{550.08} = 0.45$$

2. Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier que :: $V_{sd} \leq V_{plrd} \frac{f_y \times A_v}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}}$

Où : $V_{pl.Rd}$ est l'effort tranchant de plastification de la section.

On doit vérifier que : $V_{sd} \leq V_{plrd}$

$$V_{sd} = \frac{q_u \times l}{2} + \frac{3 \times R_u}{2} = \frac{4.236 \times 6}{2} + \frac{3 \times 76.296}{2} = 127.15 \text{ KN}$$

A_v : aire de cisaillement.

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

$$A_v = 9730 - 2 \times 280 \times 13 + (8 + 2 \times 24) \times 13$$

$$A_v = 3178 \text{ mm}^2$$

$$V_{plrd} = \frac{f_y \times A_v}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} = \frac{275 \times 3178}{\sqrt{3} \times 1} = 504.57 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 127.15 \text{ KN} \leq V_{plrd} = 504.57 \text{ KN} \text{ Condition vérifiée}$$

$$r = \frac{V_{sd}}{V_{plrd}} = \frac{127.15}{504.57} = 0.25$$

$$V_{sd} \leq 0.5 \times V_{plrd} = 252.29 \text{ KN}$$

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

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

3. Vérification de la rigidité

$$f^1 = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_c}$$

Avec

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

Avec :

$$v = \frac{A_a}{A_b} = \frac{9730}{1500 \times 95} = 0.068$$

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

$$I_c = \frac{9730(95 + 2 \times 55 \times 270)^2}{4(1 + 15 \times 0.068)} + \frac{1500 \times 95^2}{12 \times 15} + 13670 \times 10^4$$

$$I_c = 1.069 \times 10^{12} \text{ mm}^4$$

$$f^1 = \frac{5 \times 3.06 \times 6000^4}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 1.069 \times 10^{12}} = 2.30 \times 10^{-4}$$

$$f^2 = \frac{19 \times R_s \times l^3}{384 \times E \times I_c} = \frac{19 \times 54.692 \times 6000^3}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 1.069 \times 10^{12}}$$

$$f^2 = 2.60 \times 10^{-4} \text{ mm}$$

$$f^f = f^{\text{max}1} + f^{\text{max}2} = 2.30 \times 10^{-4} + 2.60 \times 10^{-4} = 2.56 \times 10^{-3} \text{ mm}$$

$$f^{\text{max}} = f^c + f^f = 14.35 + 2.56 \times 10^{-3} = 14.35 \text{ mm}_{\text{adm}} = l/250 = 6000/250 = 24 \text{ mm}$$

$$f^{\text{max}} = 14.35 \text{ mm} \leq f_{\text{adm}} = 24 \text{ mm} \text{ Condition vérifiée}$$

❖ **blocC**

➤ *plancher terrasse*

a. vérification de la solive

Les solives sollicitées par :

$$G = 6.20 \text{ KN/m}$$

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

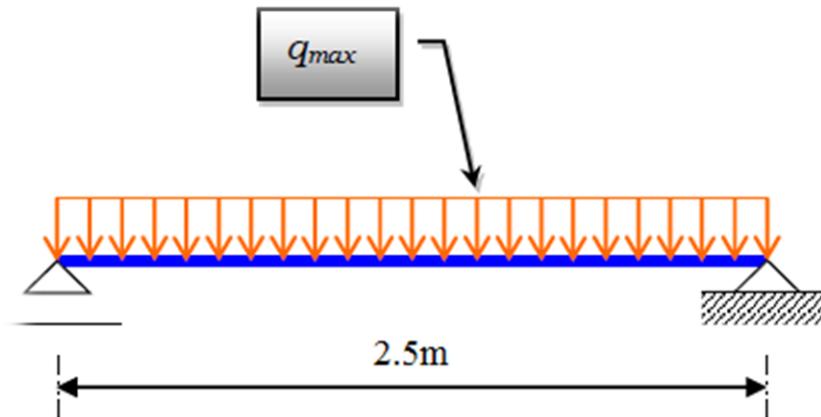


Figure II. 10 : Solive de plancher terrasse

Lors du bétonnage de la dalle on tiendra compte de la présence d'un étai placé à la mi-travée

$$\frac{L}{25} \leq h \leq \frac{L}{15} \rightarrow \frac{2500}{25} < h < \frac{2500}{15}$$

$$100 \text{ mm} < h < 166.67 \text{ mm}$$

On choisit un **IPE140**

- **Phase de construction**

Toutes les vérifications sont vérifiées

- **Phase finale**

Toutes les vérifications sont vérifiées

- **Calcul des connecteurs**

Connexion totale

Type goujon Hauteur : $h = 95 \text{ mm}$;

 Diamètre : $d = 19 \text{ mm}$.

- **Toutes les vérifications sont vérifiées**

Donc on prend 16 connecteurs pour toute la portée de la solive avec un espacement de 170mm

b. Vérification de la poutre principale

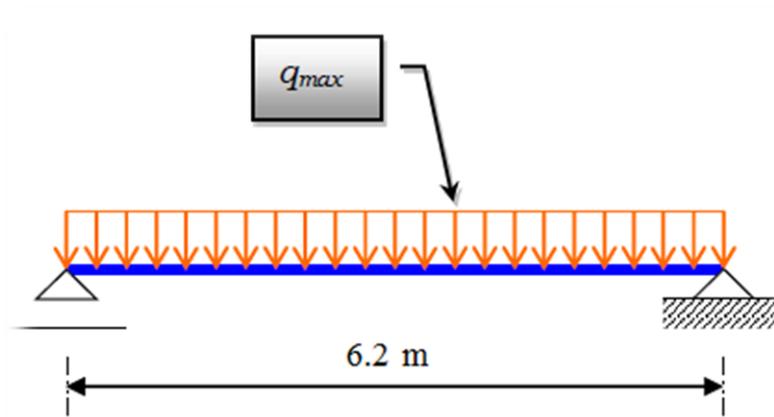


Figure II. 11: Poutre principale du plancher terrasse

$$\frac{L}{25} \leq h \leq \frac{L}{15} \rightarrow \frac{6200}{25} \leq h \leq \frac{6200}{15} \rightarrow 248 \text{ mm} \leq h \leq 413.33 \text{ mm}$$

On choisit un **HEA 280**

- **Phase de construction**
Toutes les vérifications sont vérifiées
- **Phase finale**
Toutes les vérifications sont vérifiées
- **Plancher étage courant**

A. Vérification de la solive

On choisit un **IPE140**

Toutes les vérifications sont vérifiées

- **Calcul des connecteurs**

Connexion totale

Type goujon Hauteur : $h = 95 \text{ mm}$;

Diamètre : $d = 19 \text{ mm}$.

Toutes les vérifications sont vérifiées

Donc on prend 16 connecteurs pour toute la portée de la solive avec un espacement de 290mm.

B. Vérification de la poutre principale

$$\frac{L}{25} \leq h \leq \frac{L}{15} \rightarrow \frac{6200}{25} \leq h \leq \frac{6200}{15} \rightarrow 248 \text{ mm} \leq h \leq 413.33 \text{ mm}$$

On choisit un **HEA280**

Toutes les vérifications sont vérifiées

II.5 Pré-dimensionnement des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux qui doivent reprendre des efforts de compression, de flexion due au vent et résister au flambement. Leur section doit présenter une bonne rigidité à la compression dans toutes les directions et en particulier suivant leurs axes principaux. Ils sont généralement des profilés en HEA ou HEB.

❖ Bloc A et C

1) Poteau central

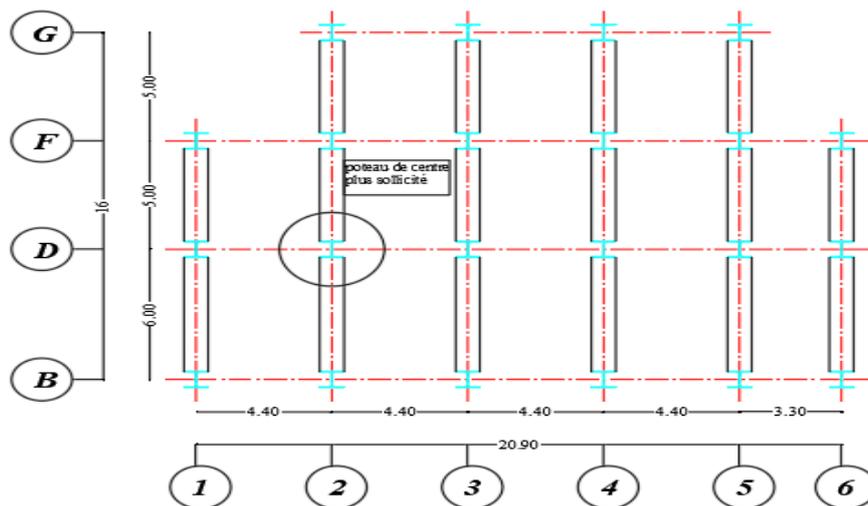


Figure II.12 : Poteau central plus sollicité

La surface qui revient au poteau central (le plus sollicité)

$$S = \left(\frac{4.4 + 4.4}{2} \right) \times \left(\frac{6 + 5}{2} \right)$$

$$S = 24.2 \text{ m}^2$$

Q_0	(0)	Q_0
Q_1	(1)	$Q_0 + Q_1$
Q_2	(2)	$Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$
Q_3	(3)	$Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$
Q_4	(4)	$Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$
Q_5	(5)	$Q_0 + 0,80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$
Q_6	(6)
Q_7	(7)
Q_8	(8)	étage n : $Q_0 + \left(\frac{3+n}{2n} \right) (Q_1 + Q_2 \dots Q_n)$
Q_9	(9)	
Q_{10}	(9)	

**TABLEAU DE DÉGRESSION
DES SURCHARGES**

Figure II. 13: Dégression des surcharges

- La descente des charges

- ✓ Charge permanente

Niveaux	G (KN/m ²)	ΣG (KN / m ²)	G(KN)
10 ^{eme} étage	6.2	6.2	150.04
9 ^{eme} étage	5.7	11.9	287.98
8 ^{eme} étage	5.7	17.6	425.92
7 ^{eme} étage	5.7	23.3	563.86
6 ^{eme} étage	5.7	29	701.8
5 ^{eme} étage	5.7	34.7	839.74
4 ^{eme} étage	5.7	40.4	977.68
3 ^{eme} étage	5.7	46.1	1115.62
2 ^{eme} étage	5.7	51.8	1253.56
1 ^{eme} étage	5.7	57.5	1391.5
RDC	5.7	63.2	1529.441
Sous-sol	5.7	68.9	1660.12

Tableau II.5: La charge permanente (Poteau central)

- ✓ Charge d'exploitation

Niveaux	Q (KN/m ²)	ΣQ (KN / m ²)	Q(KN)
10 ^{eme} étage	1	1	24.2
9 ^{eme} étage	2.5	3.5	84.7
8 ^{eme} étage	2.5	5.75	139.15
7 ^{eme} étage	2.5	7.75	187.55

6 ^{eme} étage	2.5	9.5	229.9
5 ^{eme} étage	2.5	11	266.2
4 ^{eme} étage	2.5	12.25	296.45
3 ^{eme} étage	2.5	13.5	326.7
2 ^{eme} étage	2.5	14.75	356.95
1 ^{eme} étage	2.5	16	387.2
RDC	2.5	17.25	417.45
Sous-sol	2.5	18.5	447.7

Tableau II. 6: La charge d’exploitation (Poteau central)

Niveau 10

- Surcharge d’exploitation :Q=24.2 KN

- pois propre du plancher terrasse G = 6.2 × 24.2 = 150.04 KN
- pois propre de la poutre porteuse G = 0.491 × 5.5 = 2.7KN
- pois propre de la poutre non porteuse G = 0.188 × 4.4 = 0.82 KN
- pois propre de la solive G = 0.129 × 4.4 × 3 = 1.703 KN

$$G_{total} = 150.4 + 2.7 + 0.82 + 1.703 = 155.623 \text{ KN}$$

- **Combinaison de charge**

$$N_{sd} = 1.35 \times G_T + 1.5 \times Q = 1.35 \times 155.623 + 1.5 \times 24.2 = 246.4 \text{ KN}$$

- **Pré dimensionnement du Poteau**

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

$$N_{sd} \leq N_{crd} = \frac{A_{nec} \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

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

$$A_{nec} \geq \frac{246.4 \times 10^3 \times 1.1}{275} = 985.6 \text{ mm}^2 = 9.85 \text{ cm}^2$$

On adopte un **HEA 100** → A = 21.2 cm²

Après la vérification de l’assemblage

Donc on choisit un **HEA220**

$$b_{\text{poteau}} = 220 > b_{\text{poutre}} = 160 \text{ mm}$$

- **Vérification de flambement**

$$\lambda = \frac{l_f}{i}$$

Avec :

$$i_y = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{5410 \times 10^4}{64.3 \times 10^2}} = 91.7 \text{ mm}$$

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{3500 \times 1}{91.7} = 38.17$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{1955 \times 10^4}{64.3 \times 10^2}} = 55.14 \text{ mm}$$

$$\lambda_z = \frac{l_f}{i_z} = \frac{3500 \times 1}{55.14} = 63.47$$

$$\lambda = \max \begin{cases} \lambda_y = 38.17 \\ \lambda_z = 63.47 \end{cases}$$

Donc l'axe de flambement est l'axe z-z

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda_z}{\lambda_1}$$

Avec :

$$\lambda_1 = 93.91 \varepsilon$$

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

$$\lambda_1 = 93.91 \times 0.92 = 86.4$$

$$\bar{\lambda} = \frac{63.47}{86.4} = 0.73 > 0.2 \text{ donc il y'a un risque de flambement}$$

On doit vérifier que $N \leq \chi \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}}$

Avec :

$$\beta_A = 1 \text{ (classe 1, 2 et 3)}$$

$$\gamma_{m1} = 1.1$$

$$\frac{h}{b} \leq \frac{210}{220} = 0.95 < 1.2, t_f = 14 \text{ mm} \leq 100 \text{ mm} \rightarrow \text{courbe « c »} \rightarrow \alpha = 0.49$$

$$\phi = 0.5 \left(1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2 \right) = 0.5 (1 + 0.49 (0.73 - 0.2) + 0.73^2) = 0.9$$

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = \frac{1}{0.9 + \sqrt{0.9^2 - 0.73^2}} = 0.7$$

$$N \leq 0.7 \times 1 \times 6430 \times \frac{275}{1.1} = 1125.25 \text{ KN}$$

246.4 KN \leq 1125.25 KN **Condition vérifiée**

Niveau RDC

- Surcharge d'exploitation :Q=417.45 KN

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{poids propre du plancher terrasse} \dots\dots\dots G = 1529.441 \text{ KN} \\ \text{poids propre de la poutre porteuse} \dots\dots\dots G = 0.491 \times 5.5 = 2.7 \text{ KN} \\ \text{poids propre de la poutre non porteuse} \dots\dots\dots G = 0.188 \times 4.4 = 0.82 \text{ KN} \\ \text{poids propre de la solive} \dots\dots\dots G = 0.129 \times 4.4 \times 3 = 1.703 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$G_{total} = 1529.441 + 2.7 + 0.82 + 1.703 = 1534.66 \text{ KN}$$

- **Combinaison de charge**

$$N_{sd} = 1.35 \times G_T + 1.5 \times Q = 1.35 \times 1534.66 + 1.5 \times 417.45 = 2697.97 \text{ KN}$$

- **Pré dimensionnement du Poteau**

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

$$N_{sd} \leq N_{crd} = \frac{A_{nec} \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

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

$$A_{nec} \geq \frac{2697.97 \times 10^3 \times 1.1}{275} = 10791.88 \text{ mm}^2 = 107.91 \text{ cm}^2$$

On adopte un **HEA 300** $\rightarrow A = 112.5 \text{ cm}^2$

Après la vérification de l'assemblage

Donc on choisit un **HEA320**

$$b_{poteau} = 300 > b_{poutre} = 160 \text{ mm}$$

- **Vérification de flambement**

$$\lambda = \frac{l_f}{i}$$

Avec :

$$i_y = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{22930 \times 10^4}{124.4 \times 10^2}} = 135.8 \text{ mm}$$

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{4500 \times 1}{135.8} = 33.13$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{6985 \times 10^4}{124.4 \times 10^2}} = 74.9 \text{ mm}$$

$$\lambda_z = \frac{l_f}{i_z} = \frac{4500 \times 1}{74.9} = 60.08$$

$$\lambda = \max \begin{cases} \lambda_y = 33.13 \\ \lambda_z = 60.08 \end{cases}$$

Donc l'axe de flambement est l'axe z-z

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda_z}{\lambda_1}$$

Avec :

$$\lambda_1 = 93.91 \varepsilon$$

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

$$\lambda_1 = 93.91 \times 0.92 = 86.4$$

$$\bar{\lambda} = \frac{60.08}{86.4} = 0.69 > 0.2 \text{ donc il y'a un risque de flambement}$$

On doit vérifier que $N \leq \chi \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}}$

Avec :

$$\beta_A = 1 \text{ (classe 1,2 et 3)}$$

$$\gamma_{m1} = 1.1$$

$$\frac{h}{b} \leq \frac{310}{300} = 1.03 < 1.2, \quad t_f = 15.5 \text{ mm} \leq 100 \text{ mm} \rightarrow \text{courbe « c »} \rightarrow \alpha = 0.49$$

$$\phi = 0.5 \left(1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2 \right) = 0.5 (1 + 0.49 (0.32 - 0.2) + 0.32^2) = 0.58$$

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = \frac{1}{0.58 + \sqrt{0.58^2 - 0.32^2}} = 0.94$$

$$N \leq 0.94 \times 1 \times 12440 \times \frac{275}{1.1} = 2923.4 \text{ KN}$$

2697.97 KN ≤ 2923.4 KN Condition vérifiée

✚ Poteaux centraux du bloc A et C

Nombre d'étage	Hauteur (m)	Profilés
10	3.5	HEA220
9	3.5	HEA220
8	3.5	HEA220
7	3.5	HEA220
6	3.5	HEA220
5	3.5	HEA260
4	3.5	HEA260
3	3.5	HEA280
2	3.5	HEA300
1	3.5	HEA300
RDC	4.5	HEA320
Sous-sol	2.8	HEA320

Tableau II. 7 : Profilés des poteaux centraux

2) Poteau de rive

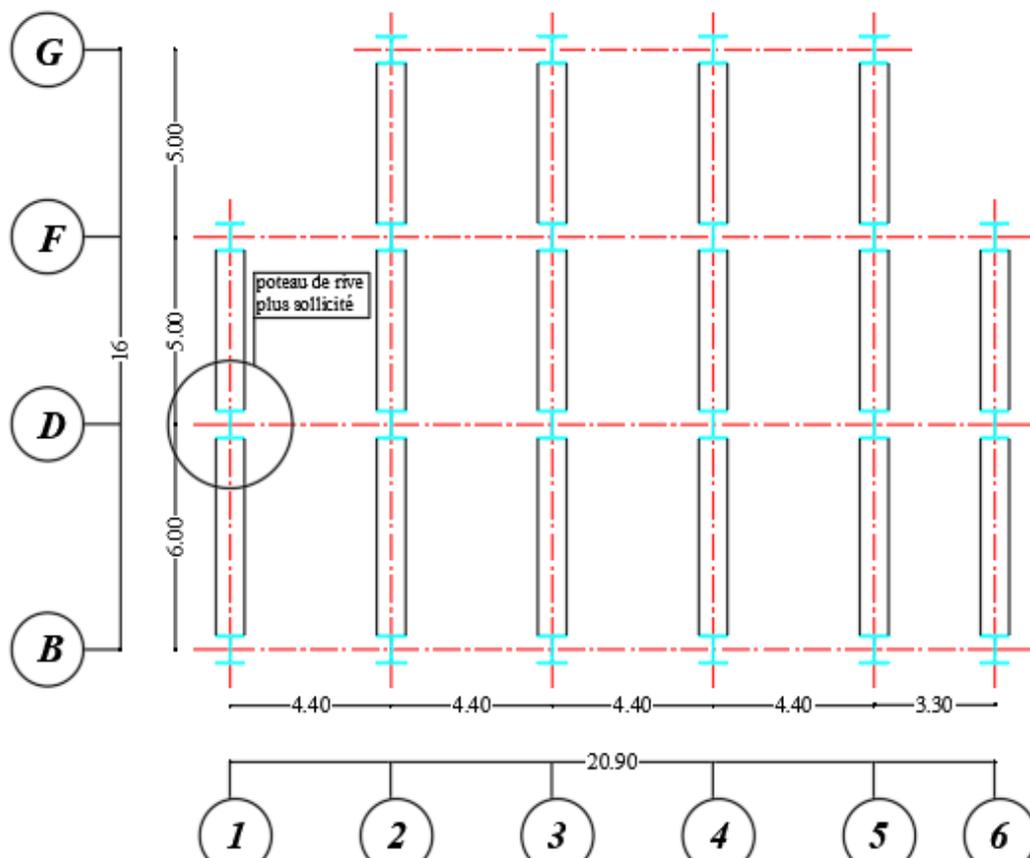


Figure II. 14 : Poteau de rive plus sollicité

La surface qui revient au poteau de rive (le plus sollicité)

$$S = \left(\frac{6 + 5}{2}\right) \times \left(\frac{4.4}{2}\right)$$

$$S = 12.1 \text{ m}^2$$

▪ **La descente des charges**

✓ **Charge permanente**

Niveaux	G (KN/m ²)	ΣG (KN / m ²)	G(KN)
10 ^{eme} étage	6.2	6.2	75.02
9 ^{eme} étage	5.7	11.9	144
8 ^{eme} étage	5.7	17.6	212.96
7 ^{eme} étage	5.7	23.3	281.93
6 ^{eme} étage	5.7	29	350.9
5 ^{eme} étage	5.7	34.7	419.87
4 ^{eme} étage	5.7	40.4	488.84
3 ^{eme} étage	5.7	46.1	557.81
2 ^{eme} étage	5.7	51.8	626.78
1 ^{eme} étage	5.7	57.5	695.75
RDC	5.7	63.2	764.72
Sous-sol	5.7	68.9	830.06

Tableau II. 8 :La charge permanente (Poteau de rive)

✓ Charge d'exploitation

Niveaux	Q (KN/m ²)	ΣQ (KN / m ²)	Q(KN)
10 ^{eme} étage	1	1	12.1
9 ^{eme} étage	2.5	3.5	42.35
8 ^{eme} étage	2.5	5.75	69.57
7 ^{eme} étage	2.5	7.75	93.77
6 ^{eme} étage	2.5	9.5	114.95
5 ^{eme} étage	2.5	11	133.1
4 ^{eme} étage	2.5	12.25	148.225
3 ^{eme} étage	2.5	13.5	163.35
2 ^{eme} étage	2.5	14.75	178.47
1 ^{eme} étage	2.5	16	193.6
RDC	2.5	17.25	208.72
Sous-sol	2.5	18.5	223.85

Tableau II. 9 : La charge d'exploitation (Poteau de rive)

Niveau 10

- Surcharge d'exploitation :Q=12.1KN

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{poids propre du plancher terrasse} \dots\dots\dots G = 75.02KN \\ \text{poids propre de la poutre porteuse} \dots\dots\dots G = 0.491 \times 5.5 = 2.7KN \\ \text{poids propre de la poutre non porteuse} \dots\dots\dots G = 0.188 \times 4.4 = 0.82 KN \\ \text{poids propre de la solive} \dots\dots\dots G = 0.129 \times 4.4 \times 3 = 1.703 KN \end{array} \right.$$

$$G_{total} = 75.02 + 2.7 + 0.82 + 1.703 = 80.243 KN$$

• **Combinaison de charge**

$$N_{sd} = 1.35 \times G_T + 1.5 \times Q = 1.35 \times 80.243 + 1.5 \times 12.1 = 126.47 KN$$

• **Pré dimensionnement du Poteau**

Les poteaux sont des éléments sollicités en compression axiale, la valeur de calcul N_{sde} de l'effort de compression dans chaque section transversale doit satisfaire à la condition suivante :

$$N_{sd} \leq N_{crd} = \frac{A_{nec} \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

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

$$A_{nec} \geq \frac{126.47 \times 10^3 \times 1.1}{275} = 505.88 \text{ mm}^2 = 5.05 \text{ cm}^2$$

On adopte un **HEA 100** → $A = 21.2 \text{ cm}^2$

Après la vérification de l'assemblage

Donc on choisit un **HEA200**

$$b_{poteau} = 200 > b_{poutre} = 160 \text{ mm}$$

Vérification de flambement

$$\lambda = \frac{l_f}{i}$$

Avec :

$$i_y = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{3692 \times 10^4}{53.8 \times 10^2}} = 82.83 \text{ mm}$$

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{3500 \times 1}{82.83} = 42.25$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{1336 \times 10^4}{53.8 \times 10^2}} = 49.83 \text{ mm}$$

$$\lambda_z = \frac{l_f}{i_z} = \frac{3500 \times 1}{49.83} = 70.23$$

$$\lambda = \max \begin{cases} \lambda_y = 42.25 \\ \lambda_z = 70.23 \end{cases}$$

Donc l'axe de flambement est l'axe z-z

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda_z}{\lambda_1}$$

Avec :

$$\lambda_1 = 93.91 \varepsilon$$

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

$$\lambda_1 = 93.91 \times 0.92 = 86.4$$

$$\bar{\lambda} = \frac{70.23}{86.4} = 0.81 > 0.2 \text{ donc il y'a un risque de flambement}$$

On doit vérifier que $N \leq \chi \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}}$

Avec :

$$\beta_A = 1 \text{ (classe 1, 2 et 3)}$$

$$\gamma_{m1} = 1.1$$

$$\frac{h}{b} \leq \frac{190}{200} = 0.95 < 1.2, t_f = 10\text{mm} \leq 100\text{mm} \rightarrow \text{courbe « c »} \rightarrow \alpha = 0.49$$

$$\phi = 0.5 \left(1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2 \right) = 0.5(1 + 0.49(0.81 - 0.2) + 0.81^2) = 0.97$$

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = \frac{1}{0.97 + \sqrt{0.97^2 - 0.81^2}} = 0.66$$

$$N \leq 0.66 \times 1 \times 5380 \times \frac{275}{1.1} = 887.7 \text{ KN}$$

126.47 KN ≤ 887.7 KN **Condition vérifiée**

✚ Poteaux de rives du bloc A et C

Nombred'étage	Hauteur (m)	Profilés
10	3.5	HEA200
9	3.5	HEA200
8	3.5	HEA200
7	3.5	HEA200
6	3.5	HEA200
5	3.5	HEA200
4	3.5	HEA220
3	3.5	HEA220
2	3.5	HEA220
1	3.5	HEA240
RDC	4.5	HEA260
Sous-sol	2.8	HEA260

Tableau II. 10 :Profilés des poteaux de rives

3) Poteau d'angle

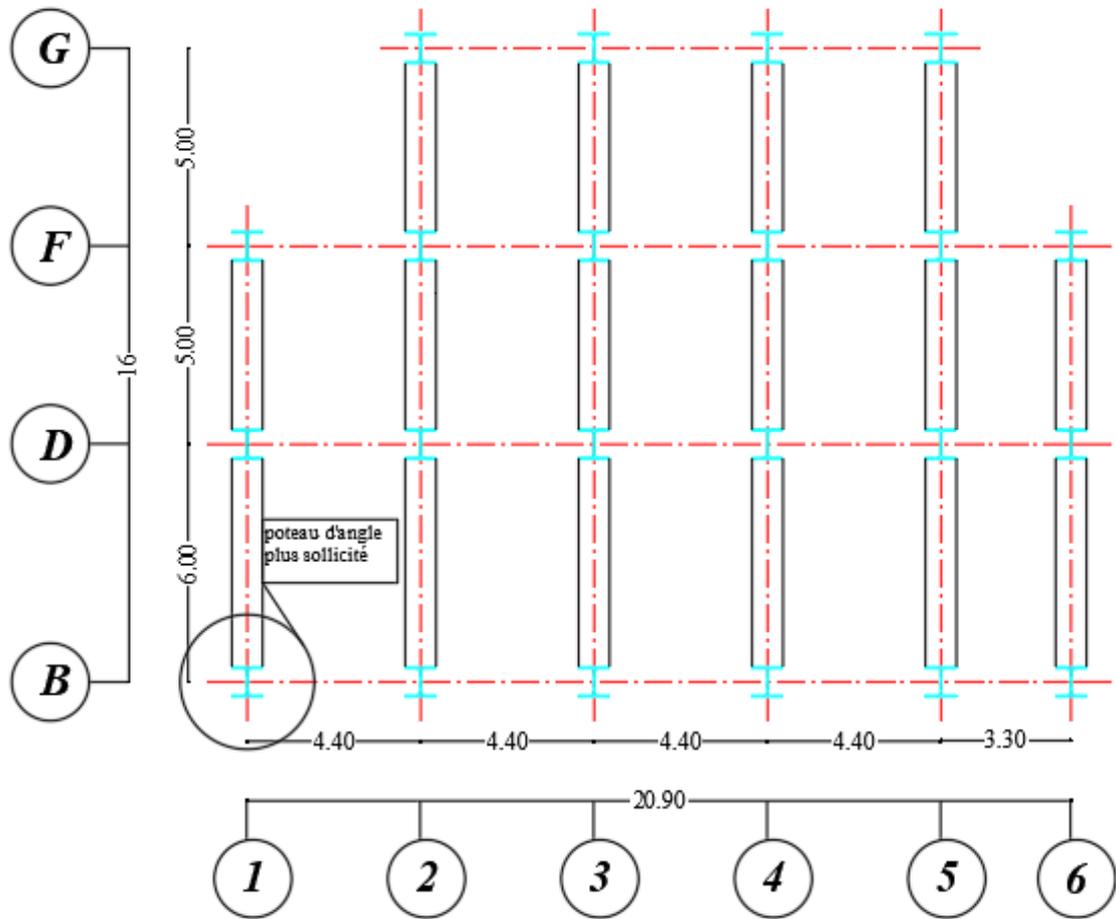


Figure II. 15 :Poteau d'angle plus sollicité

La surface qui revient au poteau d'angle (le plus sollicité (B) (1))

Poteau

$$S = \left(\frac{6}{2}\right) \times \left(\frac{4.4}{2}\right) S = 6.6 \text{ m}^2$$

- La descente des charges

- ✓ Charge permanente

Niveaux	G (KN/m ²)	ΣG (KN / m ²)	G(KN)
10 ^{eme} étage	6.2	6.2	40.92
9 ^{eme} étage	5.7	11.9	78.54
8 ^{eme} étage	5.7	17.6	116.16
7 ^{eme} étage	5.7	23.3	153.78
6 ^{eme} étage	5.7	29	191.4
5 ^{eme} étage	5.7	34.7	229.02
4 ^{eme} étage	5.7	40.4	266.64
3 ^{eme} étage	5.7	46.1	304.26
2 ^{eme} étage	5.7	51.8	341.88
1 ^{eme} étage	5.7	57.5	379.5
RDC	5.7	63.2	417.12
Sous-sol	5.7	68.9	454.74

Tableau II. 11: La charge permanente (Poteau d'angle)

- ✓ Charge d'exploitation

Niveaux	Q (KN/m ²)	ΣQ (KN / m ²)	Q(KN)
10 ^{eme} étage	1	1	6.6
9 ^{eme} étage	2.5	3.5	23.1
8 ^{eme} étage	2.5	5.75	37.95

7 ^{eme} étage	2.5	7.75	51.15
6 ^{eme} étage	2.5	9.5	62.7
5 ^{eme} étage	2.5	11	72.6
4 ^{eme} étage	2.5	12.25	80.85
3 ^{eme} étage	2.5	13.5	89.1
2 ^{eme} étage	2.5	14.75	97.35
1 ^{eme} étage	2.5	16	105.6
RDC	2.5	17.25	113.85
Sous-sol	2.5	18.5	122.1

Tableau II. 12 :La charge d'exploitation (Poteau d'angle)

✚ Poteaux d'angle du bloc A et C

Nombre d'étage	Hauteur (m)	Profilés
10	3.5	HEA220
9	3.5	HEA220
8	3.5	HEA220
7	3.5	HEA220
6	3.5	HEA220
5	3.5	HEA220
4	3.5	HEA220
3	3.5	HEA220
2	3.5	HEA220
1	3.5	HEA220

RDC	4.5	HEA220
Sous-sol	2.8	HEA220

Tableau II. 13: Profils des poteaux d'angles

❖ Bloc B

Poteau central

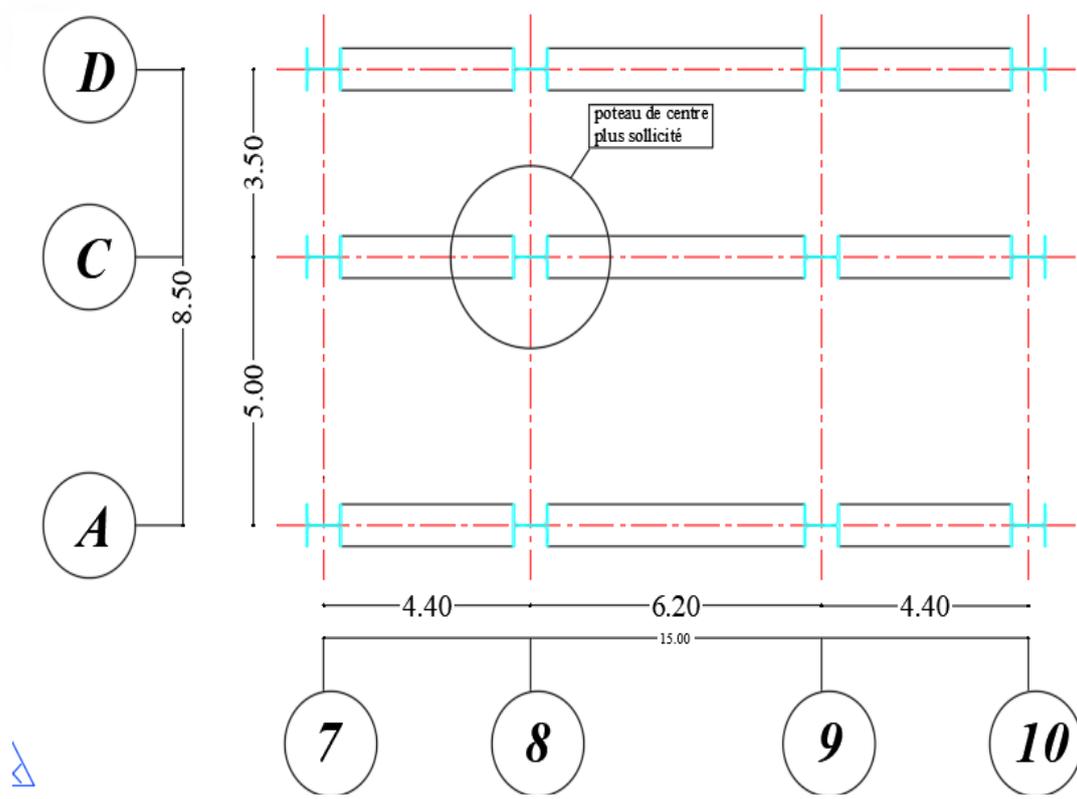


Figure II. 16 : Poteau central plus sollicité

La surface qui revient au poteau central (le plus sollicité)

$$S = \left(\frac{6.2 + 4.4}{2} \right) \times \left(\frac{3.5 + 5}{2} \right)$$

$$S = 22.525 \text{ m}^2$$

- La descente des charges

- ✓ Charge permanente

Niveaux	G (KN/m ²)	ΣG (KN / m ²)	G(KN)
10 ^{eme} étage	6.2	6.2	139.95
9 ^{eme} étage	5.7	11.9	268.04
8 ^{eme} étage	5.7	17.6	396.44
7 ^{eme} étage	5.7	23.3	524.83
6 ^{eme} étage	5.7	29	653.22
5 ^{eme} étage	5.7	34.7	781.61
4 ^{eme} étage	5.7	40.4	910.01
3 ^{eme} étage	5.7	46.1	1038.40
2 ^{eme} étage	5.7	51.8	1166.79
1 ^{eme} étage	5.7	57.5	1295.18
RDC	5.7	63.2	1423.58
Sous-sol	5.7	68.9	1551.97

Tableau II. 14 : La charge permanente (Poteau central)

- ✓ Charge d'exploitation

Niveaux	Q (KN/m ²)	ΣQ (KN / m ²)	Q(KN)
10 ^{eme} étage	1	1	22.525
9 ^{eme} étage	2.5	3.5	78.83
8 ^{eme} étage	2.5	5.75	129.51
7 ^{eme} étage	2.5	7.75	174.56
6 ^{eme} étage	2.5	9.5	213.98

5 ^{eme} étage	2.5	11	247.77
4 ^{eme} étage	2.5	12.25	275.93
3 ^{eme} étage	2.5	13.5	304.09
2 ^{eme} étage	2.5	14.75	332.24
1 ^{eme} étage	2.5	16	360.4
RDC	2.5	17.25	388.55
Sous-sol	2.5	18.5	416.71

Tableau II. 15 : La charge d'exploitation (Poteau central)

 Poteaux d'angle du bloc B

Nombre d'étage	Hauteur (m)	Profilés
10	3.5	HEA220
9	3.5	HEA220
8	3.5	HEA220
7	3.5	HEA220
6	3.5	HEA220
5	3.5	HEA260
4	3.5	HEA260
3	3.5	HEA280
2	3.5	HEA300
1	3.5	HEA300
RDC	4.5	HEA320
Sous-sol	2.8	HEA320

Tableau II. 16: Profilés des poteaux centraux

Table des matières

III.1 Effet de la neige.....	60
III.1.1 Introduction	60
III.1.2 Calcul des charges de la neige	60
III.2 Etude de vent.....	61
III.2.1 Introduction	61
III.2.2 Procédure de calcul.....	61
III.2.3 Détermination des données relatives au site	62
III.3.1 Force du vent.....	81
III. 3.2 Calcul des forces de frottement	82
III.4 Etude de salle de conférence	83
III.4.1 Détermination des données relatives au site	83
III.4.2.1 Détermination des coefficients due au vent (Sens V1).....	84
III.4.2.2 Détermination des coefficients due au vent (Sens V2).....	88
III.4.3 Force du vent.....	89
III. 4.4 Calcul des forces de frottement	90

Liste des Figure :

Figure III.1: Sens du vent V1.....	63
Figure III.2: Hauteur de référence Ze en fonction de la pression dynamique	64
Figure III. 3: Légende pour les parois verticales-sens V1.....	68
Figure III. 4: Valeur de C_{pe} pour les parois verticales-sens V1.....	69
Figure III. 5: Légende pour les toitures plates	70
Figure III. 6: Valeur de C_{pe} pour les toitures plates -sens V1.....	71
Figure III. 7: Pression sur les zones D, E, F, G, H, I (Sens V1).	73
Figure III. 8 : Sens du vent V2.....	74
Figure III. 9 : Hauteur de référence z_e correspondant de la pression dynamique	74
Figure III. 10 : Légende pour les parois verticales	77
Figure III. 11 : Pression sur les zones D, E, F, G, H, I (Sens V2).....	81
Figure III. 12 : Salle de conférence	83
Figure III. 13 : Sens du vent V1 (Salle de conférence)	84
Figure III.14: Coefficient de pression intérieure C_{pi} des bâtiments sans face dominante	87
Figure III. 15 : Sens du vent V2 (Salle de conférence)	88

Liste des tableaux :

Tableau III.1 : Coefficient de forme de la toiture	60
Tableau III. 2 : Etapes de calcul des actions dues au vent.....	61
Tableau III. 3 : Valeur de la pression dynamique	62
Tableau III. 4: Valeur de la vitesse de référence du vent	62
Tableau III. 5: Catégorie du terrain	63
Tableau III. 6 : Résultats de coefficient de rugosité $C_r(z)$	65
Tableau III. 7 : Résultat de l'intensité de turbulence $I_v(z)$	66
Tableau III. 8 : Résultat de coefficient d'exposition $C_e(z)$	66
Tableau III.9 : Résultat de la Pression dynamique de la pointe $q_p(z_e)$	67
Tableau III. 10 : Résultat de déférentes coefficient en fonction de $Z_e(m)$	67
Tableau III. 11 : Les valeurs de C_{pe} pour les parois verticales de bâtiment	69
Tableau III.12: Les valeurs de C_{pe} pour les toitures plates	71
Tableau III.13: La pression aérodynamique $W_{(z)}$ (paroi verticale).....	73
Tableau III. 14: La pression aérodynamique $W_{(z)}$ (Toiture plate)	73
Tableau III.15 : Résultat de coefficient de rugosité $C_r(z)$	75
Tableau III. 16 : Résultat de l'intensité de turbulence $I_v(z)$	75
Tableau III. 17 : Résultat de coefficient d'exposition $C_e(z)$	76
Tableau III. 18 : Résultat de coefficient d'exposition $C_e(z)$	76
Tableau III. 19 : Résultat de déférentes coefficient en fonction de $Z_e(m)$	76
Tableau III.20 : Les valeurs de C_{pe} pour les parois verticales de bâtiment	78
Tableau III. 21 : Les valeurs de C_{pe} pour les toitures plates	79
Tableau III. 22 : Pression aérodynamique $W_{(z)}$ (paroi verticale)	80
Tableau III. 23 Pression aérodynamique $W_{(z)}$ (Toiture plate).....	80
Tableau III. 24 : Force exercé sur les parois verticales (Sens V1)	81
Tableau III. 25 : Force exercé sur les toitures plates (Sens V1)	82

Tableau III. 26 : Force exercé sur les parois verticales (Sens V2)	82
Tableau III. 27 : Force exercé sur les toitures plates (Sens V2)	82
Tableau III. 28 : Résultat de déférentes coefficient en fonction de Z_e (m)	86
Tableau III. 29 : Les valeurs de C_{pe} pour les parois verticales de salle de conférence	86
Tableau III. 30 : Pression aérodynamique $W_z(z)$ (paroi verticale)	88
Tableau III. 31 : Résultat de déférentes coefficient en fonction de Z_e (m)	88
Tableau III. 32 : Pression aérodynamique $W_z(z)$ (paroi verticale)	89
Tableau III. 33 : Force exercé sur les parois verticales (Sens V1)	90
Tableau III. 34 : Force exercé sur les parois verticales (Sens V2)	90

III.1 Effet de la neige

III.1.1 Introduction

Ce chapitre a pour objet de définir les valeurs représentatives de la charge statique de neige sur toute surface au-dessus du sol et soumise à l'accumulation de la neige et notamment sur les toitures. Il est applicable à l'ensemble des constructions en Algérie situées à une altitude inférieure ou égale à 2000 m. Notre projet se situe à une altitude de 256 m.

III.1.2 Calcul des charges de la neige

La charge caractéristique de neige S par unité de surface est en fonction de la zone et la forme de la toiture. Elle est donnée par la formule suivante : [2]

$$S = \mu \times S_k \quad (kN / m^2)$$

Avec :

- $S_k (kN / m^2)$ est la charge de neige sur le sol, en fonction de l'altitude et de la zone de neige. (Annexe 1)
- μ est un coefficient d'ajustement des charges, fonction de la forme de la toiture, appelé coefficient de forme.

Notre structure se situe à Blida qui correspond à la zone B d'après le RNV 2013.

$$\text{Zone B} \quad S_K = \frac{0.04 \times H + 10}{100}$$

Avec H : l'altitude de site par rapport au niveau de la mer

$H = 256$ m

$$S_K = \frac{0.04 \times 256 + 10}{100} = 0.2024$$

Coefficient de forme des toitures :

(α) angle du versant par rapport à l'horizontale (en°)	$0 \leq \alpha \leq 30^\circ$
Coefficient μ	0.8

Tableau III.1 : Coefficient de forme de la toiture

$$\text{Donc : } S = 0.8 \times 0.2024 = \mathbf{0.162 \text{ KN/m}^2} \quad \rightarrow \quad \mathbf{S = 0.162 \text{ KN/m}^2}$$

III.2 Etude de vent

III.2.1 Introduction

Les actions exercées par le vent sont considérées comme des actions fixes variables est supposé perpendiculaire aux surfaces extérieurs et intérieurs des constructions, l'action peut aussi être tangentielle (force de frottement).

Le vent est assimilé à des forces statiques appliquées à la construction supposées horizontales, ces forces peuvent engendrer des effets dynamiques qui dépendent des caractéristiques aérodynamiques de la structure. Ces forces dépendent aussi de plusieurs autres paramètres :

- la région.
- le site.
- l'altitude.
- les dimensions de l'ouvrage.

III.2.2 Procédure de calcul

Paramètre	Référence
-Pression dynamique de référence $q_{réf}$	§ 2.3.1
-Hauteur de référence Z_e	§ 2.3.2
-Catégorie de terrain	§2.4.3
-Intensité de turbulence $I_v(z)$	§ 2.4.6
-Coefficient de topographie $C_t(z)$	§2.4.5
-Coefficient de rugosité $C_r(z)$	§2.4.4
-Coefficient d'exposition $C_e(z)$	§2.4
-Pression dynamique de pointe q_p	§2.3
Pression exercée par le vent	
-Coefficient de pression extérieur C_{pe}	§5.1
- Coefficient de pression intérieur C_{pi}	§5.2
-Pression aérodynamique extérieur W_e	§2.6.2
- Pression aérodynamique intérieur W_i	§2.6.2
Force exercés par le vent	
- Coefficient dynamique C_d	§3
- Force exercée par le vent (à partir des coeff de force et des coeff de pression)	§2.6. (1.2)
F_w	

Tableau III. 2 : Etapes de calcul des actions dues au vent

III.2.3 Détermination des données relatives au site

Notre projet se situe à Blida qui est classé en zone **I** selon le RNV2013 d'où :

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

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

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

Tableau III. 3 : Valeur de la pression dynamique

Donc :

$$q_{réf} = 375 \text{ N/ m}^2$$

b. Vitesse de référence de vent $V_{réf}$

La vitesse de référence du vent, $V_{réf}$ est la vitesse moyenne sur dix minutes mesurée dans les conditions conventionnelles avec une probabilité annuelle de dépassement égale à 0.02 [2] .

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

Tableau III. 4: Valeur de la vitesse de référence du vent

Alors :

$$V_{réf} = 25 \text{ (m/s)}$$

c. Coefficient de topographie $C_t(z)$

Le coefficient de topographie $C_t(z)$ prend en compte l'accroissement de la vitesse du vent celui-ci souffle sur des obstacles tels que les collines, les dénivellement isolées , etc . [2]

Le site de bâtiment est site plat d'après le **RNV2013**

$C_t(z) = 1$ pour $\emptyset < 0.05$

$$C_t(z) = 1$$

d. Catégorie du terrain

Les catégories de terrain sont donnés dans le tableau 2.4 (RNV2013) que les valeurs des paramètres suivantes : [2]

- K_T , facteur de terrain ;
- z_0 (en m), paramètre de rugosité ;
- Z_{min} (en m), hauteur minimal ;
- ϵ , coefficient utilisé pour le calcul du coefficient C_d

Catégorie du terrain	K_T	z_0 (m)	Z_{min} (m)	ϵ
III Zone à couverture végétale régulière ou des bâtiments, ou avec des obstacles isolés séparés d'une plus 20 fois leur hauteur	0.215	0.3	5	0.61

Tableau III. 5: Catégorie du terrain

III.2.4 Détermination des coefficients due au vent

III.2.4.1 La direction du vent perpendiculaire à la façade principale (Sens V1)

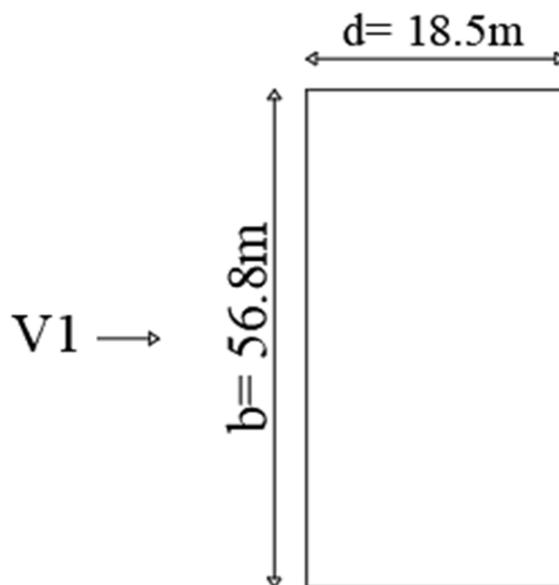


Figure III.1: Sens du vent V1

- Dimensionnement de l'ouvrage

Notre structure est composée de dimensions suivantes :

Longueur : 56.8m

Largeur : 18.5m

Hauteur : 39.5m

a. Hauteur de référence Z_e

Pour les murs au vent des bâtiments à paroi verticales, Z_e est déterminé comme indiqué par la figure III.1 ; [2]

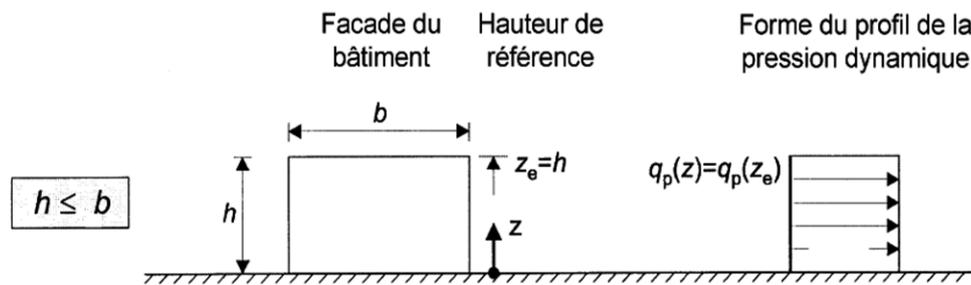


Figure III.2: Hauteur de référence Z_e en fonction de la pression dynamique

Notre bâtiment a : $\begin{cases} h = 39.5 \text{ m} \\ b = 56.8 \text{ m} \end{cases} \rightarrow h \leq b$

Donc, il y a lieu de considérer ce bâtiment comme étant constitué d'un seul élément de surface

b. Coefficient de rugosité $C_r(z)$

Le coefficient de rugosité $C_r(z)$ traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse moyenne du vent. Il est défini par la loi suivante : [2]

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

Où :

- K_T , facteur de terrain ;

- z_0 (en m), paramètre de rugosité ;

- Z_{min} (en m), hauteur minimal ;

- Z (en m) est la hauteur considéré ;

On a $Z_{min}=5m \leq Z = 39.5 \leq 200 m$

-Pour les parois verticales

$$\rightarrow C_r(z) = K_T \times \text{Ln}\left(\frac{z}{z_0}\right) = \rightarrow C_r(z) = 0.215 \times \text{Ln}\left(\frac{39.5}{0.3}\right)$$

$C_r(z) = 1.049$

-Pour la toiture plate

$$\rightarrow C_r(z) = K_T \times \text{Ln}\left(\frac{z}{z_0}\right) = \rightarrow C_r(z) = 0.215 \times \text{Ln}\left(\frac{40.1}{0.3}\right)$$

$C_r(z) = 1.052$

z_e (m)	$C_r(z)$
Paroi verticale $z_e = 39.5m$	1.049
Toiture plate $z_e = 40.1m$	1.052

Tableau III. 6 : Résultats de coefficient de rugosité $C_r(z)$

c. Intensité de turbulence $I_v(z)$

L'intensité de la turbulence est définit comme étant l'écart type de la turbulence divisé par la vitesse moyenne du vent est donnée par l'équation suivante : [2]

$$\begin{cases} I_v(z) = \frac{1}{c_t(z) \times \text{Ln}\left(\frac{z}{z_0}\right)} \text{ pour } Z > Z_{min} \\ I_v(z) = \frac{1}{c_t(z) \times \text{Ln}\left(\frac{Z_{min}}{z_0}\right)} \text{ pour } Z \leq Z_{min} \end{cases} \quad Z > Z_{min}$$

$$I_v(z) = \frac{1}{1 \times \ln\left(\frac{39.5}{0.3}\right)} = 0.205 \text{ (paroi verticale)}$$

$$I_v(z) = \frac{1}{1 \times \ln\left(\frac{40.1}{0.3}\right)} = 0.204 \text{ (Toiture plate)}$$

z_e (m)	$I_v(z)$
Paroi verticale $z_e = 39.5m$	0.205
Toiture plate $z_e = 40.1m$	0.204

Tableau III. 7 : Résultat de l'intensité de turbulence $I_v(z)$

d. Coefficient d'exposition $C_e(z)$

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 [2]

L'équation est donnée par la formule suivante :

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

Où :

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

$$C_e(z) = 1^2 \times 1.049^2 \times [1 + 7 \times (0.205)] = 2.68 \text{ (Paroi verticale)}$$

$$C_e(z) = 1^2 \times 1.052^2 \times [1 + 7 \times (0.204)] = 2.69 \text{ (Toiture plate)}$$

z_e (m)	$C_e(z)$
Paroi verticale $z_e = 39.5m$	2.68
Toiture plate $z_e = 40.1m$	2.69

Tableau III. 8 : Résultat de coefficient d'exposition $C_e(z)$

e. Pression dynamique de la pointe $q_p(z_e)$

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

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

Avec $q_{réf} = 375 \text{ (N/m}^2\text{)}$

$z_e \text{ (m)}$	$C_e(z)$	$q_p(z_e) \text{ (N/m}^2\text{)}$
Paroi verticale $z_e = 39.5m$	2.68	1005
Toiture plate $z_e = 40.1m$	2.69	1008.75

Tableau III.9 : Résultat de la Pression dynamique de la pointe $q_p(z_e)$

❖ **Tableau récapitulatif**

$Z_e \text{ (m)}$	$C_r(z)$	$I_v(z)$	$C_e(z)$	$q_p(z_e) \text{ (N/m}^2\text{)}$
Paroi verticale $z_e = 39.5m$	1.049	0.205	2.68	1005
Toiture plate $z_e = 40.1m$	1.052	0.204	2.69	1008.75

Tableau III. 10 : Résultat des différents coefficients en fonction de $Z_e \text{ (m)}$

f. Coefficient dynamique C_d

Le coefficient dynamique C_d tient compte des effets de réduction dus à l'imparfaite corrélation des pressions exercées sur les parois ainsi que des effets d'amplification dus à la partie de turbulence ayant une fréquence proche de la fréquence fondamentale d'oscillation de la structure [2].

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

$$\text{On a } \begin{cases} h = 39.5m < 100m \\ h = 39.5m < 4b = 4 \times 56.8 = 227.2m \end{cases}$$

Donc la valeur simplifier et conservative $C_d = 1$ peut être considérée.

- **Coefficient de pression extérieure C_{pe}**

Les coefficients de pression extérieure C_{pe} des constructions à base rectangulaire et de leurs éléments constitutifs individuels dépendent de la dimension de la surface chargée[2].

C_{pe} S'obtient à partir des formules suivantes :

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

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

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

- **Paroi verticale**

Les zones de pressions et les valeurs respectives des coefficients correspondants à ces zones sont portés.

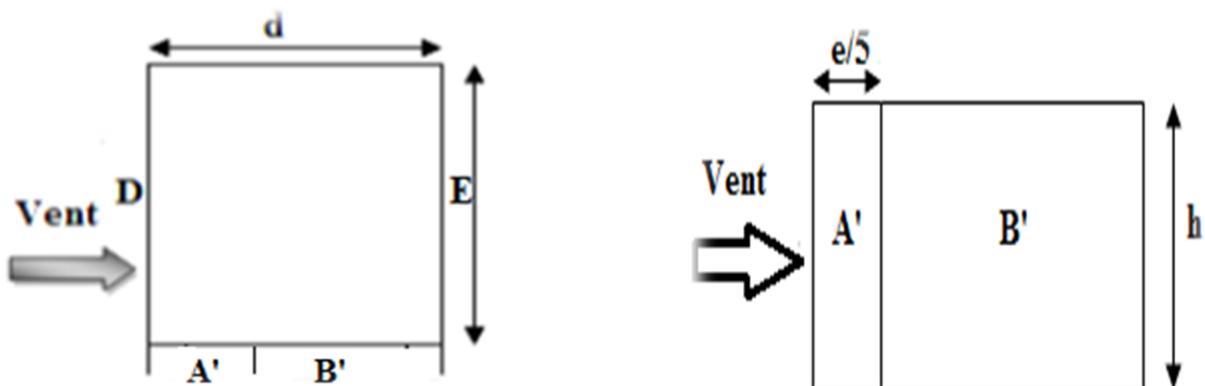


Figure III. 3: Légende pour les parois verticales-sens V1

$$e = \text{Min}(b; 2h) = \text{Min}(56.8; 2 \times 39.5) = \text{Min}(56.8; 79)$$

$$e = 56.8 \text{ m}$$

$$d = 18.5\text{m}$$

On est dans le cas où $d \leq e$

$$\text{- Aire de la zone } A' : A_{A'} = \frac{e}{5} \times h = \frac{56.8}{5} \times 39.5 = 448.72 \text{ m}^2$$

- Aire de la zone B' : $A_{B'} = (d - e/5) \times (h) = (18.5 - 56.8/5) \times (39.5)$
 $A_{B'} = 282.03 \text{ m}^2$
- Aire de la zone D : $A_D = b \times h = 56.8 \times 39.5 = 2243.6 \text{ m}^2$
- Aire de la zone E : $A_E = (b - 15) \times h = (56.8 - 15) \times 39.5 = 1651.1 \text{ m}^2$

Toutes les surfaces sont supérieures à $10 \text{ m}^2 \rightarrow$ Donc $C_{pe} = C_{pe,10}$

Zone	A'	B'	D	E
C_{pe}	-1.0	-0.8	+0.8	-0.3

Tableau III. 11 :Les valeurs de C_{pe} pour les parois verticales de bâtiment

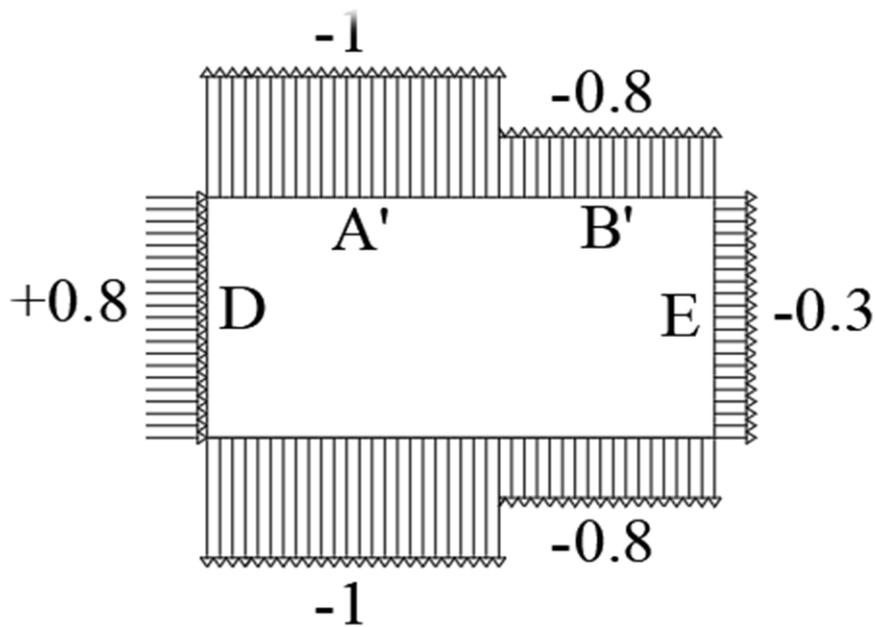


Figure III. 4: Valeur de (C_{pe}) pour les parois verticales-sens V1

- Toiture plate

Les toitures plates sont celles dont l'angle de la pente est inférieur ou égale à 5° .

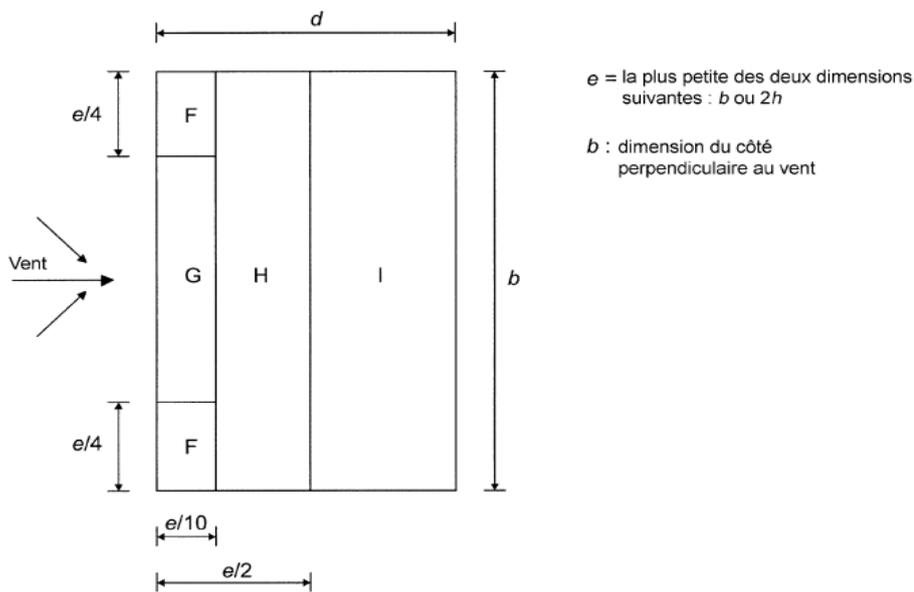
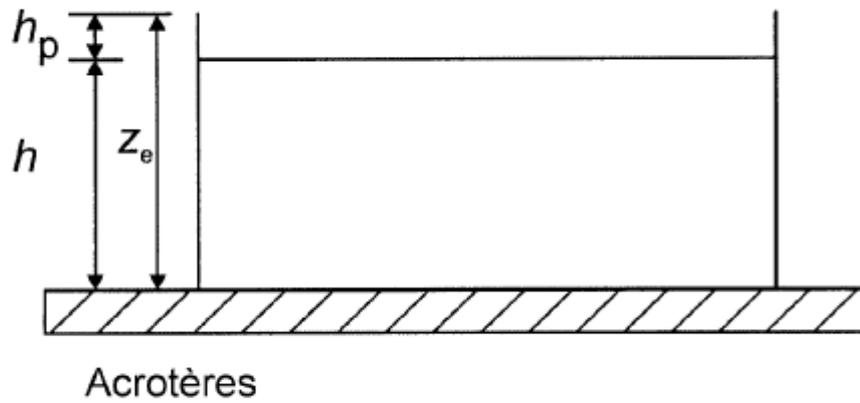


Figure III. 5: Légende pour les toitures plates

$$h = 39.5\text{m}$$

$$h_p = 0.06\text{m}$$

$$e = \text{Min} (b; 2h) = \text{Min} (56.8; 2 \times 39.5) = \text{Min} (56.8; 79)$$

$$e = 56.8 \text{ m}$$

$$e/2 = 56.8/2 = 28.4$$

$$e/4 = 56.8/4 = 14.2$$

$$e/10 = 56.8/10 = 5.68$$

- Aire de la zone F : $A_F = (e/4 \times e/10) = (14.2 \times 5.68) = \mathbf{80.66 \text{ m}^2}$
- Aire de la zone G : $A_G = [(b - 2(e/4)) \times (e/10)] = [(56.8 - 2(14.2)) (5.68)]$
 $A_G = \mathbf{161.31 \text{ m}^2}$
- Aire de la zone H : $A_H = [(e/2 - e/10) \times b] = [(28.4 - 5.68) \times 56.8] = \mathbf{1290.5 \text{ m}^2}$
- Aire de la zone I : $A_I = [(d - (e/2)) \times b] = [(18.5 - (56.8/2)) \times 56.8] = \mathbf{562.3 \text{ m}^2}$

Toutes les surfaces sont supérieures à $10 \text{ m}^2 \rightarrow$ Donc $C_{pe} = C_{pe,10}$

$$\frac{h_p}{h} = \frac{0.6}{39.5} = 0.015 \cong 0.025$$

Les valeurs de C_{pe} sont résumées dans le tableau suivant :

Zone	F	G	H	I
C_{pe}	-1.6	-1.1	-0.7	-0.2

Tableau III.12: Les valeurs de Cpe pour les toitures plates

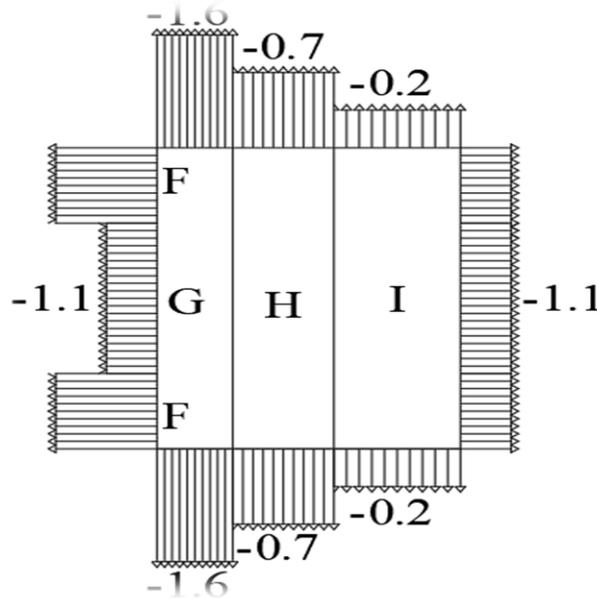


Figure III. 6: Valeur de C_(pe) pour les toitures plates -sens V1

- Coefficient de pression intérieure C_{pi}

Le coefficient de la pression intérieure C_{pi} des bâtiments est donné en fonction de l'indice de perméabilité μ_p

$$\mu_p = \frac{\sum \text{des surfaces des ouvertures où } C_{pe} \leq 0}{\sum \text{des surfaces de toutes les ouvertures}}$$

❖ **Calcul des surfaces des ouvertures**

Sens 1 : Le vent perpendiculaire à la longueur $b=56.8\text{m}$

Façade principale :

$$S = [15 \times 11(1.40 \times 1.20)] + 4(1.80 \times 2.40) = \mathbf{294.48 \text{ m}^2}$$

Façade postérieure :

$$S = [6 \times 11(1.40 \times 1.20)] + [4 \times 10(1.40 \times 0.60)] = \mathbf{144.48 \text{ m}^2}$$

Sens 2 : Le vent perpendiculaire à la largeur $b=18.5\text{m}$

Façade latérale :

$$S = [4 \times 11(1.40 \times 1.20)] + 1(1.60 \times 2.20) = \mathbf{77.44 \text{ m}^2}$$

Dans notre cas on a une face dominante dans la direction de vent 1

$$S = 294.48\text{m}^2 > 2 \times 144.48 = 288.96 \text{ m}^2.$$

Dans le cas d'un bâtiment ayant une face dominante (chap.5 §5.2.1.4), le coefficient de pression intérieure est donné par :

$C_{pi} = 0,75 C_{pe}$: lorsque l'aire des ouvertures dans la face dominante est égale à deux fois l'aire des ouvertures dans les autres faces.

On prend C_{pe} de la zone d :

$$\text{Donc } C_{pi} = 0,75 \times 0,8 = 0,6.$$

• **Pression aérodynamique $W_{(zj)}$**

La pression aérodynamique $W_{(zj)}$ agissant sur une paroi est obtenue à l'aide de formule suivante :

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

$q_p(z_e)$ En $[N/m^2]$ est la pression dynamique de pointe

C_{pe} : Coefficient de pression extérieure

C_{pi} : Coefficient de pression intérieure

• **La pression due au vent de paroi verticale (Sens VI)**

Zone	$Z_e(m)$	$q_p(z_e)$ [N/m ²]	C_{pe}	C_{pi}	$W_{(zj)}$ [N/m ²]
A'	39.5	1005	-1.0	0.6	-1608

B'	39.5	1005	-0.8	0.6	-1407
D	39.5	1005	+0.8	0.6	201
E	39.5	1005	-0.3	0.6	-904.5

Tableau III.13: La pression aérodynamique $W_{(z)}$ (paroi verticale)

• La pression due au vent de toiture plate (Sens V1)

Zone	$Z_e(m)$	$q_p(z_e)$ [N/m ²]	C_{pe}	C_{pi}	$W_{(z)}$ [N/m ²]
F	40.1	1008.75	-1.6	0.6	-2219.25
G	40.1	1008.75	-1.1	0.6	-1714.88
H	40.1	1008.75	-0.7	0.6	-1311.38
I	40.1	1008.75	-0.2	0.6	-807

Tableau III. 14: La pression aérodynamique $W_{(z)}$ (Toiture plate)

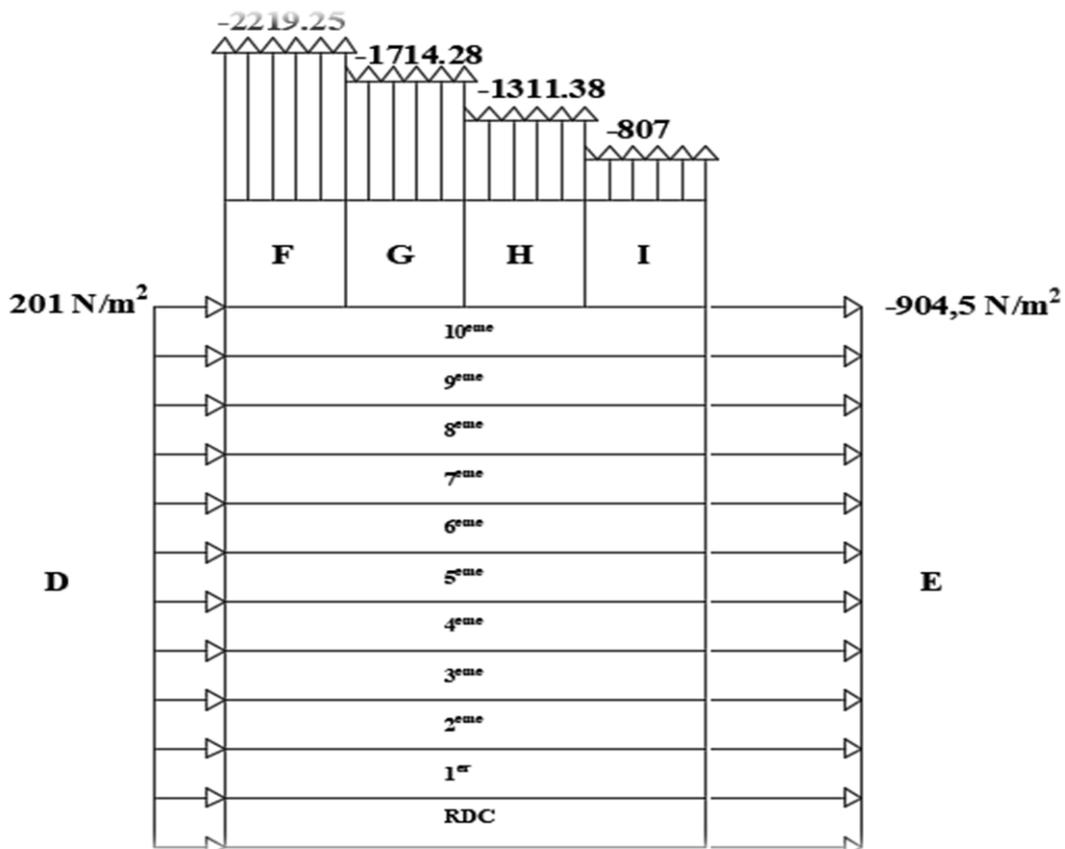


Figure III. 7: Pression sur les zones D, E, F, G, H, I (Sens V1).

III.2.4.2 La direction du vent perpendiculaire à la largeur (Sens V2)

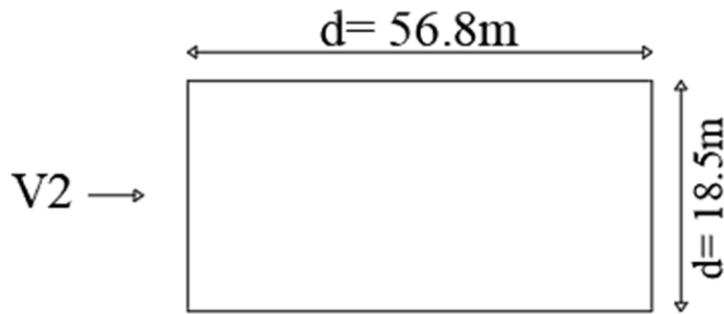


Figure III. 8 : Sens du vent V2

a. Hauteur de référence z_e

Pour les murs au vent des bâtiments à paroi verticales, z_e est déterminé comme indiqué par la figure III.3 ; [2]

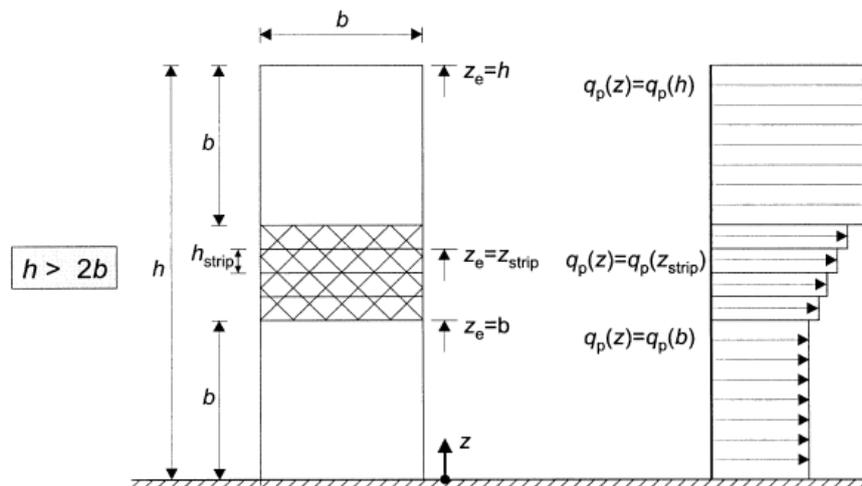


Figure III. 9 : Hauteur de référence z_e correspondant de la pression dynamique

Notre bâtiment a : $\begin{cases} h = 39.5 \text{ m} \\ b = 18.5 \text{ m} \end{cases} \rightarrow b < h \leq 2b$

$h_{strip} = h - 2b \rightarrow h_{strip} = 39.5 - 2 \times 18.5 = 2.5 \text{ m}$

b. Coefficient de rugosité $C_r(z)$

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

	z_e (m)	$C_r(z)$
$z_e = b$	0 → 18.5m	0.886
$z_e = b + h_{strip}$	0 → 21m	0.913
$z_e = h$	0 → 39.5m	1.049
$z_e = h + h_p$	0 → 40.1m	1.052

Tableau III.15 : Résultat de coefficient de rugosité $C_r(z)$

c. Intensité de turbulence $I_v(z)$

$$I_v(z) = \frac{1}{C_t(z) \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \text{ Pour } z > z_{min}$$

	z_e (m)	$I_v(z)$
$z_e = b$	0 → 18.5m	0.243
$z_e = b + h_{strip}$	0 → 21m	0.235
$z_e = h$	0 → 39.5m	0.205
$z_e = h + h_p$	0 → 40.1m	0.204

Tableau III. 16 : Résultat de l'intensité de turbulence $I_v(z)$

d. Coefficient d'exposition $C_e(z)$

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

	z_e (m)	$C_e(z)$
$z_e = b$	0 → 18.5m	2.12

$z_e = b + h_{strip}$	0 → 21m	2.20
$z_e = h$	0 → 39.5m	2.68
$z_e = h + h_p$	0 → 40.1m	2.69

Tableau III. 17 : Résultat de coefficient d'exposition $C_e(z)$

e. Pression dynamique de la pointe $q_p(z_e)$

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

Avec $q_{réf} = 375 \text{ (N/m}^2\text{)}$

	$z_e \text{ (m)}$	$C_e(z)$	$q_p(z_e)$ (N/m^2)
$z_e = b$	0 → 18.5m	2.12	795
$z_e = b + h_{strip}$	0 → 21m	2.20	825
$z_e = h$	0 → 39.5m	2.68	1005
$z_e = h + h_p$	0 → 40.1m	2.69	1008.75

Tableau III. 18 : Résultat de coefficient d'exposition $C_e(z)$

Tableau récapitulatif

	$z_e \text{ (m)}$	$C_r(z)$	$I_v(z)$	$C_e(z)$	$q_p(z_e)$ (N/m^2)
$z_e = b$	0 → 18.5m	0.886	0.243	2.12	795
$z_e = b + h_{strip}$	0 → 21m	0.913	0.235	2.20	825
$z_e = h$	0 → 39.5m	1.049	0.205	2.68	1005
$z_e = h + h_p$	0 → 40.1m	1.052	0.204	2.69	1008.75

Tableau III. 19 : Résultat de différents coefficient en fonction de Z_e (m)

f. Coefficient dynamique C_d

Le coefficient dynamique C_d tient compte des effets de réduction dus à l'imparfaite corrélation des pressions exercées sur les parois ainsi que des effets d'amplification dus à la

partie de turbulence ayant une fréquence proche de la fréquence fondamentale d'oscillation de la structure [2].

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

$$\text{On a } \begin{cases} h = 39.5m < 100m \\ h = 39.5m < 4b = 4 \times 18.5 = 74m \end{cases}$$

Donc la valeur simplifier et conservative $C_d = 1$ peut être considérée.

• **Coefficient de pression extérieur C_{pe}**

C_{pe} S'obtient à partir des formules suivantes :

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

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

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

• **Paroi verticale**

Les zones de pressions et les valeurs respectives des coefficients correspondants à ces zones sont portés.

$$e = \text{Min}(b; 2h) = \text{Min}(18.5; 2 \times 39.5) = \text{Min}(18.5)$$

$$e = 18.5 \text{ m}$$

$$d = 56.8\text{m}$$

On est dans le cas où $d > e$

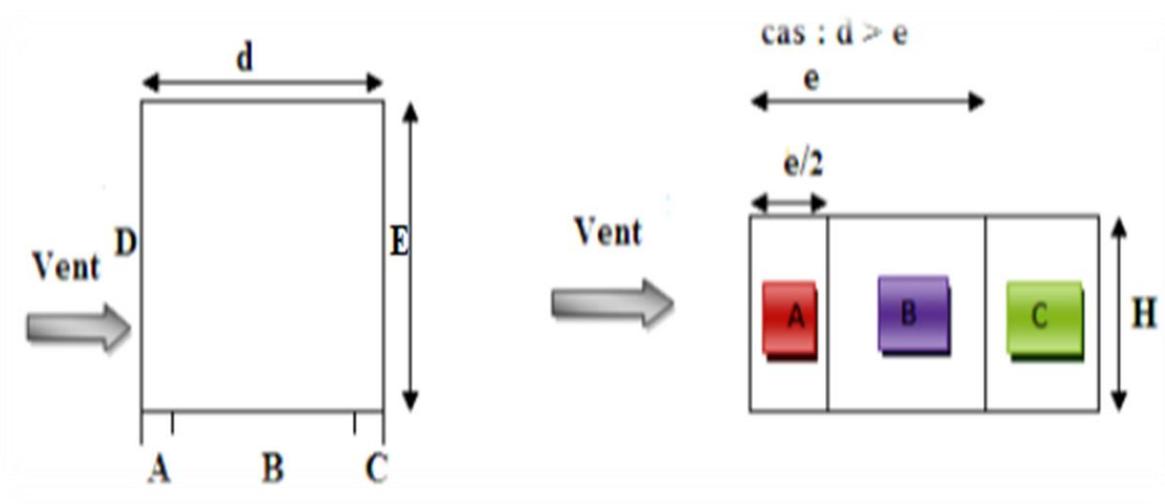


Figure III. 10 : Légende pour les parois verticales

- Aire de la zone A : $A_A = \frac{e}{5} \times h = \frac{18.5}{5} \times 39.5 = 146.15 \text{ m}^2$
- Aire de la zone B : $A_B = \left(e - \left(\frac{e}{5} \right) \right) \times h = \left(18.5 - \left(\frac{18.5}{5} \right) \right) \times 39.5 = 584.6 \text{ m}^2$
- Aire de la zone C : $A_C = (d - e) \times h = (56.8 - 18.5) \times 39.5 = 1512.85 \text{ m}^2$
- Aire de la zone D : $A_D = b \times h = 18.5 \times 39.5 = 730.75 \text{ m}^2$
- Aire de la zone E : $A_E = b \times h = 18.5 \times 39.5 = 730.75 \text{ m}^2$

Toutes les surfaces sont supérieures à $10 \text{ m}^2 \rightarrow$ Donc $C_{pe} = C_{pe,10}$

Zone	A	B	C	D	E
C_{pe}	-1.0	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

Tableau III.20 : Les valeurs de C_{pe} pour les parois verticales de bâtiment

- **Toiture plate**

Les toitures plates sont celles dont l'angle de la pente est inférieur ou égale à 5° .

$$h = 39.5\text{m}$$

$$h_p = 0.06\text{m}$$

$$e = \text{Min}(b; 2h) = \text{Min}(18.5; 2 \times 39.5) = \text{Min}(18.5; 79)$$

$$e = 18.5 \text{ m}$$

$$e/2 = 18.5/2 = 9.25$$

$$e/4 = 18.5/4 = 4.625$$

$$e/10 = 18.5/10 = 1.85$$

- Aire de la zone F : $A_F = (e/4 \times e/10) = (4.625 \times 1.85) = 8.55 \text{ m}^2$
- Aire de la zone G : $A_G = \left[(b - 2(e/4)) \times (e/10) \right] = [(18.5 - 2(4.625)) (1.85)]$
 $A_G = 17.11 \text{ m}^2$
- Aire de la zone H : $A_H = [(e/2 - e/10) \times b] = [(9.25 - 1.85) \times 18.5] = 136.9 \text{ m}^2$
- Aire de la zone I : $A_I = \left[(d - (e/2)) \times b \right] = \left[(56.8 - (18.5/2)) \times 18.5 \right]$

$$A_I = 879.68 \text{ m}^2$$

$(A_G; A_H; A_I) > 10 \text{ m}^2 \rightarrow$ Donc $C_{pe} = C_{pe,10}$

$$1\text{m}^2 < A_F < 10\text{m}^2 \rightarrow C_{pe} = C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) \times \log_{10}(S)$$

$$\rightarrow C_{pe} = -2.2 + (-1.6 - (-2.2)) \times \log_{10}(8.55)$$

$$\rightarrow C_{pe} = -1.64$$

$$\frac{h_p}{h} = \frac{0.6}{39.5} = 0.015 \cong 0.025$$

Les valeurs de C_{pe} sont résumées dans le tableau suivant :

Zone	F	G	H	I
C_{pe}	-1.64	-1.1	-0.7	-0.2

Tableau III. 21 : Les valeurs de C_{pe} pour les toitures plates

- **Coefficient de pression intérieur C_{pi}**

Le coefficient de la pression intérieure C_{pi} des bâtiments est donné en fonction de l'indice de perméabilité μ_p

$$\mu_p = \frac{\sum \text{des surfaces des ouvertures où } C_{pe} \leq 0}{\sum \text{des surfaces de toutes les ouvertures}}$$

Dans le cas d'un bâtiment ayant une face dominante (chap.5 §5.2.1.4), le coefficient de pression intérieure est donné par :

$C_{pi}=0,75C_{pe}$: lorsque l'aire des ouvertures dans la face dominante est égale à deux fois l'aire des ouvertures dans les autres faces.

On prend C_{pe} de la zone d :

$$\text{Donc } C_{pi} = 0,75 \times 0,8 = 0,6$$

- **Pression aérodynamique $W_{(zj)}$**

La pression aérodynamique $W_{(zj)}$ agissant sur une paroi est obtenue à l'aide de formule suivante :

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

$q_p(z_e)$ En $[N/m^2]$ est la pression dynamique de pointe

C_{pe} : Coefficient de pression extérieur

C_{pi} : Coefficient de pression intérieur

- **La pression due au vent de paroi verticale (Sens V2)**

Zone	$Z_e(m)$	$q_p(z_e)$ [N/m^2]	C_{pe}	C_{pi}	$W_{(zj)}$ [N/m^2]
A	39.5	1005	-1.0	0.6	-1608
B	39.5	1005	-0.8	0.6	-1407

C	39.5	1005	-0.5	0.6	-1105.5
D	39.5	1005	+0.8	0.6	201
E	39.5	1005	-0.3	0.6	-904.5

Tableau III. 22 : Pression aérodynamique $W_{(zj)}$ (paroi verticale)

- *La pression due au vent de toiture plate (Sens V2)*

Zone	$Z_e(m)$	$q_p(z_e)$ [N/m ²]	C_{pe}	C_{pi}	$W_{(zj)}$ [N/m ²]
F	40.1	1008.75	-1.64	0.6	-2259.6
G	40.1	1008.75	-1.1	0.6	-1714.88
H	40.1	1008.75	-0.7	0.6	-1311.38
I	40.1	1008.75	-0.2	0.6	-807

Tableau III. 23 Pression aérodynamique $W_{(zj)}$ (Toiture plate)

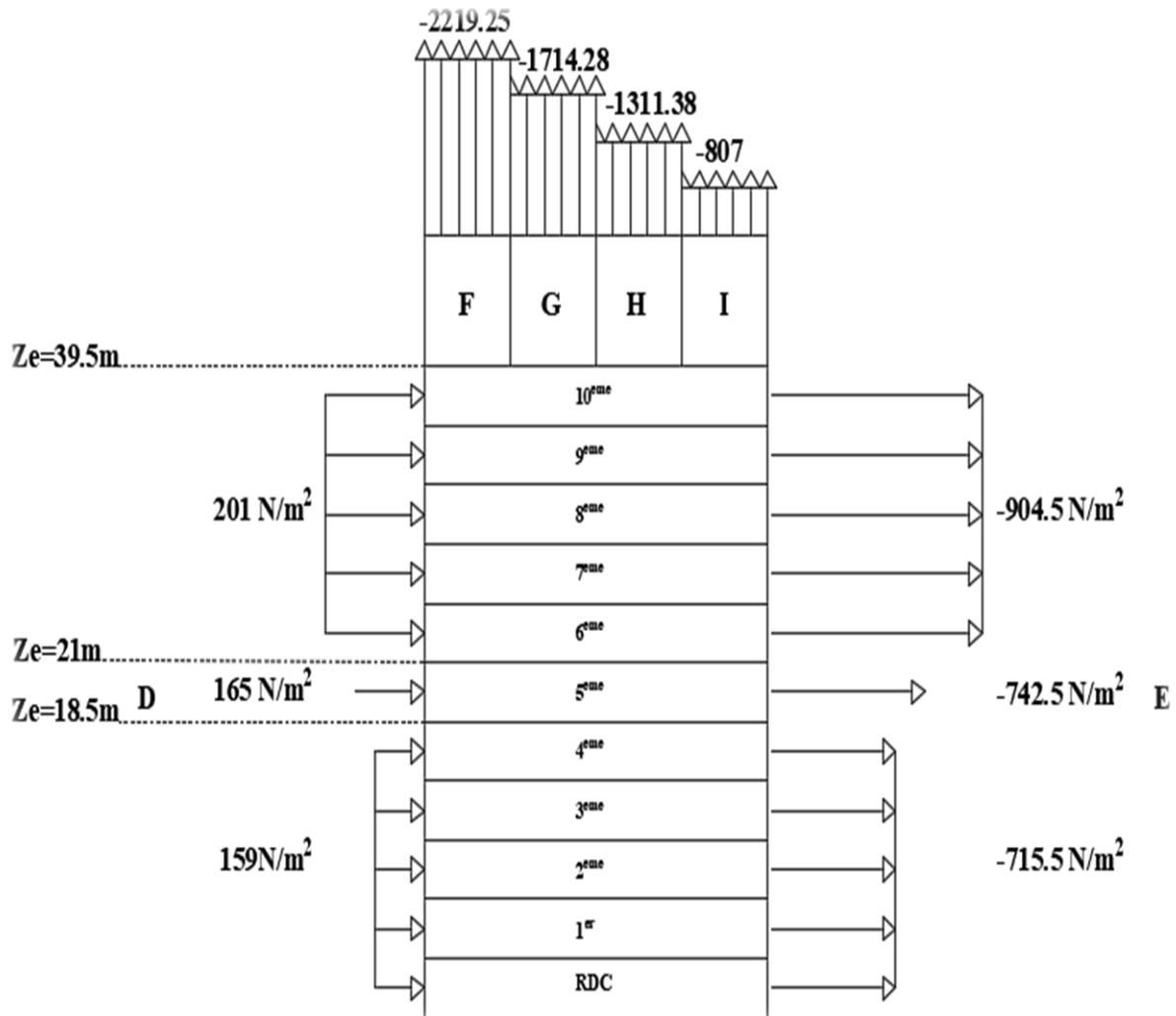


Figure III. 11 : Pression sur les zones D, E, F, G, H, I (Sens V2).

III.3.1 Force du vent

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

$$F_w = W_{(zj)} \times A_{ref} \text{ [N]} \quad (\text{\S}2.6.2. \text{RNV}2013)$$

A_{ref} : Surface élémentaire

$W_{(zj)}$: La pression aérodynamique

a. Sens V1

❖ Paroi verticale

Zone	$A_{ref}(m^2)$	$W_{(zj)}$ [N/m ²]	F_w (KN)
A'	448.72	-1608	-721.54
B'	282.03	-1407	-396.82
D	2243.6	201	450.96
E	1651.1	-904.5	-1493.42

Tableau III. 24 : Force exercé sur les parois verticales (Sens V1)

❖ Toiture plate

Zone	$A_{ref}(m^2)$	$W_{(zj)}$ [N/m ²]	$F_w(KN)$
F	161.32	-2219.25	-358
G	161.31	-1714.88	-276.63
H	1290.5	-1311.38	-1692.33
I	562.3	-807	-453.77

Tableau III. 25 : Force exercé sur les toitures plates (Sens V1)

b. Sens V2

❖ Paroi verticale

Zone	$A_{ref}(m^2)$	$W_{(zj)}$ [N/ m ²]	$F_w (KN)$
A	146.15	-1608	-235
B	584.6	-1407	-822.53
C	1512.85	-1105.5	-1672.45
D	730.75	201	146.88
E	730.75	-904.5	-660.96

Tableau III. 26 : Force exercé sur les parois verticales (Sens V2)

❖ Toiture plate

Zone	$A_{ref}(m^2)$	$W_{(zj)}$ [N/m ²]	$F_w(KN)$
F	17.1	-2259.6	-38.64
G	17.11	-1714.88	-29.34
H	136.9	-1311.38	-179.53
I	879.68	-807	-709.90

Tableau III. 27 : Force exercé sur les toitures plates (Sens V2)

Remarque

Les forces qu'on a trouvées (du vent) on les compare avec les forces sismiques.

III. 3.2 Calcul des forces de frottement

Les effets de frottement du vent sur la surface peuvent être négligés lorsque l'aire totale de toutes les surfaces parallèles au vent (ou faiblement inclinées par rapport à la direction du

vent) est inférieure ou égale à 4 fois l'aire totale de toutes les surfaces extérieures perpendiculaires au vent (au vent et sous le vent). [2]

- **Condition à vérifier**

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

- **Direction V1**

$$\checkmark 2(18.5 \times 39.5) \leq 4(2(56.8) \times 39.5)$$

$$\checkmark 1461.5 \leq 17948.8 \text{ la condition est vérifiée.}$$

- **Direction V2**

$$\checkmark 2(56.8 \times 39.5) \leq 4(2(18.5) \times 39.5)$$

$$\checkmark 4487.2 \leq 5846 \text{ la condition est vérifiée}$$

Remarque

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

III.4 Etude de salle de conférence

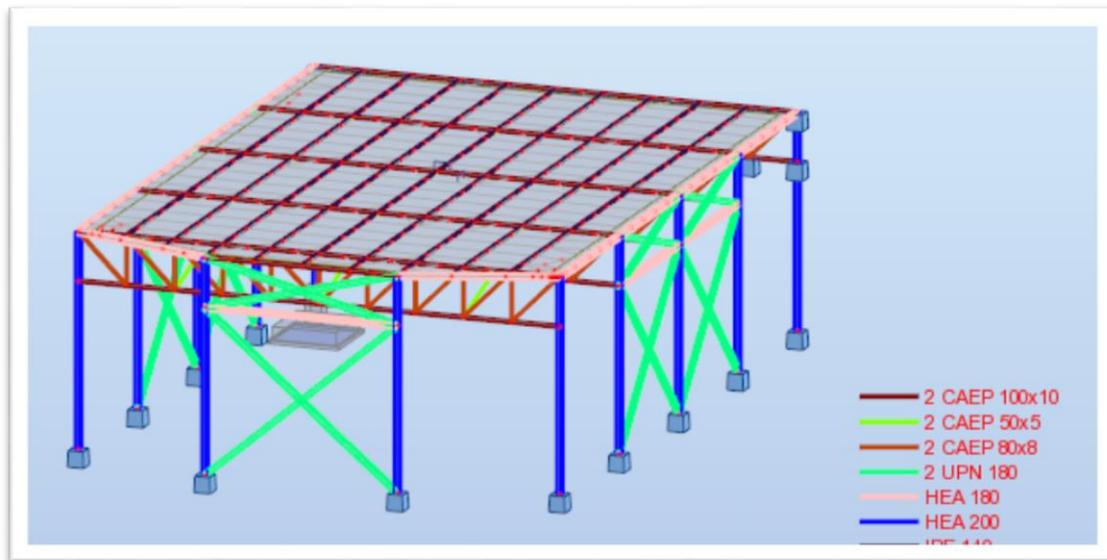


Figure III. 12 :Salle de conférence

III.4.1 Détermination des données relatives au site

D'après le RNV2013, notre salle de conférence a ses caractéristiques suivantes :

a) **La pression dynamique de référence $q_{réf}$**

$$q_{réf} = 375 \text{ N/ m}^2$$

b) Vitesse de référence de vent $V_{réf}$

$$V_{réf} = 25 \text{ (m/s)}$$

c) Coefficient de topographie $C_t(z)$

$$C_t(z) = 1$$

d) Catégorie du terrain

Catégorie du terrain : III

III.4.2.1 Détermination des coefficients due au vent (Sens V1)

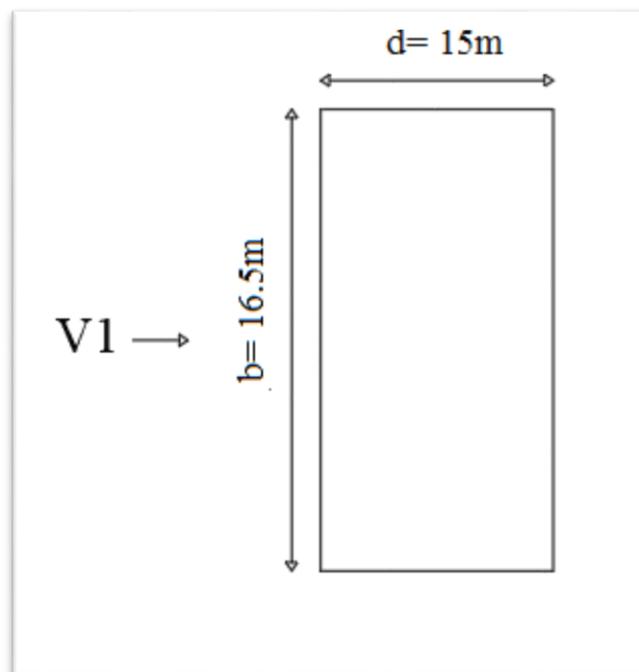


Figure III. 13 : Sens du vent V1 (Salle de conférence)

- Dimensionnement de l'ouvrage

Notre salle de conférence est composée de dimensions suivantes :

Longueur : 16.5m

Largeur : 15m

Hauteur : 6m

1) Hauteur de référence Z_e

Pour les murs au vent des bâtiments à paroi verticales, Z_e est déterminé comme indiqué par la figure III.1 ; [2]

$$\text{Notre bâtiment a : } \begin{cases} h = 6 \text{ m} \\ b = 16.5 \text{ m} \end{cases} \rightarrow h \leq b$$

Donc, il y a lieu de considérer ce bâtiment comme étant constitué d'un seul élément de surface

2) Coefficient de rugosité $C_r(z)$

$$\text{On a } Z_{\min} = 5 \text{ m} \leq Z = 6 \text{ m} \leq 200 \text{ m}$$

$$\rightarrow C_r(z) = K_T \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) = \rightarrow C_r(z) = 0.215 \times \ln\left(\frac{6}{0.3}\right)$$

$$\mathbf{C_r(z) = 0.644}$$

3) Intensité de turbulence $I_v(z)$

On a $Z > Z_{\min}$

$$I_v(z) = \frac{1}{1 \times \ln\left(\frac{6}{0.3}\right)} = 0.334$$

$$\mathbf{I_v(z) = 0.334}$$

4) Coefficient d'exposition $C_e(z)$

L'équation est donnée par la formule suivante :

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

$$C_e(z) = 1^2 \times 0.664^2 \times [1 + 7 \times (0.334)] = 1.47$$

$$\mathbf{C_e(z) = 1.47}$$

5) Pression dynamique de la pointe $q_p(z_e)$

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

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

$$\text{Avec } q_{réf} = 375 \text{ (N/m}^2\text{)}$$

$$q_p(z_e) = 375 \times 1.47$$

$$\mathbf{q_p(z_e) = 551.25 \text{ N/m}^2}$$

❖ **Tableau récapitulatif :**

Z_e (m)	$C_r(z)$	$I_v(z)$	$C_e(z)$	$q_p(z_e)$ (N/m ²)
Paroi verticale $z_e = 6.0m$	0.644	0.334	1.47	551.25

Tableau III. 28 : Résultat de déférentes coefficient en fonction de Z_e (m)

6) Coefficient dynamique C_d

On a $\begin{cases} h = 6.0m < 100m \\ h = 6.0m < 4b = 4 \times 16.5 = 66m \end{cases}$

Donc la valeur simplifier et conservative $C_d = 1$ peut être considérée.

• **Coefficient de pression extérieur C_{pe}**

C_{pe} S'obtient à partir des formules suivantes :

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

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

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

$e = \text{Min}(b; 2h) = \text{Min}(16.5; 2 \times 6) = \text{Min}(16.5; 12)$

$e = 12 \text{ m}$

$d = 15m$

On est dans le cas où $d > e$

- Aire de la zone A : $A_A = \frac{e}{5} \times h = \frac{12}{5} \times 6 = \mathbf{14.4 m^2}$
- Aire de la zone B : $A_B = \left(e - \left(\frac{e}{5} \right) \right) \times h = \left(12 - \left(\frac{12}{5} \right) \right) \times 6 = \mathbf{57.6 m^2}$
- Aire de la zone C : $A_C = (d - e) \times h = (15 - 12) \times 6 = \mathbf{18 m^2}$
- Aire de la zone D : $A_D = b \times h = 16.5 \times 6 = \mathbf{99 m^2}$
- Aire de la zone E : $A_E = b \times h = 16.5 \times 6 = \mathbf{99 m^2}$

Toutes les surfaces sont supérieures à $10 m^2 \rightarrow$ Donc $C_{pe} = C_{pe,10}$

Zone	A	B	C	D	E
C_{pe}	-1.0	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

Tableau III. 29 : Les valeurs de C_{pe} pour les parois verticales de salle de conférence

• **Coefficient de pression intérieur C_{pi}**

Le coefficient de la pression intérieure C_{pi} des bâtiments est donné en fonction de l'indice de perméabilité μ_p

$$\mu_p = \frac{\sum \text{des surfaces des ouvertures où } C_{pe} \leq 0}{\sum \text{des surfaces de toutes les ouvertures}}$$

Dans cette structure nous n'avons pas une face dominante, donc on calcul le coefficient de pression intérieure normalement.

$$\mu_p = \frac{1.6 \times 2.2}{(1.6 \times 2.2) + (1.6 \times 2.2)} = 0.5$$

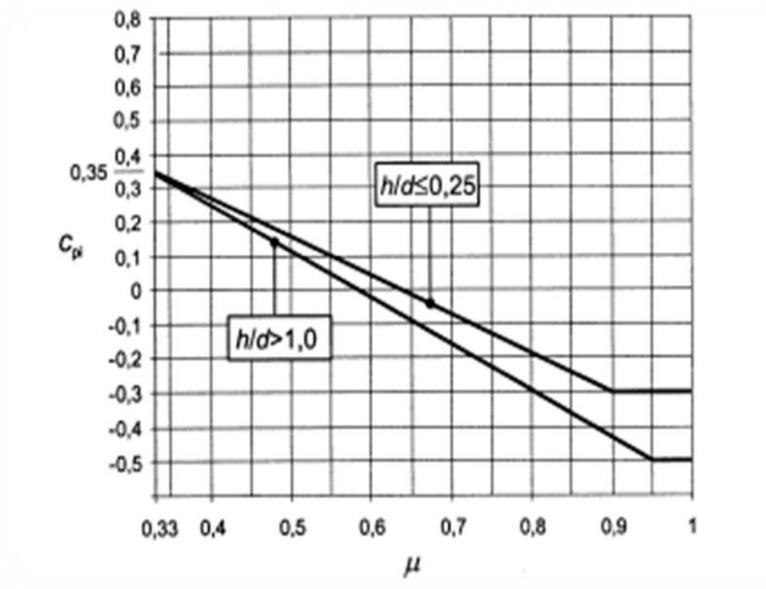


Figure III.14: Coefficient de pression intérieure C_{pi} des bâtiments sans face dominante

$$\begin{cases} \mu_p = 0.5 \\ \frac{h}{d} = \frac{6}{15} = 0.4 \end{cases} \rightarrow C_{pi} = 0.15$$

- **Pression aérodynamique $W_{(zj)}$**

La pression aérodynamique $W_{(zj)}$ agissant sur une paroi est obtenue à l'aide de formule suivante :

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

- **La pression due au vent de paroi verticale (Sens V1)**

Zone	Z_e (m)	$q_p(z_e)$ [N/m ²]	C_{pe}	C_{pi}	$W_{(zj)}$ [N/m ²]
A	6	551.25	-1.0	0.15	-633.94
B	6	551.25	-0.8	0.15	-523.69

C	6	551.25	-0.5	0.15	-358.31
D	6	551.25	+0.8	0.15	358.31
E	6	551.25	-0.3	0.15	-248.06

Tableau III. 30: Pression aérodynamique $W_{(z)}$ (paroi verticale)

III.4.2.2 Détermination des coefficients due au vent (Sens V2)

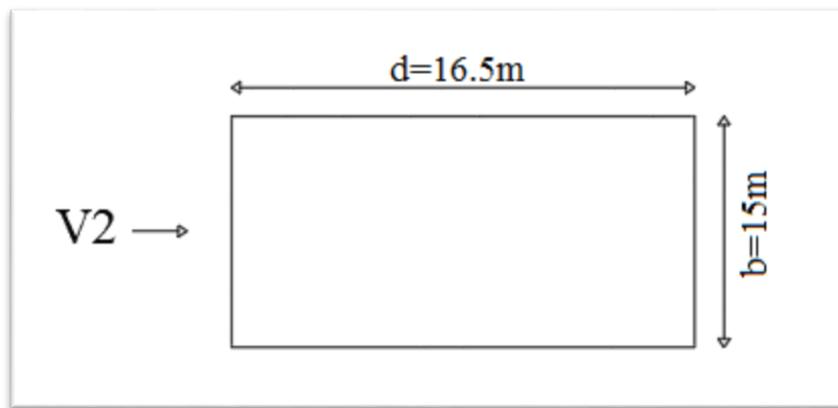


Figure III. 15 : Sens du vent V2 (Salle de conférence)

Z_e (m)	$C_r(z)$	$I_v(z)$	$C_e(z)$	C_d	$q_p(z_e)$ (N/m ²)
Paroi verticale $z_e = 6.0m$	0.644	0.334	1.47	1	551.25

Tableau III. 31: Résultat de différentes coefficient en fonction de Z_e (m)

• Coefficient de pression extérieur C_{pe}

C_{pe} S'obtient à partir des formules suivantes :

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

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

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

$e = \text{Min}(b; 2h) = \text{Min}(15; 2 \times 6) = \text{Min}(15; 12)$

$e = 12\text{ m}$

$d = 16.5\text{m}$

On est dans le cas où $d > e$

- Aire de la zone A : $A_A = \frac{e}{5} \times h = \frac{12}{5} \times 6 = \mathbf{14.4\ m^2}$
- Aire de la zone B : $A_B = \left(e - \left(\frac{e}{5}\right)\right) \times h = \left(12 - \left(\frac{12}{5}\right)\right) \times 6 = \mathbf{57.6\ m^2}$
- Aire de la zone C : $A_C = (d - e) \times h = (16.5 - 12) \times 6 = \mathbf{27\ m^2}$

- Aire de la zone D : $A_D = b \times h = 15 \times 6 = 90 \text{ m}^2$
- Aire de la zone E : $A_E = b \times h = 15 \times 6 = 90 \text{ m}^2$

Toutes les surfaces sont supérieures à $10 \text{ m}^2 \rightarrow$ Donc $C_{pe} = C_{pe,10}$

• **Coefficient de pression intérieure C_{pi}**

Le coefficient de la pression intérieure C_{pi} des bâtiments est donné en fonction de l'indice de perméabilité μ_p

Dans cette structure nous n'avons pas une face dominante, donc on calcul le coefficient de pression intérieure normalement.

$$\mu_p = \frac{2 \times (1.6 \times 2.2)}{(1.6 \times 2.2) + (1.6 \times 2.2)} = 1$$

$$\begin{cases} \mu_p = 1 \\ \frac{h}{d} = \frac{6}{16.5} = 0.4 \end{cases} \rightarrow C_{pi} = -0.4$$

• **Pression aérodynamique $W_{(zj)}$**

La pression aérodynamique $W_{(zj)}$ agissant sur une paroi est obtenue à l'aide de formule suivante :

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

• **La pression due au vent de paroi verticale (Sens V1)**

Zone	$Z_e(m)$	$q_p(z_e)$ [N/m ²]	C_{pe}	C_{pi}	$W_{(zj)}$ [N/m ²]
A	6	551.25	-1.0	-0.4	-330.75
B	6	551.25	-0.8	-0.4	-220.5
C	6	551.25	-0.5	-0.4	-55.125
D	6	551.25	+0.8	-0.4	661.5
E	6	551.25	-0.3	-0.4	55.125

Tableau III. 32 : Pression aérodynamique $W_{(zj)}$ (paroi verticale)

III.4.3 Force du vent

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

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

A_{ref} : Surface élémentaire

$W_{(zj)}$: La pression aérodynamique

Sens V1

❖ **Paroi verticale**

Zone	$A_{ref}(m^2)$	$W_{(zj)}$ [N/m ²]	F_w (KN)
------	----------------	--------------------------------	------------

A	14.4	-633.94	-9.13
B	57.6	-523.69	-30.16
C	18	-358.31	-6.45
D	99	358.31	35.47
E	99	-248.06	-24.56

Tableau III. 33 : Force exercé sur les parois verticales (Sens V1)

Sens V2

❖ Paroi verticale

Zone	$A_{ref}(m^2)$	$W_{(zj)}$ [N/m ²]	F_w (KN)
A	14.4	-330.75	-4.76
B	57.6	-220.5	-12.70
C	27	-55.125	-1.49
D	90	661.5	59.53
E	90	55.125	-4.96

Tableau III. 34 : Force exercé sur les parois verticales (Sens V2)

III. 4.4 Calcul des forces de frottement

Les effets de frottement du vent sur la surface peuvent être négligés lorsque l'aire totale de toutes les surfaces parallèles au vent (ou faiblement inclinées par rapport à la direction du vent) est inférieure ou égale à 4 fois l'aire totale de toutes les surfaces extérieures perpendiculaires au vent (au vent et sous le vent). [2]

- **Condition à vérifier**

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

- **Direction V1**

$$\checkmark 2(15 \times 6) \leq 4(2(16.5) \times 6)$$

$$\checkmark 180 \leq 792 \text{ la condition est vérifiée.}$$

- **Direction V2**

$$\checkmark 2(16.5 \times 6) \leq 4(2(15) \times 6)$$

$$\checkmark 198 \leq 720 \text{ la condition est vérifiée}$$

Remarque

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

Table des matières

IV.1 Introduction	91
IV.2 Le but de l'étude dynamique	91
IV.3 Choix de la méthode de calcul	91
IV.3.1 La méthode statique équivalente	91
IV.3.2 La méthode modale spectrale	93
IV.3.3 Etapes de la modélisation de la structure sous Robot	94
IV.4.1 Model initial (Avec le joint sismique)	95
IV.4.1.1 Détermination des paramètres (Bloc A et C)	97
IV.4.1.2 Détermination des paramètres (Bloc B)	107
IV.4.2 2^{ème} Model (sans joint sismique)	111
IV.4.2.1 Détermination des paramètres	113
IV.4.2.2 Détermination des paramètres	119
IV.4.3 Model final	125
IV.4.3.1 Détermination des paramètres	127
IV.4.4 Conclusion	135
IV.5 Salle de conférence	136
IV.5.1 Détermination des paramètres	137
IV.5.2 Conclusion	138

Liste des figures

Figure IV. 1 : Vue de 3D de bloc A et C	95
Figure IV.2 : Vue de Façade de bloc A et C	96
Figure IV.3: Vue de profil de bloc A et C	96
Figure IV.4 : Evaluation des déplacements inter étages	103
Figure IV. 5: Vue de 3D de bloc B	106
Figure IV. 6 : Vue de façade de bloc B	106
Figure IV. 7 : Vue de profil de bloc B	107
Figure IV. 8: Vue de 3D de bâtiment.....	112
Figure IV. 9 : Vue de façade de bâtiment	112
Figure IV.10 : Vue de profil de bâtiment.....	113
Figure IV. 11 : Vue de 3D de bâtiment.....	117
Figure IV. 12 : Vue de façade de bâtiment.....	118
Figure IV. 13 :	118
Figure IV. 14 : Distribution de contreventement.....	119
Figure IV. 15 : Vue de 3D de bâtiment.....	125
Figure IV.16 : Vue de façade de bâtiment	126
Figure IV.17 : Vue de profil de bâtiment	126

Figure IV. 18: Disposition de contreventement.....	127
Figure IV. 19: Disposition de noyau central	127
Figure IV. 20: Spectre de reponse.....	130
Figure IV. 21 : Les périodes et les facteurs de participation massiques.....	131
Figure IV. 22 : Vue en 3D	136
Figure IV. 23 : Vue de façade	136

Liste des tableaux

Tableau IV.1 : Coefficient d'accélération de zone A	97
Tableau IV.2 : Facteur de qualité Q	98
Tableau IV. 3 : Les périodes et les facteurs de participation massiques.....	101
Tableau IV. 4 : Vérification des déplacements inter étages suivant axe (X-X)	103
Tableau IV. 5 : Vérification des déplacements inter étages suivant axe (Y-Y)	104
Tableau IV.6 : Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ (X-X)	105
Tableau IV.7 : Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ (Y-Y)	105
Tableau IV.8 : Facteur de qualité Q	108
Tableau IV. 9 : Les périodes et les facteurs de participation massiques.....	110
Tableau IV. 10 : Facteur de qualité Q	113
Tableau IV.11 : Les périodes et les facteurs de participation massiques	116
Tableau IV. 12 : Facteur de qualité Q	119
Tableau IV. 13 : Les périodes et les facteurs de participation massiques	122
Tableau IV. 14 : Vérification des déplacements inter étages suivant axe (X-X)	123
Tableau IV. 15 : Vérification des déplacements inter étages suivant axe (Y-Y)	123
Tableau IV.16 : Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ (X-X).....	124
Tableau IV.17 : Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ (Y-Y)	124
Tableau IV. 18 : Facteur de qualité Q	128
Tableau IV. 19 : Vérification des déplacements inter étages suivant axe (X-X)	132
Tableau IV. 20: Vérification des déplacements inter étages suivant axe (Y-Y)	132
Tableau IV. 21: Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ (X-X)	133
Tableau IV. 22: Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ (Y-Y)	133
Tableau IV. 23 : Vérification des portiques sous l'effort tranchant d'étage.	134
Tableau IV.24 :Participation de noyau et contreventement de l'effort tranchant selon (X-X)	134
Tableau IV.25 :Participation de noyau et contreventement de l'effort tranchant selon (Y-Y).....	134
Tableau IV. 26: Poutres obtenues dans la structure	135
Tableau IV.27 : Poteaux obtenus dans la structure	135
Tableau IV. 28: Contreventement obtenus dans la structure.....	135
Tableau IV. 29: Les périodes et les facteurs de participation massiques.....	136
Tableau IV. 30: Paramètre de la force sismique	137
Tableau IV. 31 : L'effort tranchant à la base.....	137
Tableau IV. 32 : Déplacement inter étage suivant (X-X)	137
Tableau IV. 33: Déplacement inter étage suivant (Y-Y)	137

IV.1 Introduction

Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol. Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol .

L'objectif de ce chapitre est de définir un modèle de structure qui vérifie toutes les conditions et de sécurité imposé par les règles parasismiques Algériennes **RPA99/Version 2003**.

La modélisation de notre structure a été effectuée à l'aide du logiciel **Robot Structural Analysis Professional 2018** qui est un logiciel de calcul de structure.

IV.2 Le but de l'étude dynamique

Le but de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de cette vibration libre non-amortie. Cela nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximums lors d'un séisme.

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

IV.3 Choix de la méthode de calcul

L'étude sismique à pour but de calculer les forces sismiques, calcule peut être mené par les trois (03) méthodes qui sont :

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

IV.3.1 La méthode statique équivalente

Condition d'application de la méthode statique équivalente

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- a) Le bâtiment ou bloc étudié satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65m en zone I et II et à 30m en zone III.
- b) Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en haut, est les conditions complémentaires suivantes : [3]

Zone I : tous groupes

Zone IIa :

- Groupe d'usage 3
- Groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.
- Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
- Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Zone IIb et III :

- Groupe d'usages 3 et 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
- Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
- Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 8m.

Remarque

La méthode statique équivalente n'est pas applicable dans notre bâtiment car la structure est implantée en zone III de groupe d'usage 2 et sa hauteur dépasse les 17 m. Donc on passe à la méthode d'analyse modale spectrale.

Le 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. [3]

Modélisation

- a) Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions de calcul est plan avec les masses concentrées au centre de gravité des planchers et un seul degré de liberté en translation horizontale par niveau sous réserve que les systèmes de contreventement dans les deux directions puissent être découplés.
- b) Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale.
- c) Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale. [3]

IV.3.2 La méthode modale spectrale

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

Principe

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.

Par cette méthode, 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 réponse de calcul. Ces effets sont par la 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 90%, ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure. Le minimum de modes à retenir est de trois (3) dans chaque direction considérée.

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

$$K \geq 3\sqrt{N} \text{ et } T_k \leq 0.20 \text{ sec}$$

Où N : Le nombre de niveaux au-dessus du sol et T_k la période du mode K. [3]

Spectre de repense de calcul (4. 13)

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

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left[1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \times \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T \geq 3.0s \end{cases}$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone (**Tableau 4.1**) **RPA99/2003**

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

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2} + \xi} \geq 0.7 \quad (4.3)$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique (**Tableau 4.2**) **RPA99/2003**

R : Coefficient de comportement de la structure (**Tableau 4.3**) **RPA99/2003**

T_1, T_2 : Périodes caractéristique associées au catalogue de site (**Tableau 4.7**) RPA99/2003

Q : facteur de qualité (**Tableau 4.4**) RPA99/2003

IV.3.3 Etapes de la modélisation de la structure sous Robot

- 1) Définition du modèle de la structure
- 2) Configuration de préférence de l'affaire
- 3) Lignes de construction
- 4) Définir les sections transversales (Profilés des barres)
- 5) définir les contours de planche
- 6) Définition des degrés de liberté des nœuds de la base
- 7) Définition des cas de charges
- 8) Chargement de la structure
- 9) Définition des options de calcul
- 10) Le nœud maître (liaison rigide)
- 11) Les combinaisons d'actions

- ELU

- ELS

- G+Q±EX

- G+Q±EY

- 0.8G±EX

- 0.8G±EY

- G+Q±1.25 EX

- G+Q±1.25 EY

- 12) Vérification de la structure
- 13) Exploitation des résultats
- 14) Vérification des résultats
- 15) Vérification des réactions
- 16) Vérification des déplacements des nœuds
- 17) Vérification des efforts dans les barres

IV.4 Calcul de la force sismique totale

La force sismique totale V, appliquée à la base de structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule : [3]

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

A : Coefficient d'accélération de zone ;

D : Facteur d'amplification dynamique moyen;

R : Coefficient de comportement global de la structure

Q : Facteur de qualité

W : Poids total de la structure

IV.4.1 Model initial (Avec le joint sismique)

❖ Bloc A et C (Identique)

Dimension du bloc étudié

- Longueur totale20.9 m
- Largeur totale.....16m
- Hauteur totale.....39.5 m

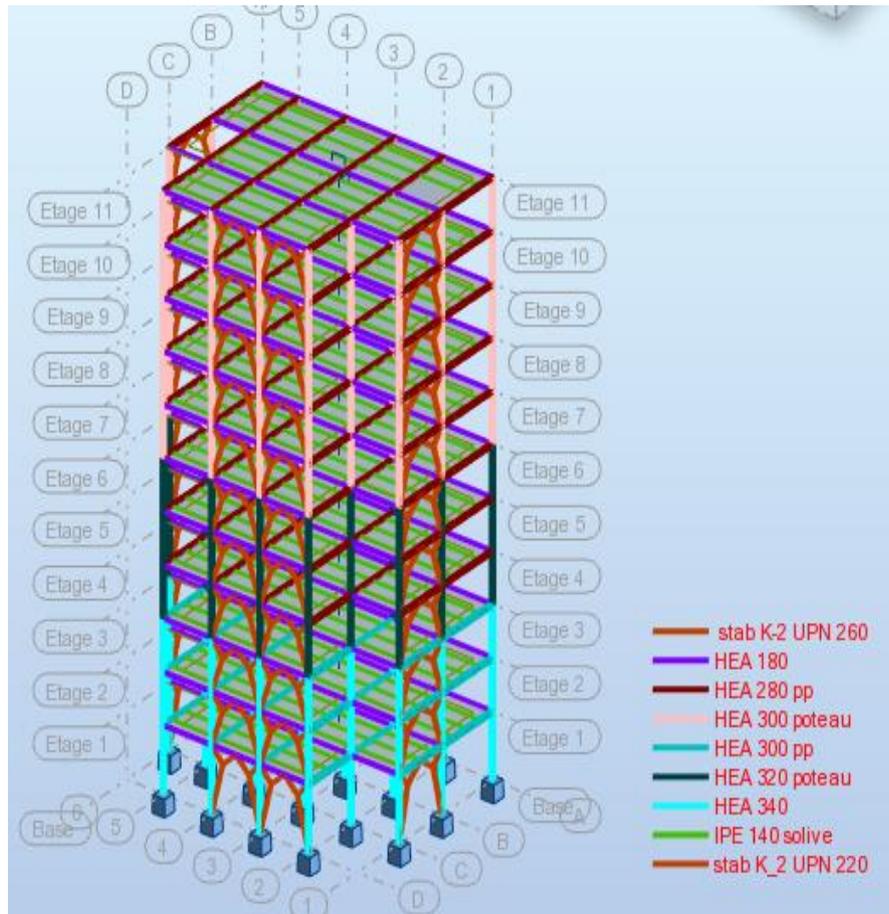


Figure IV. 1: Vue de 3D de bloc A et C

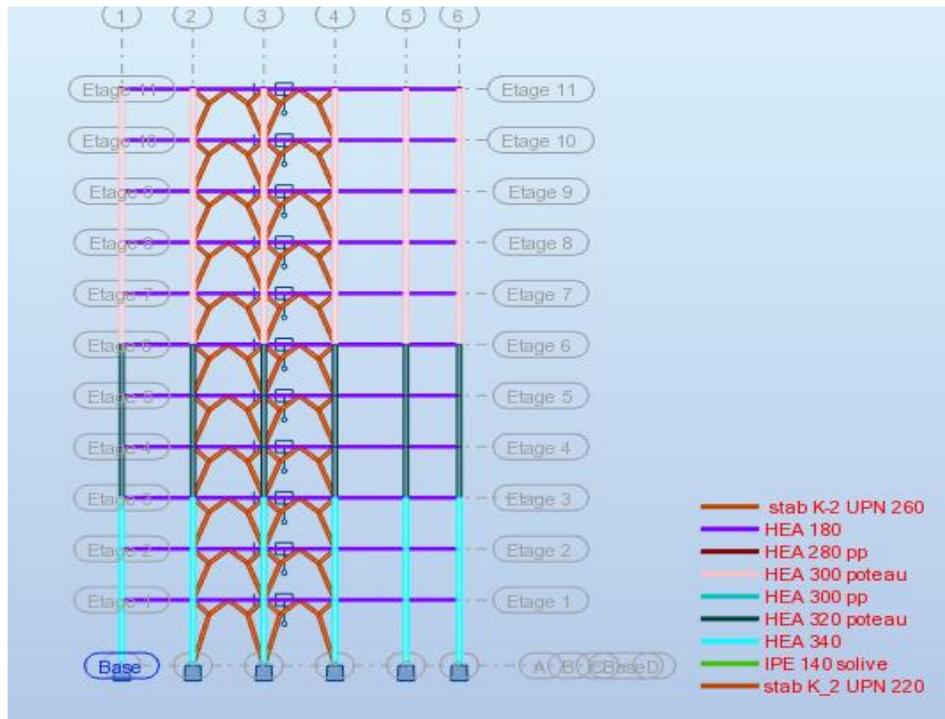


Figure IV.2 : Vue de Façade de bloc A et C

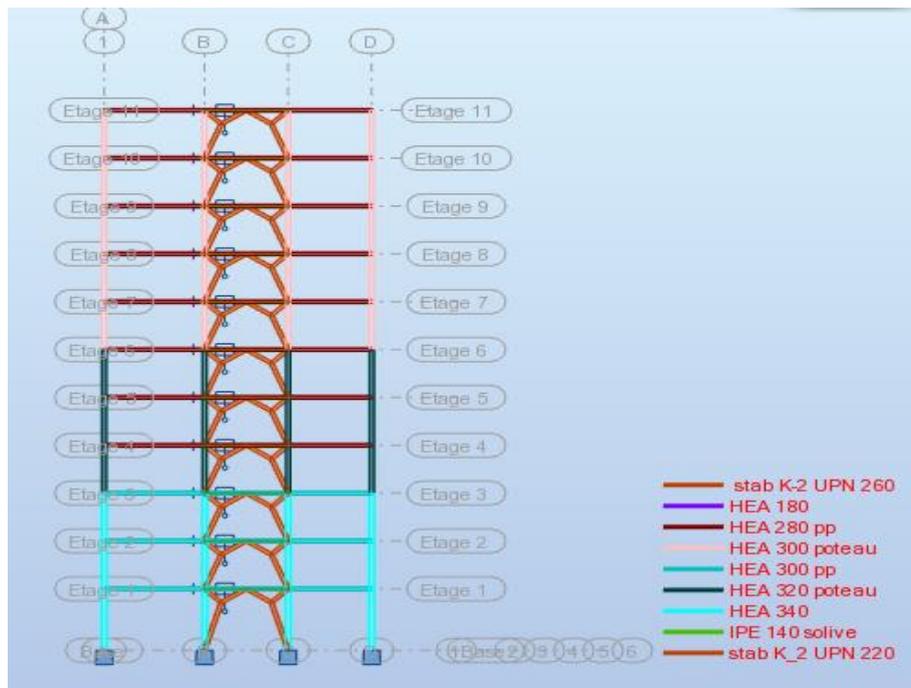


Figure IV.3: Vue de profil de bloc A et C

IV.4.1.1 Détermination des paramètres (Bloc A et C)

➤ Coefficient d'accélération A

Le coefficient d'accélération A est donné par le tableau 4.1 (RPA99/version2003) suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment. D'après la classification sismique de wilaya de Blida (ANNEXE 1). Notre structure est implantée en zone **III** et de groupe d'usage **2** (Article 3.2) la hauteur de bâtiment ne dépasse pas 48m.[3]

Groupe d'usage	Zone			
	I	IIa	IIb	III
1A	0.15	0.25	0.30	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.10	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

Tableau IV.1 :Coefficient d'accélération de zone A

Et pour cela le coefficient d'accélération **A =0.25** et pour tous les cas (les modèles).

Coefficient de comportement global de la structure R

La valeur de R est donnée par le (tableau 4.3) [3] en fonction du système de contreventement tel qu'il est défini dans (l'article 3.4) [3].

Dans notre structure on a un mixte portiques/palées triangulées en V. Alors le coefficient de comportement global de la structure égale à : **R=4**.

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 et de la construction

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$ [3]

Critère Q	P_q	
	xx	yy
1. Condition minimales sur les files de contreventement	0,00	0,00
2. Redondance en plan	0,00	0,00
3. Régularité en plan	0,05	0,05
4. Régularité en élévation	0,00	0,00
5. contrôle de la qualité des matériaux	0,05	0,05
6. contrôle de la qualité de l'exécution	0,00	0,00
Q cumulée	1.10	1.10

Tableau IV.2 : Facteur de qualité Q

Poids totale de la structure W

Le RPA99 version 2003 préconise de calculer le poids total de la structure de la manière suivante :

$$W = \sum W_{\text{etage}}^i \text{ Tel que : } W_{\text{etage}}^i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi}$$

W_{etage}^i : représente le poids concentré au niveau du centre de masse du planche.

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes.

W_{Qi} : Charge d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation (Tableau 4.5) [3]

$\beta = 0.2$ Pour les bâtiments à usage habitation ou bureau

D'après les résultats du REBOT et la combinaison $(G+\beta Q)$

Le poids total de la structure est **W= 7222,49KN**

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 calculée par des méthodes analytiques ou numériques[3]. Nous choisirons la formule qui donne la plus petite valeur soit :

$$T = C_t \times h_n^{3/4}$$

h_n : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

$$h_n = 39.5\text{m}$$

C_t : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par (tableau 4.6) [3]. $C_t = 0.05 \rightarrow$ Cas n°4.

$$T = 0.05 \times 39.5^{3/4} = 0.787 \text{ s}$$

$$\mathbf{T = 0.787 \text{ s}}$$

Dans les cas de portiques auto-stables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie, on peut également utiliser aussi la formule : (Article 4.7)

$$T = 0.09h_n / \sqrt{D}$$

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

$$\begin{cases} T_x = 0.09h_n / \sqrt{D_x} \\ T_y = 0.09h_n / \sqrt{D_y} \end{cases}$$

$$T_x = 0.09 \times 39.5 / \sqrt{20.9} = \mathbf{0.777s}$$

$$T_y = 0.09 \times 39.5 / \sqrt{16} = \mathbf{0.888s}$$

Dans ce cas de figure il y a lieu de retenir dans chaque directions considérée la plus petite des deux valeurs données respectivement par (4.6) et (4.7)

$$T = \min \begin{cases} T_x = 0.777s ; T_{empirique} = 0.777s \\ T_y = 0.888s ; T_{empirique} = 0.787s \end{cases}$$

Donc :

$$T = \begin{cases} T_x = 0.777s \\ T_y = 0.787s \end{cases}$$

On a aussi la valeur de T donnée par le **Robot Structural Analysis 2018** :

$$T_{analytique} = \mathbf{0.96s}$$

Le **RPA99 Ver 2003** postulent que :

« Les valeurs de T, calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30% ».

Si $T_{analytique} < 1.3 \times T_{empirique} \rightarrow$ on prend $T = T_{analytique}$

Si $T_{analytique} \geq \{1.3 \times T_{empirique} \rightarrow$ on prend $T = 1.3 \times T_{empirique}$

Dans notre cas On a :

$$T_{analytique} = 0,96s \leq \{1.3 \times T_x = 1.3 \times 0.777 = 1,01s$$

\rightarrow on prend $T_x = 0,96s$

$$T_{analytique} = 0,96s \leq \{1.3 \times T_y = 1.3 \times 0.787 = 1,024s$$

\rightarrow on prend $T_y = 0,96s$

► Facteur d'amplification dynamique moyenne D

Il est en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).[3]

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

T_2 : Période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par (tableau 4.7). [3]

$T_2 = 0.50s$ Pour un site meuble nommé S_3 .

η : Facteur de correction d'amortissement :

Donnée par la formule : $\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0.7$

ξ : Le pourcentage d'amortissement critique :

Nous avons un portique en acier dense et d'après le (tableau 4.2) [3] $\xi = 5.00\%$

$\eta_{=1}$

Dans notre cas : $\begin{cases} T_2 = 0.5s \leq T_x = 1,01s \leq 3.0s \\ T_2 = 0.5s \leq T_y = 1.024s \leq 3.0s \end{cases}$

$$D'où \begin{cases} D_x = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} = 2.5 \times 1 \left(\frac{0.5}{0.96} \right)^{\frac{2}{3}} = 1,61 \\ D_y = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} = 2.5 \times 1 \left(\frac{0.5}{0.96} \right)^{\frac{2}{3}} = 1,61 \end{cases}$$

$$\begin{cases} D_x = 1,61 \\ D_y = 1,61 \end{cases}$$

Direction X

$$V_x = \frac{A.D.Q}{R} W = \frac{0.25 \times 1,61 \times 1,1 \times 7222,49}{4} = 803.58 \text{KN}$$

$$V_x = 803.58 \text{KN}$$

Direction Y

$$V_x = \frac{A.D.Q}{R} W = \frac{0.25 \times 1,61 \times 1,1 \times 7222,49}{4} = 803.58 \text{KN}$$

$$V_x = 803.58 \text{KN}$$

Résultats de l'étude dynamique

Les résultats à partir de **Robot Structural Analysis 2018** représenté dans le tableau suivant :

Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
1	0,96	0,00	74,98	0,00	74,98
2	0,85	75,50	74,99	75,49	0,00
3	0,53	75,54	75,10	0,04	0,12
4	0,31	75,54	92,70	0,00	17,60
5	0,28	94,96	92,70	19,42	0,00
6	0,17	94,97	92,75	0,00	0,05
7	0,17	94,97	97,26	0,00	4,50
8	0,14	98,49	97,26	3,52	0,00
9	0,11	98,49	98,70	0,00	1,45
10	0,10	99,41	98,70	0,92	0,00

Tableau IV. 3 : Les périodes et les facteurs de participation massiques

Résultat de l'analyse dynamique

L'analyse dynamique de la structure a conduit à : Une période fondamentale $T = 0,96$ s

Le premier mode est un mode de translation parallèle à Y-Y

Le deuxième mode est un mode de translation parallèle à X-X

Le troisième mode est un mode de torsion.

- Le facteur de participation massique modale atteint les 90% à partir du 5ème mode

• Vérification de la résultante des forces sismiques

L'une des premières vérifications préconisées par le **RPA99 ver 03** est relative à la résultante des forces sismiques, en effet la résultante des forces sismiques à la base V_{dyn} obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_{dyn} < 0.8 V_{sta}$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) par la valeur du rapport $r = \frac{0.8V_{sta}}{V_{dyn}}$

$$0.8V_{statique} = 0.8 \times 803.58 = 642.86 \text{ KN}$$

En introduisant le spectre dans le logiciel **Robot 2018+L***, on obtient la résultante des forces sismiques à la base V_{dyn} :

$$V = \sqrt{F_x^2 + F_y^2}$$

$$\begin{cases} V_x = \sqrt{F_x^2 + F_y^2} = \sqrt{721.54^2 + 18.34^2} = 721.77 \text{ KN} \\ V_y = \sqrt{F_x^2 + F_y^2} = \sqrt{55.80^2 + 659.18^2} = 661.54 \text{ KN} \end{cases}$$

$$r_x = \frac{642.86}{721.77} = 0.89 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$r_y = \frac{642.86}{661.54} = 0.97 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

• Vérification des déplacements latéraux inters étage

Les déplacements latéraux d'un étage par rapport à l'étage qui lui est adjacent ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage.

Le déplacement horizontal à chaque niveau K est calculé de la manière suivante :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \text{ Avec : } R : \text{coefficient de comportement}$$

$$\delta_{ek} = h_{étage} \times drift$$

$driftX, driftY$: obtenue par le logiciel ROBOT sans nuitée.

Nous doit vérifier $\delta_k < 1\% H_{étage}$

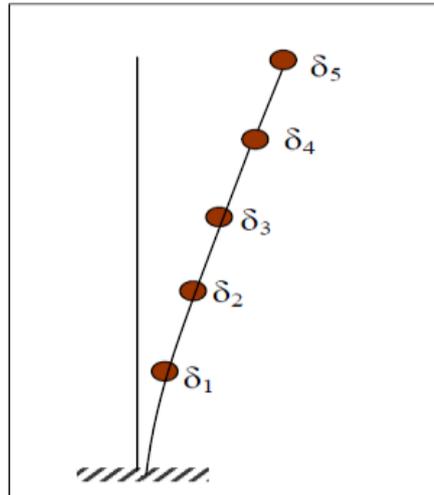


Figure IV.4 : Evaluation des déplacements inter étages

Axe X-X

étages	R	druX(cm)	druX(m)	druX*R (m)	hauteur (m)	hauteur*0,01(m)	vérification
RDC	4	0,3	0,003	0,012	4,5	0,045	vérifiée
1	4	0,2	0,002	0,008	3,5	0,035	vérifiée
2	4	0,2	0,002	0,008	3,5	0,035	vérifiée
3	4	0,3	0,003	0,012	3,5	0,035	vérifiée
4	4	0,3	0,003	0,012	3,5	0,035	vérifiée
5	4	0,3	0,003	0,012	3,5	0,035	vérifiée
6	4	0,3	0,003	0,012	3,5	0,035	vérifiée
7	4	0,3	0,003	0,012	3,5	0,035	vérifiée
8	4	0,3	0,003	0,012	3,5	0,035	vérifiée
9	4	0,3	0,003	0,012	3,5	0,035	vérifiée
10	4	0,3	0,003	0,012	3,5	0,035	vérifiée

Tableau IV. 4 : Vérification des déplacements inter étages suivant axe (X-X)

Axe Y-Y

étages	R	druY (cm)	druY(m)	druX*R (m)	hauteur (m)	hauteur*0,01(m)	vérification
RDC	4	0,3	0,003	0,012	4,5	0,045	vérifiée
1	4	0,3	0,003	0,012	3,5	0,035	vérifiée

2	4	0,3	0,003	0,012	3,5	0,035	vérifiée
3	4	0,3	0,003	0,012	3,5	0,035	vérifiée
4	4	0,4	0,004	0,016	3,5	0,035	vérifiée
5	4	0,4	0,004	0,016	3,5	0,035	vérifiée
6	4	0,4	0,004	0,016	3,5	0,035	vérifiée
7	4	0,4	0,004	0,016	3,5	0,035	vérifiée
8	4	0,3	0,003	0,012	3,5	0,035	vérifiée
9	4	0,3	0,003	0,012	3,5	0,035	vérifiée
10	4	0,3	0,003	0,012	3,5	0,035	vérifiée

Tableau IV. 5 : Vérification des déplacements inter étages suivant axe (Y-Y)

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

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

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

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,1$$

Où :

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

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

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

h_K : Hauteur d'étage 'k

Nbre tage	Vx	h x	deltax	Pk x (KN)	PK cumulée	thêta	condition	observation
RDC	6501,1057	4,5	0,004	5064,467	54495,689	0,0074511	thêta ≤ 0,1	vérifiée
1	6338,1257	3,5	0,008	4881,684	49431,221	0,0178263	thêta ≤ 0,1	vérifiée
2	6063,7447	3,5	0,012	4881,684	44549,537	0,0251892	thêta ≤ 0,1	vérifiée
3	5717,8767	3,5	0,016	4881,684	39667,855	0,0317143	thêta ≤ 0,1	vérifiée
4	5325,4926	3,5	0,016	4881,684	34786,168	0,0298606	thêta ≤ 0,1	vérifiée
5	4896,9791	3,5	0,016	4881,684	29904,483	0,0279164	thêta ≤ 0,1	vérifiée
6	4429,9141	3,5	0,016	4881,684	25022,799	0,0258221	thêta ≤ 0,1	vérifiée
7	3911,3214	3,5	0,016	4881,684	20141,114	0,0235403	thêta ≤ 0,1	vérifiée
8	3294,5778	3,5	0,016	4881,684	15259,43	0,0211733	thêta ≤ 0,1	vérifiée
9	2507,8118	3,5	0,016	4881,684	10377,745	0,0189173	thêta ≤ 0,1	vérifiée
10	1467,3800	3,5	0,016	5496,061	5496,061	0,0171222	thêta ≤ 0,1	vérifiée

Tableau IV.6 : Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ (X-X)

• Vérification d'interaction portique – contreventement

Nbretage	Vy	hy	delta y	Pk y (KN)	Pk cumulée	thêta	condition	observation
RDC	7170,6573	4,5	0,012	5064,467	54495,689	0,0202661	thêta ≤ 0,1	vérifiée
1	7031,0850	3,5	0,012	4881,684	49431,221	0,0241041	thêta ≤ 0,1	vérifiée
2	6770,3750	3,5	0,012	4881,684	44549,537	0,0225602	thêta ≤ 0,1	vérifiée
3	6419,7118	3,5	0,012	4881,684	39667,852	0,0211853	thêta ≤ 0,1	vérifiée
4	6001,5065	3,5	0,016	4881,684	34786,168	0,0264970	thêta ≤ 0,1	vérifiée
5	5519,8207	3,5	0,016	4881,684	29904,483	0,0247664	thêta ≤ 0,1	vérifiée
6	4969,3967	3,5	0,016	4881,684	25022,799	0,0230188	thêta ≤ 0,1	vérifiée
7	4350,0177	3,5	0,016	4881,684	20141,114	0,0211662	thêta ≤ 0,1	vérifiée
8	3634,1012	3,5	0,012	4881,684	15259,43	0,0143964	thêta ≤ 0,1	vérifiée
9	2754,895	3,5	0,012	4881,684	10377,745	0,0129155	thêta ≤ 0,1	vérifiée
10	1610,7561	3,5	0,012	5496,061	5496,061	0,0116986	thêta ≤ 0,1	Vérifiée

Tableau IV.7 : Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ (Y-Y)

Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales. [3]

$$F_z \text{ total} = 18685,57 \text{ KN}$$

$$F_z \text{ contreventement} = 6436,32 \text{ KN}$$

$$r = \frac{F_z \text{ contreventement}}{F_z \text{ total}} = \frac{6436,32}{18685,57} = 0,35 \leq 0,2 \text{ Condition Non Vérifiée}$$

Donc : Les palées de contreventement reprennent **35%** des sollicitations dues aux charges verticales.

❖ Bloc B

Dimension du bloc étudié

- Longueur totale15 m
- Largeur totale.....8.5m
- Hauteur totale.....39.5 m

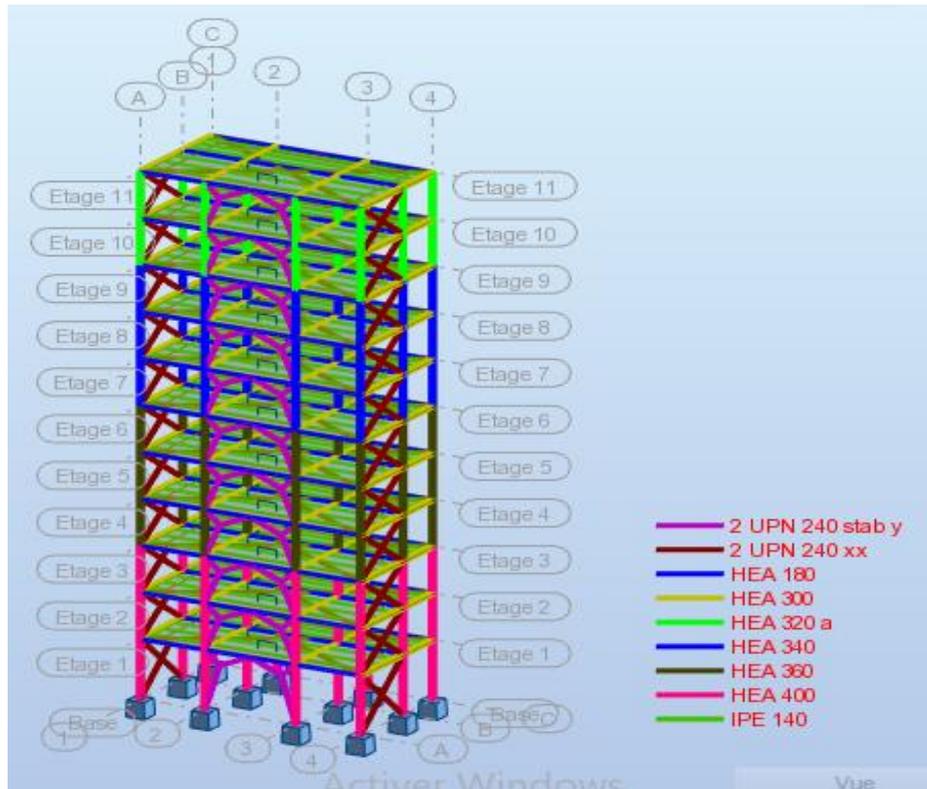


Figure IV. 5: Vue de 3D de bloc B

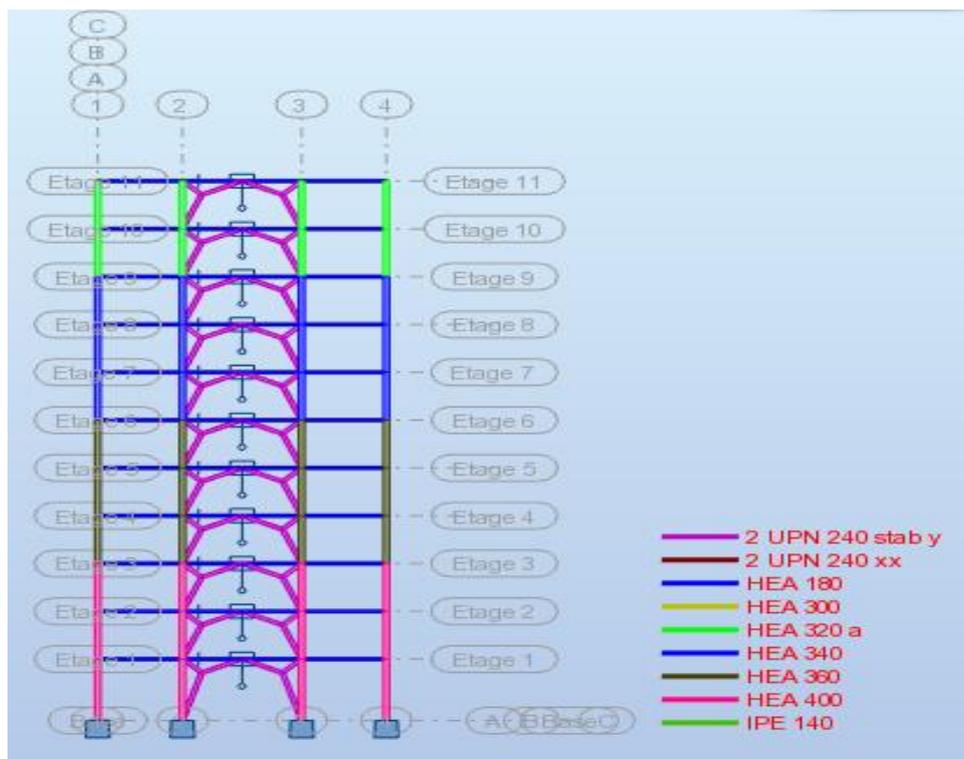


Figure IV. 6 : Vue de façade de bloc B



Figure IV. 7: Vue de profil de bloc B

IV.4.1.2 Détermination des paramètres (Bloc B)

➤ **Coefficient de comportement global de la structure R**

Dans notre bloc on a un mixte portiques/palées triangulées en V et en X. Alors le coefficient de comportement global de la structure égale à : **R=4**. (On prend la petite valeur entre les deux coefficients.

➤ **Facteur de qualité Q**

Critère q	P_q	
	xx	yy
1. Condition minimales sur lesfiles de contreventement	0,00	0,00
2. Redondance en plan	0,00	0,00
3. Régularité en plan	0,00	0,00
4. Régularité en élévation	0,00	0,00
5. contrôle de la qualité des matériaux	0,05	0,05
6. contrôle de la qualité de l'exécution	0,00	0,00

Q cumulée	1.05	1.05
------------------	------	------

Tableau IV.8: Facteur de qualité Q

➤ **Poids totale de la structure W**

D'après les résultats du REBOT et la combinaison $(G+\beta Q)$

Le poids total de la structure est **W= 4217,38KN**

➤ **La période fondamentale de la structure**

Nous choisirons la formule qui donne la plus petite valeur soit :

$$T = C_t \times h_n^{3/4}$$

$$T = 0.05 \times 39.5^{3/4} = 0.787 \text{ s}$$

T= 0.787 s

Dans les cas de portiques auto-stables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie, on peut également utiliser aussi la formule : (Article 4.7)

$$T = 0.09h_n / \sqrt{D}$$

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

$$\begin{cases} T_x = 0.09h_n / \sqrt{D_x} \\ T_y = 0.09h_n / \sqrt{D_y} \end{cases}$$

$$T_x = 0.09 \times 39.5 / \sqrt{15} = 0.92s$$

$$T_y = 0.09 \times 39.5 / \sqrt{8.5} = 1.22s$$

Dans ce cas de figure il y a lieu de retenir dans chaque directions considérée la plus petite des deux valeurs données respectivement par (4.6) et (4.7)

$$T = \min \begin{cases} T_x = 0.92s ; T_{empirique} = 0.787s \\ T_y = 1.22s ; T_{empirique} = 0.787s \end{cases}$$

Donc :

$$T = \begin{matrix} T_x = 0.787s \\ T_y = 0.787s \end{matrix}$$

On a aussi la valeur de T donnée par le **Robot Structural Analysis 2018** :

$$T_{analytique} = \mathbf{0,80s}$$

Dans notre cas On a :

$$T_{analytique} = 0,80s \leq \{1.3 \times T_x = 1.3 \times 0.787 = 1,024s$$

$$\rightarrow \text{on prend } T_x = \mathbf{0,80s}$$

$$T_{analytique} = 0,80s \leq \{1.3 \times T_y = 1.3 \times 0.787 = 1,024s$$

$$\rightarrow \text{on prend } T_y = \mathbf{0,80s}$$

➤ **Facteur d'amplification dynamique moyenne D**

$$D'où \begin{cases} D_x = 2.5\eta \left(\frac{T^2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} = 2.5 \times 1 \left(\frac{0.5}{0.80}\right)^{\frac{2}{3}} = 1,83 \\ D_y = 2.5\eta \left(\frac{T^2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} = 2.5 \times 1 \left(\frac{0.5}{0.80}\right)^{\frac{2}{3}} = 1,83 \end{cases}$$

$$\begin{cases} D_x = 1,83 \\ D_y = 1,83 \end{cases}$$

Direction X

$$V_x = \frac{A.D.Q}{R} W = \frac{0.25 \times 1,83 \times 1,05 \times 4217.38}{4} = 505.79KN$$

$$V_x = \mathbf{505.79KN}$$

Direction Y

$$V_x = \frac{A.D.Q}{R} W = \frac{0.25 \times 1,83 \times 1,05 \times 4217.38}{4} = 505.79KN$$

$$V_x = \mathbf{505.79KN}$$

Résultats de l'étude dynamique

Les résultats à partir de **Robot Structural Analysis 2018** représenté dans le tableau suivant :

Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]

1	0,80	75,73	0,02	75,73	0,02
2	0,73	75,76	71,02	0,03	70,99
3	0,43	75,77	71,50	0,01	0,48
4	0,28	94,79	71,50	19,02	0,00
5	0,18	94,79	89,84	0,00	18,34
6	0,15	98,35	89,84	3,56	0,00
7	0,11	98,35	90,01	0,00	0,17
8	0,10	99,31	90,01	0,95	0,00
9	0,08	99,31	95,77	0,00	5,76
10	0,08	99,68	95,77	0,38	0,00

Tableau IV. 9 : Les périodes et les facteurs de participation massiques

Résultat de l'analyse dynamique

L'analyse dynamique de la structure a conduit à : Une période fondamentale **T= 0.80 s**

Le premier mode est un mode de translation parallèle à X-X

Le deuxième mode est un mode de translation parallèle à Y-Y

Le troisième mode est un mode de torsion.

Le facteur de participation massique modale atteint les 90% à partir du 7 ème mode.

• Vérification de la résultante des forces sismiques

Si $V_{dyn} < 0.8 V_{sta}$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) par la valeur du rapport $r = \frac{0.8V_{sta}}{V_{dyn}}$

$$0.8V_{statique} = 0.8 \times 505.79 = 404.632 \text{ KN}$$

En introduisant le spectre dans le logiciel **Robot 2018+%L***, on obtient la résultante des forces sismiques à la base V_{dyn} :

$$V = \sqrt{F_x^2 + F_y^2}$$

$$\begin{cases} V_x = \sqrt{F_x^2 + F_y^2} = \sqrt{425,14^2 + 33,98^2} = 426,49 \text{ KN} \\ V_y = \sqrt{F_x^2 + F_y^2} = \sqrt{19,78^2 + 424,89} = 425,35 \text{ KN} \end{cases}$$

$$r_x = \frac{404.632}{426,49} = 0.94 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$r_y = \frac{404.632}{425.35} = 0.95 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **Vérification d'interaction portique – contreventement**

Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales. [3]

$$F_z \text{ total} = 8526,88\text{KN}$$

$$F_z \text{ contreventement} = 5479,83\text{KN}$$

$$r = \frac{F_z \text{ contreventement}}{F_z \text{ total}} = \frac{5479,83}{8526,88} = 0,64 \leq 0,2 \text{ Condition Non Vérifiée}$$

Donc : Les palées de contreventement reprennent **64%** des sollicitations dues aux charges verticales.

Alors, l'article de RPA ne vérifié pas, il n'est pas nécessaire de vérifier le déplacement inter étage et l'effet de P-Δ.

Les résultats qu'on a trouvés (bloc A et B) ne convient pas avec cet article de l'RPA, car ces des bâtiments élancés pour se stabiliser il faut l'ajouter des contreventements.

Solution proposée

On a adopté comme solution d'enlever le joint sismique et modéliser la structure entière

IV.4.2 2^{ème} Model (sans joint sismique)

❖ Structure sans contreventement

Dimension du bâtiment

- Longueur totale56.8 m
- Largeur totale.....18.5m
- Hauteur totale.....39.5 m

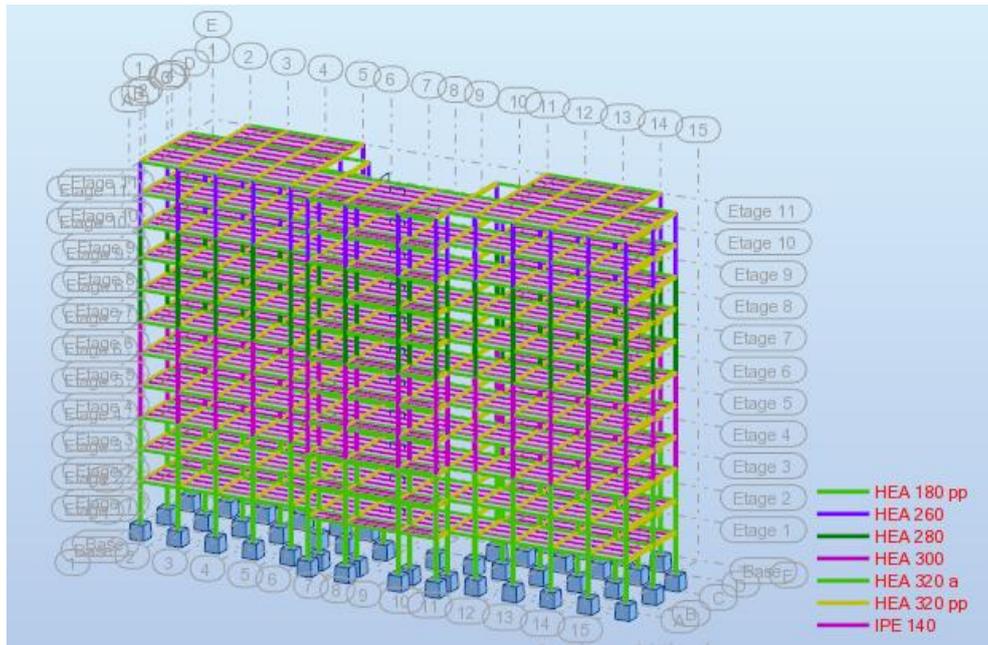


Figure IV. 8: Vue de 3D de bâtiment

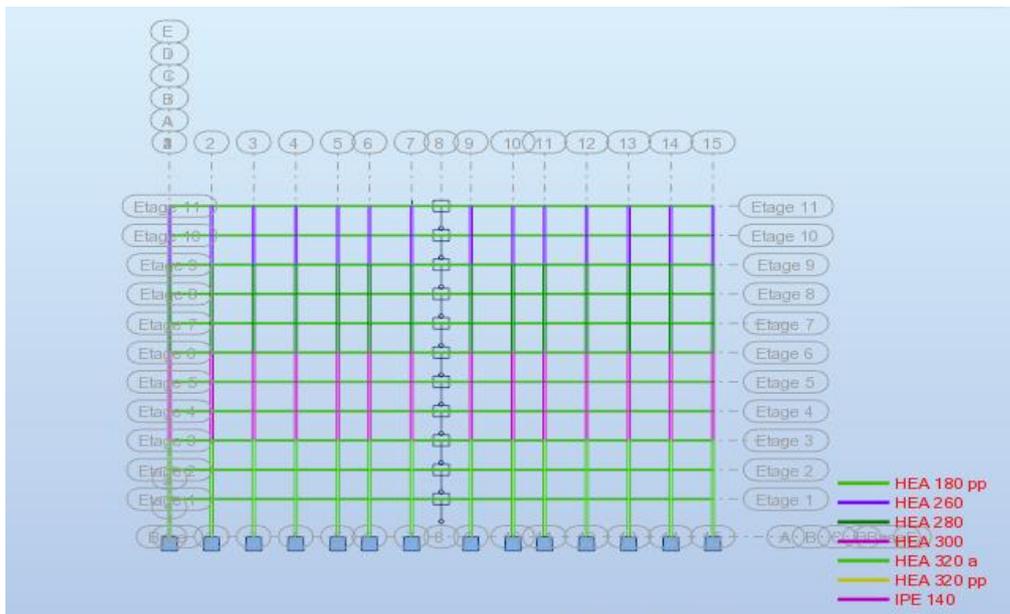


Figure IV. 9: Vue de façade de bâtiment

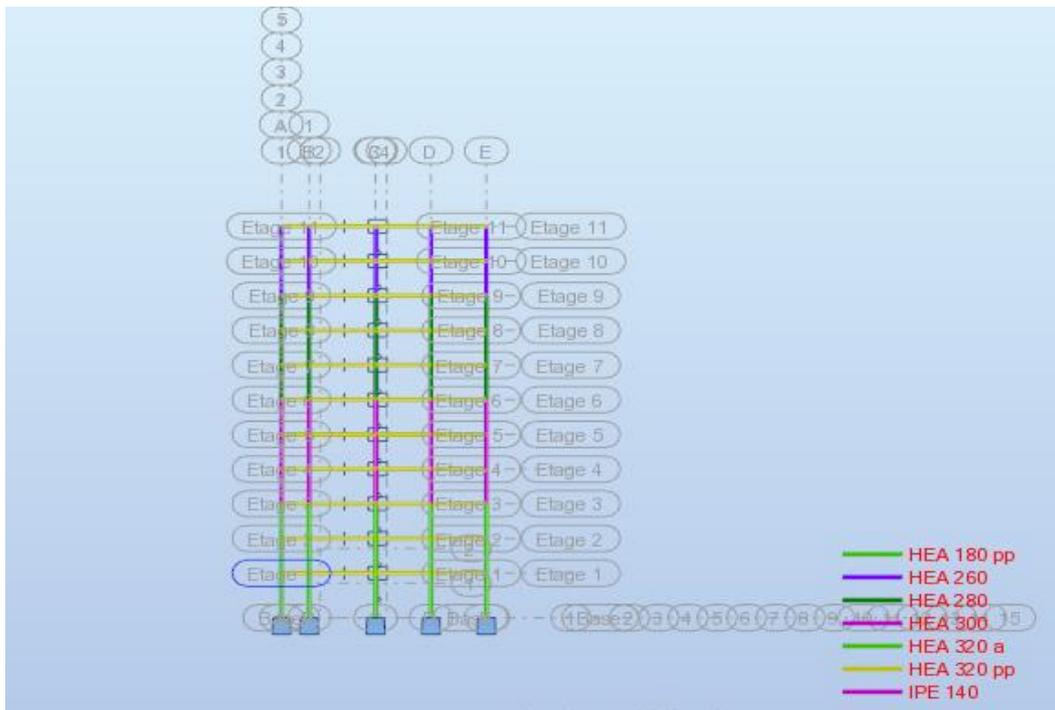


Figure IV.10: Vue de profil de bâtiment

IV.4.2.1 Détermination des paramètres

➤ **Coefficient de comportement global de la structure R**

Dans notre structure on a un portique auto-stable ductile. Alors le coefficient de comportement global de la structure égale à : $R=6$

➤ **Facteur de qualité Q**

Critère q	P_q	
	xx	yy
1. Condition minimales sur lesfiles de contreventement	0,00	0,00
2. Redondance en plan	0,00	0,00
3. Régularité en plan	0,05	0,05
4. Régularité en élévation	0,00	0,00
5. contrôle de la qualité des matériaux	0,05	0,05
6. contrôle de la qualité de l'exécution	0,00	0,00
Q cumulée	1.10	1.10

Tableau IV. 10: Facteur de qualité Q

Poids totale de la structure W

D'après les résultats du REBOT et la combinaison (G+ β Q)

Le poids total de la structure est **W= 45458,77KN**

La période fondamentale de la structure

Nous choisirons la formule qui donne la plus petite valeur soit :

$$T = C_t \times h_n^{3/4}$$

$$T = 0.05 \times 39.5^{3/4} = 0.787 \text{ s}$$

$$\mathbf{T= 0.787 \text{ s}}$$

Dans les cas de portiques auto-stables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie, on peut également utiliser aussi la formule : (Article 4.7)

$$T = 0.09h_n / \sqrt{D}$$

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

$$\begin{cases} T_x = 0.09h_n / \sqrt{D_x} \\ T_y = 0.09h_n / \sqrt{D_y} \end{cases}$$

$$T_x = 0.09 \times 39.5 / \sqrt{56.8} = \mathbf{0.471s}$$

$$T_y = 0.09 \times 39.5 / \sqrt{18.5} = \mathbf{0.826s}$$

Dans ce cas de figure il y a lieu de retenir dans chaque directions considérée la plus petite des deux valeurs données respectivement par (4.6) et (4.7)

$$T = \min \begin{cases} T_x = 0,471s ; T_{emprique} = 0,471s \\ T_y = 0.826s ; T_{emprique} = 0,787s \end{cases}$$

Donc :

$$T = \begin{matrix} T_x = 0.471s \\ T_y = 0.787s \end{matrix}$$

On a aussi la valeur de T donnée par le **Robot Structural Analysis 2018** :

$$T_{\text{analytique}} = \mathbf{3.99s}$$

Dans notre cas On a :

$$T_{\text{analytique}} = 3.99s \geq \{1.3 \times T_x = 1.3 \times 0.471 = 0.612s$$

$$\rightarrow \text{on prend } T_x = \mathbf{0.612s}$$

$$T_{\text{analytique}} = 3.99s \geq \{1.3 \times T_y = 1.3 \times 0.787 = 1.024s$$

$$\rightarrow \text{on prend } T_y = \mathbf{1.024s}$$

➤ **Facteur d'amplification dynamique moyenne D**

$$D' \text{ où } \begin{cases} D_x = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} = 2.5 \times 1 \left(\frac{0.5}{0.612} \right)^{\frac{2}{3}} = 2.18 \\ D_y = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} = 2.5 \times 1 \left(\frac{0.5}{1.024} \right)^{\frac{2}{3}} = 1.55 \end{cases}$$

$$\begin{cases} D_x = 2.18 \\ D_y = 1.55 \end{cases}$$

• **Direction X**

$$V_x = \frac{A.D.Q}{R} W = \frac{0.25 \times 2.18 \times 1.10 \times 45458.77}{6} = 4542.08 \text{KN}$$

$$V_x = \mathbf{4542.08 \text{KN}}$$

• **Direction Y**

$$V_x = \frac{A.D.Q}{R} W = \frac{0.25 \times 1.55 \times 1.10 \times 45458.77}{6} = 3229.47 \text{KN}$$

$$V_x = \mathbf{3229.47 \text{KN}}$$

• **Résultats de l'étude dynamique**

Les résultats à partir de **Robot Structural Analysis 2018** représenté dans le tableau suivant :

Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
1	3,99	83,43	0,00	83,43	0,00

2	2,27	83,46	42,84	0,03	42,84
3	1,93	83,47	81,97	0,01	39,13
4	1,35	93,25	81,97	9,78	0,00
5	0,79	96,54	81,97	3,28	0,00
6	0,78	96,54	87,76	0,00	5,78
7	0,66	96,54	93,35	0,00	5,59
8	0,55	98,10	93,35	1,57	0,00
9	0,45	98,10	95,02	0,00	1,67
10	0,41	98,92	95,02	0,82	0,00

Tableau IV.11: Les périodes et les facteurs de participation massiques

Résultat de l'analyse dynamique

L'analyse dynamique de la structure a conduit à : Une période fondamentale **T= 3.99 s**

Le premier mode est un mode de translation parallèle à X-X

Le deuxième mode est un mode de translation parallèle à Y-Y

Le troisième mode est un mode de torsion.

- Le facteur de participation massique modale atteint les 90% à partir du 7ème mode.

• Vérification de la résultante des forces sismiques

Si $V_{dyn} < 0.8 V_{sta}$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) par la valeur du rapport $r = \frac{0.8V_{sta}}{V_{dyn}}$

$$0.8V_{x(statique)} = 0.8 \times 4542.08 = 3633.66 \text{ KN}$$

$$0.8V_{y(statique)} = 0.8 \times 3229.47 = 2583.576 \text{ KN}$$

En introduisant le spectre dans le logiciel **Robot 2018+%L***, on obtient la résultante des forces sismiques à la base V_{dyn} :

$$V = \sqrt{F_x^2 + F_y^2}$$

$$\begin{cases} V_x = \sqrt{F_x^2 + F_y^2} = \sqrt{2234.4^2 + 59.38^2} = 2235.18 \text{ KN} \\ V_y = \sqrt{F_x^2 + F_y^2} = \sqrt{59.4^2 + 3486.01^2} = 3486.51 \text{ KN} \end{cases}$$

$$r_x = \frac{3633.66}{2235.18} = 1.62 \rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

$$r_y = \frac{2583.576}{3486.51} = 0.74 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Remarque

Les résultats de l'effort tranchant à la base non pas vérifiée r_x donc on n'est pas obligé de vérifier les autres vérification (déplacement inter étage et l'effet de P- Δ).

Alors on doit rigidifier la structure par augmentations des sections poteaux et des contreventements en X ou en V.

❖ Structure renforcé

Dimension du bâtiment (Les mêmes que précédente)

Dans cette structure, on a augmenté les sections des poteaux et ajouté des contreventements en X et en V

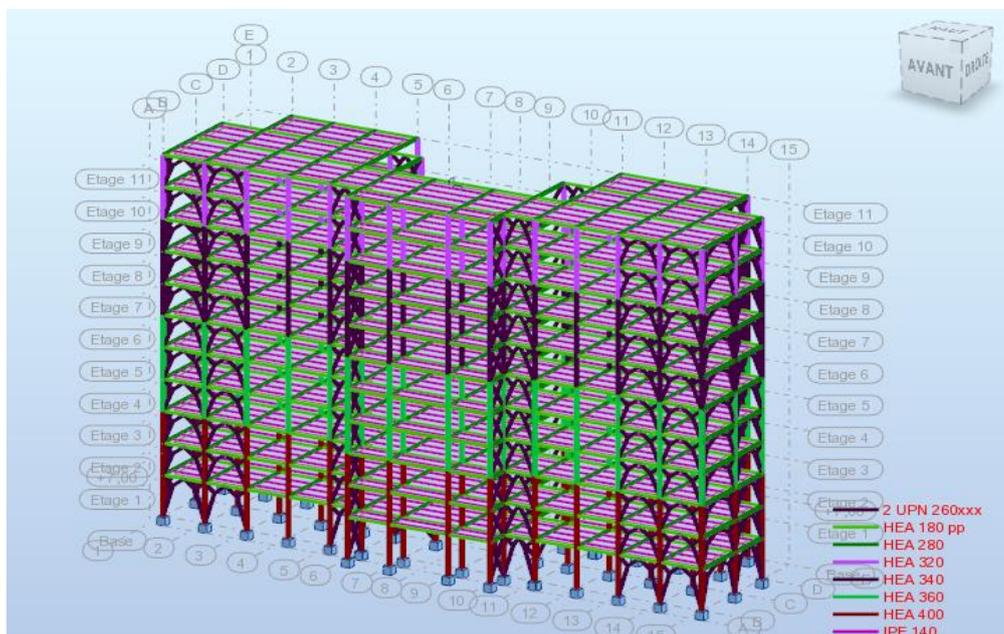


Figure IV. 11 : Vue de 3D de bâtiment

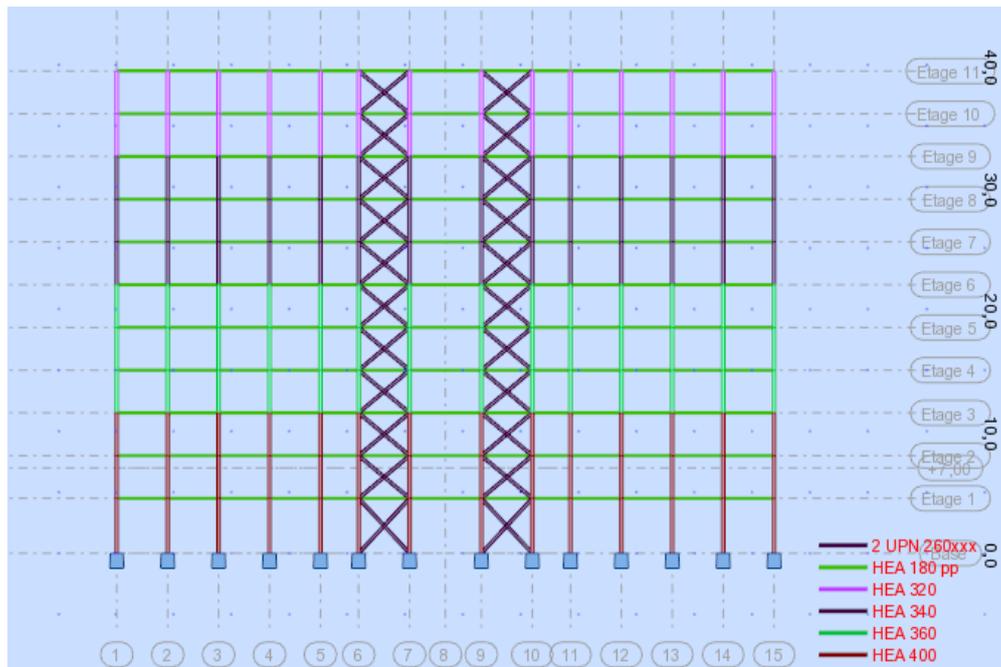


Figure IV. 12 : Vue de façade de bâtiment

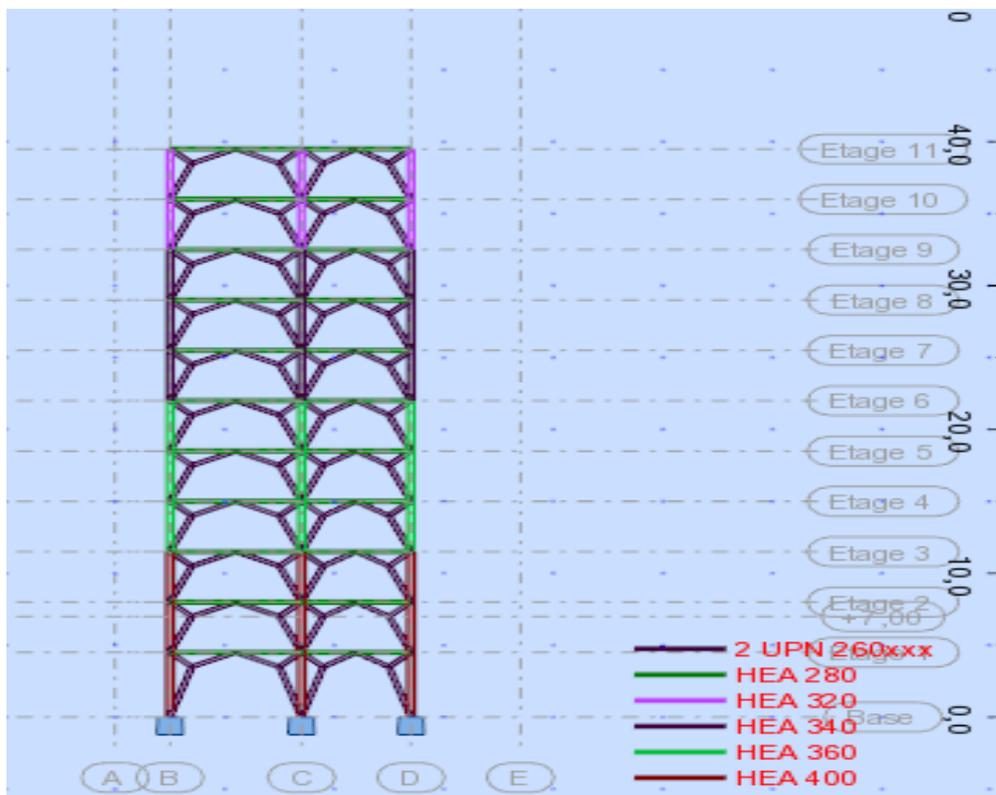


Figure IV. 13 :Vue du profile de bâtiment

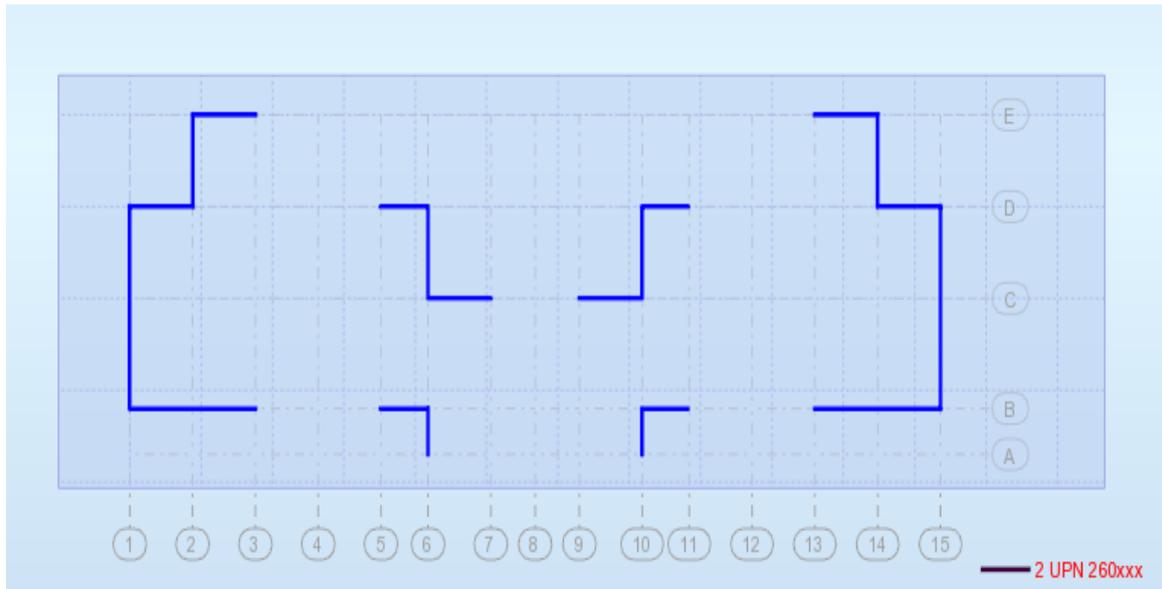


Figure IV. 14 : Distribution de contreventement

IV.4.2.2 Détermination des paramètres

➤ **Coefficient de comportement global de la structure R**

Dans notre bloc on a un mixte portiques/palées triangulées en V et en X. Alors le coefficient de comportement global de la structure égale à : **R=4**. (On prend la petite valeur entre les deux coefficients).

➤ **Facteur de qualité Q**

Critère q	P_q	
	xx	yy
1. Condition minimales sur lesfiles de contreventement	0,00	0,00
2. Redondance en plan	0,00	0,00
3. Régularité en plan	0,05	0,05
4. Régularité en élévation	0,00	0,00
5. contrôle de la qualité des matériaux	0,05	0,05
6. contrôle de la qualité de l'exécution	0,00	0,00
Q cumulée	1.10	1.10

Tableau IV. 12 : Facteur de qualité Q

➤ **Poids totale de la structure W**

D'après les résultats du REBOT et la combinaison (G+βQ)

Le poids total de la structure est **W= 48005,09KN**

➤ **La période fondamentale de la structure**

Nous choisirons la formule qui donne la plus petite valeur soit :

$$T = C_t \times h_n^{3/4}$$

$$T = 0.05 \times 39.5^{3/4} = 0.787 \text{ s}$$

$$\mathbf{T = 0.787 \text{ s}}$$

Dans les cas de portiques auto-stables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie, on peut également utiliser aussi la formule : (Article 4.7)

$$T = 0.09h_n / \sqrt{D}$$

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

$$\begin{cases} T_x = 0.09h_n / \sqrt{D_x} \\ T_y = 0.09h_n / \sqrt{D_y} \end{cases}$$

$$T_x = 0.09 \times 39.5 / \sqrt{56.8} = \mathbf{0.471s}$$

$$T_y = 0.09 \times 39.5 / \sqrt{18.5} = \mathbf{0.826s}$$

Dans ce cas de figure il y a lieu de retenir dans chaque directions considérée la plus petite des deux valeurs données respectivement par (4.6) et (4.7)

$$T = \min \begin{cases} T_x = 0.471s ; T_{empirique} = 0.787s \\ T_y = 0.826s ; T_{empirique} = 0.787s \end{cases}$$

Donc :

$$T = \begin{cases} T_x = 0.471s \\ T_y = 0.787s \end{cases}$$

On a aussi la valeur de T donnée par le **Robot Structural Aanalysis 2018** :

$$T_{analytique} = \mathbf{1.09s}$$

Dans notre cas On a :

$$T_{analytique} = 1.09s \geq \{1.3 \times T_x = 1.3 \times 0.471 = 0.612s$$

→ on prend $T_x = 0.612s$

$$T_{analytique} = 1.09s \geq \{1.3 \times T_y = 1.3 \times 0.787 = 1,024s$$

→ on prend $T_y = 1.024s$

➤ **Facteur d'amplification dynamique moyenne D**

$$D'où \begin{cases} D_x = 2.5\eta \left(\frac{T_2/T}{T}\right)^{\frac{2}{3}} = 2.5 \times 1 \left(\frac{0.5/0.612}{1}\right)^{\frac{2}{3}} = 2.18 \\ D_y = 2.5\eta \left(\frac{T_2/T}{T}\right)^{\frac{2}{3}} = 2.5 \times 1 \left(\frac{0.5/1.024}{1}\right)^{\frac{2}{3}} = 1.55 \end{cases}$$

$$\begin{cases} D_x = 2.18 \\ D_y = 1.55 \end{cases}$$

• **Direction X**

$$V_x = \frac{A.D.Q}{R} W = \frac{0.25 \times 2.18 \times 1.10 \times 48005,09}{4} = 7194.86KN$$

$V_x = 7194.76KN$

• **Direction Y**

$$V_x = \frac{A.D.Q}{R} W = \frac{0.25 \times 1.55 \times 1.10 \times 48005,09}{4} = 5115.54KN$$

$V_x = 5115.54KN$

• **Résultats de l'étude dynamique**

Les résultats à partir de **Robot Structural Analysis 2018** représenté dans le tableau suivant :

Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
1	1,09	72,68	0,09	72,68	0,09
2	1,02	72,78	73,81	0,10	73,71
3	0,75	72,79	76,70	0,01	2,89
4	0,33	89,30	78,68	16,51	1,98
5	0,32	92,49	90,75	3,19	12,07

6	0,25	92,67	91,76	0,18	1,01
7	0,17	93,20	95,21	0,53	3,45
8	0,16	97,37	95,84	4,17	0,63
9	0,14	97,51	96,29	0,14	0,45
10	0,12	97,64	97,68	0,14	1,39

Tableau IV. 13: Les périodes et les facteurs de participation massiques

Résultat de l'analyse dynamique

L'analyse dynamique de la structure a conduit à : Une période fondamentale **T= 1.09 s**

Le premier mode est un mode de translation parallèle à X-X

Le deuxième mode est un mode de translation parallèle à Y-Y

Le troisième mode est un mode de torsion.

- Le facteur de participation massique modale atteint les 90% à partir du 5ème mode.

• Vérification de la résultante des forces sismiques

Si $V_{dyn} < 0.8 V_{sta}$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) par la valeur du rapport $r = \frac{0.8V_{sta}}{V_{dyn}}$

$$0.8V_{x(statique)} = 0.8 \times 7194.76 = 5755.81 \text{ KN}$$

$$0.8V_{y(statique)} = 0.8 \times 5115.54 = 4092.43 \text{ KN}$$

En introduisant le spectre dans le logiciel **Robot 2018+%L***, on obtient la résultante des forces sismiques à la base V_{dyn} :

$$V = \sqrt{F_x^2 + F_y^2}$$

$$\begin{cases} V_x = \sqrt{F_x^2 + F_y^2} = \sqrt{6681.24^2 + 335.94^2} = 6689.69 \text{ KN} \\ V_y = \sqrt{F_x^2 + F_y^2} = \sqrt{335.96^2 + 6780.72^2} = 6789.04 \text{ KN} \end{cases}$$

$$r_x = \frac{5755.81}{6689.69} = 0.86 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$r_y = \frac{4092.43}{6789.04} = 0.60 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **Vérification des déplacements latéraux inters étage**

Axe X-X

étages	R	druX(cm)	druX(m)	druX*R (m)	hauteur (m)	hauteur*0,01(m)	vérification
RDC	4	0,5	0,005	0,02	4,5	0,045	vérifiée
1	4	0,5	0,005	0,02	3,5	0,035	vérifiée
2	4	0,6	0,006	0,024	3,5	0,035	vérifiée
3	4	0,7	0,007	0,028	3,5	0,035	vérifiée
4	4	0,7	0,007	0,028	3,5	0,035	vérifiée
5	4	0,7	0,007	0,028	3,5	0,035	vérifiée
6	4	0,8	0,008	0,032	3,5	0,035	vérifiée
7	4	0,8	0,008	0,032	3,5	0,035	vérifiée
8	4	0,7	0,007	0,028	3,5	0,035	vérifiée
9	4	0,7	0,007	0,028	3,5	0,035	vérifiée
10	4	0,7	0,007	0,028	3,5	0,035	vérifiée

Tableau IV. 14 : Vérification des déplacements inter étages suivant axe (X-X)

Axe Y-Y

étages	R	druY (cm)	druY(m)	druY*R (m)	hauteur (m)	hauteur*0,01(m)	vérification
RDC	4	0,5	0,005	0,02	4,5	0,045	vérifiée
1	4	0,5	0,005	0,02	3,5	0,035	vérifiée
2	4	0,6	0,006	0,024	3,5	0,035	vérifiée
3	4	0,6	0,006	0,024	3,5	0,035	vérifiée
4	4	0,6	0,006	0,024	3,5	0,035	vérifiée
5	4	0,6	0,006	0,024	3,5	0,035	vérifiée
6	4	0,6	0,006	0,024	3,5	0,035	vérifiée
7	4	0,6	0,006	0,024	3,5	0,035	vérifiée
8	4	0,5	0,005	0,02	3,5	0,035	vérifiée
9	4	0,5	0,005	0,02	3,5	0,035	vérifiée
10	4	0,4	0,004	0,016	3,5	0,035	vérifiée

Tableau IV. 15: Vérification des déplacements inter étages suivant axe (Y-Y)

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

(X-X)

Nbretage	Vx	h x	deltax	Pk x (KN)	PK cumulée	thêta	condition	observation
RDC	6689,6704	4,5	0,02	4526,098	48951,566	0,0325221	thêta ≤ 0,1	vérifiée
1	6474,0721	3,5	0,02	4421,186	44425,468	0,0392117	thêta ≤ 0,1	vérifiée
2	6157,5380	3,5	0,024	4421,186	40004,281	0,0445494	thêta ≤ 0,1	vérifiée
3	5782,7821	3,5	0,028	4393,960	35583,094	0,0492262	thêta ≤ 0,1	vérifiée
4	5376,9064	3,5	0,028	4393,960	31189,134	0,0464045	thêta ≤ 0,1	vérifiée
5	4944,0937	3,5	0,028	4393,960	26795,173	0,0433570	thêta ≤ 0,1	vérifiée
6	4478,8086	3,5	0,032	4370,778	22401,213	0,0457289	thêta ≤ 0,1	vérifiée
7	3960,1697	3,5	0,032	4370,778	18030,435	0,0416269	thêta ≤ 0,1	vérifiée
8	3335,9937	3,5	0,028	4370,778	13659,656	0,0327570	thêta ≤ 0,1	vérifiée
9	2528,8941	3,5	0,028	4357,508	9288,878	0,0293847	thêta ≤ 0,1	vérifiée
10	1467,4940	3,5	0,028	4931,369	4931,3698	0,0268832	thêta ≤ 0,1	vérifiée

Tableau IV.16: Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ (X-X)

(Y-Y)

Nbretage	Vy	h	deltay	Pk y (KN)	PK cumulée	thêta	condition	observation
RDC	6789,0267	4,5	0,02	4526,098	48951,566	0,0074511	thêta ≤ 0,1	vérifiée
1	6622,893	3,5	0,02	4421,186	44425,468	0,0178263	thêta ≤ 0,1	vérifiée
2	6347,0276	3,5	0,024	4421,186	40004,281	0,0251892	thêta ≤ 0,1	vérifiée
3	5995,0873	3,5	0,024	4393,960	35583,094	0,0317143	thêta ≤ 0,1	vérifiée
4	5580,9818	3,5	0,024	4393,960	31189,134	0,0298606	thêta ≤ 0,1	vérifiée
5	5110,3832	3,5	0,024	4393,960	26795,173	0,0279164	thêta ≤ 0,1	vérifiée
6	4582,5894	3,5	0,024	4370,778	22401,213	0,0258221	thêta ≤ 0,1	vérifiée
7	3979,6415	3,5	0,024	4370,778	18030,435	0,0235403	thêta ≤ 0,1	vérifiée
8	3273,4018	3,5	0,02	4370,778	13659,656	0,0211733	thêta ≤ 0,1	vérifiée
9	2425,0021	3,5	0,02	4357,508	9288,878	0,0189173	thêta ≤ 0,1	vérifiée
10	1381,2317	3,5	0,016	4931,369	4931,3698	0,0171222	thêta ≤ 0,1	vérifiée

Tableau IV.17 : Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ (Y-Y)

- **Vérification d'interaction portique – contreventement**

Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales. [3]

$$F_z \text{ total} = 62280,13 \text{KN}$$

$$F_z \text{ contreventement} = 30129,3 \text{KN}$$

$$r = \frac{F_z \text{ contreventement}}{F_z \text{ total}} = \frac{30129,3}{62280,13} = 0,48 \leq 0,2 \text{Condition Non Vérifiée}$$

Donc : Les palées de contreventement reprennent **48%** des sollicitations dues aux charges verticales.

Remarque

Vu que l'article de RPA ne satisfait pas, On propose comme solution de rajouter une travée dans le bloc B et mettre un noyau central ce qui concerne de diminuer le nombre de contreventement.

IV.4.3 Model final

❖ Structure renforcé avec noyau central

Dimension du bâtiment (Les mêmes que précédente)

Dans cette structure, on a augmenté les sections des poteaux et diminué le nombre des contreventements et les remplacé par un noyau central.

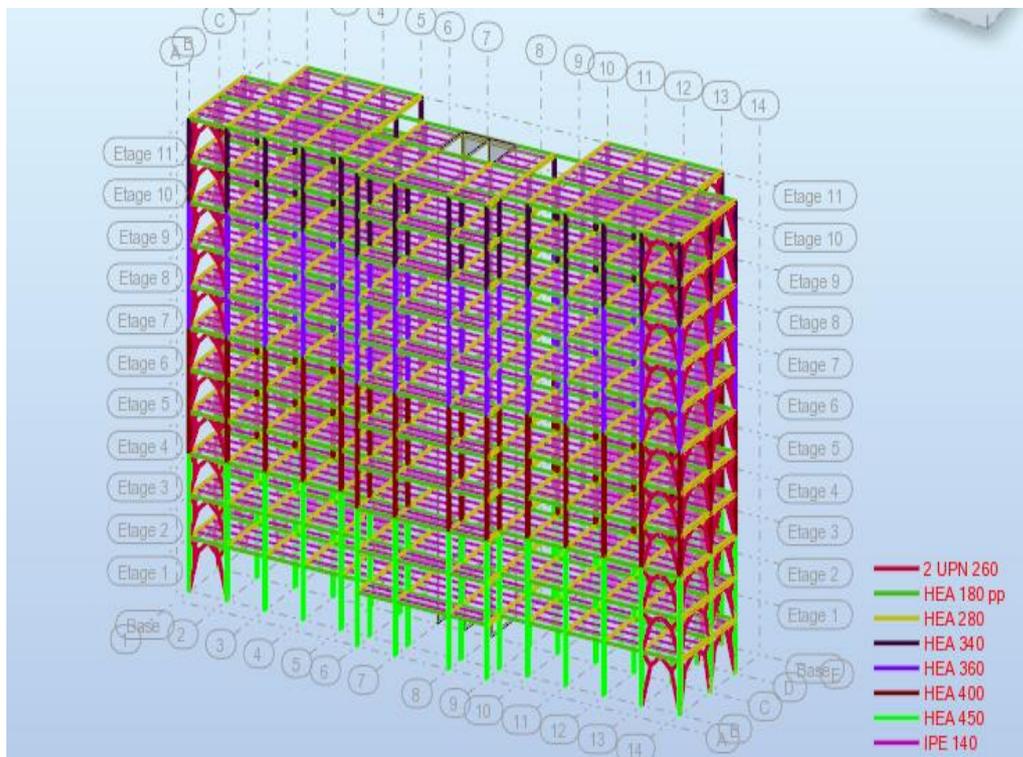


Figure IV. 15 : Vue de 3D de bâtiment

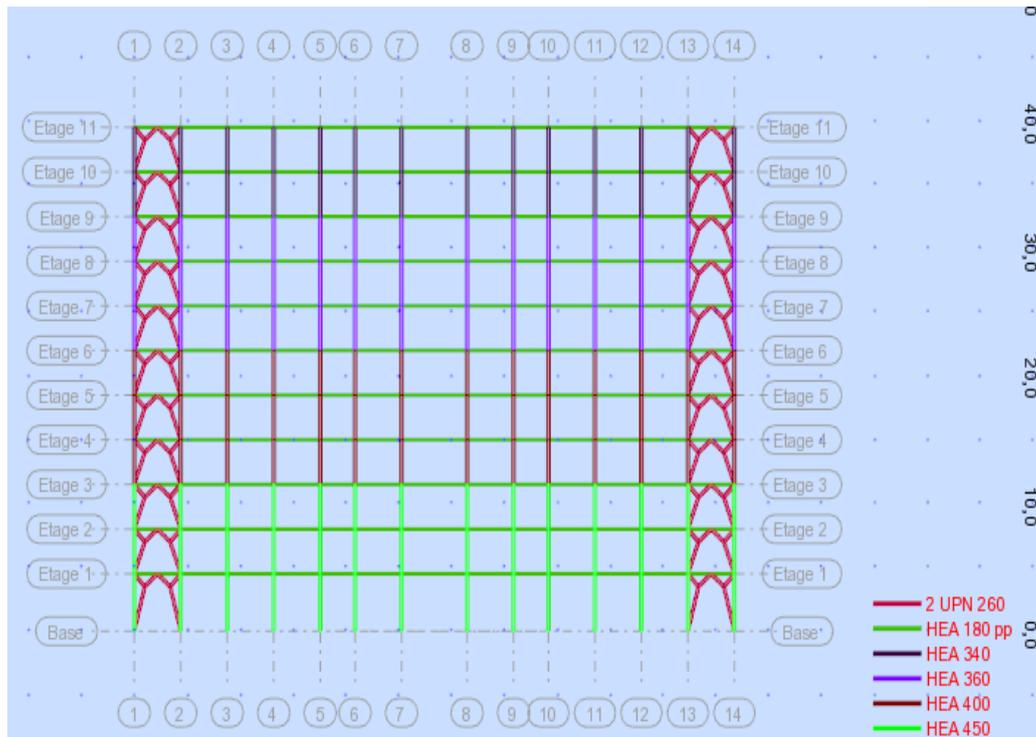


Figure IV.16 : Vue de façade de bâtiment

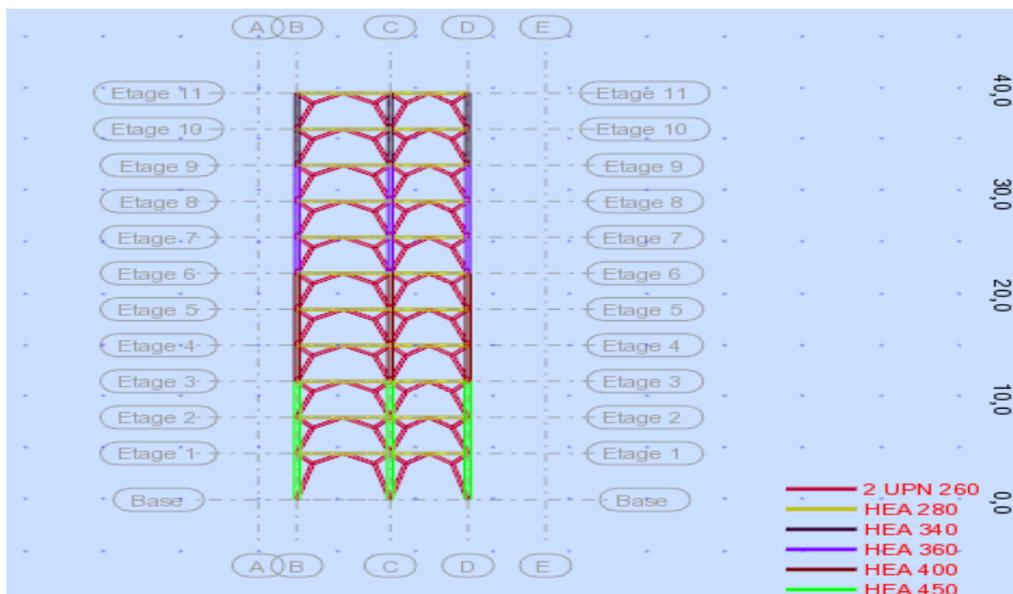


Figure IV.17 : Vue de profil de bâtiment

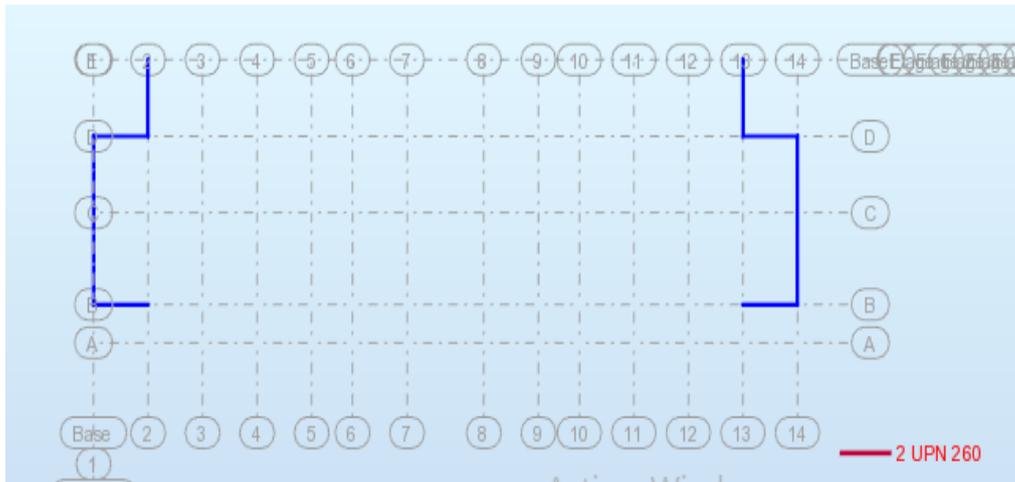


Figure IV. 18: Disposition de contreventement

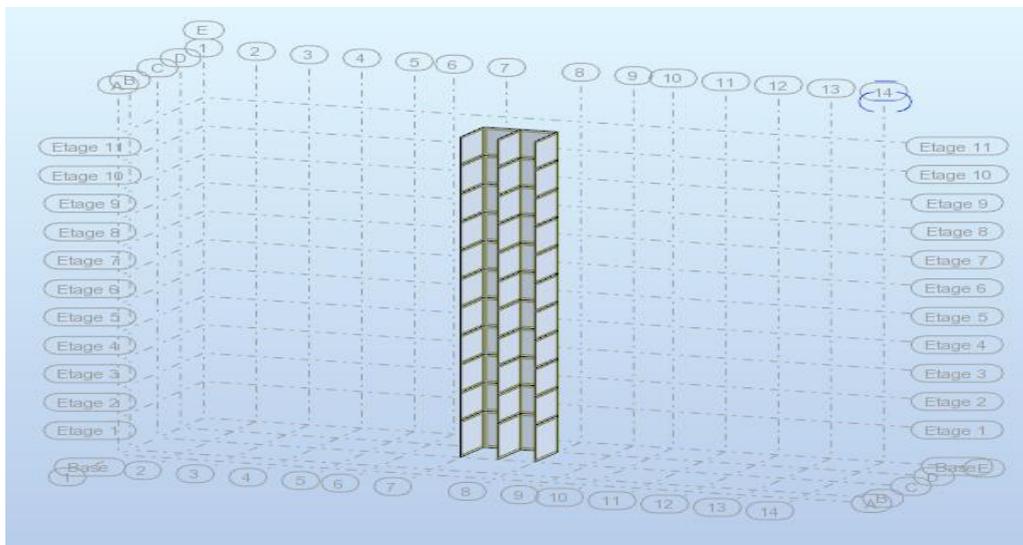


Figure IV. 19: Disposition de noyau central

IV.4.3.1 Détermination des paramètres

➤ **Coefficient de comportement global de la structure R**

Dans notre bloc on a ossature métallique avec contreventement mixte comportant un noyau en béton armé et palées ou portique métalliques en façade (**Tableau 4.3 cat 16**) [3].

Alors le coefficient de comportement global de la structure égale à : **R=4**.

➤ **Facteur de qualité Q**

Critère q	P_q	
	xx	yy
1. Condition minimales sur les files de contreventement	0,00	0,00
2. Redondance en plan	0,00	0,00
3. Régularité en plan	0,05	0,05
4. Régularité en élévation	0,00	0,00
5. contrôle de la qualité des matériaux	0,05	0,05
6. contrôle de la qualité de l'exécution	0,00	0,00
Q cumulée	1.10	1.10

Tableau IV. 18: Facteur de qualité Q

➤ **Poids totale de la structure W**

D'après les résultats du REBOT et la combinaison $(G+\beta Q)$

Le poids total de la structure est **W= 52789,55KN**

➤ **La période fondamentale de la structure**

Nous choisirons la formule qui donne la plus petite valeur soit :

$$T = C_t \times h_n^{3/4}$$

$$T = 0.05 \times 39.5^{3/4} = 0.787 \text{ s}$$

T= 0.787 s

Dans les cas de portiques auto-stables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie, on peut également utiliser aussi la formule : (Article 4.7)

$$T = 0.09h_n / \sqrt{D}$$

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

$$\begin{cases} T_x = 0.09h_n / \sqrt{D_x} \\ T_y = 0.09h_n / \sqrt{D_y} \end{cases}$$

$$T_x = 0.09 \times 39.5 / \sqrt{56.8} = 0.471 \text{ s}$$

$$T_y = 0.09 \times 39.5 / \sqrt{18.5} = 0.826 \text{ s}$$

Dans ce cas de figure il y a lieu de retenir dans chaque directions considérée la plus petite des deux valeurs données respectivement par (4.6) et (4.7)

$$T = \min \begin{cases} T_x = 0,471s ; T_{emprique} = 0,787s \\ T_y = 0,826s ; T_{emprique} = 0,787s \end{cases}$$

Donc :

$$T = \begin{cases} T_x = 0,471s \\ T_y = 0,787s \end{cases}$$

On a aussi la valeur de T donnée par le **Robot Structural Aanalysis 2018** :

$$T_{analytique} = \mathbf{1,15s}$$

Dans notre cas On a :

$$T_{analytique} = 1.15s \geq \{1.3 \times T_x = 1.3 \times 0.471 = 0.612s \\ \rightarrow \text{on prend } T_x = \mathbf{0.612s}$$

$$T_{analytique} = 1.15s \geq \{1.3 \times T_y = 1.3 \times 0.787 = 1,024s \\ \rightarrow \text{on prend } T_y = \mathbf{1.024s}$$

➤ **Facteur d'amplification dynamique moyenne D**

$$D'ou \begin{cases} D_x = 2.5\eta \left(\frac{T^2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} = 2.5 \times 1 \left(\frac{0.5}{0.612} \right)^{\frac{2}{3}} = 2.18 \\ D_y = 2.5\eta \left(\frac{T^2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} = 2.5 \times 1 \left(\frac{0.5}{1.024} \right)^{\frac{2}{3}} = 1.55 \end{cases}$$

$$\begin{cases} D_x = 2.18 \\ D_y = 1.55 \end{cases}$$

• **Direction X**

$$V_x = \frac{A.D.Q}{R} W = \frac{0.25 \times 2.18 \times 1.10 \times 52789,55}{4} = 7911.83KN \\ V_x = \mathbf{7911.83KN}$$

• **Direction Y**

$$V_x = \frac{A.D.Q}{R} W = \frac{0.25 \times 1.55 \times 1.10 \times 52789,55}{4} = 5625.39KN \\ V_x = \mathbf{5625.39KN}$$

- Spectre de repense

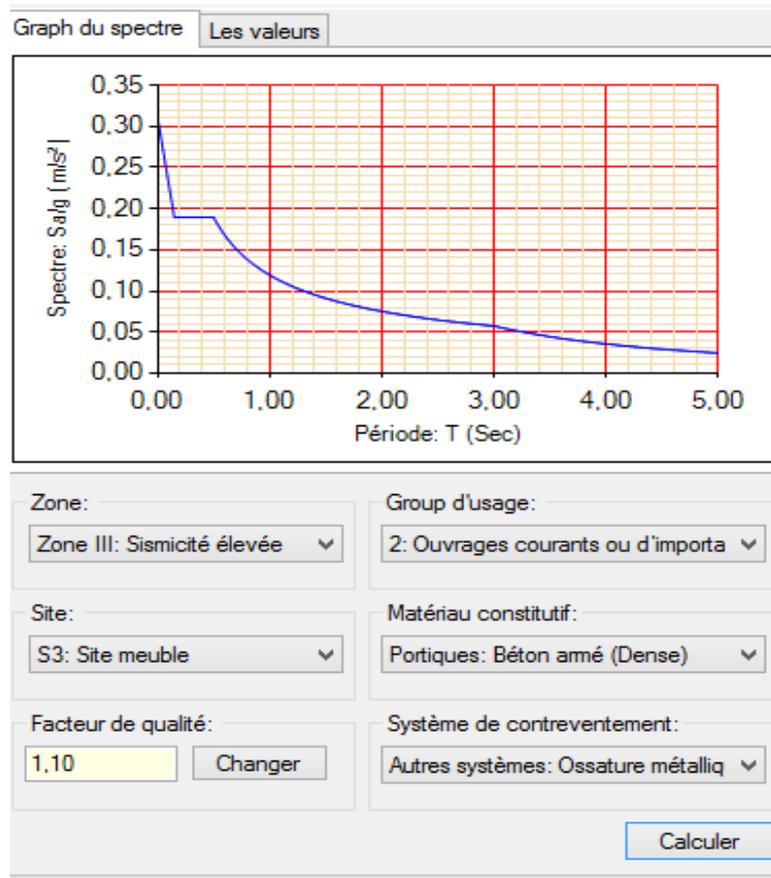


Figure IV. 20: Spectre de repense

- Résultats de l'étude dynamique

Les résultats à partir de **Robot Structural Analysis 2018** représenté dans le tableau suivant :

Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
1	1,15	63,51	1,45	63,51	1,45
2	0,97	66,44	65,51	2,93	64,06
3	0,76	69,37	70,89	2,93	5,38
4	0,32	79,27	72,56	9,90	1,67
5	0,25	87,48	81,37	8,21	8,81
6	0,23	90,13	88,22	2,65	6,85

7	0,17	92,33	88,84	2,21	0,62
8	0,12	95,32	89,77	2,99	0,92
9	0,11	96,02	90,12	0,70	0,35
10	0,11	96,60	94,67	0,58	4,55

Tableau IV. 18 : Les périodes et les facteurs de participation massiques

Résultat de l'analyse dynamique

L'analyse dynamique de la structure a conduit à : Une période fondamentale **T= 1.15 s**

Le premier mode est un mode de translation parallèle à X-X

Le deuxième mode est un mode de translation parallèle à Y-Y

Le troisième mode est un mode de torsion.

- Le facteur de participation massique modale atteint les 90% à partir du 9ème mode.

• Vérification de la résultante des forces sismiques

Si $V_{dyn} < 0.8 V_{sta}$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) par la valeur du rapport $r = \frac{0.8V_{sta}}{V_{dyn}}$

$$0.8V_{x(statique)} = 0.8 \times 7911.83 = 6329.46 \text{ KN}$$

$$0.8V_{y(statique)} = 0.8 \times 5625.39 = 4500.31 \text{ KN}$$

En introduisant le spectre dans le logiciel **Robot 2018+%L•**, on obtient la résultante des forces sismiques à la base V_{dyn} :

$$V = \sqrt{F_x^2 + F_y^2}$$

$$\begin{cases} V_x = \sqrt{F_x^2 + F_y^2} = \sqrt{6197.49^2 + 1926.98^2} = 6490.16 \text{ KN} \\ V_y = \sqrt{F_x^2 + F_y^2} = \sqrt{1926.78^2 + 6886.87^2} = 7151.32 \text{ KN} \end{cases}$$

$$r_x = \frac{6329.46}{6490.16} = 0.97 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$r_y = \frac{4500.31}{7151.32} = 0.63 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Axe X-X

étages	R	dru _x (cm)	dru _x (m)	dru _x *R (m)	hauteur (m)	hauteur*0,01(m)	vérification
RDC	4	0,3	0,003	0,012	4,5	0,045	vérifiée
1	4	0,4	0,004	0,016	3,5	0,035	vérifiée
2	4	0,6	0,006	0,024	3,5	0,035	vérifiée
3	4	0,7	0,007	0,028	3,5	0,035	vérifiée
4	4	0,7	0,007	0,028	3,5	0,035	vérifiée
5	4	0,8	0,008	0,032	3,5	0,035	vérifiée
6	4	0,8	0,008	0,032	3,5	0,035	vérifiée
7	4	0,8	0,008	0,032	3,5	0,035	vérifiée
8	4	0,8	0,008	0,032	3,5	0,035	vérifiée
9	4	0,8	0,008	0,032	3,5	0,035	vérifiée
10	4	0,8	0,008	0,032	3,5	0,035	vérifiée

Tableau IV. 19 : Vérification des déplacements inter étages suivant axe (X-X)

Axe Y-Y

étages	R	dru _y (cm)	dru _y (m)	dru _x *R (m)	hauteur (m)	hauteur*0,01(m)	vérification
RDC	4	0,3	0,003	0,012	4,5	0,045	vérifiée
1	4	0,4	0,004	0,016	3,5	0,035	vérifiée
2	4	0,5	0,005	0,02	3,5	0,035	vérifiée
3	4	0,5	0,005	0,02	3,5	0,035	vérifiée
4	4	0,6	0,006	0,024	3,5	0,035	vérifiée
5	4	0,6	0,006	0,024	3,5	0,035	vérifiée
6	4	0,6	0,006	0,024	3,5	0,035	vérifiée
7	4	0,6	0,006	0,024	3,5	0,035	vérifiée
8	4	0,6	0,006	0,024	3,5	0,035	vérifiée
9	4	0,6	0,006	0,024	3,5	0,035	vérifiée
10	4	0,5	0,005	0,02	3,5	0,035	vérifiée

Tableau IV. 20: Vérification des déplacements inter étages suivant axe (Y-Y)

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

(X-X)

Nbretage	V _x	h _x	deltax	Pk _x (KN)	PK cumulée	thêta	condition	observation
RDC	6490,2063	4,5	0,012	5098,127	53830,359	0,0221175	thêta ≤ 0,1	vérifiée
1	6324,3886	3,5	0,016	4907,863	48732,232	0,0352248	thêta ≤ 0,1	vérifiée
2	6045,0541	3,5	0,024	4907,863	43824,368	0,0497117	thêta ≤ 0,1	vérifiée
3	5694,2396	3,5	0,028	4881,684	38916,504	0,0546749	thêta ≤ 0,1	vérifiée
4	5296,3315	3,5	0,028	4881,684	34034,820	0,0514089	thêta ≤ 0,1	vérifiée

5	4859,9317	3,5	0,032	4881,684	29153,135	0,054845	thêta ≤ 0,1	vérifiée
6	4383,4716	3,5	0,032	4859,394	24271,451	0,0506243	thêta ≤ 0,1	vérifiée
7	3852,8637	3,5	0,032	4859,394	19412,057	0,0460648	thêta ≤ 0,1	vérifiée
8	3217,6149	3,5	0,032	4859,394	14552,663	0,0413514	thêta ≤ 0,1	vérifiée
9	2405,0145	3,5	0,032	4846,634	9693,2688	0,0368497	thêta ≤ 0,1	vérifiée
10	1332,8356	3,5	0,032	4846,634	4846,6344	0,0332464	thêta ≤ 0,1	vérifiée

Tableau IV. 21: Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ (X-X)

(Y-Y)

Nbretage	Vy	h y	delta y	Pk y (KN)	PK cumulée	thêta	condition	observation
RDC	6490,2063	4,5	0,012	5098,127	53830,359	0,0050181	thêta ≤ 0,1	vérifiée
1	6324,3886	3,5	0,016	4907,863	48732,232	0,0079447	thêta ≤ 0,1	vérifiée
2	6045,0541	3,5	0,024	4907,863	43824,368	0,0092821	thêta ≤ 0,1	vérifiée
3	5694,2396	3,5	0,028	4881,684	38916,504	0,0087014	thêta ≤ 0,1	vérifiée
4	5296,3315	3,5	0,028	4881,684	34034,820	0,0097809	thêta ≤ 0,1	vérifiée
5	4859,9317	3,5	0,032	4881,684	29153,135	0,0091282	thêta ≤ 0,1	vérifiée
6	4383,4716	3,5	0,032	4859,394	24271,451	0,0084679	thêta ≤ 0,1	vérifiée
7	3852,8637	3,5	0,032	4859,394	19412,057	0,0077746	thêta ≤ 0,1	vérifiée
8	3217,6149	3,5	0,032	4859,394	14552,663	0,0070371	thêta ≤ 0,1	vérifiée
9	2405,0145	3,5	0,032	4846,634	9693,2688	0,0062926	thêta ≤ 0,1	vérifiée
10	1332,8356	3,5	0,032	4846,634	4846,6344	0,0047263	thêta ≤ 0,1	vérifiée

Tableau IV. 22: Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ (Y-Y)

• **Vérification d'interaction portique – contreventement**

Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales. [3]

$$F_z \text{ total} = 68856,15\text{KN}$$

$$F_z \text{ noyau} = 9177,03\text{KN}$$

$$r = \frac{F_z \text{ contreventement}}{F_z \text{ total}} = \frac{9177,03}{68856,15} = 0,13 \leq 0,2 \text{Condition Vérifiée}$$

Donc : les voiles en béton reprend **13%** des sollicitations dues aux charges verticales.

Justification des portiques sous charges horizontale

Les cadres auto-stables ductiles doivent pouvoir reprendre à eux seuls, au moins **25%** des charges horizontales globales.

Etages	Portique		Totale		Ration		Observation
	Vx	Vy	Vx	Vy	X	Y	
RDC	2427	3662,48	6490,20	7151,39	37%	51%	Vérifiée
1 ^{er}	2320,75	3576,65	6324,38	7010,13	36%	51%	Vérifiée
3 ^{eme}	2193,79	3411,00	6045,05	6744,79	36%	50%	Vérifiée
4 ^{eme}	2060,35	3197,01	5694,23	6389,19	36%	50%	Vérifiée
5 ^{eme}	1911,54	2959,26	5296,33	5965,23	36%	49%	Vérifiée
6 ^{eme}	1755,74	2703,31	4859,93	5474,96	36%	49%	Vérifiée
7 ^{eme}	1584,70	2422,59	4383,47	4913,61	36%	49%	Vérifiée
8 ^{eme}	1392,90	2102,38	3852,86	4280,32	36%	49%	Vérifiée
9 ^{eme}	1165,33	1722,64	3217,61	3545,09	36%	48%	Vérifiée
10 ^{eme}	896,37	1252,78	2405,01	2640,70	37%	47%	Vérifiée

Tableau IV. 23 : Vérification des portiques sous l’effort tranchant d’étage.

Alors, le choix du coefficient de comportement global de la structure (**R = 4**) est justifié.

- **Participation du noyau et contreventement :**

(X-X)

Ex					
	Totale	Noyau	Participation	Contreventement	Participation
Fx (KN)	6277.94	4721.84	75.21 %	1384,81	29.22 %
Fy (KN)	5422.10	3159.26	58.27 %	1731,38	31.93 %

Tableau IV.24 :Participation de noyau et contreventement de l’effort tranchant selon (X-X)

(Y-Y)

Ey					
	Totale	Noyau	Participation	Contreventement	Participation
Fx (KN)	2326.86	1948.08	83.72 %	325,42	15.14 %
Fy (KN)	7968.94	5369.07	67.37 %	1921,96	24.2 %

Tableau IV.25 :Participation de noyau et contreventement de l’effort tranchant selon (Y-Y)

Poutres

Poutre	Profilés
principale	HEA 280
secondaire	HEA 180

Tableau IV. 26: Poutres obtenues dans la structure

Poteaux

Niveau	Profilés
RDC- 1^{ère} -2^{ème}	HEA450
3^{ème} – 4^{ème} – 5^{ème}	HEA 400
6^{ème} – 7^{ème} – 8^{ème}	HEA360
9^{ème} – 10^{ème}	HEA340

Tableau IV.27 : Poteaux obtenus dans la structure

Contreventent

Forme	Profilés
V	2UPN260

Tableau IV. 28: Contreventement obtenus dans la structure

IV.4.4 Conclusion

Au vue de résultat obtenue par ce model :

- Les modes de translation
- L'effort tranchant à la base
- Les déplacements inter-étages
- La participation massique
- L'effet de P- (seconde ordre)
- Justification des portiques sous charges horizontale
- L'interaction portique contreventement

Les résultats Sont vérifiésdonc le model renforcé par un noyau centrale et des palées de stabilité en V est satisfaisant pour les exigences de **l'RPA99 version 2003**

IV.5 Salle de conférence

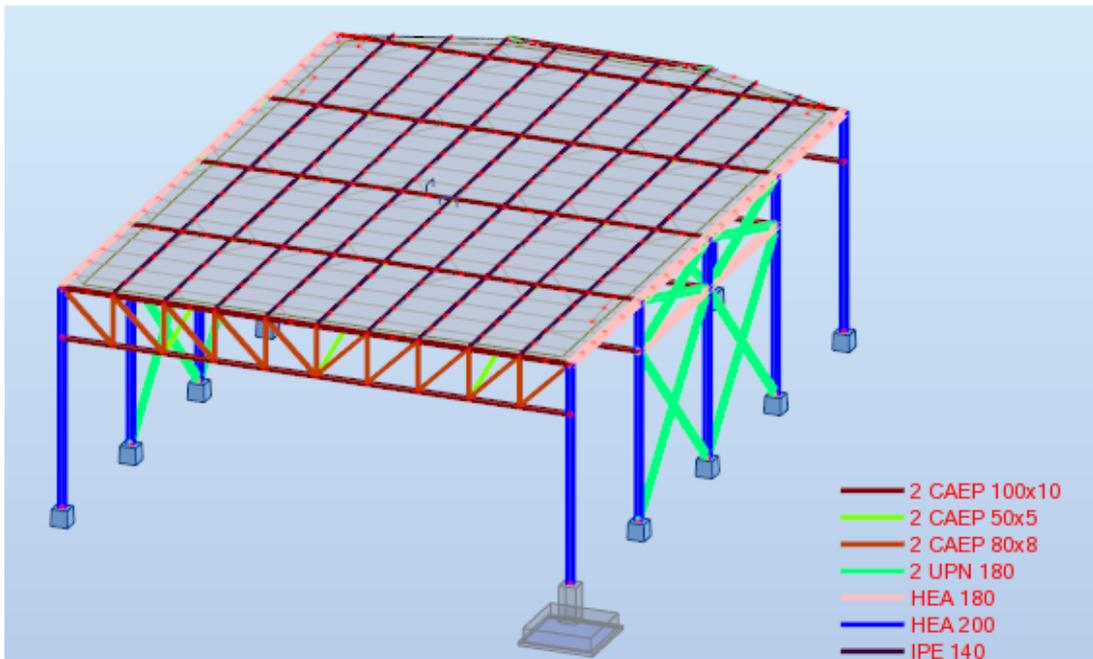


Figure IV. 21: Vue en 3D

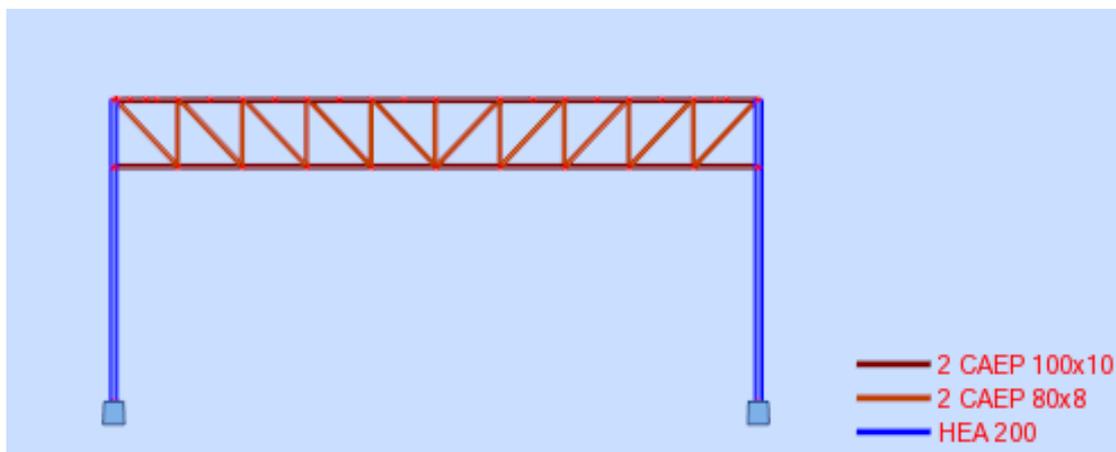


Figure IV. 22: Vue de façade

D'après l'analyse de robot, on obtient les résultats suivants :

Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
1	0,36	94,86	0,08	63,51	1,45
2	0,15	95,31	96,70	2,93	64,06
3	0,12	98.15	97.57	4,69	3,30

Tableau IV. 29: Les périodes et les facteurs de participation massiques

IV.5.1 Détermination des paramètres

paramètres	Valeur
A	0,25
R	4
W	2020,80
Q_x	1,15
Q_y	1,15
T_x	0,18
T_y	0,15
$T_{analytique}$	0,36
D_x	15
D_y	21,5
V_x	363,11
V_y	363,11
$V_{xdynamique}$	346,32
$V_{ydynamique}$	354,52

Tableau IV. 30: Paramètre de la force sismique

- **Vérification de l'effort tranchant à la base**

	Vérification $0,8V_{statique}/V_{dynamique}$	Note
sens X-X	0,83	Vérifiée
Sens Y-Y	0,81	Vérifiée

Tableau IV. 31 : L'effort tranchant à la base

- **Vérification de déplacements inter étage**

Suivant (X-X)

étage	R	$d_{rux} \cdot R$ (m)	hauteur (m)	hauteur*0,01(m)	vérification
1	4	0,029	6	0,06	vérifiée

Tableau IV. 32 : Déplacement inter étage suivant (X-X)

Suivant (Y-Y)

étage	R	$d_{ruy} \cdot R$ (m)	hauteur (m)	hauteur*0,01(m)	vérification
1	4	0,005	6	0,06	vérifiée

Tableau IV. 33: Déplacement inter étage suivant (Y-Y)

- **Justification vis-à-vis de l'effet $P\Delta$ - (les effets du second ordre)**

La vérification de l'effet $P\Delta$ est vérifiée suivant les 2 axes

IV.5.2 Conclusion

Au vue de résultat obtenue par ce model :

- Les modes de translation
- L'effort tranchant à la base
- Les déplacements inter-étages
- La participation massique
- L'effet de P- (seconde ordre)

Les résultats sont vérifiés donc le model renforcé par des palées de stabilité en X est satisfaisant pour les exigences de **l'RPA99 version 2003**.

Table des matières

V.1 Généralités 139
V.2-Calcul du joint 139

Figure V.1: Disposition du joint sismique entre les deux blocs 139

Figure V.2: Largeur minimum du joint sismique 140

Liste des tableaux

Tableaux V.1: Déplacements maximaux des deux blocs selon y-y 140

V.1 Généralités

Le joint parasismique a pour but d'éviter tout entrechoquement entre les corps de bâtiment qu'il sépare.

Ce n'est pas le cas du joint de dilatation qui est trop faiblement dimensionné et n'est pas vide. De fait, en zone sismique, tout joint de dilatation doit être remplacé par un joint parasismique en raison de ces impératifs de non entrechoquement.

Un joint parasismique est un espace vide de tout matériau, présent sur toute la hauteur de la superstructure des bâtiments ou parties de bâtiments qu'il sépare.

Ses dimensions sont calculées en fonction des déformations possibles des constructions, avec un minimum réglementaire pour les ouvrages à risque normal de 4 cm en zone Ib et 6 cm en zones II et III, de façon à permettre le déplacement des blocs voisins sans aucune interaction (chocs).

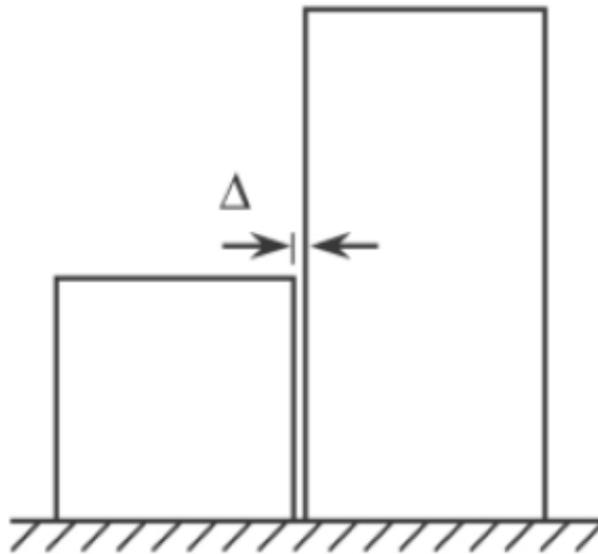


Figure V.1: Disposition du joint sismique entre les deux blocs

V.2- Calcul du joint

Deux blocs voisins doivent être séparés par des joints sismiques dont la largeur minimale d_{\min} satisfait la condition suivante :

$$d_{\min} = 15_{\text{mm}} + (\delta_1 + \delta_2)_{\text{mm}} \geq 40_{\text{mm}}$$

Avec :

δ_1, δ_2 : déplacements maximaux des deux blocs.

δ_1 et δ_2 seront calculés selon la formule 4-19 paragraphes 4-43 (*RPA99 version 2003*)

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

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

R : coefficient de comportement.

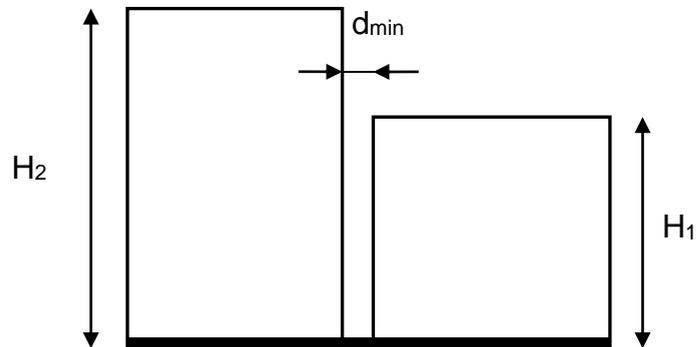


Figure V.2: Largeur minimum du joint sismique

	Bâtiment	Salle de conférence
Déplacement (mm)	16	5

Tableaux V.1: Déplacements maximaux des deux blocs selon y-y

- joint sismique entre les deux blocs :

$$d_{\min} = 15 + (16 + 5) = 36 \text{ mm} > 40 \text{ mm.}$$

Donc, pour le joint sismique entre les blocs, on opte une largeur de **40mm**.

Table des matières

VII.1 Introduction	159
VII.2 Calcul des voiles de noyau central	159
VII.2.1 Conception	159
VII.2.2 Calcul	159
VII.2.3.Principe de calcul	159
VII.2.3.Détermination de l'épaisseur du voile	161
VII.2.4 Les armatures longitudinales	162
VII.2.5 Les armatures horizontales	163
VII.2.6 Armature transversale	164
VII.3 Etude du voile périphérique	166
VII.3.1 Introduction	166
VII.3.2 Pré-dimensionnement du voile	166
VII.4 Les poteaux mixtes	173
VII. 4.1 Calcul des poteaux mixtes	173
VII.4.2 Acier HEA450	174
VII 4.3 Armateurs 6 ϕ 14	174
VII.4.4 Béton de section (600*500)	175
VII.4.5 Résistance plastique en compression axiale	176
VII.4.6 Détermination le rapport de contribution de l'acier	176
VII.4.7 Vérification de la stabilité des poteaux mixtes en compression axiale	176
VII.4.8 Vérification d'application de la méthode simplifiée	177

LISTE DES FIGURES

Figure VII.1: Dispositions des voiles du noyau central.....	161
Figure VII.2: Coupe du voile en élévation	161
Figure VII.3 : Choix d'armature du noyau	165
Figure VII.4: Schéma de ferrailage du voile (V1).....	165
Figure VII.5 : Schéma de ferrailage du voile (V2).....	166
Figure VII.7 : Dimension du Voile périphérique	167
Figure VII.6 : Schéma statique	167
Figure VII.8: Schéma de ferrailage du voile périphérique	172
Figure VII. 9: Exemples de profils enrobés de béton	173
Figure VII.10 : Schéma de poteau mixte.....	178

LISTE DES TABLEAUX

Tableau VII.1: Vérification Contraintes limites de cisaillement	162
--	-----

Tableau VII.2: Calcul du ferraillage du voile (RDC ; 1er ; 2eme)	163
Tableau VII.3: Choix du ferraillage des voiles	163
Tableau VII.4: Ferraillage des armatures horizontales	164
Tableau VII.5: Ferraillage du voile périphérique	169
Tableau VII.6 : Calcul des contraintes du voile périphérique	171
Tableau VII.7 : Vérification des contraintes du voile périphérique	171
Tableau VII.8 : Vérification de contrainte du voile périphérique (Sens X-X).....	171
Tableau VII.9: Choix du ferraillage du voile périphérique	172
Tableau VII.10 : Caractéristiques du profilé HEA450.....	174
Tableau VII.11 : Les vérifications d'application de la méthode simplifiée.....	178

VII.1 Introduction

Les voiles sont des éléments de contreventement vertical mince et continu, généralement en béton armé. Ils sont pleins ou comportant des ouvertures. On utilise les voiles dans tous les bâtiments quelle que soit leurs destination (d'habitations, de bureaux, scolaires, hospitaliers, industriels,).

Ils assurent deux fonctions principales :

- ✓ Ils sont porteurs ce qui leur permet le transfert des charges verticales.
- ✓ Une fonction de contreventement qui garantit la stabilité sous l'action des charges horizontales dues au vent "action climatique" ou aux séismes (action géologique).

VII.2 Calcul des voiles de noyau central

VII.2.1 Conception

- Il faut que les voiles soient placés de telle sorte qu'il n'y ait pas d'excentricité (TORSION)
- Les voiles ne doivent pas être trop éloignés (flexibilité du plancher)
- L'emplacement des voiles ne doit pas déséquilibrer la structure (il faut que les rigidités dans les deux directions soient très proches).

VII.2.2 Calcul

Dans les calculs, on doit considérer un modèle comprenant l'ensemble des éléments structuraux (portique-voiles) afin de prendre en considération conformément aux lois de comportement de chaque type de structure.

VII.2.3.Principe de calcul

L'étude des voiles consiste à les considérer comme des consoles sollicitées par un moment fléchissant, un effort normal, et un effort tranchant suivant le cas le plus défavorable.

Selon les combinaisons suivantes :

- 1) $G + Q \pm E$
- 2) $0,8G + E$
- 3) Le calcul des armatures sera fait à la flexion composée, par la méthode des moments et vérifier selon le règlement R.P.A 99(version 2003).
- 4) Les murs en béton armé comportent trois catégories d'armature :
 - Armatures verticales.
 - Armatures horizontales (parallèles aux faces des murs).
 - Armatures transversales.

a. Les armatures longitudinales

Les Armatures verticales sont destinées à reprendre les efforts de flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles. Elles doivent respecter les prescriptions suivantes :

- ✓ L'effort de traction doit être repris en totalité par les armatures verticales et horizontales de la zone tendue, tel que : $A_{min} = 0,20 \times Lt \times e$

Avec : $\left\{ \begin{array}{l} Lt : \text{Longueur de la zone tendue} \\ e : \text{Épaisseur du voile} \end{array} \right.$

- ✓ Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement $St < e$
- ✓ A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile.
- ✓ Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

b. Les Armatures horizontales

Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants, elles doivent être disposées en deux nappes vers les extrémités des armatures verticales pour empêcher leurs flambements et munies de crochets à 135° ayant une longueur de $10\phi l$.

c. Les Armatures transversales

Sont Destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement. Elles sont en nombre de quatre épingles par $1m^2$ au moins.

- **Règles communes (armatures verticales et horizontales)**

- ✓ Le Pourcentage minimum d'armatures (verticales et horizontales)

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{min} = 0,15\% \times b \times h \dots \dots \dots \text{dans la section globale du voile} \\ A_{min} = 0,10\% \times b \times h \dots \dots \dots \text{dans la zone courante} \end{array} \right.$$

- ✓ L'espacement : $St \leq \min(1,5 \times a ; 30 \text{ cm})$
- ✓ Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles par m^2 . Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

- **Situation durable**

- **Béton** : $\gamma_b=1,5$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$.
- **Acier** : $\gamma_s=1,15$; Nuance FeE500 ; $\sigma_s=435\text{MPa}$.

- **b. Situation accidentelle**

- **Béton** : $\gamma_b=1,15$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $\sigma_{bc}=21,74\text{MPa}$.
- **Acier** : $\gamma_s=1,00$; Nuance FeE500 ; $\sigma_s=500\text{MPa}$.

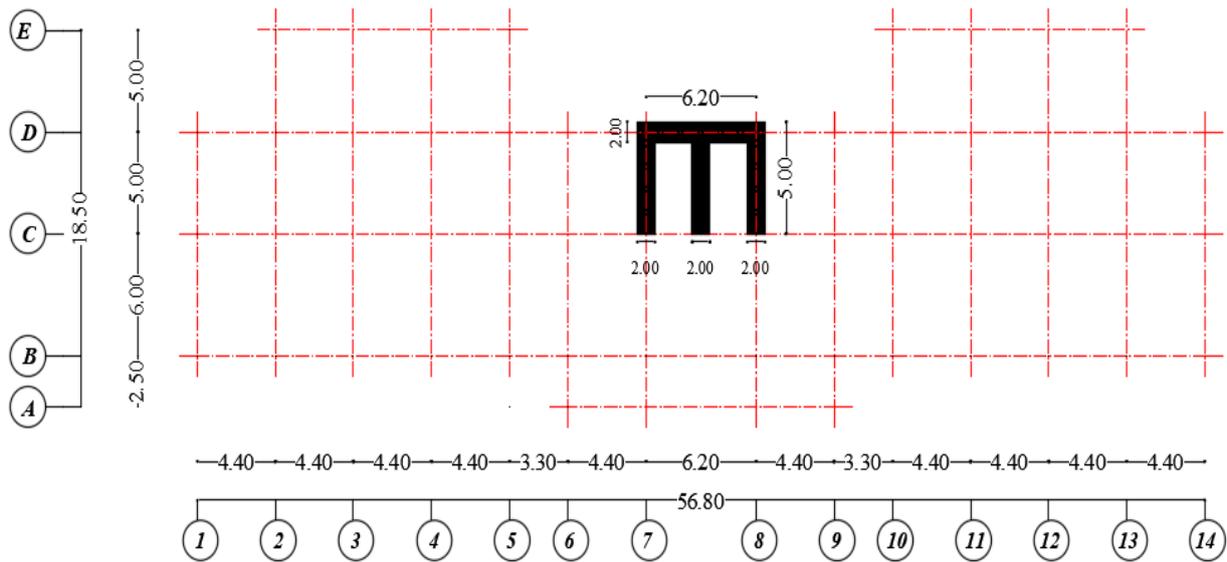


Figure VII.1: Dispositions des voiles du noyau central

VII.2.3. Détermination de l'épaisseur du voile

L'épaisseur du voile doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités. Les dimensions des voiles doivent satisfaire les conditions suivantes (A 7.7.1/R.P.A 99/03) :

- ✓ $e \geq 15\text{cm}$
- ✓ $e \geq h_e / 22,5$
- ✓ $L \geq 4 e$

Avec :

h_e : Hauteur libre d'étage.

e : L'épaisseur du voile.

L : La longueur du voile.

Dans notre cas : $h_e = 4,5 \text{ m}$

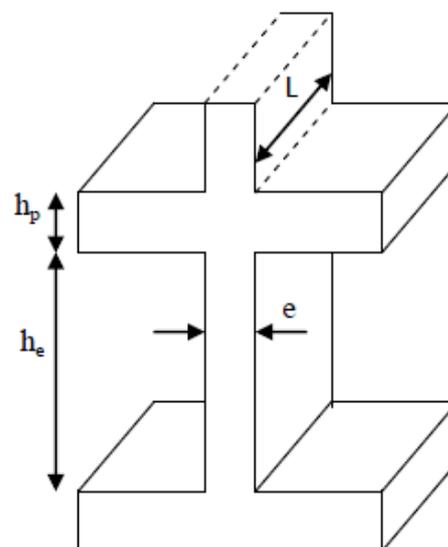


Figure VII.2: Coupe du voile en élévation

$$e > 4,5 / 22,5 = 0,2 \text{ m}$$

$$e = 0,2 \text{ m} \geq 15\text{cm} \text{ Vérifiée}$$

$$L = 5\text{m} \geq 4 e = 0,8 \text{ m} \text{ Vérifiée}$$

$$V1 \begin{cases} e = 0,2 \text{ m} \\ L = 5 \text{ m} \end{cases}$$

$$V2 \begin{cases} e = 0,2 \text{ m} \\ L = 6,2 \text{ m} \end{cases}$$

- **Contraintes limites de cisaillement**

Il faut vérifier que : $\tau_u < \overline{\tau_u} = (0,2f_{c28}) = 5\text{MPa}$

$$\text{Où : } \tau_u = \frac{V}{b_0 d}$$

b_0 : Épaisseur du voile.

d : hauteur utile = 0,9h.

h : hauteur totale de la section brute.

- **Exemple de calcul**

Voile (V1/1) ; $b_0 = 0,2\text{m}$; $d = 0,9 \times 4,5 = 4,05\text{m}$

$$\tau_u = \frac{V}{b_0 d} = \frac{1857,58 \times 10^3}{0,2 \times 4,05 \times 10^6} = 2,29 \text{ MPa}$$

voile	Épaisseur (m)	V (KN)	τ_u (MPa)	$\overline{\tau_u}$ (MPa)	Observation
V1/1	0.2	1857,58	2,29	5	Vérifiée
V1/2	0.2	1693,27	2,09	5	Vérifiée
V1/3	0.2	2535,98	3,13	5	Vérifiée
V2	0.2	3987,88	4,92	5	Vérifiée

Tableau VII.1: Vérification Contraintes limites de cisaillement

VII.2.4 Les armatures longitudinales

Le calcul se fait avec la méthode des moments :

L : longueur du voile.

E_p : épaisseur du voile.

$$W : \text{moment statique du voile } W = \frac{L^2 \times E_p}{6}$$

S : surface du voile.

M : moment max $M = 17501,37 \text{ KN.m}$

N : l'effort normal $N = -19530,6 \text{ KN}$

σ_t : La contrainte de traction $\sigma_t = \frac{M}{W} - \frac{N}{S}$

σ_c : La contrainte de compression $\sigma_c = \frac{M}{W} + \frac{N}{S}$

Lt : La longueur de traction $Lt = \frac{\sigma_t \times L}{\sigma_c + \sigma_t}$

As : La section nécessaire des armatures $As = \frac{\left(0,5 \frac{\sigma_t \times Lt \times Ep}{f_e}\right)}{Lt}$

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

Niveau (RDC ; 1^{er} ; 2^{eme})

Voile	L(m)	Ep (m)	S (m ²)	W (m ³)	M(KN.m)	N(KN)	σ_t (Mpa)	σ_c (Mpa)	Lt(m)
V1	5	0.2	1	0.3	17501,37	-19530,6	40,53	-1,47	4,82
V2	6.2	0.2	1.24	1.28	28666,6	-17440,4	36,44	-8,31	5,05

Tableau VII.2: Calcul du ferraillage du voile (RDC ; 1er ; 2eme)

Niveaux	Voile	As (cm ²)	Asadopté(cm ²)	Choix d'armature
RDC, 1 ^{er} ; 2 ^{eme}	V1	101.33	104.72	68T14
	V2	91.09	95.48	62T14
3 ^{eme} ; 4 ^{eme} ; 5 ^{eme}	V1	47.91	104.72	68T14
	V2	39.66	95.48	62T14
6 ^{eme} ; 7 ^{eme} ; 8 ^{eme}	V1	21.07	76.84	68T12
	V2	16.5	70.06	62T12
9 ^{eme} ; 10 ^{eme}	V1	9,81	76.84	68T12
	V2	5,58	70.06	62T12

Tableau VII.3: Choix du ferraillage des voiles

VII.2.5 Les armatures horizontales

La section At des armatures d'âme est donnée par relation suivante :

$$\frac{A_t}{B_0 \times S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{tj} \cdot K}{0,8 \times f_e}$$

Dans notre cas on n'a pas de reprise de bétonnage (K=1)

$$A_t \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{tj} \cdot K}{0,8 \times f_e} \times B_0 \times S_t = \frac{2,29 - (0,3 \times 2,1 \times 1)}{0,8 \times 400} \times 200 \times 150 = 1,56 \text{ cm}^2$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

voile	Epaisseur (m)	τ_u (MPa)	A_t (cm ²)	Choix	A_t (cm ²)
V1/1	0.2	2,29	1,56	2T14	3,08
V1/2	0.2	2,09	1,36	2T14	3,08
V1/3	0.2	3,13	2,34	2T14	3,08
V2	0.2	4,92	4,02	3T14	4,62

Tableau VII.4: Ferrailage des armatures horizontales

VII.2.6 Armature transversale

Les armatures transversales perpendiculaires aux faces du voile sont à prévoir d'une densité de 4 par m² :

On opte des épingles de **T8 e=15cm**.

- **Longueur de recouvrement**

La longueur minimale de recouvrement est de : $L_{recouvrement} = 50 \varnothing l$ en zone sismique III.

Pour :

$$T14 \rightarrow L_{recouvrement} = 50 \times 1,4 = 70 \text{ cm}$$

$$T12 \rightarrow L_{recouvrement} = 50 \times 1,2 = 60 \text{ cm}$$

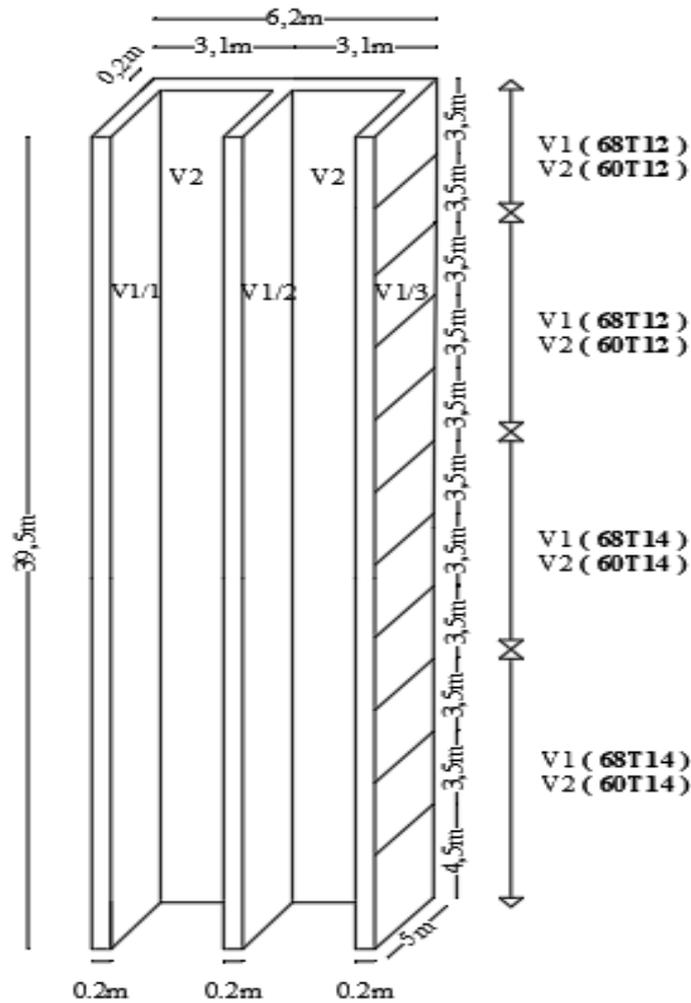


Figure VII.3 : Choix d'armature du noyau

- Disposition des armatures

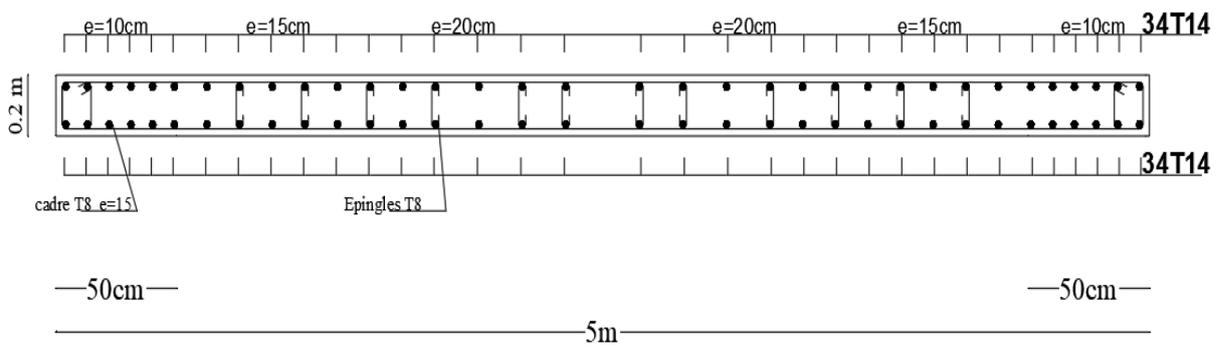


Figure VII.4: Schéma de ferraillage du voile (V1)

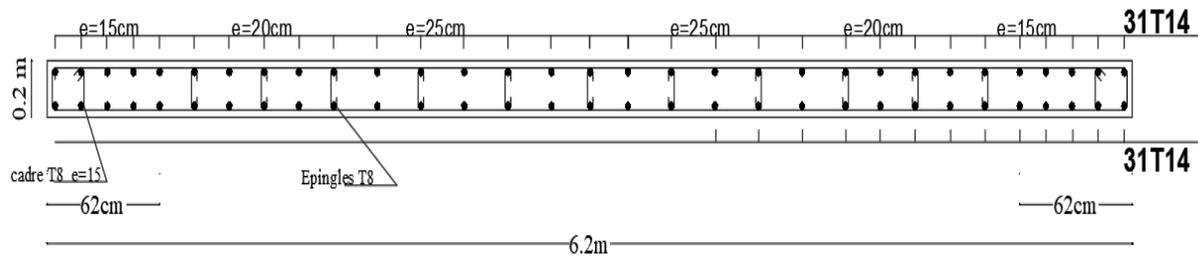


Figure VII.5 : Schéma de ferrailage du voile (V2)

VII.3 Etude du voile périphérique

VII.3.1 Introduction

Notre structure comporte un voile périphérique qui s'élève du niveau des fondations jusqu'au niveau du plancher de RDC.

Il forme par sa grande rigidité à la base un caisson rigide et indéformable avec les planchers du RDC, le sous-sol et les fondations.

VII.3.2 Pré-dimensionnement du voile

Pour le dimensionnement du voile périphérique, on se réfère aux prescriptions du **RPA99 version 2003**,

- Les ossatures au-dessous du niveau de base comportent un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base
- Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :
- Epaisseur $e \geq 15\text{ cm}$
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de $0,1\%B$ dans les deux sens (horizontal et vertical).
- Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

La longueur de recouvrement est de $50\varnothing$ avec disposition d'équerres de renforcement dans les angles Avec :

B : Section du voile

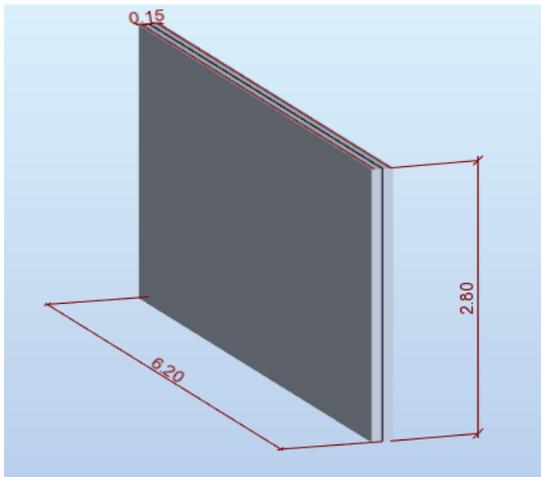


Figure VII.6 : Dimension du Voile périphérique

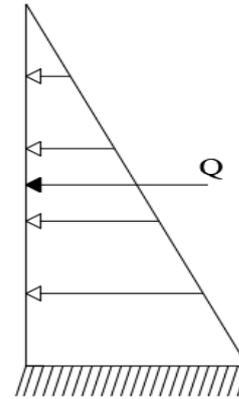


Figure VII.7 : Schéma statique

✚ Voile périphérique

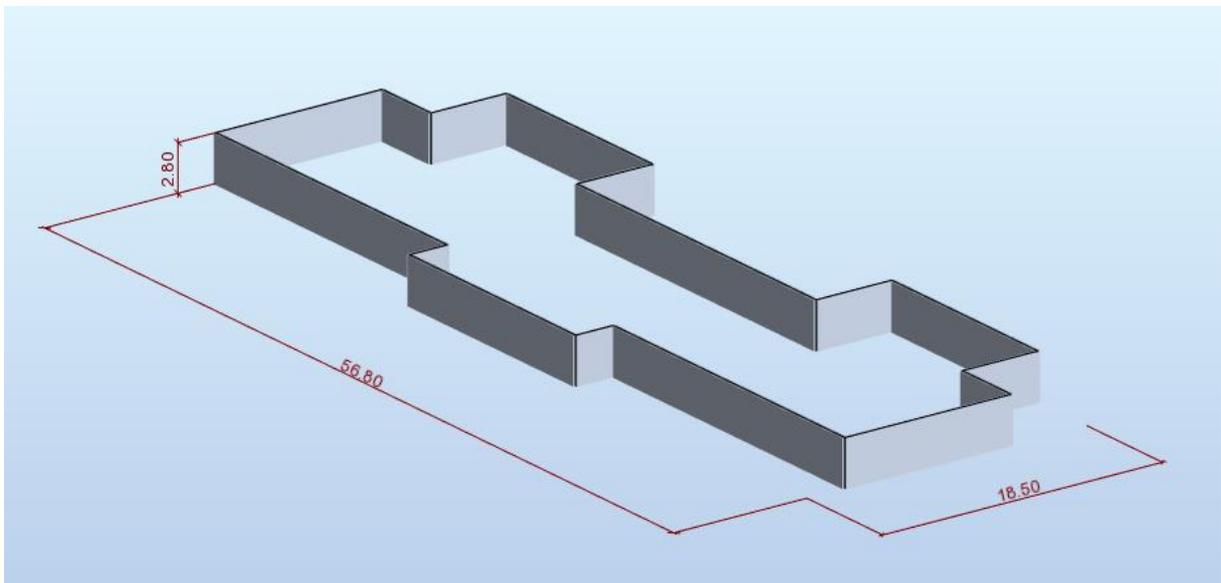


Figure VII.8: Voile périphérique du sous-sol

- **Evaluation des charges de Sous-Sol**

On considère le voile comme une dalle pleine reposant sur 4 appuis et qui supporte les charges horizontales dues aux poussées des terres. On prend le tronçon le plus défavorable.

$$L_x = 2,8 \text{ m} ; L_y = 6,2 \text{ m} ; e = 15 \text{ cm}$$

Les charges et surcharges prise uniformément répartie sur une bande de 1m se situe à la base du voile (cas le plus défavorable).

Q : Contrainte à la base sur une bande de 1m.

A : Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement interne.

γ : Poids spécifique des terres ($\gamma h = 18 \text{ kN/m}^3$).

H : Hauteur de voile ($H = 2,8 \text{ m}$).

φ : Angle de frottement de remblai.

$$\varphi = 28^\circ$$

$$A = f(\varphi) = \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 0,36$$

$$\text{Donc : } Q = A \times \gamma \times H = 0,36 \times 18 \times 2,8 = 18,14$$

$$Q_u = 1,35 \times Q = 1,35 \times 18,14 = 24,489 \text{ KN/ml}$$

- **Effort dans la dalle**

On prend comme hypothèse pour le calcul des voiles ; un encastrement parfait au niveau du massif des fondations et libre à l'autre côté.

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{2,8}{6,2} = 0,45 > 0,4 \quad \text{Donc la dalle travail dans les deux sens.}$$

$$ELU \ v = 0 \begin{cases} \mu_x = 0,1036 \\ \mu_y = 0,25 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x \cdot Q_u \cdot L_x^2 = 0,1036 \times 24,489 \times 2,8^2 = 19,89 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x = 0,25 \times 19,89 = 4,97 \text{ KN.m}$$

- ✓ **Moment en travée**

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 16,9 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 4,335 \text{ KN.m}$$

✓ **Moment sur appuis**

$$M_{ax} = 0,5M_x = 9,945 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 0,5M_y = 2,55 \text{ KN.m}$$

• **Calcul du ferrailage du voile périphérique**

On a:

$$b = 1\text{m}; h = 15\text{cm}; d = 13,5\text{cm}; \sigma_{bc} = 14,17\text{MPa}$$

Les résultats du ferrailage sont regroupés dans le tableau suivant :

	Sens	M (KN.m)	$A_s(\text{cm}^2)$	Choix adopté	$A_s(\text{cm}^2)$
Travée	X-X	16,9	3,57	6T10	4,71
	YY	4,335	0,93	6T8	3,02
Appuis	X-X	9,945	2,16	6T10	4,71
	YY	2,55	0,54	6T8	3,02

Tableau VII.5: Ferrailage du voile périphérique

• **Condition de non fragilité**

Dalles travaillent dans les deux sens.

L'épaisseur $12\text{cm} \leq e \leq 30\text{cm}$.

$$\begin{cases} A_x \geq A_x^{\min}; A_x^{\min} = \rho_0 \left[3 - \frac{L_x}{L_y} \right] \frac{bh}{2} \\ A_y \geq A_y^{\min}; A_y^{\min} = \rho_0 bh \end{cases}$$

$$\rho_0 = 6 \times 10^{-4}$$

$$\begin{cases} A_x^{\min} = 6 \times 10^{-4} \left[3 - \frac{280}{620} \right] \frac{100 \times 15}{2} = 1,15 \text{ cm}^2 \\ A_y^{\min} = 6 \times 10^{-4} \times 100 \times 15 = 0,9 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

✓ **Moment en travée**

$$A_x = 4,71 \text{ cm}^2 \geq A_x^{\min} = 1,15 \text{ cm}^2$$

$$A_y = 3,02 \text{ cm}^2 \geq A_y^{\min} = 0,9 \text{ cm}^2$$

✓ **Moment sur appuis**

$$A_x = 4,71 \text{ cm}^2 \geq A_x^{\min} = 1,15 \text{ cm}^2$$

$$A_y = 3,02 \text{ cm}^2 \geq A_y^{\min} = 0,9 \text{ cm}^2 \quad \text{La condition est vérifiée}$$

• **Vérification de la contrainte tangentielle du béton**

Il faut vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u$

Avec :

$$\bar{\tau}_u = \min(0,1f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$T_x = \frac{q_u \times l_x \times l_y}{2 \times l_x + l_y} = \frac{24,489 \times 2,8 \times 6,2}{(2 \times 2,8) + 6,2} = 36,03 \text{ KN}$$

$$T_y = \frac{q_u \times l_x}{3} = \frac{24,489 \times 2,8}{3} = 22,85 \text{ KN}$$

$$T_u = \text{Max}(T_x; T_y) = 36,03 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{36,03 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,267 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,267 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

• **Vérification des contraintes à l'ELS**

Il faut vérifier que :

$$\text{Pour le béton : } \sigma_{bc} = \left(\frac{M_{ser}}{I} \right) \times Y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Pour l'acier : } \sigma_s = n \left(\frac{M_{ser}}{I} \right) \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e ; \text{Max}(0,5f_e ; 110\sqrt{nf_{tj}}) \right)$$

$$\bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$$

$$Q_s = Q = 18,14 \text{ KN/ml}$$

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{2,8}{6,2} = 0,45 > 0,4 \quad \text{Donc la dalle travail dans les deux sens.}$$

$$ELS \ v = 0,2 \begin{cases} \mu_x = 0,1036 \\ \mu_y = 0,3234 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x \cdot Q_u \cdot L_x^2 = 0,1036 \times 18,14 \times 2,8^2 = 14,73 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x = 0,3234 \times 18,14 = 5,87 \text{ KN.m}$$

✓ **Moment en travée**

$$M_{tx} = 0,85M_x = 12,52 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85M_y = 4,99 \text{ KN.m}$$

✓ **Moment sur appuis**

$$M_{ax} = 0,5M_x = 7,365 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 0,5M_y = 2,935 \text{ KN.m}$$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

	Sens	M (KN.m)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)
Travée	X-X	12,52	4,71	3,71	8473,51	5,49	15	216,80	201,63
	Y-Y	4,99	3,02	3,07	5892,43	2,60	15	132,44	201,63
Appuis	X-X	7,365	4,71	3,71	8473,51	3,23	15	127,53	201,63
	Y-Y	2,935	3,02	3,07	5892,43	1,53	15	77,90	201,63

Tableau VII.6 : Calcul des contraintes du voile périphérique

	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc}	σ _s ≤ σ̄ _s
Travée	Vérifiée	Non Vérifiée
	Vérifiée	Vérifiée
Appuis	Vérifiée	Vérifiée
	Vérifiée	Vérifiée

Tableau VII.7 : Vérification des contraintes du voile périphérique

Augmentation de la section d'armature dans le sens (X-X)

	Sens	M (KN.m)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	σ _s ≤ σ̄ _s
Travée	X-X	12,52	5,5	3,96	9578,40	186,92	201,63	Vérifiée

Tableau VII.8 : Vérification de contrainte du voile périphérique (Sens X-X)

	Sens	Choix adopté	Section (cm ²)	Espacement
Travée	X-X	7T10	5,5	15
	Y-Y	6T8	3,02	15
Appuis	X-X	7T10	5,5	15
	Y-Y	6T8	3,02	15

Tableau VII.9: Choix du ferraillage du voile périphérique

• Vérification de la flèche

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées ci-dessous sont vérifiées simultanément :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20M_x} \\ \frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{27} \text{ à } \frac{1}{35} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{0,15}{2,8} = 0,05 \geq \frac{12,52}{20 \times 14,73} = 0,042 \\ \frac{0,15}{2,8} = 0,05 \geq 0,037 \text{ à } 0,028 \\ \frac{A_s}{100 \times 13,5} = 4 \times 10^{-3} \leq \frac{2}{400} = 5 \times 10^{-3} \end{array} \right.$$

Toutes les vérifications sont vérifiées donc on n'a pas besoin de vérifier la flèche.

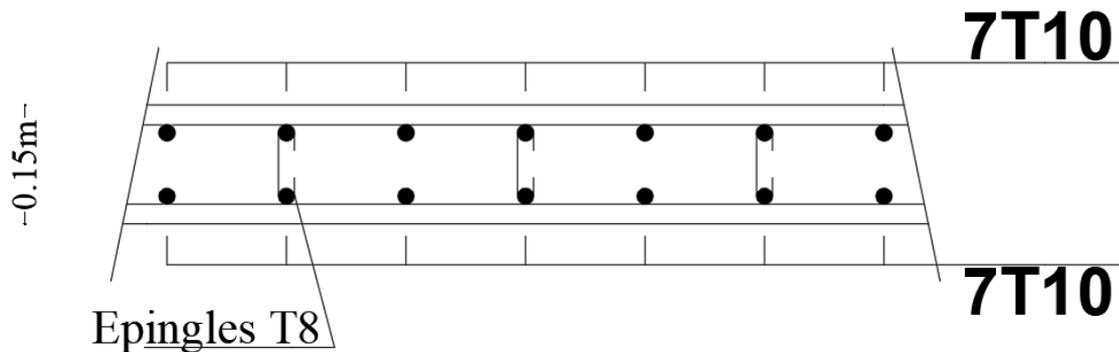


Figure VII.8: Schéma de ferraillage du voile périphérique

VII.4 Les poteaux mixtes

Les poteaux mixtes sont généralement constitués par une section carrée ou rectangulaire, obtenue à partir d'un profilé en acier, de type I ou H.

On parle de poteau mixte lorsqu'un profilé laminé soumis essentiellement à de la compression est combiné avec du béton. Ils sont utilisés pour reprendre un effort normal important avec une section d'air relativement faible, sont également utilisés dans les bâtiments élevés sensible aux actions horizontales telles que le vent ou les séismes (pour lesquels la ductilité de l'acier est importante).voilà quelques exemples des poteaux mixtes :

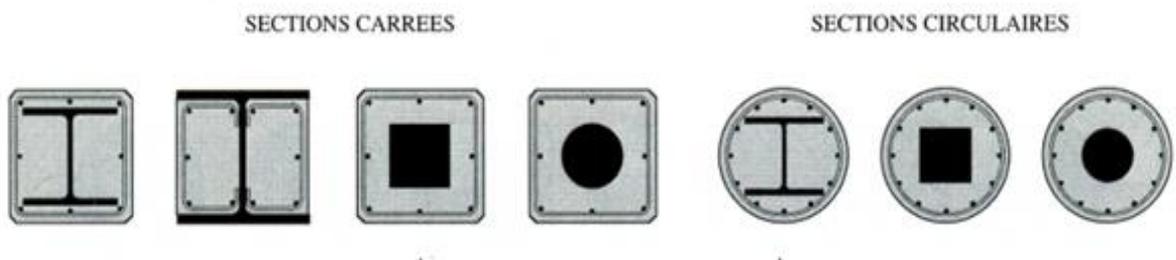


Figure VII. 9: Exemples de profils enrobés de béton

Le béton ajouté au profilé permet de distinguer deux types de poteaux mixtes

- les poteaux enrobés de béton, que ce soit totalement ou partiellement
- les poteaux remplis de béton

VII. 4.1 Calcul des poteaux mixtes

Pour le dimensionnement des poteaux mixtes acier-béton, deux méthodes sont présentées dans le règlement européen l'EC4.

Une méthode générale qui prend en compte les effets du second ordre et les imperfections applicables aux sections de poteaux non symétriques ainsi qu'à des poteaux de section variable sur leur hauteur. Cette méthode nécessite l'utilisation d'outils de calcul numérique.

Une méthode simplifiée faisant aux courbes de flambement européennes des poteaux en acier qui tiennent implicitement compte des imperfections, applicable au calcul des poteaux mixtes présentant une section doublement symétrique et uniforme sur leur hauteur.

On propose un poteau mixte totalement enrobé avec un profile HEA450 et de section (600*500) et armateur $6\phi 14$.

Caractéristique de la section mixte

VII.4.2 Acier HEA450

Poids	Section	Dimensions				Caractéristiques					
		h	b	t _f	t _w	I _y	I _z	W _{pl-y}	W _{pl-z}	i _y	i _z
Kg/m	cm ²	mm	mm	mm	mm	cm ⁴	cm ⁴	cm ³	cm ³	cm	cm
140	178	440	300	21	11.5	63720	9465	3216	965.5	65.78	7.29

Tableau VII.10 : Caractéristiques du profilé HEA450

VII 4.3 Armateurs 6 ϕ 14

As=924mm²

- $I_s = N_{\text{barre}} \times A \times d^2$

$$I_{sy} = n_s \times \frac{\pi \times \phi_A^2}{4} \times \left[\left(\frac{h}{2} - \left(\frac{\phi_A}{2} + \phi_t + c \right) \right)^2 \right]$$

$$I_{sy} = 4 \times \frac{\pi \times 14^2}{4} \times \left[\left(\frac{600}{2} - \left(\frac{14}{2} + 8 + 40 \right) \right)^2 \right]$$

$$I_{sy} = 4 \times \frac{\pi \times 14^2}{4} \times [300 - (7 + 8 + 40)]^2$$

$$I_{sy} = 39.96 \times 10^6 \text{mm}^4$$

$$I_{sz} = n_s \times \frac{\pi \times \phi_A^2}{4} \times \left[\left(\frac{h}{2} - \left(\frac{\phi_A}{2} + \phi_t + c \right) \right)^2 \right]$$

$$I_{sz} = 6 \times \frac{\pi \times 14^2}{4} \times \left[\left(\frac{500}{2} - \left(\frac{14}{2} + 8 + 40 \right) \right)^2 \right]$$

$$I_{sz} = 6 \times \frac{\pi \times 14^2}{4} \times [250 - (7 + 8 + 40)]^2$$

$$I_{sz} = 35.12 \times 10^6 \text{mm}^4$$

Avec :

n_s : Nombre des armatures dans la file.

C : enrobage.

ϕ_A : Diamètre des armatures.

ϕ_t : Diamètres de cadre.

VII.4.4 Béton de section (600*500)

$$A_c = [A_{\text{béton}} - (A_{\text{barre}} + A_{\text{profilé}})]$$

$$A_c = [600 \times 500 - (924 + 17800)]$$

$$A_c = 2,81 \times 10^5 \text{ mm}^2$$

$$I_{cy} = \frac{bh^3}{12} - [I_{sy} + I_{ay}]$$

$$I_{cy} = \frac{500 \times 600^3}{12} - [39.96 \times 10^6 + 63720 \times 10^4]$$

$$I_{cy} = 8.32 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

$$I_{cz} = \frac{bh^3}{12} - [I_{sz} + I_{az}]$$

$$I_{cz} = \frac{600 \times 500^3}{12} - [35.12 \times 10^6 + 9465 \times 10^4]$$

$$I_{cz} = 6.12 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

- **La rigidité élastique**

$$EI_y = E_a \times I_{ay} + 0.6 E_{cd} \times I_{cy} + E_s \times I_{sy}$$

$$EI_y = 2.1 \times 10^5 \times 63720 \times 10^4 + 0.6 \times 22.22 \times 10^3 \times 8.32 \times 10^9 + 2.1 \times 10^5 \times 39.96 \times 10^6$$

$$EI_y = 2.53 \times 10^{14} \text{ N mm}^2$$

$$EI_z = E_a \times I_{az} + 0.6 E_{cd} \times I_{cz} + E_s \times I_{sz}$$

$$EI_z = 2.1 \times 10^5 \times 9465 \times 10^4 + 0.6 \times 22.22 \times 10^3 \times 6.12 \times 10^9 + 2.1 \times 10^5 \times 35.12 \times 10^6$$

$$EI_z = 1.09 \times 10^{14} \text{ N mm}^2$$

Avec :

$E_{cd} = \frac{E_{cm}}{\gamma_c}$: Module d'élasticité efficace du béton Pour le chargement à court terme

$E_{cm} = 30000$: Module d'élasticité sécant de béton.

$$\gamma_c = 1.35$$

I_s, I_c, I_s : Sont des moments d'inertie de flexion pour plan de flexion considéré de l'acier de construction, de béton et de l'armature.

$(E_a, E_s) = 2.1 \times 10^5 \text{ (N/mm}^2)$: Les modules d'élasticité pour l'acier de construction et pour l'armature.

VII.4.5 Résistance plastique en compression axiale

$$N_{pl,rd} = A_a \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}} + A_c \times 0.85 \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c} + A_s \times \frac{f_{sk}}{\gamma_s}$$

f_y : Limite élastique de l'acier de construction.

f_{ck} : Résistance en compression de béton.

f_{sk} : Limite élastique de l'acier d'armature.

A_a, A_c, A_s : Aire de la section de l'acier de construction, de béton et de l'armature.

$\gamma_{m0}, \gamma_c, \gamma_s$: Les coefficients partiels de sécurité aux états limites ultimes.

Avec : $\gamma_{m0} = 1.1$

$\gamma_c = 1.5$

$\gamma_s = 1.15$

$$N_{pl,rd} = 17800 \times \frac{275}{1.1} + 2,81 \times 10^5 \times 0.85 \times \frac{25}{1.5} + 924 \times \frac{400}{1.15}$$

$$N_{pl,rd} = 4450000 + 3980833.33 + 321391.30$$

$$N_{pl,rd} = \mathbf{8752.22 \text{ KN}}$$

VII.4.6 Détermination le rapport de contribution de l'acier

$$\delta = \frac{(A_a \times f_y) / \gamma_{m0}}{N_{pl,rd}}$$

$$\delta = \frac{(17800 \times 275) / 1.1}{8752.22} = 0.51$$

VII.4.7 Vérification de la stabilité des poteaux mixtes en compression axiale

$$N_{sd} \leq \chi N_{pl,rd}$$

A partir du logiciel de ROBOT en tire $N_{sd} = \mathbf{2450.44 \text{ KN}}$ sous la combinaison G+Q+Ex

- Calcul d'élanement réduit

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{pl,rd}}{N_{cr}}}$$

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \times EI}{L_f^2}$$

Avec :

L_f : La longueur de flambement ($L_f = L_0$) (articulé)

N_{cr} : La charge critique élastique pour la longueur de poteau.

$N_{pl,rd}$: La résistance plastique en compression de la section mixte.

- Calcul $\bar{\lambda}_y$

$$N_{cry} = \frac{\pi^2 \times EI_y}{L_{fy}^2} = \frac{\pi^2 \times 2.53 \times 10^{14}}{2800^2} = 31849.16 \text{ KN}$$

$$\bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{N_{pl,rd}}{N_{cry}}} = \sqrt{\frac{8752.22}{31849.16}} = 0.16$$

- Calcul $\bar{\lambda}_z$

$$N_{crz} = \frac{\pi^2 \times EI_z}{L_{fz}^2} = \frac{\pi^2 \times 1.09 \times 10^{14}}{2800^2} = 137217.71 \text{ KN}$$

$$\bar{\lambda}_z = \sqrt{\frac{N_{pl,rd}}{N_{crz}}} = \sqrt{\frac{8752.22}{137217.71}} = 0.25$$

$(\bar{\lambda}_y, \bar{\lambda}_z)$ Risque de flambement en plan z-z et y-y ($\bar{\lambda}_z < 2$)

- Le choix de la courbe de flambement

$$\frac{h(HEA450)}{b(HEA450)} = \frac{440}{300} = 1.46 > 1,2 \text{ Et } t_f = 21 \text{ mm} \leq 40 \text{ mm}$$

$$\alpha_y = 0,21 \text{ Et } \alpha_z = 0,34$$

$$\begin{cases} \text{Plan y - y ; } \phi_y = 0,5 \times (1 + \alpha_y \times (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2) \\ \text{Plan z - z ; } \phi_z = 0,5 \times (1 + \alpha_z \times (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2) \end{cases}$$

$$\text{Plan y - y ; } \phi_y = 0,5 \times (1 + 0,21 \times (0,16 - 0,2) + 0,16^2) = 0,51$$

$$\text{Plan z - z ; } \phi_z = 0,5 \times (1 + 0,34 \times (0,25 - 0,2) + 0,25^2) = 0,54$$

$$\begin{cases} \text{Plan y - y ; } \chi_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = \frac{1}{0,51 + \sqrt{0,51^2 - 0,16^2}} = 1 \\ \text{Plan z - z ; } \chi_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = \frac{1}{0,54 + \sqrt{0,54^2 - 0,25^2}} = 0,98 \end{cases} \chi_{min} = 0,98$$

$$N_{sd} \leq \chi N_{pl,rd}$$

$$2450.44 \leq 0,98 \times 8752.22 = 8577.18$$

$$N_{sd} = 2450.44 \text{ KN} \leq N_{pl,rd} = 8577.18 \text{ KN} \text{ Condition vérifiée}$$

VII.4.8 Vérification d'application de la méthode simplifiée

Hypothèses	Vérifications	Observation
La symétrie de la section	Section symétrique	Vérifiée
$0.2 < \delta < 0.9$	$\delta = 0.51$	Vérifiée

$(\bar{\lambda}_y, \bar{\lambda}_z) < 2$	$\bar{\lambda}_y = 0.16$ $\bar{\lambda}_z = 0.25$	Vérifiée
$A_s \geq 0.3\% A_c$	$A_s = 924\text{mm}^2$ $0.3\% A_c = 843\text{mm}^2$	Vérifiée
$0.2 < \frac{h}{b} < 5$	$\frac{h}{b} = 1.46$	Vérifiée
$\frac{A_s}{A_c} \leq 0.06$	$\frac{A_s}{A_c} = \frac{924}{2,81 \times 10^5} = 0.0032$	Vérifiée
$40\text{mm} \leq C_y < 0.4 \times bc$ $40\text{mm} \leq C_z < 0.3 \times hc$	$40\text{mm} \leq C_y = 40\text{mm} < 0.4 \times bc = 240\text{mm}$ $40\text{mm} \leq C_z = 40\text{mm} < 0.3 \times hc = 150\text{mm}$	Vérifiée

Tableau VII.11 : Les vérifications d'application de la méthode simplifiée

Toute les conditions sont vérifiées alors on opte la section mixte (500*600 ; HEA450) pour poteau de sous-sol.

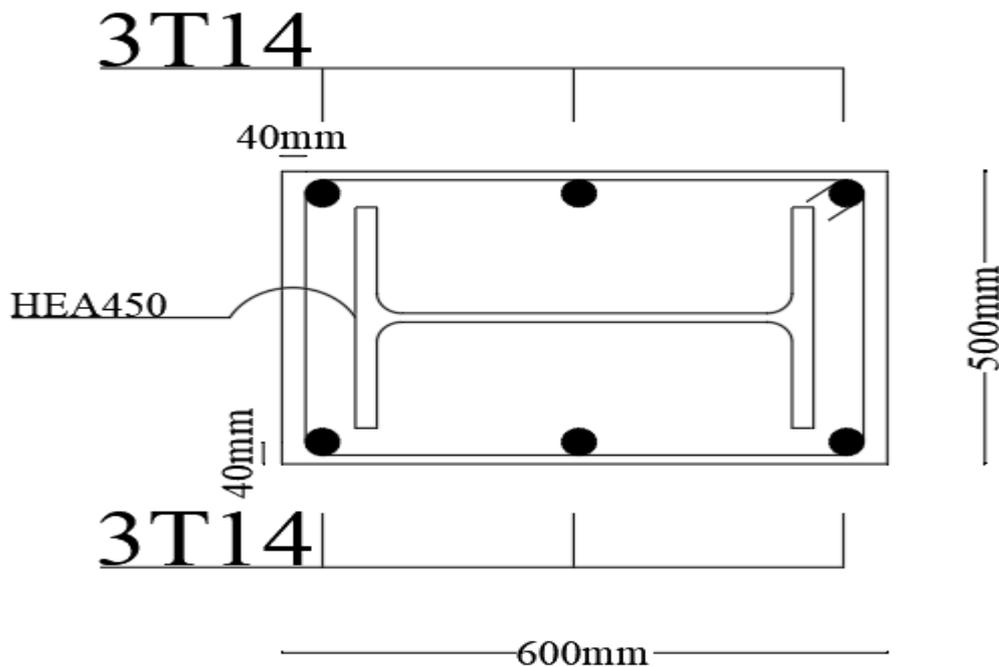


Figure VII.10 : Schéma de poteau mixte

Figure VIII. 1 : Assemblage poutre solive	182
Figure VIII. 2 : Schéma d'assemblage poutre- solive	183
Figure VIII. 3 : Disposition constructive d'assemblage poutre-solive	185
Figure VIII. 4 : Assemblage soudé poutres –platine	186
Figure VIII. 5 : Assemblage poteau – poutre	189
Figure VIII. 6 : Distribution des boulons sur la platine d'extrémité	189
Figure VIII. 7 : Distribution des boulons sur la platine	194
Figure VIII.8 : Assemblage poteau – poteau	195
Figure VIII. 9 : Disposition constructive des boulons.....	196
Figure VIII. 10 : Assemblage contreventement en V.....	199
Figure VIII.11 : Assemblage membrure-montant-diagonale.....	202
Figure VIII.12 : Assemblage pied de poteau	204

Tableau VIII. 1 : Caractéristiques des boulons.....	180
Tableau VIII. 2 : Normes des dimensions des trous des boulons	180
Tableau VIII. 3 : Valeurs du Coefficient de frottement μ	181
Tableau VIII. 4 : Valeurs du Coefficients partiels de sécurité M_w	181
Tableau VIII. 5 : Valeurs du Facteur de corrélation approprié β_w	181
Tableau VIII. 6 : Valeurs des coefficients réducteurs K_s	182

Table des matières

VIII.1 Introduction	179
VIII.2 Fonctionnement des assemblages	179
VIII.3 Calcul des assemblages	179
VIII.4 Le boulonnage	179
VIII.5 Les assemblages calculés manuellement	182
VIII.5.1 Assemblage poutre-solive	182
VIII.5.2 Assemblage poteau-poutre principale	185
VIII.5.3 Assemblage poteau-poteau (HEA450-HEA400)	193
VIII.5.4 Assemblage des éléments de contreventement en V	199
VIII.5.5 Assemblage montant-membrure / diagonale-membrure (salle de conférence)	201
VIII.5.6 Les assemblages calculés par logiciel	204

VIII.1 Introduction

Un assemblage est un dispositif qui permet de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elles, en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations entre les pièces. Ces dispositifs critiques pour l'ouvrage tant sous l'aspect de l'intégrité structurelle que sous l'aspect économique, doivent être conçus et dimensionnés avec au moins autant de soin que les composants élémentaires.

VIII.2 Fonctionnement des assemblages

Les principaux modes d'exécution des assemblages sont :

- ✓ Les assemblages soudés.
- ✓ Les assemblages boulonnés.
- ✓ Les assemblages rivetés.
- ✓ Les assemblages collés.

Dans notre présente étude l'assemblage boulonné est le mode utilisé, présente en général l'avantage d'une démontrabilité facile, avec récupération intégrale des composants initiaux.

VIII.3 Calcul des assemblages

Dans ce chapitre, sept (07) types d'assemblage seront traités, on se basant sur les normes de l'EC 3.

Les assemblages qui seront traités manuellement :

- ✓ Assemblage poutre-solive.
- ✓ Assemblage poteau-poteau.
- ✓ Assemblage poteau-poutre.
- ✓ Assemblage montant-diagonale-membrure.

Les assemblages qui seront traités par le logiciel **Autodesk robot** et **Idea statica** :

- ✓ Assemblage Noyau-poutre.
- ✓ Assemblage Pied de poteau.
- ✓ Assemblage Poteau-poutre en treillis.

VIII.4 Le boulonnage

Le boulonnage consiste le moyen d'assemblage le plus utilisé en construction métallique du fait de sa facilité de mise en œuvre et des possibilités de réglage qu'il ménage sur sites. Pour

notre cas le choix a été porté sur le boulon de haute résistance (HR). Il comprend une vis à tige filetée, une tête hexagonale et un écrou en acier à très haute résistance :

Classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.6	6.8	8.8	10.9
$f_{yb}(MPa)$	240	320	300	400	360	480	640	900
$f_{ub}(MPa)$	400	400	500	500	600	600	800	1000

Tableau VIII. 1 : Caractéristiques des boulons

- Dispositions constructives des assemblages

Boulon trou	à/ de M12	à / de M14	à / de M16	à / de M22	à / de M24	Au-delà M27
Normalisé d_0	d + 1		d + 2		D + 3	
Surdimensionné d_0	d + 3	d + 4			d + 6	d + 8
Oblong court	(d + 1) par (d + 4)		(d + 2) par (d + 6)		(d + 2) par (d + 8)	(d + 3) par (d + 10)
Oblong long	(d + 1) par 2.5 .d		(d + 2) par 2.5 .d			(d + 3) par 2.5.d
d : diamètre nominal du boulon en mm						

Tableau VIII. 2 : Normes des dimensions des trous des boulons

- Coefficient de frottement μ

Le coefficient de frottement μ doit correspondre à sa valeur de calcul.

Classe du traitement	Traitement de la surface de contact	μ
	–Surface décapées par grenailage ou sablage, avec enlèvement de toutes les	0,50

A	<p>plaques de rouille non adhérentes et sans piqures de corrosion</p> <ul style="list-style-type: none"> – Surfaces décapées par grenailage ou sablage et métallisées par projection d'aluminium. – Surfaces décapées par grenailage ou sablage et métallisées par projection d'un revêtement à base de zinc, garantissant un coefficient de frottement qui ne soit pas inférieur à 0,5. 	
B	<p>-Surfaces décapées par grenailage ou sablage et recouvertes d'une couche de peinture au silicate de zinc alcalin d'épaisseur 50 à 80 μm.</p>	0,40
C	<p>– Surfaces nettoyées par brossage métallique ou à la flamme avec enlèvement de toutes les plaques de rouille non adhérentes</p>	0,30
D	<p>– Surfaces non traitées</p>	0,2

Tableau VIII. 3 : Valeurs du Coefficient de frottement μ

• **Coefficients partiels de sécurité γ_{Mw}**

Nuance d'acier	Fe360 (S235)	Fe430 (S275)	Fe510 (S355)
γ_{Mw}	1.25	1.3	1.35

Tableau VIII. 4 : Valeurs du Coefficients partiels de sécurité γ_{Mw}

• **Facteur de corrélation approprié β_w**

Nuance d'acier	Fe360 (S235)	Fe430 (S275)	Fe510 (S355)
β_w	0.8	0.85	0.9

Tableau VIII. 5 : Valeurs du Facteur de corrélation approprié β_w

- Valeur des coefficients réducteurs K_s

Type de trous	K_s
Normalisés	1.0
Surdimensionnés ou oblongs courts	0.85
Oblongs longs	0.7

Tableau VIII. 6 : Valeurs des coefficients réducteurs K_s

VIII.5 Les assemblages calculés manuellement

VIII.5.1 Assemblage poutre-solive

- Poutre HEA 280

$$H = 280\text{mm} ; b = 280\text{mm} ; t_f = 13\text{mm} ; t_w = 8\text{mm} ; A = 97,3\text{mm}^2$$

- Solive IPE140

$$H = 140\text{mm} ; b = 73\text{mm} ; t_f = 6,9\text{mm} ; t_w = 4,7\text{mm} ; A = 16,4\text{mm}^2$$

$$V_{sd} = \frac{q \times l}{2} = \frac{(1,35 \times 5,7 + 1,5 \times 2,5) \times 6,2}{2} = 35,5\text{KN}$$

- Dimensionnement de l'assemblage

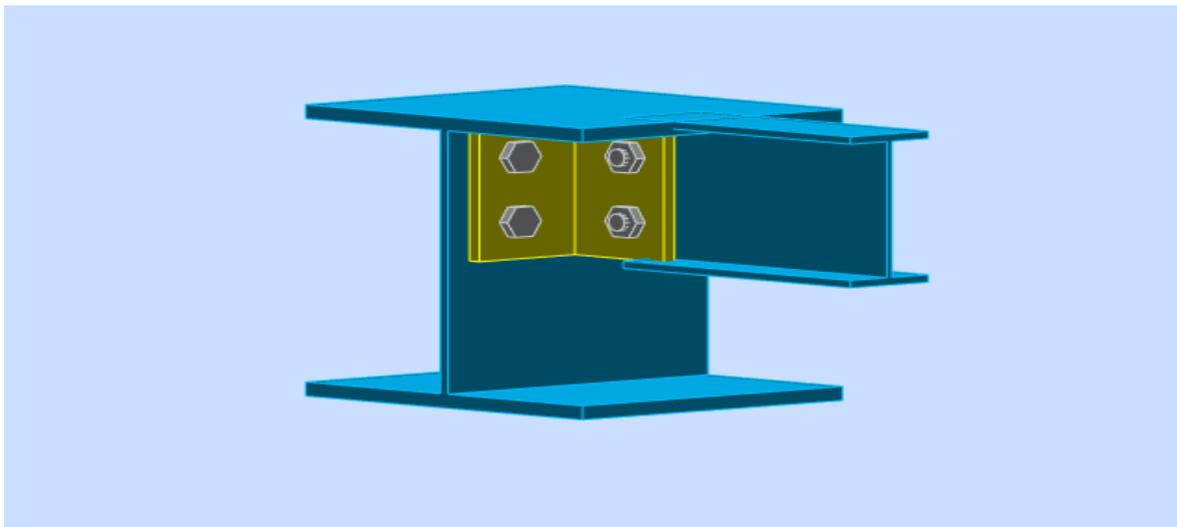


Figure VIII. 1 : Assemblage poutre solive

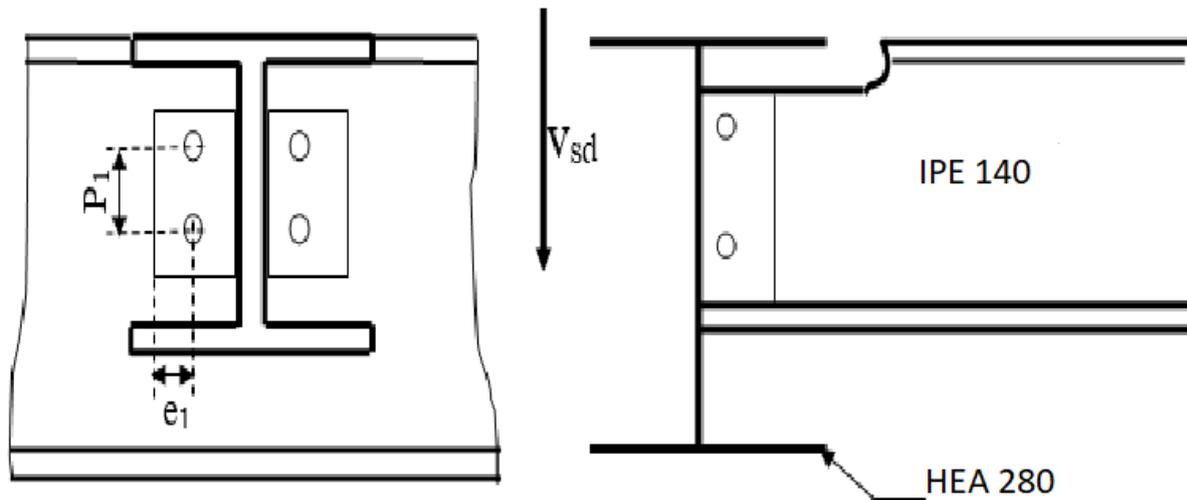


Figure VIII. 2 : Schéma d'assemblage poutre- solive

- **Choix de diamètre du boulon**

Pour des raisons pratiques on évite toujours la mise en œuvre dans un même assemblage des boulons de diamètre différents, le choix du diamètre se fera en déterminant leur résistance tout en étant proportionnel à l'épaisseur des pièces assemblées comme suite :

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

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

$$t \geq 25 \text{ mmd} = (24 ; 27 ; 30) \text{ mm}$$

On choisit 4 boulons de diamètre de 16mm (M16) de classe 4.6

$$\text{M16} \rightarrow d = 16\text{mm} ; d_0 = d + 2\text{mm} = 18\text{mm}$$

- **Disposition constructive des boulons**

$$1.2d_0 \leq e_1 \leq \max(12t ; 150\text{mm}) \rightarrow 21.6 \leq e_1 \leq 150\text{mm}$$

$$2.2d_0 \leq p_1 \leq \max(14t ; 200\text{mm}) \rightarrow 39.6 \leq p_1 \leq 161\text{mm}$$

$$1.5d_0 \leq e_2 \leq \max(12t ; 150\text{mm}) \rightarrow 27 \leq e_2 \leq 150\text{mm}$$

$$3d_0 \leq p_2 \leq \max(14t ; 200\text{mm}) \rightarrow 54 \leq p_2 \leq 161\text{mm}$$

- **Vérification de la résistance des boulons au cisaillement par plan de cisaillement**

Il faut vérifier que : $F_{vrd} > V_{sd}$

$$F_{vrd} = \alpha_v \times f_{ub} \times A_s / \lambda_{Mb}$$

Avec :

$$f_{ub} = 400 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Section résistante en traction : } A_s = 157 \text{ mm}^2$$

$$\text{Résistance des boulons : } \lambda_{Mb} = 1,25$$

$$\alpha_v = 0,6$$

$$F_{vrd} = \frac{0,6 \times 400 \times 157}{1,25} = 30,14 \text{ KN}$$

On a 2 boulons en double cisaillement donc :

$$F_{vrd} = n \times F_{vrd} = 4 \times 30,14 = 120,56 \text{ KN}$$

$$F_{vrd} = 120,56 \text{ KN} > V_{sd} = 35,5 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification de la pression diamétrale**

On a une cornière de (120 × 120 × 12)

Il faut vérifier que : $F_{sd1} > F_{b.Rd}$

$$F_{b.Rd} = \frac{2,5\alpha \cdot f_u \cdot dt}{\gamma_{Mb}}$$

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

$$d = 16 \text{ mm}; d_0 = 18 \text{ mm}; t = 12 \text{ mm}; \lambda_{Mb} = 1,25; f_u = 360 \text{ N/mm}^2;$$

$$e_1 = 30 \text{ mm}; p_1 = 60 \text{ mm}$$

$$\alpha = \min(0,55; 0,86; 1,1; 1)$$

$$\alpha = 0,55$$

$$F_{b.Rd} = \frac{2,5 \times 0,55 \times 360 \times 16 \times 12}{1,25} = 76,032 \text{ KN}$$

Pour un boulon :

$$V_{sd1} = \frac{V_{sd}}{4} = \frac{35,5}{4} = 8,88 \text{ KN}$$

$$V_{sd1} = 8,88 \text{ KN} < F_{b.Rd} = 76,032 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

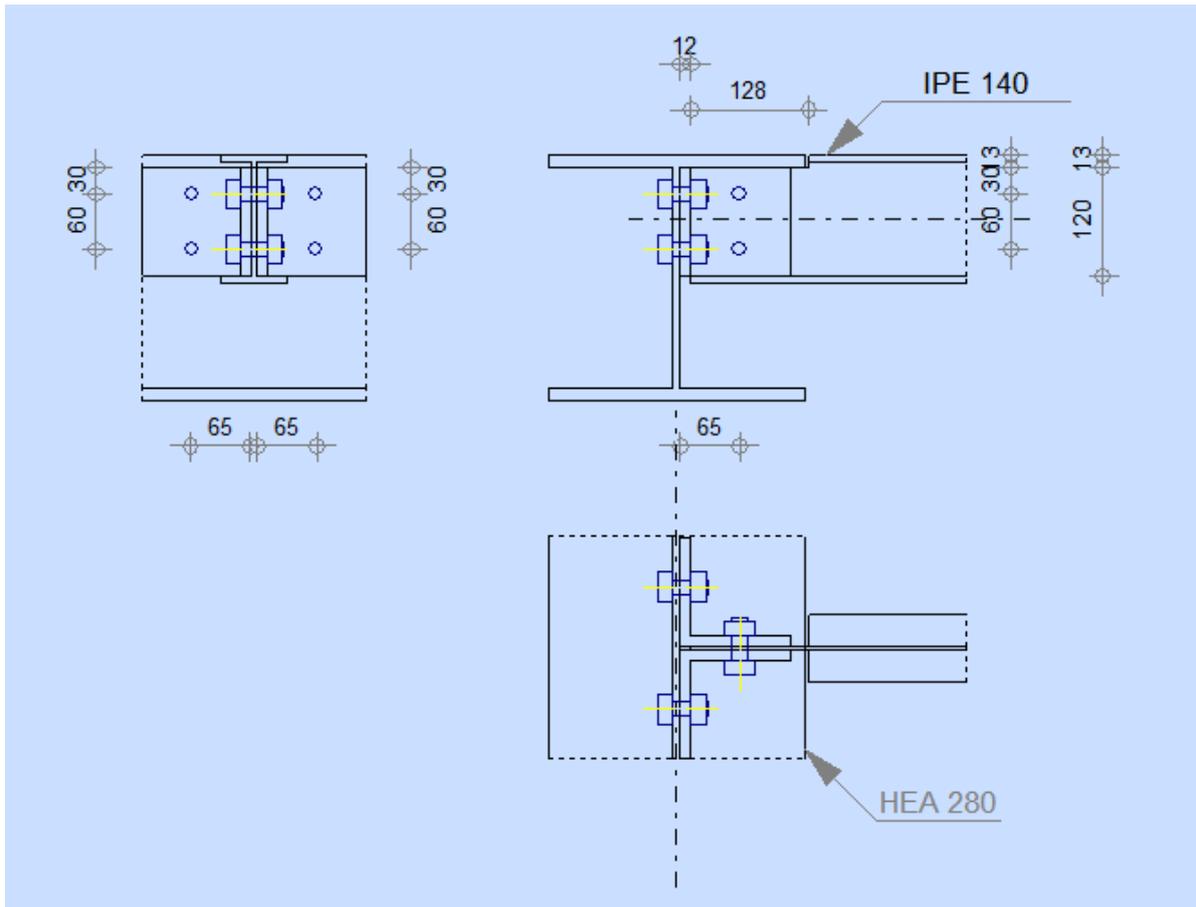


Figure VIII. 3 : Disposition constructive d'assemblage poutre-solive

VIII.5.2 Assemblage poteau-poutre principale

Poteau HEA 400

Poutre principale HEA 280

- Efforts sollicitant

$$V_{sd} = 872,61 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 86,11 \text{ KN}$$

$$M_{sd} = 106,26 \text{ KN.m}$$

- Calcul de l'épaisseur du cordon sur semelle

$$a_f \geq t_{fb} \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}} \times \frac{b_w \times \gamma_{m2}}{f_{us} \times \sqrt{2}}$$

$$a_f \geq 13 \times \frac{275}{1} \times \frac{0,85 \times 1,3}{430 \times \sqrt{2}}$$

$$a_f = 6,5\text{mm}$$

- Calcul de l'épaisseur du cordon sur l'âme

$$a_f \geq t_{wb} \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}} \times \frac{b_w \times \gamma_{m2}}{f_{us} \times \sqrt{3}}$$

$$a_f \geq 8 \times \frac{275}{1} \times \frac{0,85 \times 1,3}{430 \times \sqrt{3}}$$

$$a_f = 3,26\text{mm}$$

On adopte $a_s = 12\text{mm}$

Calcul de la soudure poutre HEA 28

$$L_1 = 280\text{mm}$$

$$L_2 = 136\text{mm}$$

$$L_3 = 267\text{mm}$$

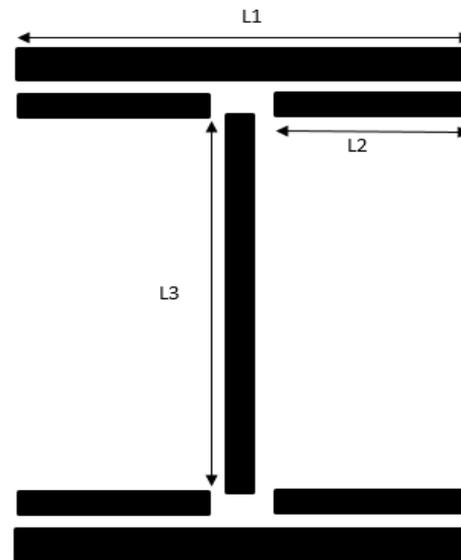


Figure VIII. 4 : Assemblage soudé poutres –platine

$$A_s = \sum l_i \times a_i = (2l_1 \times a) + (4l_2 \times a) + (2l_3 \times a)$$

$$A_s = \sum l_i \times a_i = (2 \times 280 \times 12) + (4 \times 136 \times 12) + (2 \times 267 \times 12)$$

$$A_s = 19656\text{mm}^2$$

h : la hauteur du profilé.

La nuance d'acier = S275 ; $\gamma_{mw} = 1,3$; $\beta_w = 0,85$; $f_u = 430$

- Vérification de la soudure
 - vérification du moment et l'effort normal (M et N)

$$\sqrt{2} \left[\frac{N_{sd}}{A_s} + \left(\frac{M_{sd}}{I_{ys}} \times \frac{h}{2} \right) \right] \leq \frac{f_{us}}{b_w \times \gamma_{m2}}$$

$$I_{ys} = (2l_1 \times a \times d_1^2) + (4l_2 \times a \times d_2^2)$$

$$d_1 = \frac{h}{2} + \frac{a}{2} = \frac{270}{2} + \frac{12}{2} = 141 \text{ mm}$$

$$d_2 = \frac{h}{2} - t_f - \frac{a}{2} = \frac{270}{2} - 13 - \frac{12}{2} = 116 \text{ mm}$$

$$I_{ys} = (2 \times 280 \times 12 \times 141^2) + (4 \times 136 \times 12 \times 116^2) = 221441088 \text{ mm}^4$$

$$\sqrt{2} \left[\frac{86,11 \times 10^3}{19656} + \left(\frac{106,26 \times 10^6}{221441088} \times \frac{270}{2} \right) \right] \leq \frac{430}{0,85 \times 1,3}$$

97,80 ≤ 389,14 **Condition vérifiée**

- **vérification de l'effort tranchant et l'effort normal (V et N)**

$$\sqrt{2 \times \left(\frac{N_{sd}}{A_s} \right)^2 + 3 \times \left(\frac{V_{sd}}{2l_3 \times a} \right)^2} \leq \frac{f_{us}}{b_w \times \gamma_{m2}}$$

$$\sqrt{2 \times \left(\frac{86,11 \times 10^3}{19656} \right)^2 + 3 \times \left(\frac{872,61 \times 10^3}{6408} \right)^2} \leq \frac{430}{0,85 \times 1,3}$$

233,32 ≤ 389,14 **Condition vérifiée**

- **Vérification des boulons HR**

Choix du diamètre du boulon

Epaisseur de la platine : $ep = 30 \text{ mm}$

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

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

$$t \geq 25 \text{ mmd} = (24 ; 27 ; 30) \text{ mm}$$

On prend $\emptyset = 24 \text{ mm}$

- **Détermination du nombre des boulons nécessaire**

Condition de la résistance au cisaillement des boulons

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

$$F_{v.sd} = \frac{V_{sd}}{n}$$

$$F_{v.rd} = \frac{0,5 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{Mb}}$$

n : Nombre des boulons

$$n \geq \frac{V_{sd} \times \gamma_{Mb}}{0,5 \times A_s \times f_{ub}} = \frac{872,61 \times 10^3 \times 1,25}{0,5 \times 353 \times 1000} = 6.18$$

A_s : Section résistante des boulons = 353 mm^2

On prend $n = 12$ boulons HR $\begin{cases} n_2 = 2(\text{nombre de file}) \\ n_1 = 8(\text{nombre des boulons par ranger}) \end{cases}$

- **Disposition constructives**

L'épaisseur de la platine ($ep = 30 \text{ mm}$) alors on prend deux files de 8 boulons HR

$\emptyset = 24 \text{ mm}$, classe 10.9

- **Distance entre axe des boulons**

d_0 : Diamètre du trou

On a $\emptyset = 24 \text{ mm}$ donc $d_0 = d + 2 \text{ mm}$

$$d_0 = 24 + 2 = 26 \text{ mm}$$

$$1.5d_0 \leq e_1 \leq \max(12t; 150 \text{ mm}) \rightarrow 39 \leq e_1 \leq 360 \text{ mm}$$

$$2.2d_0 \leq p_1 \leq \max(14t; 200 \text{ mm}) \rightarrow 57,2 \leq p_1 \leq 420 \text{ mm}$$

$$1.5d_0 \leq e_2 \leq \max(12t; 150 \text{ mm}) \rightarrow 39 \leq e_2 \leq 360 \text{ mm}$$

$$3d_0 \leq p_2 \leq \max(14t; 200 \text{ mm}) \rightarrow 78 \leq p_2 \leq 420 \text{ mm}$$

$P_1 = 65 \text{ mm}$; $P_2 = 150 \text{ mm}$; $e_1 = 50 \text{ mm}$; $e_2 = 50 \text{ mm}$

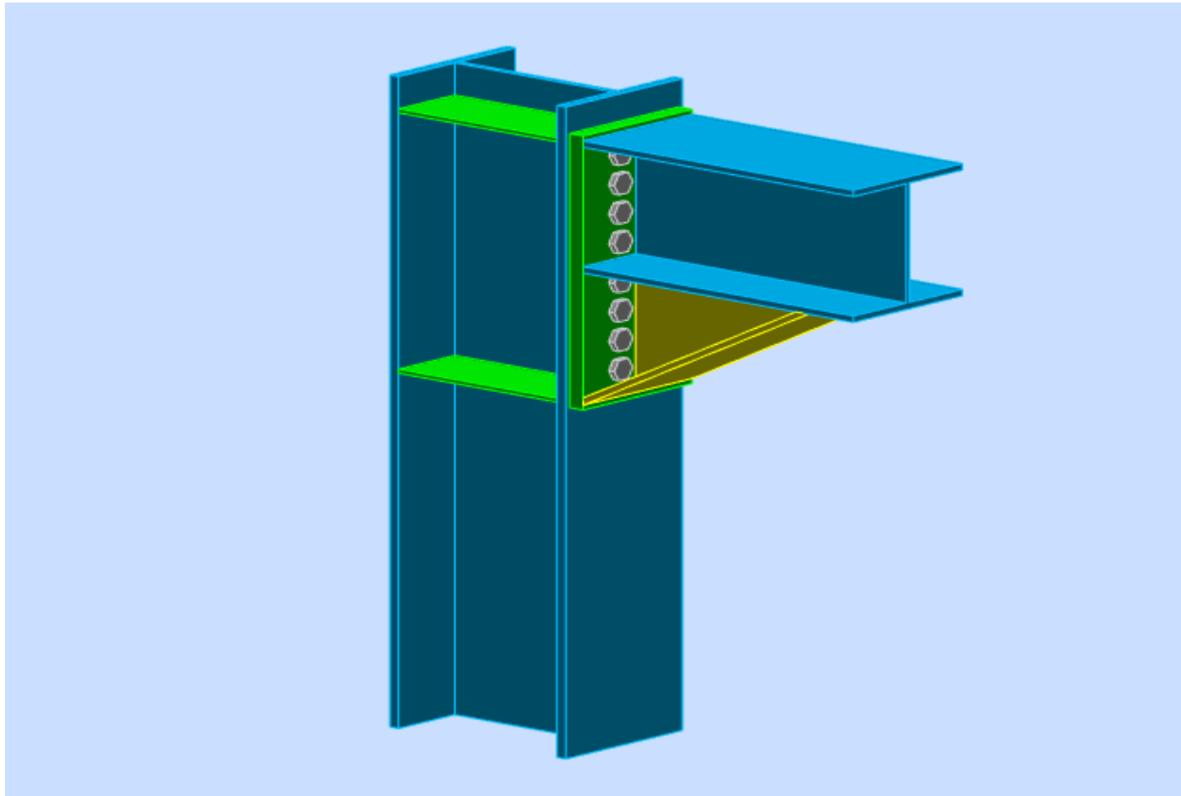


Figure VIII. 5 : Assemblage poteau – poutre

- Détermination des efforts dans les boulons

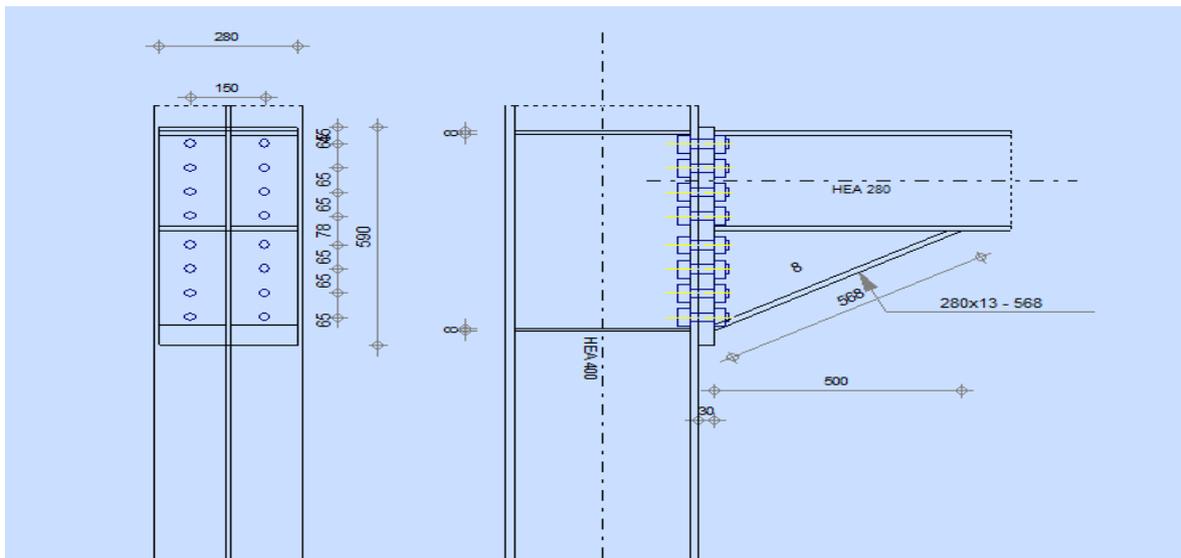


Figure VIII. 6 : Distribution des boulons sur la platine d'extrémité

- Position de l'axe neutre

$$x = t_f \sqrt{\frac{b}{t_w}} = 13 \sqrt{\frac{280}{8}} = 76,90$$

$$N_i = \frac{M_{sd} \times d_i}{\sum d_i^2}$$

N_i : L'effort maximal de traction du boulon le plus éloigné du centre de rotation.

d_i : Distance des boulons par rapport au centre de rotation.

$$d_1 = 484,5\text{mm}; d_2 = 419,5\text{mm}; d_3 = 354,5\text{mm}; d_4 = 289,5\text{mm}; d_5 = 211,5\text{mm}$$

$$d_6 = 146,5\text{mm}; d_7 = 81,5\text{mm}$$

$$\sum d_i^2 = 484,5^2 + 419,5^2 + 354,5^2 + 289,5^2 + 211,5^2 + 146,5^2 + 81,5^2$$

$$\sum d_i^2 = 693037,75 \text{ mm}^2$$

$$N_1 = \frac{M_{sd} \times d_1}{\sum d_i^2} = \frac{106,26 \times 484,5 \times 10^{-3}}{693037,75 \times 10^{-6}} = 74,28\text{KN}$$

$$N_2 = 64,31\text{KN}$$

$$N_3 = 54,35\text{KN}$$

$$N_4 = 44,38\text{KN}$$

$$N_5 = 32,42\text{KN}$$

$$N_6 = 22,46\text{KN}$$

$$N_7 = 12,49\text{KN}$$

IL faut vérifier que : $N_1 \leq n \cdot f_{pc,d}$

$$N_1 = 74,28\text{KN}$$

$$n_0 = 2 \text{ pour une rangé}$$

F_p : L'effort de précontrainte autorisé dans les boulons.

f_{ub} : La contrainte de la rupture du boulon, vaut 1000MPa pour HR10.9

A_s : l'aire de la section du boulon

$$A_s = 353 \text{ mm}^2$$

$$n \cdot f_{pc,d} = 2 \times 0,7 \times 1000 \times 353 = 494,2\text{KN}$$

$$N_1 = 74,28KN \leq n \cdot f_{pc,d} = 494,2KN \text{ Condition vérifiée}$$

- **Moment résistant effectif de l'assemblage**

$$M_{rd} = \frac{N \sum d_i^2}{d_1}$$

$$N = f_{pc,d} = 0,7 \times 1000 \times 353 = 247,1KN \rightarrow \text{Pour un boulon}$$

Pour une rangé (de deux boulons)

$$2 \times N = 494,2KN$$

D'où :

$$M_{rd} = \frac{494,2 \times 693037,75 \times 10^{-6}}{484,5 \times 10^{-3}} = 706,91KN.m$$

$$M_{sd} = 106,26 KN.m \leq M_{rd} = 706,91KN.m \text{ Condition vérifiée}$$

- **La résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant**

L'effort tranchant : $V_{sd} = 872,61 KN$

$K_s = 1$: Pour des trous avec tolérances nominales normales.

$\mu = 0,3$: Surfaces nettoyées par brassage métallique ou à la flamme avec enlèvement de la rouille.

$n = 2$: Nombre d'interfaces de frottement.

$\gamma_{ms} = 1,25$: Pour les résistances au glissement à L'ELU.

Il faut vérifier que :

$$F_{v,sd} \leq F_{v,rd}$$

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n_b}$$

n_b : Nombre du boulon.

$$F_N = \frac{872,61}{16} = 48,91KN$$

$$F_{v,rd} = \frac{k_s \times F_p \times n \times \mu}{\gamma_{ms}}$$

$$F_{v,rd} = \frac{1 \times 247,1 \times 2 \times 0,3}{1,25} = 118,608 KN$$

$$F_{v,sd} = 48,91KN \leq F_{v,rd} = 118,608KN \text{ Condition vérifiée}$$

- **Résistance de l'âme du poteau en traction**

Il faut vérifier que : $F_v \leq F_{tRd}$

Avec :

$$F_{tRd} = t_{wc} \cdot b_{eff} \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

Où :

F_{tRd} : Résistance de l'âme du poteau à la traction.

$t_{wc} = 11\text{mm}$: Épaisseur de l'âme du poteau.

$b_{eff} = p$: Entraxe rangées des boulons. ($p = 100\text{mm}$)

$$F_{tRd} = 13 \times 100 \times \frac{275}{1} = 357,5 \text{ KN}$$

L'effort de cisaillement vaut :

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

Avec :

h : La hauteur de profilé (poteau) $h_p = 390\text{mm}$

t_f : Épaisseur de la semelle du poteau $t_f = 19\text{mm}$

Donc :

$$F_t = \frac{106,26}{0,390 - 0,019} = 286,41 \text{ KN}$$

$F_t = 286,41 \text{ KN} \leq F_{tRd} = 357,5 \text{ KN}$ **Condition vérifiée**

- **Résistance de l'âme de poteau en compression**

Il faut vérifier que :

$$\sigma_n \leq f_y$$

Avec :

σ_n : Contrainte normale de compression dans l'âme du poteau.

$$\sigma_n = \frac{V_{sd}}{A} + \frac{M_{sd}}{W_{ely}}$$

$$\sigma_n = \frac{872,61 \times 10^3}{159 \times 10^2} + \frac{106,26 \times 10^6}{2311 \times 10^3} = 100,86 \text{ MPa}$$

$\sigma_n = 100,86 \text{ MPa} \leq f_y = 275 \text{ MPa}$ **Condition vérifiée**

- **Résistance de l'âme de poteau au cisaillement**

Il faut vérifier que :

$$F_v \leq V_{Rd}$$

$$V_{Rd} = \frac{0,58 \times f_y \times h_p \times t_{wc}}{\gamma_{m0}}$$

Avec :

h_p : La hauteur de profilé (poteau) $h_p = 390mm$

t_{wc} : Épaisseur de l'âme (poteau) $t_{wc} = 11mm$

$$V_{Rd} = \frac{0,58 \times 275 \times 390 \times 11}{1} = 684,255KN$$

L'effort de cisaillement vaut :

$$F_t = \frac{M_{sd}}{h - t_f} = \frac{106,26}{0,390 - 0,011} = 286,41 KN$$

$$F_v = 286,41 KN \leq V_{Rd} = 684,255KN \text{ Condition vérifiée}$$

Donc l'assemblage poteau-poutre est vérifié

VIII.5.3 Assemblage poteau-poteau (HEA450-HEA400)

L'assemblage se fait à l'aide de couvre joints avec deux fils verticaux de boulons HR10.9 Deux couvre-joints qui assurent la liaison entre les âmes et deux autres qui relient les extrémités des semelles des poteaux successifs.

- **Assemblage bout à bout**

On doit fixer le poteau à l'aide des boulons qui lient la platine et l'autre poteau, le poteau doit être soudé sur la plaque

- **Caractéristiques géométriques des profilés et données mécaniques**

Poteau HEA400 :

$$h = 390mm; b = 300mm; t_f = 19mm; t_w = 11mm; A = 159cm^2$$

Poteau HEA 450 :

$$h = 440mm; b = 300mm; t_f = 21mm; t_w = 11.5mm; A = 178cm^2$$

Les efforts obtenus d'après le robot :

$$M_{sd} = 73,75 KN.m$$

$$V_{sd} = 43,91 KN$$

$$N_{sd} = 1678,53 \text{ KN}$$

Boulon

L'assemblage est réalisé avec deux files de 5 boulons $\varnothing 24$ de classe HR 10.9.

Platine

(570, 320, 20) mm

- Disposition constructive des boulons

On a $\varnothing = 24 \text{ mm}$ donc $d_0 = d + 2 \text{ mm}$

$$d_0 = 24 + 2 = 26 \text{ mm}$$

$$1.5d_0 \leq e_1 \leq \max(12t; 150 \text{ mm}) \rightarrow 39 \leq e_1 \leq 240 \text{ mm}$$

$$2.2d_0 \leq p_1 \leq \max(14t; 200 \text{ mm}) \rightarrow 57,2 \leq p_1 \leq 280 \text{ mm}$$

$$1.5d_0 \leq e_2 \leq \max(12t; 150 \text{ mm}) \rightarrow 39 \leq e_2 \leq 240 \text{ mm}$$

$$3d_0 \leq p_2 \leq \max(14t; 200 \text{ mm}) \rightarrow 78 \leq p_2 \leq 280 \text{ mm}$$

$$P_1 = 70 \text{ mm}; P_2 = 140 \text{ mm}; e_1 = 90 \text{ mm}; e_2 = 90 \text{ mm}$$

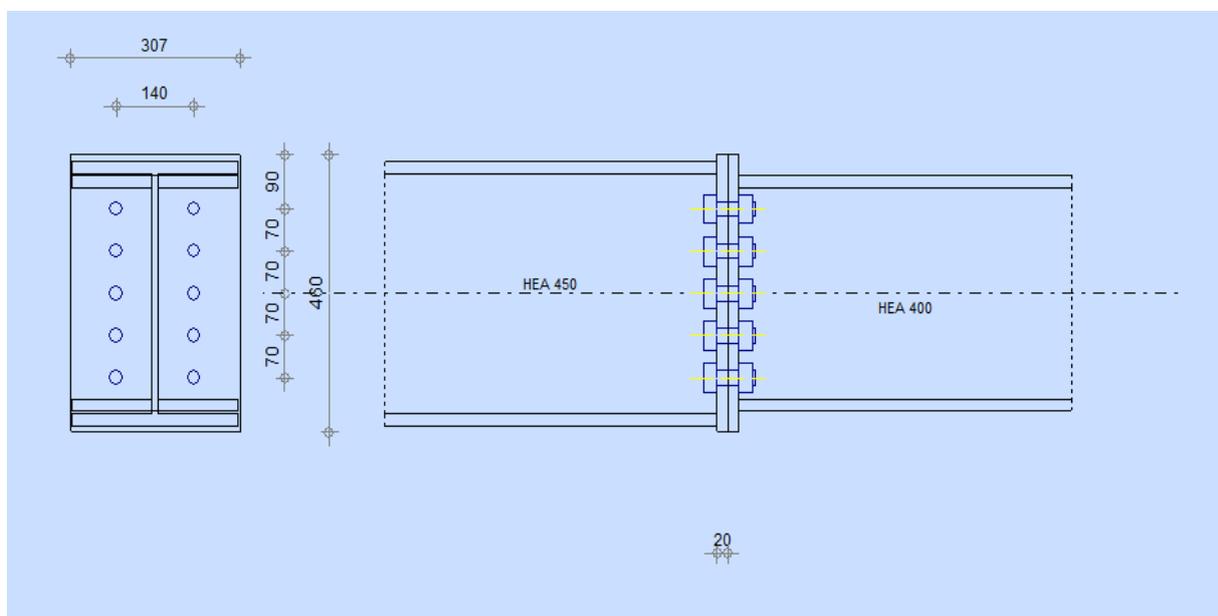


Figure VIII. 7 : Distribution des boulons sur la platine

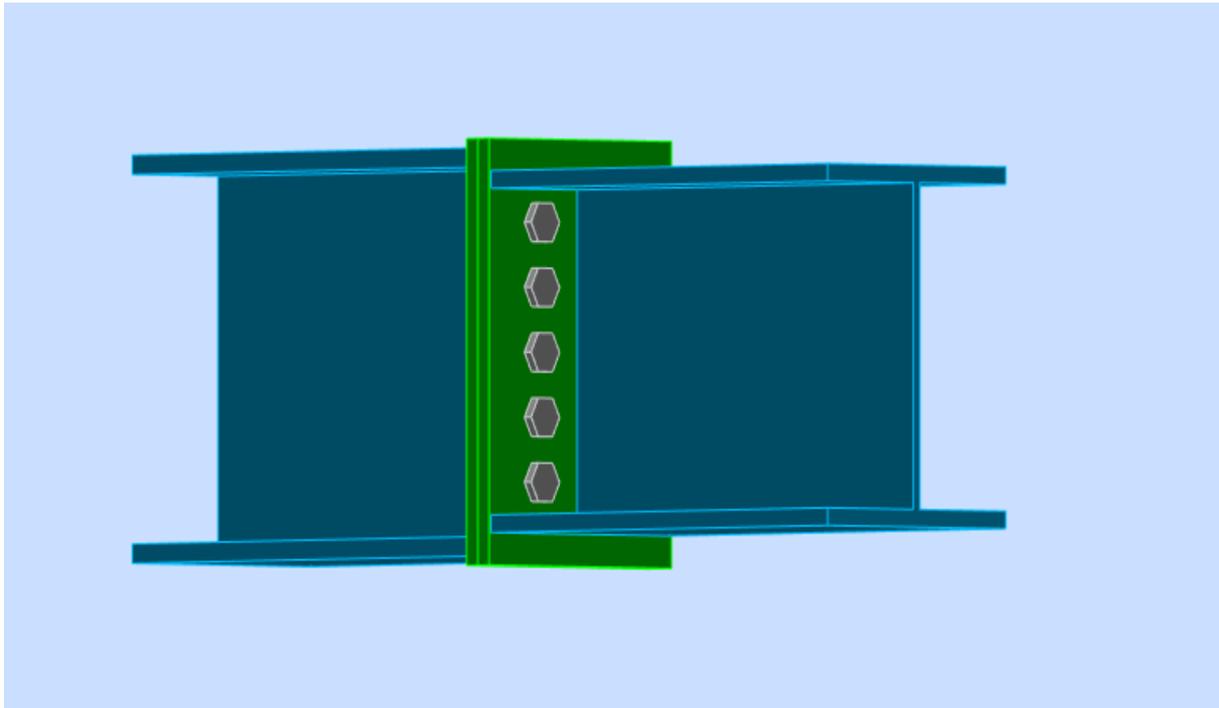


Figure VIII.8 : Assemblage poteau – poteau

- **Détermination des efforts dans les boulons**

Nous considérons uniquement les boulons tendus

$$N_i \leq nF_p$$

$$N_i = \frac{M_{sd} \times d_i}{\sum d_i^2}$$

$$nF_p = n \cdot 0,7 \cdot f_{ub} \cdot A_s$$

Avec:

$n = 2$ (Nombre de boulons par rangés).

F_p : L'effort de précontrainte autorisé dans les boulons.

f_{ub} : La contrainte de la rupture du boulon, vaut 1000MPa pour HR10.9.

A_s : l'aire de la section du boulon.

- **Position de l'axe neutre**

$$x = t_f \sqrt{\frac{b}{t_w}} = 19 \sqrt{\frac{300}{11}} = 99,25mm$$

$$N_i = \frac{M_{sd} \times d_i}{\sum d_i^2}$$

N_i : L'effort maximal de traction du boulon le plus éloigné du centre de rotation.

d_i : Distance des boulons par rapport au centre de rotation.

$$d_1 = 325,5\text{mm} ; d_2 = 255,5\text{mm} ; d_3 = 185,5\text{mm} ; d_4 = 115,5\text{mm}$$

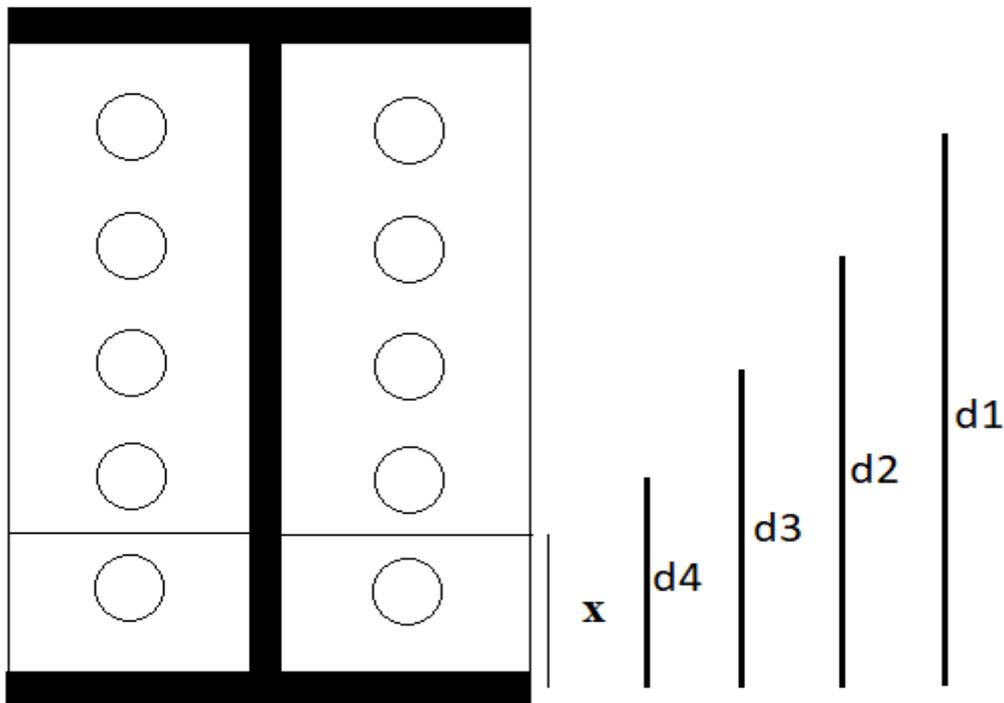


Figure VIII. 9 : Disposition constructive des boulons

$$\sum d_i^2 = 325,5^2 + 255,5^2 + 185,5^2 + 115,5^2$$

$$\sum d_i^2 = 218795,75\text{mm}^2$$

$$N_1 = \frac{M_{sd} \times d_1}{\sum d_i^2} = \frac{73,75 \times 325,5 \times 10^{-3}}{218795,75 \times 10^{-6}} = 109,71\text{KN}$$

IL faut vérifier que : $N_1 \leq n \cdot f_{pc,d}$

$$N_1 = 109,71\text{KN}$$

$n_0 = 2$ pour une rangé

F_p : l'effort de précontrainte autorisé dans les boulons,

f_{ub} : La contrainte de la rupture du boulon, vaut 1000MPa pour HR10.9

A_s : l'aire de la section du boulon

$$A_s = 353 \text{ mm}^2$$

$$n \cdot f_{pc,d} = 2 \times 0,7 \times 1000 \times 353 = 494,2 \text{ KN}$$

$$N_1 = 109,71 \text{ KN} \leq n \cdot f_{pc,d} = 494,2 \text{ KN} \text{ Condition vérifiée}$$

- **La résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant**

L'effort tranchant : $V_{sd} = 43,91 \text{ KN}$

$K_s = 1$: Pour des trous avec tolérances nominales normales.

$\mu = 0,3$: Surfaces nettoyées par brassage métallique ou à la flamme avec enlèvement de la rouille.

$n = 2$: Nombre d'interfaces de frottement.

$\gamma_{ms} = 1,25$: Pour les résistances au glissement à L'ELU.

Il faut vérifier que :

$$F_{v,sd} \leq F_{v,rd}$$

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n_b}$$

n_b : Nombre du boulon

$$F_N = \frac{43,91}{10} = 4,391 \text{ KN}$$

$$F_{v,rd} = \frac{k_s \times F_p \times n \times \mu}{\gamma_{ms}}$$

$$F_{v,rd} = \frac{1 \times 247,1 \times 2 \times 0,3}{1,25} = 118,608 \text{ KN}$$

$$F_{v,sd} = 4,391 \text{ KN} \leq F_{v,rd} = 118,608 \text{ KN} \text{ Condition vérifiée}$$

a) Résistance de l'âme du poteau en traction

Il faut vérifier que : $F_v \leq F_{tRd}$

Avec :

$$F_{tRd} = t_{wc} \cdot b_{eff} \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

Où :

F_{tRd} : Résistance de l'âme du poteau à la traction.

$t_{wc} = 11\text{mm}$: Épaisseur de l'âme du poteau.

$b_{eff} = p$: Entraxe rangées des boulons. ($p = 140\text{mm}$)

$$F_{tRd} = 21 \times 140 \times \frac{275}{1} = 808,5\text{KN}$$

L'effort de cisaillement vaut :

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

Avec :

h : La hauteur de profilé (poteau) $h_p = 440\text{mm}$

t_f : Épaisseur de la semelle du poteau $t_f = 21\text{mm}$

Donc :

$$F_t = \frac{73,75}{0,44 - 0,021} = 176,01\text{ KN}$$

$F_t = 176,01\text{ KN} \leq F_{tRd} = 808,5\text{KN}$ **Condition vérifiée**

- **Résistance de l'âme de poteau en compression**

Il faut vérifier que : $F_c \leq F_{cRd}$

$$F_{c,Rd} = \frac{f_y \times t_{wc} \times \left(1,25 - 0,5 \cdot \gamma_{m0} \frac{\sigma_n}{f_y}\right) b_{eff}}{\gamma_{m0}}$$

σ_n : Contrainte normale de compression dans l'âme du poteau.

t_{fb} : Épaisseur semelle poteau HEA440=19mm

t_{fc} : Épaisseur semelle poteau HEA450=21mm

t_p : Épaisseur platine extrémité=20mm

r_c : Rayon de raccordement âme semelle de poteau=27mm

$$b_{eff} = t_{fb} + 2t_p + 5(t_{fc} + r_c)$$

$$b_{eff} = 19 + 2 \times 20 + 5(21 + 27) = 299\text{mm}$$

$$\sigma_n = \frac{N_{sd}}{A} + \frac{M_{sd}}{W_{el,y}} = \frac{1678,53}{17800 \times 10^{-6}} + \frac{73,75}{2896 \times 10^{-6}} = 119,76 \times 10^3 \text{ kN/m}^2$$

$$F_{c,rd} = \frac{275 \times 11,5 \times \left(1,25 - 0,5 \times 1 \times \frac{119,76 \times 10^{-3}}{275}\right) \times 299}{1}$$

$$F_{c,rd} = 1181,77 \text{ kN}$$

$$F_c = \frac{M_{sd}}{h - t_{fb}} = \frac{73,75}{0,39 - 0,019} = 198,78 \text{ kN}$$

$$F_c = 198,78 \text{ kN} \leq F_{c,rd} = 1181,77 \text{ kN} \text{ Condition vérifiée}$$

Donc l'assemblage poteau-poteau est vérifié

VIII.5.4 Assemblage des éléments de contreventement en V

L'assemblage se fait par des boulons HR 10.9, $\phi = 24$. Ils sont fixés sur un gousset soudé sur poteau, avec un cornier 2UPN 260

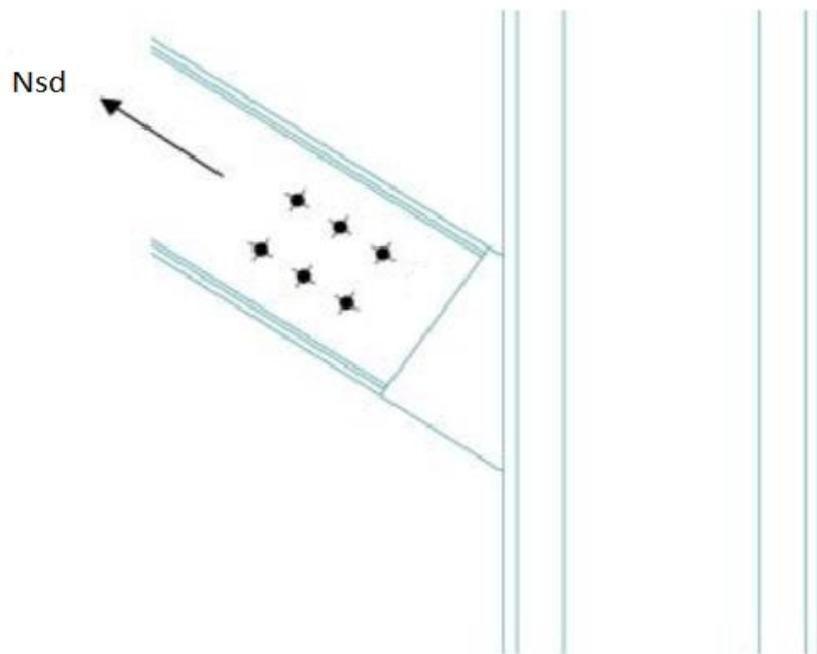


Figure VIII. 10 : Assemblage contreventement en V

- Effort sollicitant

$$V_{sd} = 1003,06 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 501,53 \text{ KN (Pour une seule UPN)}$$

- **Cordon de soudure gousset-poteau**

Gousset (300 × 300 × 20) mm³

$$a \geq \frac{N_{sd} \times B_w \times \gamma_{Mw} \times \sqrt{3 - \sin^2 \alpha}}{l \times f_u}$$

$$a \geq \frac{1003,06 \times 10^3 \times 0,85 \times 1,3 \times \sqrt{3 - \sin^2 74,05}}{300 \times 430} = 12,37 \text{ mm}$$

On adopte $a_s = 13 \text{ mm}$

- **Choix de diamètre du boulon**

Epaisseur de gousset : $ep = 20 \text{ mm}$

On a un épaisseur de gousset $t = 20 \text{ mm}$ alors on prend $\emptyset = 20 \text{ mm}$, classe 8.8

- **Résistance d'un boulon au cisaillement par plan de cisaillement**

$$F_{v,rd} = \frac{0,6 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{mb}}$$

$$f_{ub} = 800 \text{ N/mm}^2$$

$A_s = 245 \text{ mm}^2$: Section résistante du boulon à la traction.

$\gamma_{mb} = 1,25$: Résistance du boulon.

$$F_{v,rd} = \frac{0,6 \times 800 \times 245}{1,25} = 94,08 \text{ KN}$$

a) **Nombre des boulons nécessaires**

$$Fv_{sd} = \frac{V_{sd}}{n} \rightarrow n = \frac{V_{sd}}{Fv_{sd}} = \frac{501,53}{94,08} = 5,33 \rightarrow n = 6$$

- **Disposition des boulons**

$$1,2d_0 \leq e_1 \leq \max(12t; 150 \text{ mm}) \rightarrow 26,4 \text{ mm} \leq e_1 \leq 240 \text{ mm}$$

$$2,2d_0 \leq p_1 \leq \max(14t; 200 \text{ mm}) \rightarrow 48,4 \text{ mm} \leq p_1 \leq 280 \text{ mm}$$

$$1,5d_0 \leq e_2 \leq \max(12t; 150 \text{ mm}) \rightarrow 33 \text{ mm} \leq e_2 \leq 240 \text{ mm}$$

$$3d_0 \leq p_2 \leq \max(14t; 200 \text{ mm}) \rightarrow 66 \text{ mm} \leq p_2 \leq 280 \text{ mm}$$

$$e_1 = 50 \text{ mm}; p_1 = 80 \text{ mm}; e_2 = 50 \text{ mm}; p_2 = 100 \text{ mm}$$

- Vérification de la pression diamétrale

Il faut vérifier que : $F_{sd1} > F_{b.Rd}$

$$F_{b.Rd} = \frac{2,5\alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{Mb}}$$

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

$$d = 20mm; d_0 = 22mm; t = 20mm; \lambda_{Mb} = 1,25; f_u = 430 \frac{N}{mm^2}; e_1 = 50mm;$$

$$p_1 = 80mm$$

$$\alpha = \min(0,75; 0,96; 1,86; 1)$$

$$\alpha = 0,75$$

$$F_{b.Rd} = \frac{2,5 \times 0,75 \times 430 \times 20 \times 20}{1,25} = 258 \text{ KN}$$

$$F_{vSd} = \frac{V_{sd}}{n} = \frac{1003,06}{6} = 167,18 \text{ KN}$$

$$F_{vSd} = 167,18 \text{ KN} < F_{b.Rd} = 258 \text{ KN} \text{ Condition vérifiée}$$

Choix adopté

- ✓ Soudure de gousseta = 13 mm
- ✓ Epaisseur de gousset $ep = 20 \text{ mm}$
- ✓ Boulonnage : 6 boulons de diamètre $\phi = 20 \text{ mm}$

VIII.5.5 Assemblage montant-membrure / diagonale-membrure (salle de conférence)

- ✓ Membrure supérieure 2 CAEP 100 × 100 × 10
- ✓ Membrure inférieure 2 CAEP 100 × 100 × 10
- ✓ Montant 2 CAEP 80 × 80 × 80
- ✓ Diagonale 2 CAEP 80 × 80 × 80

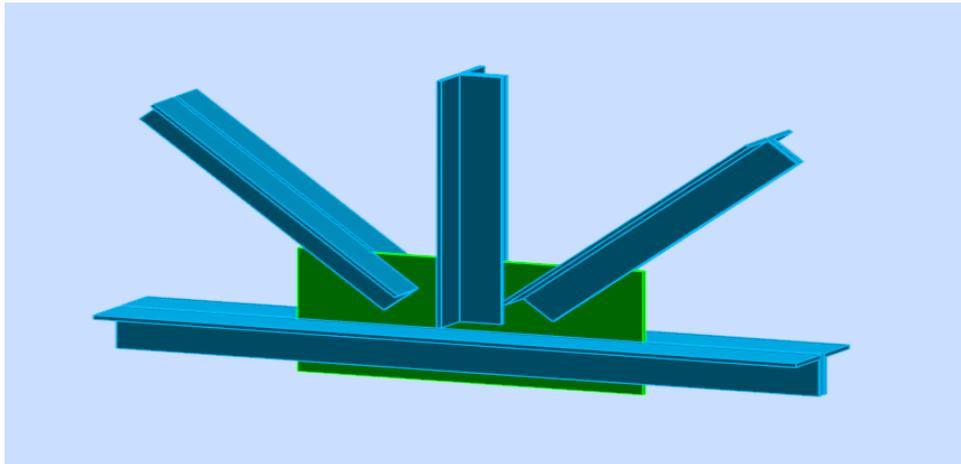


Figure VIII.11 : Assemblage membrure-montant-diagonale

Barre 1 : la diagonale gauche

L'effort maximum : $N = 342,59 \text{ KN}$

$$N1 = \frac{342,59}{2} = 171,295 \text{ KN}$$

Nous avons des cordons obliques

$$a \times \sum l \geq \beta_w \times \gamma_{Mw} \times \frac{N\sqrt{3 - \sin^2 \alpha}}{f_u}$$

$$\frac{N}{a \times \sum l \times \sqrt{3 - \sin^2 \alpha}} < f_u \times \beta_w \times \gamma_{Mw}$$

$$\frac{171,295 \times 10^3}{7 \times 312 \times \sqrt{3 - \sin^2 45}} = 49,60 \text{ MPa} < 430 \times 0,9 \times 1,35 = 522,45 \text{ MPa}$$

$49,60 \text{ MPa} < 522,45 \text{ MPa}$ Condition vérifiée

$a = 7 \text{ mm}$; $\sum l = 312 \text{ mm}$; $f_u = 430 \text{ N/mm}^2$; $\beta_w = 0,9$; $\gamma_{mw} = 1,35$; $\alpha = 45^\circ$

Avec un ratio de $\frac{49,60}{522,45} = 8,91\%$

Remarque

On prend un cordon de soudure oblique de **a=7mm** pour la diagonale gauche

Barre 2 : la diagonale droite

L'effort maximum : $N = 343,97 \text{ KN}$

$$N_2 = \frac{343,97}{2} = 171,985 \text{ KN}$$

Nous avons des cordons obliques

$$a \times \sum l \geq \beta_w \times \gamma_{Mw} \times \frac{N\sqrt{3 - \sin^2 \alpha}}{f_u}$$

$$\frac{N}{a \times \sum l \times \sqrt{3 - \sin^2 \alpha}} < f_u \times \beta_w \times \gamma_{Mw}$$

$$\frac{171,985 \times 10^3}{7 \times 312 \times \sqrt{3 - \sin^2 45}} = 49,8 \text{ MPa} < 430 \times 0,9 \times 1,35 = 522,45 \text{ MPa}$$

$49,80 \text{ MPa} < 522,45 \text{ MPa}$ **Condition vérifiée**

$a = 7 \text{ mm}$; $\sum l = 312 \text{ mm}$; $f_u = 430 \text{ N/mm}^2$; $\beta_w = 0,9$; $\gamma_{mw} = 1,35$; $\alpha = 45^\circ$

Avec un ratio de $\frac{49,80}{522,45} = 9,53\%$

Remarque : On prend un cordon de soudure oblique de $a=7 \text{ mm}$ pour la diagonale droite

Barre 3 : le montant

L'effort maximum : $N = 248,59 \text{ KN}$

$$N_3 = \frac{248,59}{2} = 124,295 \text{ KN}$$

Nous avons des cordons latéraux

$$a \times \sum l \geq \beta_w \times \gamma_{Mw} \times \frac{N\sqrt{3}}{f_u}$$

$$\frac{N}{a \times \sum l \times \sqrt{3}} < f_u \times \beta_w \times \gamma_{Mw}$$

$$\frac{124,295 \times 10^3}{7 \times 312 \times \sqrt{3}} = 32,85 \text{ MPa} < 430 \times 0,9 \times 1,35 = 522,45 \text{ MPa}$$

$32,85 \text{ MPa} < 522,45 \text{ MPa}$ **Condition vérifiée**

$a = 7 \text{ mm}$; $\sum l = 272 \text{ mm}$; $f_u = 510 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$; $\beta_w = 0,9$; $\gamma_{mw} = 1,35$

Avec un ratio de $\frac{32,85}{522,45} = 6,28\%$

Remarque : On prend un cordon de soudure latéral de $a=7 \text{ mm}$ pour le montant.

VIII.5.6 Les assemblages calculés par logiciel

❖ Assemblages pied de poteau (Autodesk robot)

La base des poteaux ce sont des dispositifs de liaison qui lient la superstructure a l'infrastructure, ils doivent assurer la transmission les charges et les efforts de la superstructure aux fondations. Ces dispositifs sont soit articulé soit encastrer, ils sont constitués d'une plaque métallique appelée : « platine », fixées aux pieds des poteaux par des tiges d'ancrage sur le béton d'appui. Dans notre cas, les poteaux sont encastrés à leur base.

- **Caractéristiques géométriques des profilés et données mécaniques**

Poteau HEA 450

$h = 440\text{mm}$; $b = 300\text{mm}$; $t_f = 21\text{mm}$; $t_w = 11.5\text{mm}$; $A = 178\text{cm}^2$

Les efforts obtenus d'après le robot :

$$M_{sd} = 121,1 \text{ KN.m}$$

$$N_{sd} = 2824,58 \text{ KN}$$

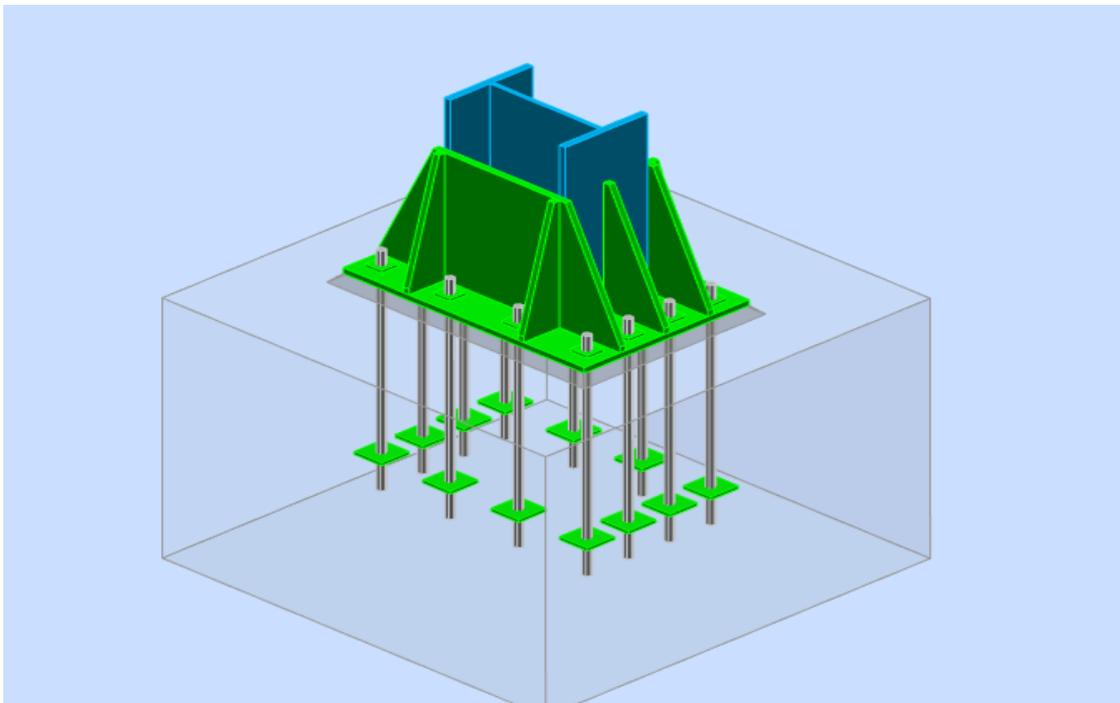


Figure VIII.12 : Assemblage pied de poteau

- **Les vérifications à faire**

- ✓ Contrôle de la résistance de l'assemblage
- ✓ Cisaillement

- ✓ Contrôle des raidisseurs
- ✓ Soudure entre le poteau et la plaque d'assise
- ✓ Soudure verticales des raidisseurs
- ✓ Soudures horizontales des raidisseurs
- ✓ Rigidité de l'assemblage

Avec un ratio de $0,82 < 1$ **condition vérifiée**

Remarque

Les autres assemblages seront calculés avec les même principes par logiciel Autodesk robot et Idea statica

Table des matières

IX.1 Introduction	206
IX.2 Etude des fondations	206
IX.3 Classification des fondations	206
IX.4 Choix du type de fondation	207
IX.5 Calcul des fondations	207
IX.5.1 Semelles isolées	208
IX.5.2 Semelles filantes	210
IX.5.3 Calcul du ferrailage	217
IX.5.3.1 Calcul le ferrailage de la semelle	217
IX.5.3.2 Ferrailage longitudinal	217
IX.5.3.4 Armature de peau	221
IX.5.3 Semelles filantes sous voiles	223
Figure IX.1: Vue en plan du bâtiment	207
Figure IX.2 : Semelle isolée	208
Figure IX.3 : Schéma statique	209
Figure IX.4: Interférence entre deux semelles isolées	209
Figure IX.5: Semelle filante (file B)	210
Figure IX.6 : Dimension de la Semelle filante	215
Figure IX.7 : Vue en 3D de la semelle filante (File B)	216
Figure IX.8 : Semelle filante de la structure	216
Figure IX. 9 : Ferrailage en travée	222
Figure IX.10 : Ferrailage en travée	222
Figure IX. 11 : Dimensions de la semelle filante sous voile	224
Figure IX.12 : Disposition des semelles filante sous voile	224
Tableaux IX.1: Les charges qui reviennent pour la file 1	211
Tableaux IX.2: Sections des semelles filantes Y-Y (ELS)	211
Tableaux IX.3 : Sections des semelles filantes X-X	212
Tableaux IX.4: Vérification des contraintes à L'ELS	213
Tableaux IX.5: Sections des semelles filantes X-X (ELU)	213
Tableaux IX.6 : Vérification de la contrainte à L'ELU	213
Tableaux IX.7: Calcul de (AS) et le Choix de ferrailage	217
Tableaux IX.8 : Moments en travée et sur appuis	218
Tableaux IX.9: Calcul des contraintes de béton et de l'acier (8T)	220
Tableaux IX.10 : Calcul des contraintes de béton et de l'acier (10T)	220
Tableaux IX.11 :Surfaces des semelles filantes	225
Tableaux IX.12 : Vérification des contraintes à l'ELU	225
Tableaux IX. 13 : Calcul des contraintes	227
Tableaux IX.14 : Vérification des contraintes	227

IX.1 Introduction

L'instabilité des constructions lors d'un séisme majeur est souvent causée par le sous dimensionnement des fondations. Celles-ci doivent transmettre au sol, les charges verticales, les charges sismiques horizontales. Cela exige d'une part une liaison efficace des fondations avec la superstructure, et d'autre part, un bon ancrage au niveau du sol.

On appelle fondation la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise au quelles sont transmise toutes les charges et surcharges supportées par l'ouvrage. Dont elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

IX.2 Etude des fondations

Les éléments de fondations ont pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par les éléments de la structure (poteaux, murs, voiles ...). Dans le cas le plus général, un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
- Une force horizontale résultant, 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.

Cette transmission peut être directe (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) ou être assurée par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux).

La détermination des ouvrages de fondation en fonction des conditions de résistance et de tassement liées aux caractères physiques et mécaniques des sols.

Elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage, de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

IX.3 Classification des fondations

Fondé un ouvrage consiste essentiellement à répartir les charges qu'ils supportent sur le sol ou dans le sol suivant l'importance des charges et la résistance du terrain.

- a) Lorsque les couches de terrain capable de supportée l'ouvrage sont à une faible profondeur on réalise les fondations superficielles (semelles isolées, filantes et radier général).
- b) Lorsque les couches de terrain capable de supportée l'ouvrage sont à une grande profondeur on réalise les fondations profondes et semi profondes (puits et pieux).

IX.4 Choix du type de fondation

Le choix du type de fondation dépend de :

- Le type d'ouvrage à construire.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation

IX.5 Calcul des fondations

Afin de satisfaire la sécurité et l'économie, tout en respectant les caractéristiques de l'ouvrage, la charge que comporte l'ouvrage, la portance du sol, l'ancrage et les différentes données du rapport du sol. On commence le choix de fondation par les semelles isolées, filantes et radier, chaque étape fera l'objet de vérification.

On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (C.D.G) des fondations.

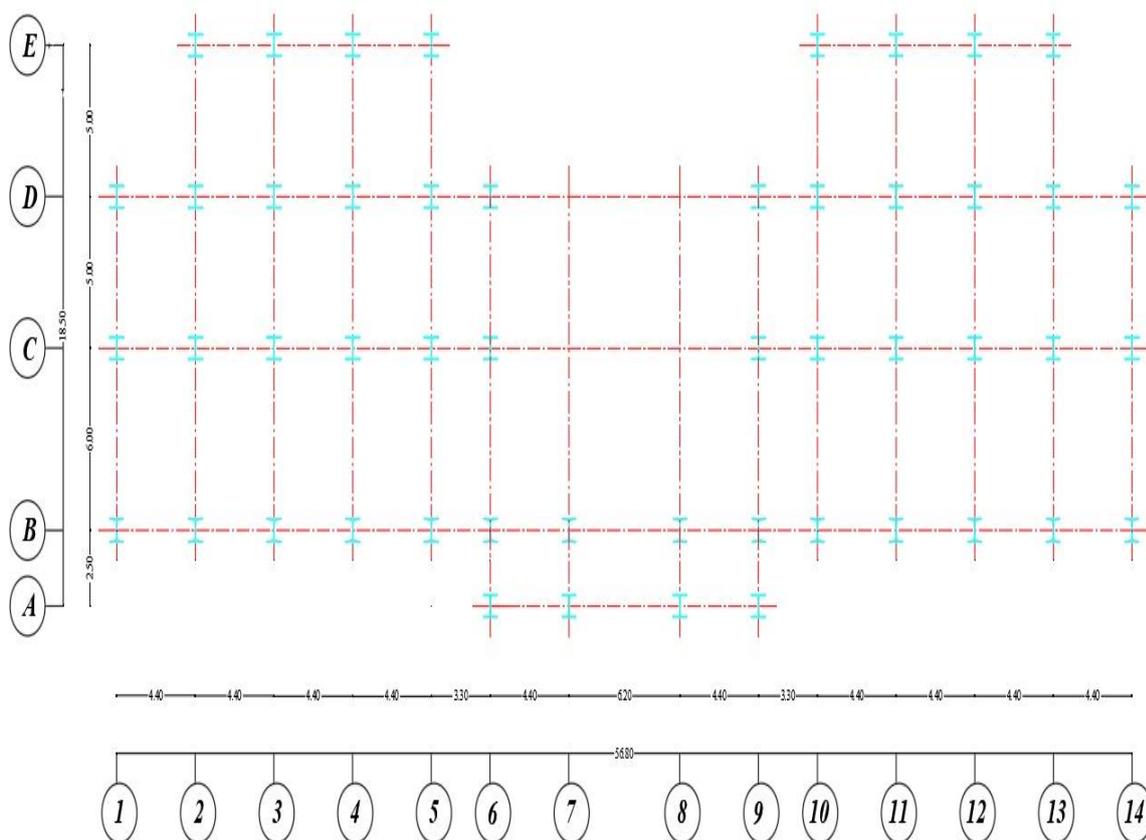


Figure IX.1: Vue en plan du bâtiment

IX.5.1 Semelles isolées

Il faut vérifier que :

$$\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

Avec :

Combinaison de charge (**ELS**)

$\sigma_{sol} = 2,0 \text{ bars}$: Contrainte du sol.

N : Effort normal appliqué sur la fondation.

S : Surface de la fondation.

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport de **A** sur **B** est égal au rapport de **a** sur **b** :

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b}$$

Pour les poteaux carrés : $a = b \rightarrow A = B \rightarrow S_1 = S_2$

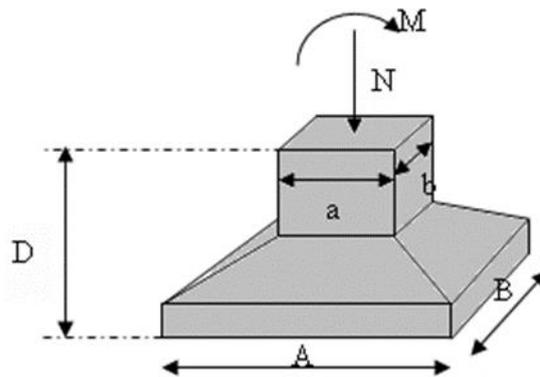


Figure IX.2 : Semelle isolée

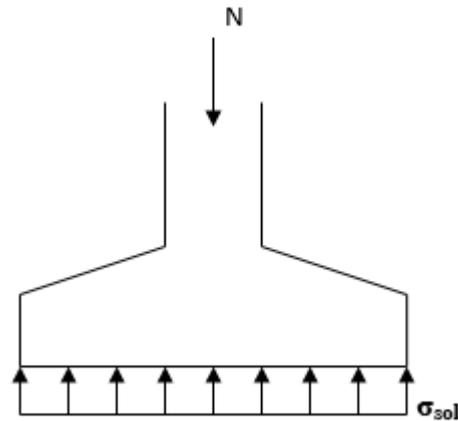


Figure IX.3 : Schéma statique

L'effort normal revenant au RDC :

$$N_{sd} = 2042,90KN$$

D'où :

$$S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} = \frac{2042,90}{200} = 10,21 \text{ m}^2 \rightarrow A = \sqrt{10,21} = 3,2m$$

$$A = B = 3,2m$$

- **Vérification de l'interférence entre deux semelles**

Il faut vérifier que : $L_{min} \geq 1,5 \times B$

L_{min} : L'entre axe minimum entre deux poteaux.

B : Largeur maximale de la semelle ($B = 3,2m$).

$$L_{min} = 3,3m \geq 1,5 \times 3,2 = 4,8m$$

Condition non vérifiée

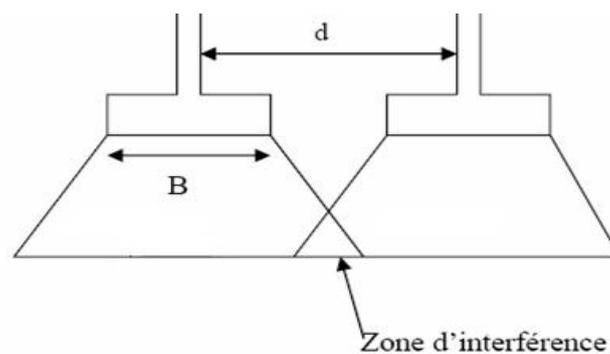


Figure IX.4: Interférence entre deux semelles isolées

Conclusion

D'après ces résultats, on remarque qu'il y'a un chevauchement des semelles, on passe alors à l'étude des semelles filantes.

IX.5.2 Semelles filantes

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux et les voiles qui se trouvent dans la même ligne.

Il faut vérifier que :

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S}$$

Avec :

$N = \sum N_i$ (De chaque file de poteaux).

$S = B \times L$

L : Longueur de la file considérée.

B : Largeur de la semelle

$$B \geq \frac{N}{l \cdot \sigma_{sol}}$$

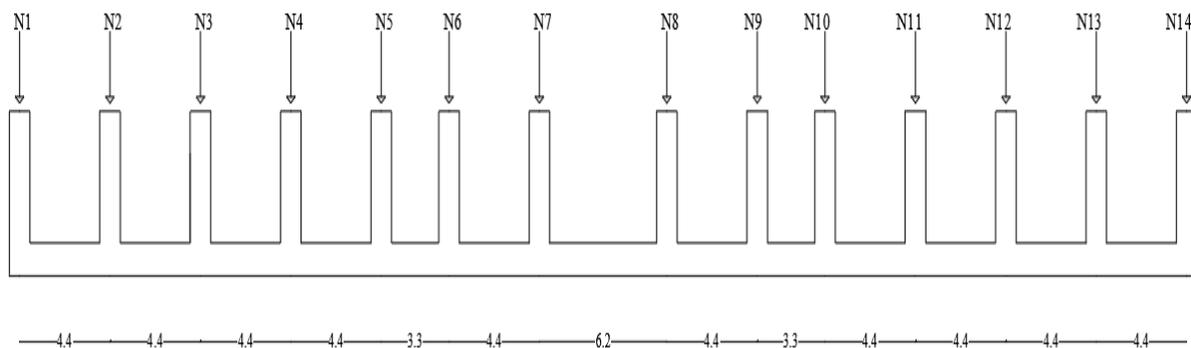


Figure IX.5: Semelle filante (file B)

- **Calcul les charges qui reviennent pour chaque file**

Combinaison de charge (ELS)

❖ Pour la file 1

Poteau	B1	C1	D1
N (KN)	1242,76	1193,97	953,16
$\sum N_i$ KN	3389,89		

Tableaux IX.1: Les charges qui reviennent pour la file 1

$$\sum N_1 = N_{B1} + N_{C1} + N_{D1} = 1242,76 + 1193,97 + 953,16 = 3389,89 \text{ KN}$$

$$\sigma_{\text{sol}} \geq \frac{N}{S} \rightarrow \sigma_{\text{sol}} \geq \frac{N}{B \times L} \rightarrow B \geq \frac{3389,89}{200 \times 11} = 1,54 \text{ m}$$

Les résultats sont résumés sur les tableaux qui se suivent :

❖ Calcul des sections pour les filles (Sens Y-Y)

Sens (Y-Y)					
File	N_t	L(m)	B(m)	B choisit	S (m ²)
1	3389,89	11	1,54	1,8	19,8
2	5190,36	16	1,62	1,8	28,8
3	6598,24	16	2,06	2,2	35,2
4	6690,35	16	2,09	2,2	35,2
5	4260,24	16	1,33	1,5	24
6	3824,58	18,5	1,03	1,3	24,05
7	2689,63	2,5	5,37	5,5	13,75
8	2691,97	2,5	5,38	5,5	13,75
9	3637,48	18,5	0,98	1	18,5
10	4283,53	16	1,33	1,5	24
11	6691,71	16	2,09	2,2	35,2
12	6596,54	16	2,06	2,2	35,2
13	5191,56	16	1,62	1,8	28,8
14	3389,83	11	1,54	1,8	19,8

Tableaux IX.2: Sections des semelles filantes Y-Y (ELS)

❖ Calcul des sections pour les filles (Sens X-X)

Sens (X-X)					
File	N _t	L(m)	B(m)	B choisit	S (m ²)
A	3430,97	15	1,14	1,2	18
B	17825,78	56,8	1,56	1,8	102,24
C	21103,12	56,8	1,85	2	113,6
D	15486,66	56,8	1,36	1,5	85,2
E1	3546,02	15	1,18	1,3	19,5
E2	3545,66	15	1,18	1,3	19,5

Tableaux IX.3 : Sections des semelles filantes X-X

Les vérifications

Il faut vérifier que : $\frac{S_{sf}}{S_{totale}} \leq 50\%$

Le rapport entre la surface du bâtiment et la surface totale des semelles vaut :

$$\sum S_{sf(sens-Y)} = 356,05 \text{ m}^2$$

$$\sum S_{sf(sens-X)} = 358,04 \text{ m}^2$$

$$S_{totale} = 794,3 \text{ m}^2$$

$$\frac{\sum S_{sf(sens-Y)}}{S_{totale}} = \frac{356,05}{794,3} = 0,4482 \rightarrow 44,82\% \text{ Condition vérifiée}$$

$$\frac{\sum S_{sf(sens-X)}}{S_{totale}} = \frac{358,04}{794,3} = 0,4507 \rightarrow 45,07\% \text{ Condition vérifiée}$$

- **Vérification de l'interférence entre deux semelles**

Il faut vérifier que : $L_{\min} \geq 2,5 \times B$

L_{\min} : L'entre axe minimum entre deux poteaux.

B : Largeur maximale de la semelle (B = 2m).

$$L_{\min} = 5\text{m} \geq 2,5 \times 2 = 5\text{m} \text{ Condition vérifiée}$$

Conclusion

D'après ces résultats, on remarque qu'il y'a pas de chevauchement des semelles, donc on opte des semelles filantes (sens X-X)

- **Vérification de la portance du sol**

Il faut vérifier que : $\sigma_{structure} < \sigma_{sol}$

a) **Vérifications des contraintes à ELS**

File	N(KN)	S (m ²)	σ_{str} (KN/m ²)	σ_{sol}	condition
A	3430,97	18	190,6	200	vérifiée
B	17825,78	102,24	174,35	200	vérifiée
C	21103,12	113,6	185,76	200	vérifiée
D	15486,66	85,2	181,77	200	vérifiée
E1	3546,02	19,5	181,02	200	vérifiée
E2	3545,66	19,5	181,82	200	vérifiée

Tableaux IX.4: Vérification des contraintes à L'ELS

$$\sigma_{solA} \geq \frac{N}{S} = \frac{3430,97}{18} = 190,6 \text{ KN/m}^2$$

b) **Vérifications des contraintes à L'ELU**

Sens-X					
File	N _t	L(m)	B(m)	B choisit	S (m ²)
A	4664,83	15	1,55	1,6	24
B	24440,5	56,8	2,15	2,2	124,96
C	29385,15	56,8	2,58	2,6	147,68
D	21722,33	56,8	1,91	2	113,6
E1	5090,15	15	1,69	1,8	27
E2	5088,41	15	1,69	1,8	27

Tableaux IX.5: Sections des semelles filantes X-X (ELU)

File	N(KN)	S (m ²)	σ_{str} (KN/m ²)	σ_{sol}	condition
A	4664,83	24	194,36	200	vérifiée
B	24440,5	124,96	195,58	200	vérifiée
C	29385,15	147,68	198,97	200	vérifiée
D	21722,33	113,6	191,21	200	vérifiée
E1	5090,15	27	188,52	200	vérifiée
E2	5088,41	27	188,46	200	vérifiée

Tableaux IX.6 : Vérification de la contrainte à L'ELU

- **calcul de la hauteur de la semelle**

La hauteur de la semelle est : $h_t \geq d + 0,05$

Pour satisfaire la condition de l'inclinaison de 45° de la bielle moyenne, la hauteur utile vaut :

$$h_t \geq \frac{B - b}{4} + 0,05 = \frac{2 - 0,5}{4} = 0,425m$$

Avec :

$b = 0,5$ largeur de la semelle

On opte : $h_t = 0,5m$

- **condition de rigidité des semelles**

Les semelles filantes ou continues sous poteaux sont soumises à des contraintes linéaires réparties, pour cela elles doivent être suffisamment rigides pour ne pas se comporter comme une poutre sur un sol élastique, on doit alors vérifier la condition suivante vis à vis de la longueur élastique :

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e + a$$

$$\text{Avec : } L_e = \left(\frac{4EI}{Kb_{sf}} \right)^{1/4}$$

L_{max} : La longueur maximale entre les axes des poteaux.

b_{sf} : La largeur de la semelle filante.

E : Module d'élasticité du béton (prendre en moyenne $E=21000MPa$).

K : Coefficient de raideur du sol

On pourra par exemple adopter pour K les valeurs suivantes :

- $K = 0.5$ [Kg /cm³] Pour un très mauvais sol.
- $K = 4$ [Kg /cm³] Pour un sol moyen (contraintes admissible 2 bars).
- $K = 12$ [Kg /cm³] Pour un très bon sol

I : Moment d'inertie de la semelle $I = \frac{b \times h_N^3}{12}$.

- Calcul de la hauteur de la nervure

$$h_N \geq \left(\frac{48Kb_s l^4}{Eb_N \pi^4} \right)^{1/3}$$

$$h_N \geq \left(\frac{48 \times 40 \times 2 \times 5,7^4}{21000 \times 0,5 \times \pi^4} \right)^{1/3} = 1,58 \text{ m}$$

Pour $L_{max} = 6,0\text{m}$: $h_N = 1,60 \text{ m}$

- Calcul moment d'inertie de la semelle

$$I = \frac{b_N \times h_N^3}{12} = \frac{0,5 \times 1,6^3}{12} = 0,17 \text{ m}^4$$

- Calcul de L_e

$$L_e = \left(\frac{4 \times 21000 \times 0,17}{40 \times 2} \right)^{1/4} = 3,65\text{m}$$

$L_{max} = 5,7\text{m} \leq \frac{\pi}{2} 3,65 + 0,5 = 6,2 \text{ m}$ Condition vérifiée

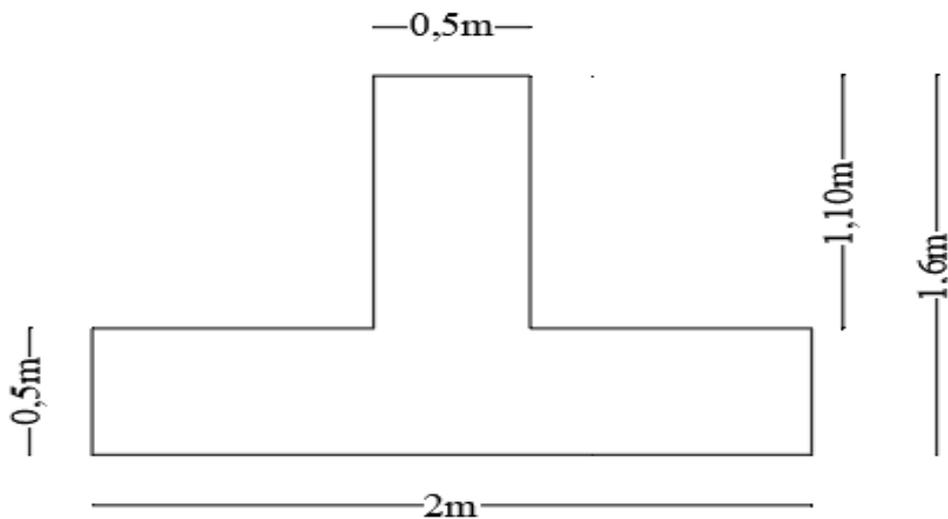


Figure IX.6 : Dimension de la Semelle filante

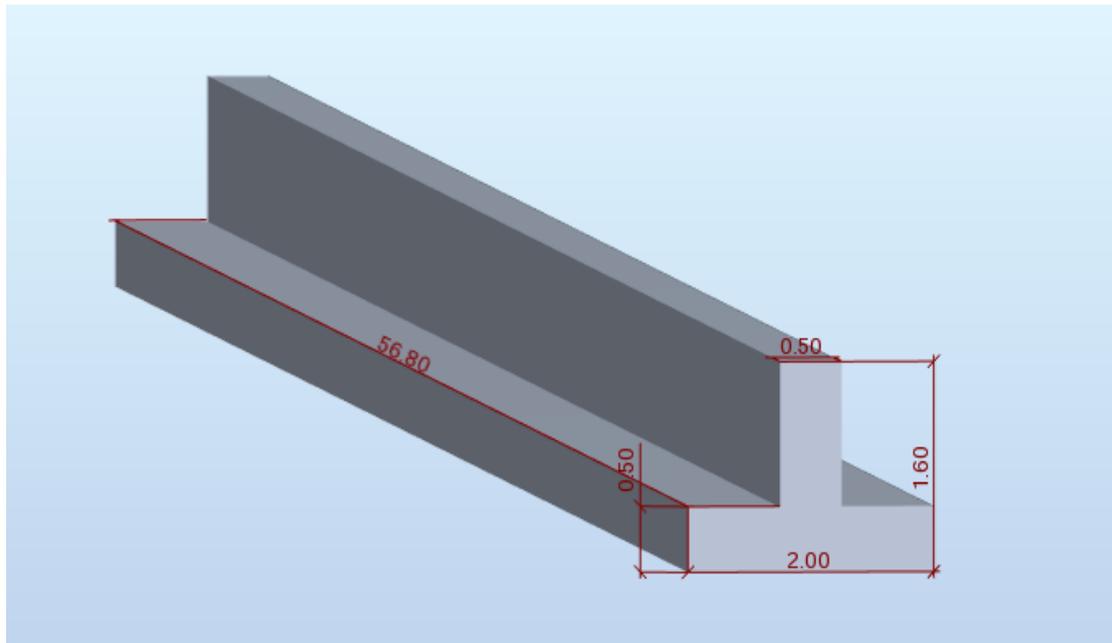


Figure IX.7 : Vue en 3D de la semelle filante (File B)

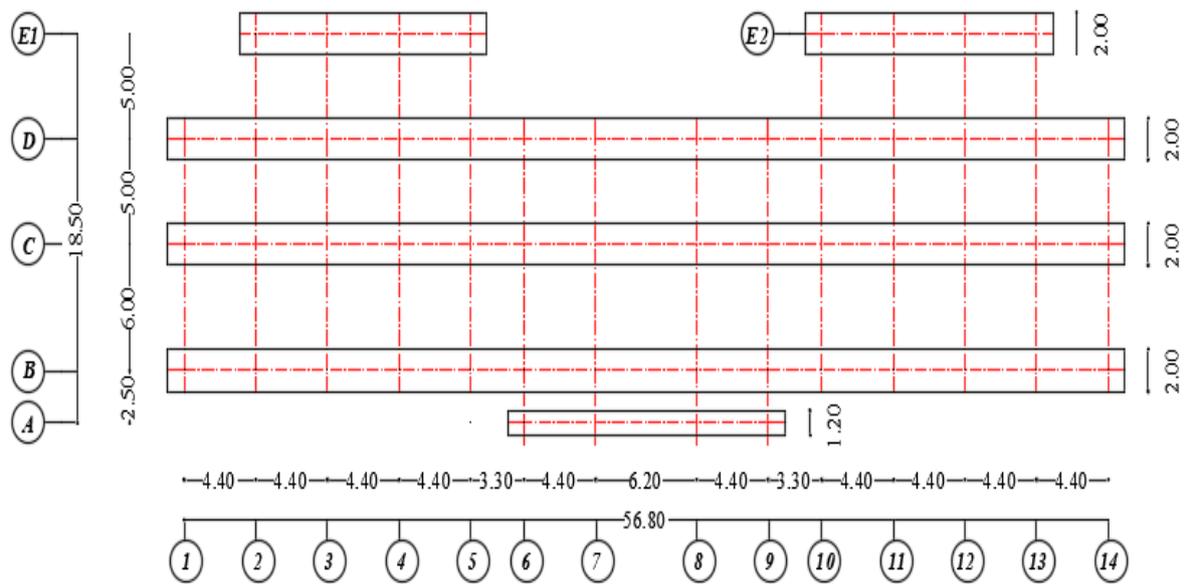


Figure IX.8 : Semelle filante de la structure

IX.5.3 Calcul du ferrailage

IX.5.3.1 Calcul le ferrailage de la semelle

Le ferrailage se calcule par la méthode des bielles à l'ELU pour une bande de 1 m linéaire
On a:

$$f_{c28} = 25\text{MPa} ; f_{t28} = 2,1\text{MPa} ; \sigma_{bc} = 14,17\text{MPa} ; f_e = 400\text{MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_b} = \frac{400}{1,15} = 348\text{MPa}$$

$$b = 100\text{cm} ; h = 50\text{cm}$$

$$d = 0,9h = 45\text{cm}$$

$$N_u = 24440,5\text{KN}$$

$$P_u = \frac{N_u}{L_{sf}} = \frac{24440,5}{56,8} = 430,3 \text{ KN/m}$$

P_u : L'effort normal reparti à l'ELU

$$A_s = \frac{P_u (B - b)}{8d \times \sigma_{st}} = \frac{430,3 \times (2 - 1)}{8 \times 0,45 \times 348 \times 10^3} = 3,43 \text{ cm}^2$$

On choisit **4T12** → $A_s = 4,52 \text{ cm}^2$ avec un espacement $e = 25\text{cm}$

File	$N_u(\text{KN})$	$L(\text{m})$	$P_u(\text{KN})$	$A_s (\text{cm}^2)$	Choix	$A_s (\text{cm}^2)$
A	4664,83	15	310,98	2,48	4T12	4,52
B	24440,5	56,8	430,3	3,43	4T12	4,52
C	29385,15	56,8	517,34	4,12	4T12	4,52
D	21722,33	56,8	382,43	3,05	4T12	4,52
E1	5090,15	15	339,34	2,7	4T12	4,52
E2	5088,41	15	339,23	2,7	4T12	4,52

Tableaux IX.7: Calcul de (A_s) et le Choix de ferrailage

- **Armatures de répartitions**

$$A_r \geq \frac{A_s \times B}{4} = \frac{4,52 \times 2}{4} = 2,26 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{on prend } \mathbf{8T10} (6,28 \text{ cm}^2)$$

Ferrailage de la nervure en travée et sur appuis

IX.5.3.2 Ferrailage longitudinal

$$q_u = 310,98 \text{ KN/m}$$

$$M_0 = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{310,98 \times 6,2^2}{8} = 1494,26 \text{ KN.m}$$

$$M_{mi-travée} = 0,85 \times M_0 = 0,85 \times 1494,26 = 1270,12 \text{ KN.m}$$

$$M_{appuis} = 0,5 \times M_0 = 0,5 \times 1494,26 = 747,13 \text{ KN.m}$$

File	N _u (KN)	L(m)	q _u (KN)	M ₀ (KN.m)	M _{mi-travée} (KN.m)	M _{appuis} (KN.m)
A	4664,83	15	310,98	1494,26	1270,12	747,13
B	24440,5	56,8	430,3	2067,6	1757,46	1033,8
C	29385,15	56,8	517,34	1251,96	1064,166	625,98
D	21722,33	56,8	382,43	952,48	809,6	476,24
E1	5090,15	15	339,34	821,20	698,02	410,6
E2	5088,41	15	339,23	820,93	697,79	410,47

Tableaux IX.8 : Moments en travée et sur appuis

Avec :

On va calculer le ferrailage pour la grande portée $L = 6,2m$

$$b = 50 \text{ cm} ; h = 1,6m ; d = 0,9 \times 1,6 = 1,44 \text{ m}$$

$$M_{mi-travée} = 1757,46 \text{ KN.m}$$

➤ Travée

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

$$\text{Avec : } f_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{1757,46 \times 10^6}{500 \times (1440)^2 \times 14,17} = 0,119$$

$$\mu_u = 0,119 < \mu_u = 0,391 \text{ Condition vérifiée}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,119}) = 0,158$$

$$Z = d(1 - 0,4 \times \alpha) = 1440(1 - 0,4 \times 0,148) = 134,8 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_t}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{1757,46 \times 10^6}{1348 \times 348} = 3746,4 \text{ mm}^2 = 37,46 \text{ cm}^2$$

On opte **8T25** $A_s = 39,27\text{cm}^2$

➤ **Appui**

$$M_{appuis} = 1033,8\text{KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{1033,8 \times 10^6}{500 \times (1440)^2 \times 14,17} = 0,07$$

$$\mu_u = 0,07 < \mu_u = 0,391 \text{ Condition vérifiée}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,066}) = 0,09$$

$$Z = d(1 - 0,4 \times \alpha) = 1440(1 - 0,4 \times 0,09) = 133,81\text{cm}$$

$$A_s = \frac{M_t}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{1033,8 \times 10^6}{1338,1 \times 348} = 2220,08\text{mm}^2 = 22,20\text{cm}^2$$

On opte **8T20** $A_s = 25,13\text{cm}^2$

• **Condition de non fragilité**

$$A_s^{min} = 0,23b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 500 \times 1440 \times \frac{2,1}{400} = 869,4\text{mm}^2 = 8,96\text{cm}^2$$

$$A_s^{min} = 8,69\text{cm}^2 \leq A_s = 25,13\text{cm}^2 \text{ Condition vérifiée}$$

• **Vérification des contraintes à l'ELS.**

La fissuration est préjudiciable donc il faut vérifier que :

$$\text{Pour le béton : } \sigma_{bc} = \left(\frac{M_{ser}}{I} \right) \times Y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa}$$

$$\text{Pour l'acier : } \sigma_s = n \left(\frac{M_{ser}}{I} \right) \times (d - y) \leq \overline{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3}f_e ; \text{Max}(0,5f_e ; 110\sqrt{nf_{tj}}) \right)$$

$$\overline{\sigma}_s = 201,63\text{MPa}$$

Avec :

M_{ser} : Moment à l'ELS.

$$Y = \frac{b}{2} \times Y^2 + n A'_s (y - c') - n A_s (d - y) = 0$$

$$I = \frac{b}{3} \times Y^3 + n A'_s (y - c')^2 - n A_s (d - y)^2$$

Les calculs se sont faits par un programme (Excel)

Les résultats sont résumés sur les tableaux qui se suivent :

	M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)
Travée	1206,37	39,27	48,53	$7,79 \times 10^6$	7,51	15	232,16	201,63
Appuis	753,98	25,13	40,37	$5,5 \times 10^6$	5,53	15	222,18	201,63

Tableaux IX.9 : Calcul des contraintes de béton et de l'acier (8T)

Conclusion

Les contraintes dans l'acier ne sont pas vérifiées, donc on doit augmenter la section d'armature.

	Choix (adopté)	Section (cm ²)
Travée	10T25	49,09
Appuis	10T20	31,42

Tableaux IX.10 : Choix d'armature adopté

	M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)
Travée	1206,37	49,09	53,02	$9,2 \times 10^6$	6,95	15	187,84	201,63
Appuis	753,98	31,42	44,31	$6,6 \times 10^6$	5,08	15	179,44	201,63

Tableaux IX.11 : Calcul des contraintes de béton et de l'acier (10T)

- **Vérification de la contrainte tangentielle du béton**

Il faut vérifier que : $\tau_u < \overline{\tau}_u$

Avec :

$$\overline{\tau}_u = \min(0,1f_{c28}; 4MPa) = 2,5MPa$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$T_u = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{430,3 \times 6,2}{2} = 1334KN$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{1334 \times 10^3}{500 \times 1440} = 1,85MPa$$

$$\tau_u = 1,85MPa < \overline{\tau}_u = 2,5MPa \text{ Condition vérifiée}$$

IX.5.3.3 Ferrailage transversale

✓ **BAEL 91 modifié 99**

- $\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_t K}{0,8 f_e} (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage})$
- $S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) = 40\text{cm}$
- $\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) = 0,4\text{MPa}$

✓ **RPA99 version 2003**

- $\frac{A_t}{S_t} \geq 0,003 b_0$
- $S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\varphi_l\right) = 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone nodale}$
- $S_t \leq \frac{h}{2} = 82,5\text{cm} \dots\dots\dots \text{Zone courante}$

Avec :

$$\varphi_l \leq \text{Min}(h/35; \varphi_l; b/10) = 2,5\text{cm}$$

$$F_e = 400\text{MPa}; \tau_u = 1,85\text{Mpa}; f_{t28} = 2,1\text{Mpa}; b = 50\text{cm}; d = 144\text{cm}$$

$$S_t = 15\text{mm} \dots\dots\dots \text{Zone nodale}$$

$$S_t = 25\text{mm} \dots\dots\dots \text{Zone courante}$$

$$A_t \geq 0,003 b_0 \times S_t = 0,003 \times 50 \times 25 = 3,75\text{ cm}^2$$

On opte **5T10** (3,93 cm²)

IX.5.3.4 Armature de peau

Pour les poutres de grande hauteur, il y a lieu de prévoir une armature de peau dont la section dépend du préjudice de la fissuration.

En effet on risquerait en l'absence de ces armatures d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées par les armatures longitudinales inférieures et supérieures. Pour ces armatures, les barres à haute adhérence sont plus efficaces que les ronds lisses.

Pour les bâtiments courants on a 3cm²/m pour les armatures de peau.

$$A_p = \frac{3\text{ cm}^2}{m} \times 1,6 = 4,8\text{cm}^2 (\text{Fissuration préjudiciable})$$

On opte **5T12** (5,65 cm²)

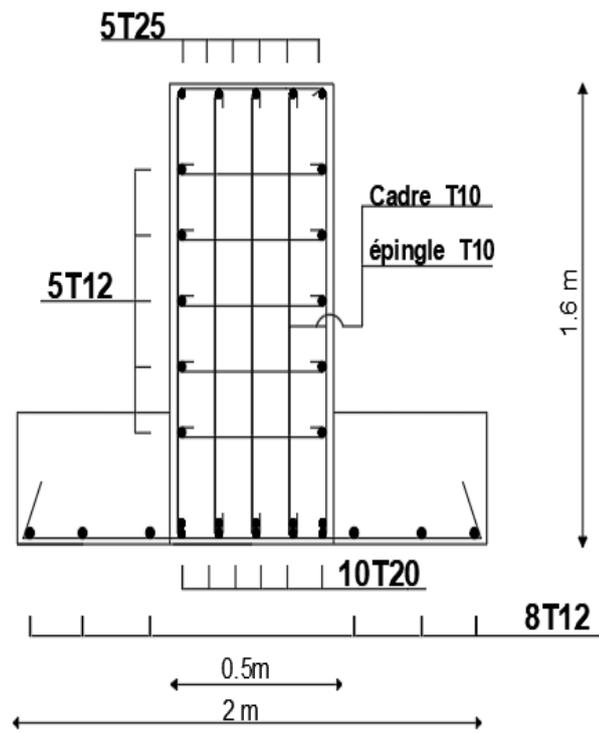


Figure IX. 9 : Ferrailage en travée

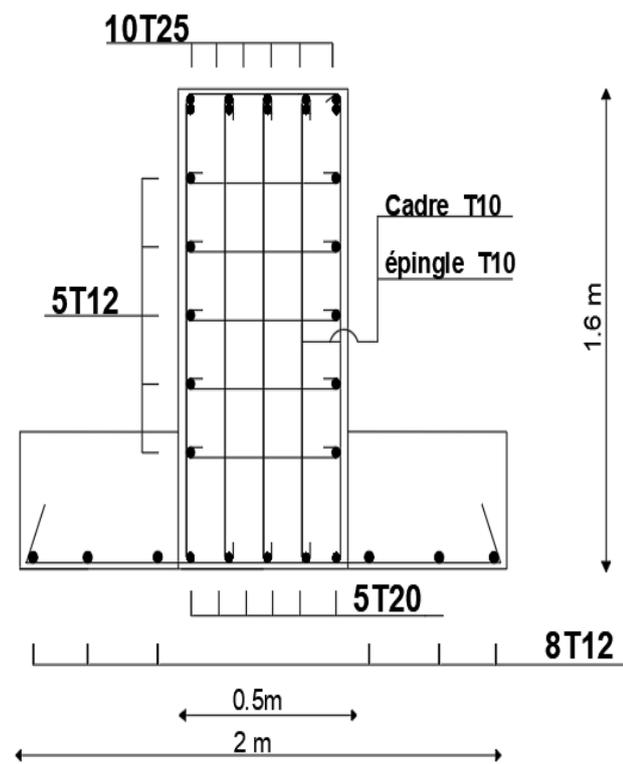


Figure IX.10 : Ferrailage en travée

IX.6 Semelles filantes sous voiles

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S} \rightarrow \sigma_{sol} \geq \frac{N}{B \times L} \rightarrow B \geq \frac{1788,15}{200 \times 5} = 1,78m$$

On opte **B = 1,8m**

- calcul de la hauteur de la semelle

La hauteur de la semelle est : $h_t \geq d + 0,05$

Pour satisfaire la condition de l'inclinaison de 45° de la bielle moyenne, la hauteur utile vaut :

$$h_t \geq \frac{B - b}{4} + 0,05 = \frac{1,8 - 0,5}{4} = 0,325m$$

On opte : **$h_t = 0,4m$**

- Calcul de la hauteur de la nervure

$$h_N \geq \left(\frac{48Kb_s L^4}{Eb_N \pi^4} \right)^{1/3}$$

$$h_N \geq \left(\frac{48 \times 40 \times 1,8 \times 5^4}{21000 \times 0,4 \times \pi^4} \right)^{1/3} = 1,38 m$$

Pour $L_{max} = 5 m$: **$h_N = 1,4 m$**

- Calcul moment d'inertie de la semelle

$$I = \frac{b_N \times h_N^3}{12} = \frac{0,4 \times 1,4^3}{12} = 0,09 m^4$$

Calcul de L_e

$$L_e = \left(\frac{4 \times 21000 \times 0,09}{40 \times 2,5} \right)^{1/4} = 2,94m$$

$L_{max} = 5 m \leq \frac{\pi}{2} 2,94 + 0,5 = 5,13m$ **Condition vérifiée**

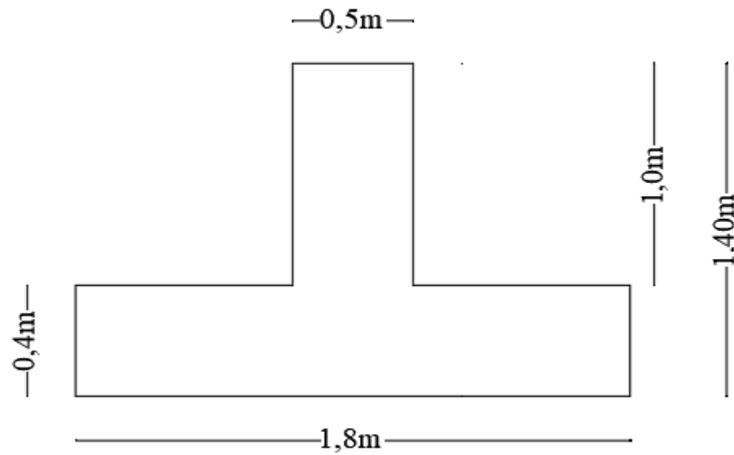


Figure IX.11: Dimensions de la semelle filante sous voile

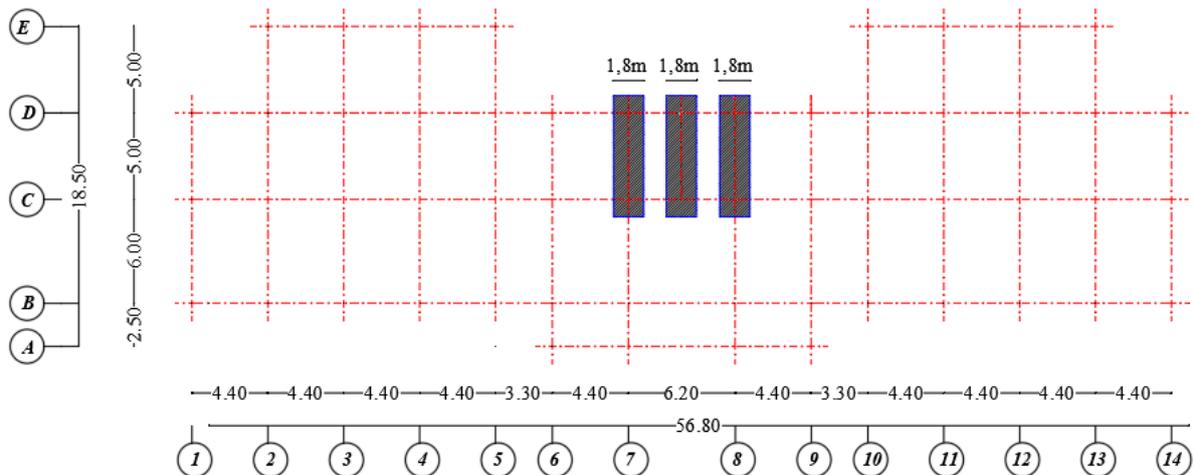


Figure IX.12: Disposition des semelles filante sous voile

• Vérification de la portance du sol

Il faut vérifier que : $\sigma_{structure} < \sigma_{sol}$

Vérifications des contraintes à ELS

Voile	N(KN)	S (m ²)	σ_{str} (KN/m ²)	σ_{sol}	condition
V1/1	1788,15	9	198,68	200	vérifiée
V1/2	1683,14	9	187,01	200	vérifiée
V1/3	1783,36	9	198,15	200	vérifiée

Tableau IX.12: Vérification de la contrainte à ELS

$$\sigma_{solA} \geq \frac{N}{S} = \frac{1788,15}{9} = 198,68 \text{ KN/m}^2$$

Vérifications des contraintes à L'ELU

Voile	N_t	L(m)	B(m)	B choisit	S (m ²)
V1/1	2562,26	5	2,56	2,6	13
V1/2	2153,29	5	2,15	2,2	11
V1/3	2534,25	5	2,53	2,6	13

Tableaux IX.103 : Surfaces des semelles filantes

voile	N(KN)	S (m ²)	σ_{str} (KN/m ²)	σ_{sol}	condition
V1/1	2562,26	13	197,09	200	vérifiée
V1/2	2153,29	11	195,75	200	vérifiée
V1/3	2534,25	13	194,94	200	vérifiée

Tableaux IX.114 : Vérification des contraintes à l'ELU

- **Calcul le ferrailage de la semelle**

Le ferrailage se calcule par la méthode des bielles à l'ELU pour une bande de 1 m linéaire
On a :

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} ; \sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa} ; f_e = 400 \text{ MPa} ;$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_b} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} ;$$

$$b = 100 \text{ cm} ; h = 40 \text{ cm} .$$

$$d = 0,9h = 40,5 \text{ cm}$$

$$N_u = 2562,26 \text{ KN}$$

$$P_u = \frac{N_u}{L_{sf}} = \frac{2562,26}{5} = 512,45 \text{ KN/m}$$

P_u : L'effort normal repartit à l'ELU

$$A_s = \frac{P_u (B - b)}{8d \times \sigma_{st}} = \frac{512,45 \times (1,8 - 1)}{8 \times 0,405 \times 348 \times 10^3} = 3,63 \text{ cm}^2$$

On choisit **4T12** $\rightarrow A_s = 4,52 \text{ cm}^2$ avec un espacement $e = 25 \text{ cm}$

Armatures de répartitions

$$A_r \geq \frac{A_s \times B}{4} = \frac{4,52 \times 1,8}{4} = 2,034 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{on prend } \mathbf{8T10} \text{ (6,28 cm}^2\text{)}$$

Ferraillage longitudinal

$$q_u = 512,45 \text{ KN/m}$$

$$M_0 = 1601,40 \text{ KN.m}$$

$$M_{mi-travée} = 1361,19 \text{ KN.m}$$

$$M_{appuis} = 800,70 \text{ KN.m}$$

Travée

$$\mu_u = 0,12$$

$$\mu_u = 0,12 < \mu_u = 0,391 \text{ Condition vérifiée}$$

$$\alpha = 0,16$$

$$Z = 117,93 \text{ cm}$$

$$A_s = 31,04 \text{ cm}^2$$

$$\text{On opte } \mathbf{10T20} A_s = \mathbf{31,42 \text{ cm}^2}$$

Appui

$$\mu_u = 0,07$$

$$\mu_u = 0,07 < \mu_u = 0,391 \text{ Condition vérifiée}$$

$$\alpha = 0,09$$

$$Z = 121,46 \text{ cm}$$

$$A_s = 18,94 \text{ cm}^2$$

$$\text{On opte } \mathbf{10T16} A_s = \mathbf{20,11 \text{ cm}^2}$$

Condition de non fragilité

$$A_s^{min} = 8,26$$

$$A_s^{min} = 8,26 \text{ cm}^2 \leq A_s = 20,11 \text{ cm}^2 \text{ Condition vérifiée}$$

Vérification des contraintes à l'ELS.

La fissuration est préjudiciable donc il faut vérifier que :

Pour le béton : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa}$

Pour l'acier : $\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s = 201,63 \text{MPa}$

Les résultats sont résumés sur les tableaux qui se suivent :

	M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)
Travée	949,95	31,42	56,15	$5,24 \times 10^6$	10,15	15	189,58	201,63
Appuis	558,79	20,11	43,7	$3,43 \times 10^6$	7,1	15	200,87	201,63

Tableaux IX. 15: Calcul des contraintes

	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$	$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$
Travée	Vérifiée	Vérifiée
Appuis	Vérifiée	Vérifiée

Tableaux IX.16: Vérification des contraintes

Conclusion général

L'étude de ce projet a pour objet de dimensionner un bâtiment de grande importance en charpente métallique qui doit être économique et résistant, cela n'est réalisable que dans le cas d'une bonne conception. C'est dans cette optique, qu'on a étudié le dimensionnement et la vérification des éléments résistants principaux (poutres, poteaux, voile et contreventements) de la superstructure et l'infrastructure en mettant en pratique nos connaissances théoriques acquises au cours de notre formation universitaire en tant que des ingénieurs en génie civil et on conclut ce qui suit :

- ✓ Le pré-dimensionnement des éléments résistants de la structure est la première étape de cette étude et qui donne une estimation sur les dimensions des sections des éléments.
- ✓ On a approfondi nos connaissances en matière d'application des règlements Tel que : Eurocode III et IV, CCM97, RPA99, RNV2013.
- ✓ La comparaison entre la résultante des forces sismiques et la résultante des efforts dus au vent nous a permis de conclure que l'effet du séisme est dominant.
- ✓ On a constaté qu'il est préférable de mettre un seul type de palée de stabilité dans la même file de portique, qui donne un bon comportement face au séisme.
- ✓ On a remarqué que le noyau nous permet à diminuer le nombre des palées de stabilité dans la structure.
- ✓ Les assemblages doivent être calculés et vérifiés d'une manière claire et explicite tout en respectant les règlements utilisés dans l'Eurocode.
- ✓ Utilisation des poteaux mixtes au niveau de la périphérie des sous-sols pour assurer la connexion (béton-acier) entre le voile périphérique et le poteau en acier.
- ✓ Le choix de type de fondation dépend de la nature du sol et de l'importance des charges transmises par l'ouvrage.
- ✓ On a constaté que l'élaboration d'un projet ne se base pas uniquement sur le calcul théorique mais aussi sur sa concordance avec le côté pratique d'où apparaissent l'importance des stages pratiques et les visites sur chantiers.

Enfin, il est important de mentionner que beaucoup reste à faire pour enrichir nos connaissances et seul le travail continu et la volonté de recherche pourront nous aider à atteindre tous les objectifs tracés. Nous souhaitons que ce modeste travail soit un bon support pour les promotions à venir.

Liste ses symboles

A_v	Aire de cisaillement	mm^2
A_s	Aire d'une section d'acier tendu	cm^2
A'_s	Aire d'une section d'acier comprimé	cm^2
A_r	Armature de répartition	cm^2
A	Section brute d'une pièce	cm^2
	Coefficient d'accélération de zone	
A_{sv}	Acier minimal	cm^2
A_{vj}	Armatures de joint de bétonnage (aciers de couture)	cm^2
A_h	Acier horizontale	cm^2
A_t	Armatures Transversales	cm^2
A_l et A'_l	Armatures Longitudinales	cm^2
A_c	Armatures de Peau (ou en section courante)	cm^2
A	Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement interne	
$A_a ; A_s ; A_c$	les aires des sections du profilé, du béton et de l'armature	cm^2
B_{et}	section de béton	cm^2
C_p	Facteur de force horizontale	
C	distance du centre de pression et la résultante des forces extérieures à la fibre la plus comprimée.	cm
C_d	Coefficient dynamique	
C_r	Coefficient de rugosité	
C_e	Coefficient d'exposition	
C_{pe}	Coefficient de pression extérieur	
C_{pi}	Coefficient de pression intérieur	
[C]	Matrices d'amortissement	
CT	Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage	
D	Facteur d'amplification dynamique moyen débord	m
E		MPa
	Module d'élasticité longitudinale	
E_{ij}	Module de déformation instantanée à l'âge de j jours	MPa
E_{vj}	Module de déformation différée pour chargement appliqué à l'âge de j jours	MPa
E_{cm}	module d'élasticité sécant du béton.	MPa
ELS	Etat limite de service	
ELU	Etat limite ultime	
F	Force ou action générale	kN
F_{brd}	Résistance de la pression diamétrale	kN

F_p	Force horizontale d'origine sismique agissant sur l'acrotère	kN/ml
	effort de précontrainte dans un boulant	kN
F_T	force de traction.	kN
F_{vsd}	effort de cisaillement des boulons	kN
F_{tsd}	effort de traction des boulons	kN
G	Module d'élasticité transversale	MPa
G_b	Poids propre de béton frais	kN/m ²
G	Charge permanente	kN/m ²
I_c	Moment d'inertie de la section mixte	cm ⁴
I_y	Moment d'inertie de flexion maximal	cm ⁴
I_z	Moment d'inertie de flexion minimal	cm ⁴
I_{fi}	Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées	cm ⁴
I_{fv}	Moment d'inertie fictif pour les déformations différées	cm ⁴
$I_{a,z}; I_{s,z}; I_{c,z}$	les moments d'inerties des sections du profilé, du béton et de l'armature	cm ⁴
K_t	Coefficient de réduction fonction du sens des nervures du bar Facteur de terrain	
k_s	Facteur de forme	
L	La portée de la solive	mm
L_x	la plus petite portée du panneau le plus sollicité	cm
L_y	la plus grande portée du panneau le plus sollicité	cm
L_f	Langueur de flambement	m
L_e	Longueur élastique	m
M	Moment sollicitant en général	kN.m
M_{sd}	Moment fléchissant	kN.m
M_{plRd}	Moment résistant plastique	kN.m
M_{brd}	Moment de résistance d'un élément non maintenu latéralement au déversement	kN.m
M_s	Moment stabilisateur sous l'effet du poids propre	kN.m
M_R	Moment de renversement du aux forces sismique	kN.m
M_0	Moment à la base de la structure	kN.m
$M_{ufictif}$	moment fictif	kN.m
M_a	Moment sur appui	kN.m
M_t	Moment en travée	kN.m
M_u	Moment de calcul ultime	kN.m
M_{ser}	Moment de calcul de service	kN.m
M_0	Moment en travée d'une poutre	kN.m
N	Effort normal, en général	kN
N_u	Effort normal ultime du poteau	kN

N_{cr}	Charge critique élastique	kN
N_{G1}	Poids propre de la structure	kN
N_{G2}	Poids propre de radier	kN
N_{Q1}	Poids de la surcharge d'exploitation de la structure	kN
N_{ser}	Effort normal en service	kN
N_u	Effort normal de service	kN
P_{rd}	Résistance ultime pour goujons à tete	kN
P	périmètre de la section considéré	cm
Q	Charge d'exploitation	kN/m ²
Q_{ref}	Contrainte à la base sur une bande de 1m la pression dynamique de référence	MPa N/m ²
R	Coefficient de comportement de la structure	
R_{Acier} ou F_a	Force de la section d'acier	kN
$R_{Béton}$ ou F_b	Force dans la section de béton	kN
S	Surface en générale	m ²
	Charge minimale de la neige	kN/m ²
St	Espacement	cm
T	période fondamentale	s
	Effort tranchant	kN
T_u	Effort tranchant ultime	kN
V_{sd}	l'effort tranchant	kN
V_{plRd}	effort tranchant de plastification	kN
V_{ref}	la vitesse de référence du vent	m/s
V_t	résultante des forces sismiques à la base	kN
V	résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente	kN
V_0	Effort tranchant a la base	kN
W_{ply}	Module de résistance plastique	Cm ³
W_p	Poids de l'élément considéré	kN/ml
W_K	fréquence angulaire propre	
$W_{pl.y}$; $W_{pl.z}$	Module de résistance plastique	Cm ³
$W_{el..y}$, $W_{el..z}$	Module de résistance élastique	Cm ³
Z_0	Paramètre de rugosité	m
Z_{min}	hauteur minimale	m
a	Epaisseur de VOILE	cm
b	Largeur de la semelle	cm
d	Diamètre du fut du goujon	mm
	longueur du voile	cm
d	Distance du barycentre de l'armature tendue à la fibre extrême la plus comprimée	cm
	Diamètre du boulon	mm
d'	Distance du barycentre des armatures comprimées à la fibre extrême la plus comprimée	cm

d_0	Diamètre du trou	mm
e_{\min}	Espacement minimum entre les goujons	mm
e	Épaisseur de la dalle pleine	cm
e_1	excentricité de la résultante	cm
	Pince longitudinale	mm
e_a	excentricité dus aux effets de second ordre	cm
e_2	excentricité additionnelle	cm
	Pince transversale	mm
e_{nc}	Excentricité de noyau	cm
f_y	Contrainte limite d'élasticité de l'acier	MPa
f_e	Limite d'élasticité de l'acier	MPa
f_{tj}	résistance caractéristique à la traction du béton âge de j jours	MPa
f_{cj}	résistance caractéristique à la compression du béton âge de j jour	MPa
f_{c28} et f_{t28}	Résistance calculé à 28 jours	MPa
f	La flèche	mm
f_u	Contrainte de rupture d'une pièce	MPa
f_{ub}	Contrainte de rupture d'un boulant	MPa
f_{sk}	limite élastique de l'acier d'armature.	MPa
f_{ck}	résistance en compression du béton.	MPa
f_i	Flèche due aux charges instantanées	mm
f_v	Flèche due aux charges de longue durée	mm
g_p	Poids propre de profilé	kN/ml
g_{pp}	poids propre de la poutre principale	kN/m
g_{ps}	poids propre de la poutre secondaire	kN/m
g	Accélération de la pesanteur	m/s^2
h	Hauteur en général	mm ou cm
	Profondeur de l'ouvrage de la structure	m
i	Rayon de giration d'une section	mm
j	Nombre de jours	
k	Coefficient de raideur du sol	
k_{LT}	Coefficient de déversement	
k_y et k_z	Coefficients de flambement-flexion	
m	Nombre de plans dc cisaillement ou de frottement	
n	Coefficient d'équivalence entre l'acier et le béton	
n_b	Nombre des boulons	
n_p	Nombre des plans de cisaillement	
n_f	Nombre des files	
P_1	Entraxe (cas général)	mm
P_2	Entraxe (file intérieure, élément tendu)	mm
P_k	Poids total de la structure	kN

q_{dyn}	Pression dynamique	N/m ²
r	Rapport entre la valeur maximale et la valeur admissible	%
t	Epaisseur d'une pièce	mm
t_f	Epaisseur d'une semelle de poutre	mm
t_w	Epaisseur d'une âme de poutre	mm
V_K	Effort tranchant d'étage au niveau 'K'	kN
y_{ser}	Distance du centre de pression à l'axe neutre à la fibre supérieure de la section	cm
y_c	distance de l'axe neutre au centre de pression.	cm
α	Coefficient de dilatation	
	Jeu de boulon	
β_w	Facteur de corrélation (soudure)	
β	Angle de déphasage	
	Coefficient de pondération	
$\beta_{M,y} ; \beta_{M,z}$	facteurs de moment uniforme équivalent pour le flambement par flexion	
$\beta_{M,LT}$	facteur de moment uniforme équivalent pour le déversement	
$\gamma_{Ma}, \gamma_c, \gamma_s$	coefficient partiel de sécurité aux ELU pour l'acier de construction, le béton et l'acier d'armature	
γ_s	Coefficient de sécurité de l'acier	
γ_b	Coefficient de sécurité de béton	
γ	Poids spécifique des terres	
γ_K	facteur de participation du mode K	
δ	Rapport de l'aire d'acier à l'aire de béton	
ε_s	Allongement relatif de l'acier tendu	%
	Coefficient de fissuration relatif à une armature	
η	Facteur de correction d'amortissement	
λ	Elancement	
$\bar{\lambda}_{LT}$	Élancement de déversement	
$\mu_y ; \mu_z$	les coefficients de réduction pour les axes y-y et z-z	
$\mu_y ; \mu_z$	les coefficients de réduction pour les axes y-y et z-z	
μ	Coefficient de frottement entre deux pièces en contact	
ν	Coefficient de Poisson	
ξ	Pourcentage d'amortissement critique	%
ξ_K	le facteur d'amortissement modal	%
ζ	Coefficient utilisé pour le calcul du coefficient C_d	

ω	Fréquence de vibration.	s^{-1}
ρ	Masse volumique	Kg/m^3
ρ_v	Pourcentage minimal	%
ρ_0	Le taux des armatures dans chaque direction	
ρ_b	Masse volumique de béton	kN/m^3
σ_s	Contrainte de l'acier	MPa
σ_{bu} ; σ_{ulim}	contrainte ultime du béton	MPa
σ_u^c	contrainte de compression ultime	MPa
σ_{bna}	contrainte limite de béton non armé	MPa
σ_{ba}	contrainte limite de béton armé	MPa
σ_m	la contrainte de traction (moyenne)	MPa
σ_{sol}	Contrainte de sol	MPa
$\bar{\tau}_u$	Contrainte ultime de cisaillement	MPa
τ_u	Contrainte tangentielle	MPa
$\tau_u ; S_{12}$	contrainte moyenne dans chaque maille	MPa
φ	Angle de frottement de sol	Degré
	Diamètre d'armature	mm^2
Φ	rapport de déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée	
χ	Coefficient de réduction de flambement	
χ_{LT}	Coefficient de réduction de déversement	

Symboles spéciaux :

Q	Facteur de qualité	
Δ_K^x	déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1	mm
Δ_k	Déplacement relatif du niveau 'K' par rapport au niveau 'K-1'	mm

Références bibliographique

Règlement

- [2] document technique règlementaire C2-47 Règlement Neige& Vent (Version2013).
- [3] Règles Parasismiques Algériennes RPA99 modifiées2003, centre national de recherche appliquée en génie parasismique, Alger, 2003.
- [4] D.T.R B.C 2.2 « Charges permanentes et sur charges d'exploitations ».
- [5] Livre' calcul des éléments de construction métalliques (selon l'Eurocode 3), **DAHMANI Lahlou**.
- [6] EUROCODE 3. Simple Joints to Eurocode 3 Joints in steel construction : 2011.
- [7] EUROCODE 3 : Calcul des structures en acier : Règles générales et règles pour les bâtiments
- [8] EUROCODE 4 : Conception et dimensionnement des structures mixtes acier-béton
- [9] EUROCODE 4 partie 1 : « Conception et dimensionnement des structures mixtes acier-béton ».
- [12]Le BAEL91, D.T.U, Béton armé aux états limites 91, modifié 99.

Cour

- [1] Cours « Calcul des planchers mixtes » selon EC3 et EC4 ; **Mr. SETHI**.
- [10] Livre 'Cours en charpente métallique I (selon le règlement algérien EC3), **BARAKA Abdelhak**.
- [11] Cours charpente métallique (4^{ème} année) ; **Mr. MENNADI**.
- [13] Cours fondation (4^{ème} année), **Pr.Abad**
- [14] Cours structure mixte (4^{ème} année), **Dr. Zahaf ahmed**

Logiciel utilisé

- Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018
- Idea statica
- Office Excel 2013