

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي



UNIVERSITE SAAD DAHLEB BLIDA -1-

-جامعة البليدة -1-

Faculté de Technologie

كلية التكنولوجيا

Département de Génie Civil

دائرة الهندسة المدنية

MEMOIRE DE PROJET DE FIN D'ETUDES

مذكرة نهاية التخرج

Pour l'Obtention du diplôme

DE MASTER EN GENIE CIVIL

Option : Constructions métalliques et mixtes

THÈME :

ETUDE D'UN BATIMENT METALLIQUE A USAGE BUREAUX

R+12

Présenté par : Mr Laoufi Abderrahmane Oussama

Encadreur : Mr A.Zahaf

Remerciements

*Avant tout, je remercie Dieu qui m'a donné la force de
Terminer cet humble travail.*

*Je tenais à manifester toute ma reconnaissance à mon promoteur Ms ZAHAF
pour la confiance qu'il m'a accordée, pour ses conseils qui ont éclairé le
déroulement de mon
travail et qui m'a aidé dans mes périodes de doute.*

*Mes remerciements vont également aux membres de jury qui ont fait
L'honneur d'accepter de juger mon travail.*

*Mes sincères reconnaissance à nos enseignants du département de Génie Civil «
Blida ».*

*Enfin mes remerciements vont également à ceux qui ont contribué de près
ou de loin à l'élaboration de ce modeste travail, trouvent ici l'expression de
mes profondes gratitudes et respects.*

OUSSAMA ABDERRAHMANE

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à

*Mon père qui m'a soutenu et qui m'a encouragé tout au long de mes études, que
Dieu le préserve.*

Ma mère qui a beaucoup sacrifié tout au long de ma vie, que Dieu la préserve.

Mon frère Mohamed, ma sœur Asma. Que dieu les préserve,

*Mes meilleurs amis (man U. Alaba. Lolo. Selaa), mes frères qui m'ont soutenu
tout au long de mes études*

*Mon promoteur Mr. Zahaf et Tous mes proches et mes amis Toute la
promotion 2021*

(Master Génie Civil).

Résumer :

Le but de ce travail est l'étude d'une structure en charpente métallique (**R+12+sous-sol**).

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

Le bâtiment est assurée par des paliers de contreventement en (**X-Y**) et la conception a été faite selon les règlements de construction en vigueur (**RPA99version 2003, CCM97**), L'étude dynamique a été faite par le logiciel **Rebot structural 2019**

Mots clé : structure métallique, étude dynamique

ملخص:

إن الهدف من هذا العمل هو دراسة منشأة معدنية ذات **12 طابق**، ذات تصميم غير منجز، حددنا ولاية الجزائر كموقع له والتي تعد هذه الأخيرة ذات نشاط زلزالي قوي .
مقاومة البناية محقق بواسطة نظام تدعيم على شكل (**X-Y**)
وقد تم التصميم وفق القوانين ومعايير البناء المطبقة في الجزائر (**RPA99version 2003, CCM**)
تمت الدراسة الديناميكية وفق برنامج **rebot structural 2019**

الكلمات المفتاحية : منشأة معدنية الدراسة الديناميكية

Abstract:

The purpose of this work is to study steel structure made of steel framework (**base+12+basement**) with a fictional plan; it was established in **ALGER**, which is classified as highly seismicity zone.

Triangulated **X-Y** shaped bearing bracing and a central core ensure the building's resistance. The design was made according to the building regulations in force (**RPA99version 2003, CCM97**); the dynamic study was made on the software **REBOT STRUCTURAL 2019**.

SUMMARY

As a part of our graduation project, we have studied a steel structure. The structure will be built in Algiers city, which is classified as a high seismicity zone "III" according to the RPA99 version 2003.

The dynamic analysis of the study was performed using 'Robot' software. The design of all structural and secondary elements has been carried out in accordance with the current regulations in our country such as RPA 99 2003, CCM97, EC3 and BAEL 91. As per presenting our project which is elaborated in the first chapter in the project. The structure is classified as a medium importance building and it consists of a basement for parking use and seven floors for office use.

The building's total length is 29.6 m with a total width of 12.8 m, the high of the building is about 48.62 m. In the same chapter, we described the structural elements of the building in general and the adopted materials of construction (including the mechanical characteristics).

We ended this chapter by explaining the applied design hypotheses we took in consideration followed by a small conclusion. The structure we studied as all construction is susceptible to climatic effects such as the winds and snows. The study of those two natural actions covers the body of the second chapter according to the regulatory technical documents (DTR). to study the winds and snows effect on the building, a rectangular shaped building is adopted and the wind effect is calculated on the two possible directions. As per the snow effect, it's calculated as a downward force on a building's roof.

The third chapter consist of the pre-design of the building's structural elements such as beams "structural beams and secondary ones" and columns, the pre-design of the building's components is made according to EC3 based on the strength conditions of the elements where a loads assessment of all floors was carried out. The pre-design is performed considering two phases, the construction phase and the final phase. In addition, the connection between floors slabs and structural elements was analyzed.

The following chapter convers the secondary components which guarantee the usability of the building for residents such as the parapet which is analyzed as a vertical cantilever slab. Staircases were also analyzed and designed.

The fifth chapter focus on the dynamic analyses of the structure where the analysis was performed using the Robot software. Results from the pre-design chapter were used to build the initial model, the model were analyzed under seismic loads and the outputs were compared to the earthquake regulation (RPA99v2003) requirements, the

results showed that the initial model did not meet the regulation requirements. Therefore, new models were tested by redesigning the structural elements steel profiles and including steel bracing system such as X-Y frames.

The final model with new elements profiles and X-Y Bracing system was stable and verified all the regulation requirements in terms of the strength and stability against the horizontal and vertical loads.

The function of the steel connections is to ensure the connection or the continuity of the components in-between by ensuring the transmission and distribution of the various stresses and strains under the effect of significant static and also dynamic loads. For this project, the steel connections are designed and verified using ROBOT software with manual calculation in seventh chapter, all steel connections of all type of elements (beams, columns and bracing systems) were calculated and redesigned until all necessary requirements were met in order to insure the stability of the structure.

The eighth chapter is the final chapter; it covers the design of the foundation, which are the infrastructure part of the building. Since the foundation are the only way to transmit the loads of the building into the ground, a well-designed foundation is crucial. For this project, a strip footings foundation is adopted after confirming that isolated footings was not adequate for this building. The adopted foundation were designed according the current regulations, including foundation design, steel reinforcement calculation. All other necessary verifications were also verified and met the current regulation requirements.

LISTE DES NOTATIONS

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

LISTE DES NOTATIONS

- S** : Surface ;
- S** : Charge de la neige ;
- S_k : Charge de la neige sur le sol ;
- V_{sd} : Valeur de calcul de l'effort tranchant sollicitant ;
- $V_{pl,rd}$: Valeur de calcul de la résistance plastique au cisaillement ;
- V_{ref} : Vitesse de référence du vent ;
- W** : Pression aérodynamique ;
- W_{pl} : Module de résistance plastique ;
- W_{el} : Module de résistance élastique ;
- d : Diamètre d'une section circulaire ;
- f : Flèche ;
- f_y : Limite d'élasticité ;
- f_u : Résistance à la traction ;
- H** : Hauteur d'une pièce ;
- L** : Longueur d'une pièce ;
- L_r : Longueur de flambement ;
- r** : Rayon d'une section circulaire ;
- t** : Épaisseur d'une pièce ;
- t_f : Épaisseur de la semelle (poutre, solive, poteau) ;
- t_w : Épaisseur de l'âme (poutre, solive, poteau) ;
- z** : Hauteur au-dessus du sol ;
- z_0 : Paramètre de rugosité ;
- z_{eq} : Hauteur équivalente ;
- z_{min} : Hauteur minimale ;
- χ : Coefficient de réduction pour le mode de flambement ou déversement approprié ;
- β : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge
D'exploitation ;
- β_w : Facteur de corrélation ;
- β_M : Facteur de moment uniforme équivalent ;
- β_j : Coefficient relatif a la liaison ;
- γ_M : Coefficient de sécurité ;
- λ : Élancement ;
- λ_{LT} : Élancement de déversement ;
- α : Facteur d'imperfection ;
- ϕ : Rotation ;
- ϕ_{LT} : Rotation de déversement ;
- η : Contrainte limite de cisaillement en élasticité ;

LISTE DES NOTATIONS

ε : Coefficient de réduction élastique de l'acier ;

ζ_a : Contrainte de l'acier ;

ζ_b : Contrainte du béton ;

ξ : Pourcentage d'amortissement critique ;

η : Facteur de correction d'amortissement ;

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

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

μ : Coefficient de forme de la charge de neige ;

CHAPITRE 01 : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Figure 1.1 : Vue en plan du RDC échelle 1/50.....	2
Figure 1.2 : Vue en plan d'étage courant (1er au 3eme) échelle 1/50	2
Figure 1.3 : Vue en plan d'étage courant (4eme au 8eme) échelle 1/50	3
Figure 1.4 : Vue en plan d'étage courant (9eme au 12eme) échelle 1/50	3
Figure 1.5 : Vue en plan de sous-sol échelle 1/50	4
Figure 1.6 : Structure en 3D (ROBOT STRUCTURE 2019).....	4
Figure 1.7 : Coupe A-A échelle 1/50	5
Figure 1.8.1 : Vue éclatée d'un plancher mixte.	6
Figure 1.8.2 : Bac d'acier type Hi Bond 55.	7
Figure 1.9 : Goujon soudée.	8

CHAPITRE 02 : DESCENTE DES CHARGES ET L'ETUDE CLIMATIQUE

Figure 2.1 : Direction du vent	15
Figure 2.2 : Subdivision du bâtiment pour la définition de la hauteur de référence	16
Figure 2.3 : Légende pour les parois verticales.	18
Figure 2.4 : Légende pour les toitures plates.	19
Figure 2.5 : Légende pour les parois verticales	20
Figure 2.6 : Légende pour les toitures plates.	20

CHAPITRE 03 : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS RESISTANTS

Figure 3.1 : Schéma du positionnement des solives plancher courant.....	29
Figure 3.2 : Largeur participante de la dalle	33
Figure 3.3 : Position de poutre sur plan.....	35
Figure 3.4 : Schéma statique de la poutre	36
Figure 3.5 : Organigramme représentatif de calcul de résistance au cisaillement.	42
Figure 3.6 : Position du poteau sur plan.....	45
Figure 3.7 : Le poteau central (le plus sollicité)	4

CHAPITRE 04 : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS SECONDAIRES

Figure 4.3 : Les escaliers métalliques	55
Figure 4.4 : L'inclinaison de la paillasse	56
Figure 4.5 : La longueur de la paillasse.....	56
Figure 4.6 : Conception d'une marche.....	57

CHAPITRE05 : ETUDE DYNAMIQUE

Figure 5.1 : Spectre de réponse	63
Figure 5.2 : Vue en 3D du 1er modèle	68
Figure 5.3 : Les trois premiers modes 1 ^{er} modèle.....	69-70
Figure 5.4.1 : contreventement X et y	70
Figure 5.4.2 : emplacement des contreventements.....	71
Figure 5.5 : Les trois premiers modes du 2 ^{eme} modèle	73
Figure 5.6 : Vue en 3D du 3 ^{eme} modèle	74
Figure 5.7 : Les trois premiers modes du 3 ^{eme} modèle	75

CHAPITRE06 : VERIFICATION DES PORTIQUES

Figure 6.1 : Vérification de poteau HEA700.....	78
Figure 6.2 : Stabilité en X (2UPN400).....	82

CHAPITRE 07 : ASSEMBLAGE

Figure 7.1 : Assemblage soudé poutres –platine.	84
Figure 7.2.1 : Assemblage poteau-poutre	87
Figure 7.2.2 : Assemblage poteau-poutre (REBOT 2019)	91
Figure 7.3 : Distribution des boulons sur la platine d’extrémité	87
Figure 7.4 : Assemblage poteau HEA700 –poteau HEA700	93
Figure 7.6 : Pied de Poteau encastré	95

CHAPITRE 08 : ETUDE DE FONDATION

Figure 8.1 : Modélisation 3d de sous-sol.	97
Figure 8.2 : Dimensions de la semelle isolée..	98
Figure 8.3 : Semelle filante.	99
Figure 8.4 : Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux..	101

CHAPITRE 01 : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Tableau 1.1 : Les caractéristiques mécaniques du bac d'acier HI-BOND 55.....	7
---	---

CHAPITRE 02 : DESCENTE DES CHARGES ET L'ETUDE CLIMATIQUE

Tableau 2.1 : Charges permanentes du plancher terrasse inaccessible.....	11
Tableau 2.2 : Charges permanentes du plancher terrasse accessible.....	12
Tableau 2.3 : Charges permanentes du plancher étage courant.....	13
Tableau 2.4 : Valeurs de C_r	16
Tableau 2.5 : Valeurs de l_v	17
Tableau 2.6 : Valeurs de C_e	17
Tableau 2.7 : Valeurs de q_p	18
Tableau 2.8 : Valeurs de C_{pe}	18
Tableau 2.9 : Valeurs de C_{pe}	19
Tableau 2.10 : Valeurs de C_{pe}	20
Tableau 2.11 : Valeurs de C_{pe}	21
Tableau 2.12 : Pression sur les parois (direction V1).....	22
Tableau 2.13 : Pression sur les parois (direction V2).....	22
Tableau 2.14 : La force exercée par le vent F_w sur V1.	23
Tableau 2.15 : La force exercée par le vent F_w sur V2.	23
Tableau 2.16 : Valeurs des Forces de pressions extérieures.	24
Tableau 2.17 : Valeurs des forces de pression extérieure sur la toiture.....	24
Tableau 2.18 : Valeurs des Forces de pressions extérieures.	25
Tableau 2.19 : Valeurs des forces de pression extérieure sur la toiture.....	25
Tableau 2.20 : Valeurs des forces de pression intérieure sur les étages et la toiture.....	25
Tableau 2.21 : Valeurs des forces de pression intérieure sur les étages et la toiture.....	25

CHAPITRE 03 : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS RESISTANTS

Tableau 3.1 : Caractéristiques du profile IPE200.....	28
Tableau 3.2 : Caractéristiques du profile IPE300.....	36
Tableau 3.3 : La charge d'exploitation et charge permanente pour chaque étage.....	46
Tableau 3.4 : Sections des profils choisis.....	47
Tableau 3.5 : Les profilés choisis avec vérification de flambement.....	50

**CHAPITRE 04 : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS
SECONDAIRES**

Tableau 4.1 : Charge et surcharge.....	57
---	----

05 : ETUDE DYNAMIQUE

Tableau 5.1 : Vérification des efforts V sur le sens X-X et Y-Y.....	67
Tableau 5.2 : Facteur de qualité	67
Tableau 5.3 : Les sections et les profilés des éléments de 1er choix	68
Tableau 5.4 : Participation massique du 1 ^{er} modèle.....	69
Tableau 5.5 : Les sections et les profilés des éléments de 2 ^{eme} choix.	71
Tableau 5.6 : Participation massique du 2 ^{eme} modèle.....	72
Tableau 5.7 : Les sections et les profilés des éléments de 3 ^{eme} choix (final).....	73
Tableau 5.8 : Participation massique du 3 ^{eme} modèle.....	74
Tableau 5.9 : Déplacements inter étage du modèle final	76
Tableau 5.10 : Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ.	77

CHAPITRE 06 : VERIFICATION DES PORTIQUES

Tableau 6.1 : Vérification de flambement poteau HEA 500.	81
Tableau 6.2 : Vérification de flambement poteau HEA 400.	82

CHAPITRE 07 : ASSEMBLAGE

Tableau 7.1 :IDEA Statica assemblage poteau-poteau	93-94
---	-------

CHAPITRE 08 : ETUDE DE FONDATION

Tableau 8.1 : effort normal appliqué par file (REBOT 2019)	97
Tableau 8.2 : Sections des semelles filantes.	100

INTRODUCTION GENERALE**CHAPITRE 01 : PRESENTATION DE L'OUVRAGE**

1.1 Introduction.....	1
1.2 Présentation de l'ouvrage.....	1
1.3 Données géométriques du projet.....	1
1.4 Ossature	6
1.5 Les Planchers	6
1.6 Bac d'acier	7
1.7 Les connecteurs	8
1.8 Escaliers	8
1.9 Matériaux utilisés.....	8

CHAPITRE 02 : DESCENTE DES CHARGES ET L'ETUDE CLIMATIQUE

2.1 Introduction.....	11
2.2 Évaluation des charges et surcharges.....	11
2.2.1 Terrasse inaccessible	11
2.2.2 Terrasse accessible	12
2.2.3 Etage courant.....	13
2.3 L'effet de la neige	14
2.3.1 Introduction	14
2.3.2 Etude de la neige	14
2.3.3 Calcul des charges de la neige.....	14
2.4 Action du vent.....	15
2.4.1 Paramètres de calcul.....	16
2.4.2 Coefficient de rugosité	16
2.4.3 Coefficient de topographie	17
2.4.5 Intensité de turbulence.....	17
2.4.6 Coefficient d'exposition.....	17
2.4.7 Pression dynamique de pointe	17
2.4.8 Coefficient de pression extérieure	18
2.4.9 Coefficient de pression intérieure.....	21
2.4.10 Action d'ensemble	22
2.4.11 La force exercée par le vent F_w	23

2.4.12 Calcul des forces à l'aide des pressions de surface	24
2.4.13 Calcul des forces de frottement F_{fr}	26
CHAPITRE 03 : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS RESISTANTS	
3.1 Introduction.....	27
3.2 Pré dimensionnement des planchers.....	27
3.3 Prédimensionnement des solives	28
3.4 Prédimensionnement des poutres principales.....	35
3.5 Calcul des connecteurs.....	42
3.5.1 Calcul des connecteurs du solive.....	43
3.5.2 Calcul des connecteurs du poutre	44
3.6 Pré dimensionnement des poteaux	45
3.7 Vérification en flambement simple	48
CHAPITRE 04 : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS SECONDAIRES	
4.1 Les escaliers métalliques	55
4.1.1 Introduction	55
4.1.2 Calcul des sollicitations.....	55
4.1.3 Conception d'une marche	57
4.1.4 Dimensionnement des cornières.....	57
4.1.5 Limon	58
CHAPITRE 05 : ETUDE DYNAMIQUE	
5.1 Introduction.....	61
5.2 Modélisation de la structure étudiée	61
5.3 Méthode d'analyse modale spectrale.....	62
5.4 Résultante des forces sismiques de calcul	64
5.5 Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente	64
5.6 Etude dynamique (Sismique).....	65
5.6.1 Estimation de la période fondamentale expérimentale (T_{exp}).....	65
5.6.2 Vérification de la période numérique de la structure	65
5.6.3 Estimation de l'effort sismique à la base de la structure.....	65
5.6.4 Facteur de qualité Q	68
5.7 Résultat de l'analyse dynamique	69

SOMMAIRE	page
5.7.1 Model 1.....	68
5.7.2 Model 2.....	70
5.7.3 Model 3.....	73
5.8 Vérification des déplacements inter étage.....	76
5.9 Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ (les effets du second ordre)	76

CHAPITRE 06 : VERIFICATION DES PORTIQUES

6.1 Introduction.....	78
6.2 Vérification des poteaux	78
6.2.1 Poteau HEA 700 (RDC, 1 ^{er} , 2 ^{eme} 3 -ème étage)	78
6.2.2 Poteau HEA 500 (4 ^{eme} , 5 ^{eme} , 6 ^{eme} 7eme 8 eme étage)	81
6.2.3 Poteau HEA 400 (9 ^{eme} et 10 ^{eme} 11 -ème 12 -ème étages).....	82
6.3 Vérification des contreventements.....	82

CHAPITRE 07 : ASSEMBLAGES

7.1 Introduction.....	84
7.2 Calcul des assemblages.....	84
7.2.1 Assemblages poteau – poutre	84
7.2.2 Assemblage poutre - solive	91
7.2.3 Assemblage poteau- poteau.....	93
7.3 Calcul des pieds de poteaux.....	95

CHAPITRE 08 : ETUDE DE FONDATION

8.1 Introduction.....	84
8.2 Fonctions assurées par les fondations.....	84

SOMMAIRE	page
8.3 Choix du type de fondations	84
8.4 Modélisation 3d de sous-sol (Rebot structure 2019)	
8.5 Calcul des fondations	
8.5.1 Semelle isolé	93
8.5.2 Semelle filante.....	
8.5.3 Radier nervuré	

CONCLUSION GENERALE

ANNEX

INTRODUCTION GENERALE

L'étude de ce projet consiste à calculer les éléments résistants d'un bâtiment (R+12+1ss) a usage bureaux contreventé par palées de stabilité en charpente métallique. Il se situe à ALGER et plus exactement dans Hussein dey.

Ce travail sera mené selon huit chapitres :

- Le premier chapitre constitue une présentation descriptive de l'ouvrage avec les dimensions en plan et en élévation et les caractéristiques des matériaux utilisés.
- Dans le 2eme chapitre on s'intéressera à l'évaluation des charges et surcharges et à l'étude climatique neiges et vent, qui peut avoir un impact sur le comportement de notre structure.
- Le prédimensionnement des éléments résistants (poteaux, poutres, planchers), fait l'objet du 3ème chapitre.
- Le 5ème chapitre consiste à modéliser la structure et déterminer les modes de vibration, en renforçant l'ossature par des paliers de stabilités, on observe ainsi le comportement de la structure jusqu'à la vérification des justifications imposées par les règles parasismiques qui a été réalisée par un logiciel de calcul.
- Puis on enchaîne avec les vérifications des éléments dans le 6ème chapitre.
- Le 7ème chapitre comportera l'étude des assemblages.
- Dans le dernier chapitre on fera une étude des infrastructures.
- On termine le travail par une conclusion générale qui regroupe l'ensemble des remarques et des constatations.

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

Ceci va compléter mes connaissances sur les cours de construction métallique, ensuite de présenter un travail satisfaisant pour l'obtention de mon diplôme de fin d'étude

PRESENTATION DE L'OUVRAGE

DESCENTE DES CHARGES

ET

L'ETUDE CLIMATIQUE

PRE DIMENSIONNEMENT
DES
ELEMENTS RESISTANTS

PRE DIMENSIONNEMENT

DES

ELEMENTS SECONDAIRES

ETUDE DYNAMIQUE

VERIFICATION DES PORTIQUES

ASSEMBLAGES

FONDATION

ANNEXE

Conclusion Générale

L'étude que nous avons menée dans le cadre de ce projet de fin d'étude nous a permis d'élargir nos connaissances dans le domaine de la construction qui est un domaine très vaste et d'acquérir de nouvelles connaissances complémentaires nécessaires pour notre formation et d'apprendre les différentes techniques de calcul, les concepts et les règlements régissant le domaine étudié.

La nécessité d'un logiciel de calcul nous a poussé à débiter et d'avoir certaines connaissances sur le logiciel d'analyse des structures « ROBOT », Autocad, IDEA Statica, Word office, nous sommes parvenus à un certain nombre de constatations également au cours de notre étude.

Cette étude représente la première expérience dans notre profession à apprendre les différentes réglementations à appliquer et à respecter, ainsi que le contact avec les différentes entreprises qui nous a permis de trouver des solutions économiques et rationnelles aux difficultés rencontrées.

Ce projet de fin d'étude nous a donné l'occasion de côtoyer des personnes de différents horizons qui nous ont fait progresser pour avancer

Nous avons remarqué et nous sommes convaincus que l'utilisation de l'outil informatique en générale et les logiciels d'analyse des structures « logiciel ROBOT » permet d'obtenir des résultats précis, gagner du temps et faciliter l'étude technique. La maîtrise de ces outils aujourd'hui est indispensable.

Références bibliographiques

- [1] • Règles de conception et de calcul des structures en acier "CCM 97"(Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.44).
- [2] • Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-C-2-47 ; REGLEMENT NEIGE ET VENT « RNV 99 », version 2013.
- [3] • Règle parasismique Algérienne RPA99 version 2003 (Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.48).
- [4] • Le BAEL99, D.T.U, Béton armé aux états limites 91, modifié 99.
- [5] • EC3, Calcul des structures en acier, partie 1-1, règles générales et règles pour les bâtiments.
- [6] • Charges permanentes et charges d'exploitation (DTR B.C 2.2).
- [7] • Cours charpente métallique 1, Mr MENNADI. (4ème année).
- [8] • EC3, Calcul des structures en acier, partie 1-8, Calcul des assemblages.
NF DTU 39 P4 Travaux de vitrerie-miroiterie
- [9] • Eurocode 4 « Conception et dimensionnement des structures mixtes acier-béton » partie 1-1, règles générales et règles pour les bâtiments.
- [10] • Cours des escaliers pour Mm. Halfaya. (4ème année).
- [11] • l'article Mr Taleb (La période fondamentale de la structure $T(x, y)$)
 - [12] •cours mixte mr.Zahaf

Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019.

Word 2010.

Excel 2010.

AutoCAD 2018.

IDEA StatiCa - Structural Design Software

Paramètres RPA99.

1.1 Introduction

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

- ❖ L'usage de la structure.
- ❖ La résistance.
- ❖ Les exigences esthétiques de l'architecte.
- ❖ L'aspect économique.

Cette étude comptera deux parties fondamentales :

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

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

1.2 Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage faisant l'objet de notre étude est un Bâtiment R+12+ sous-sol à usage bureaux, implanté à Alger qui est classée comme zone de forte sismicité (zone **III**) selon les (RPA 99 version 2003).

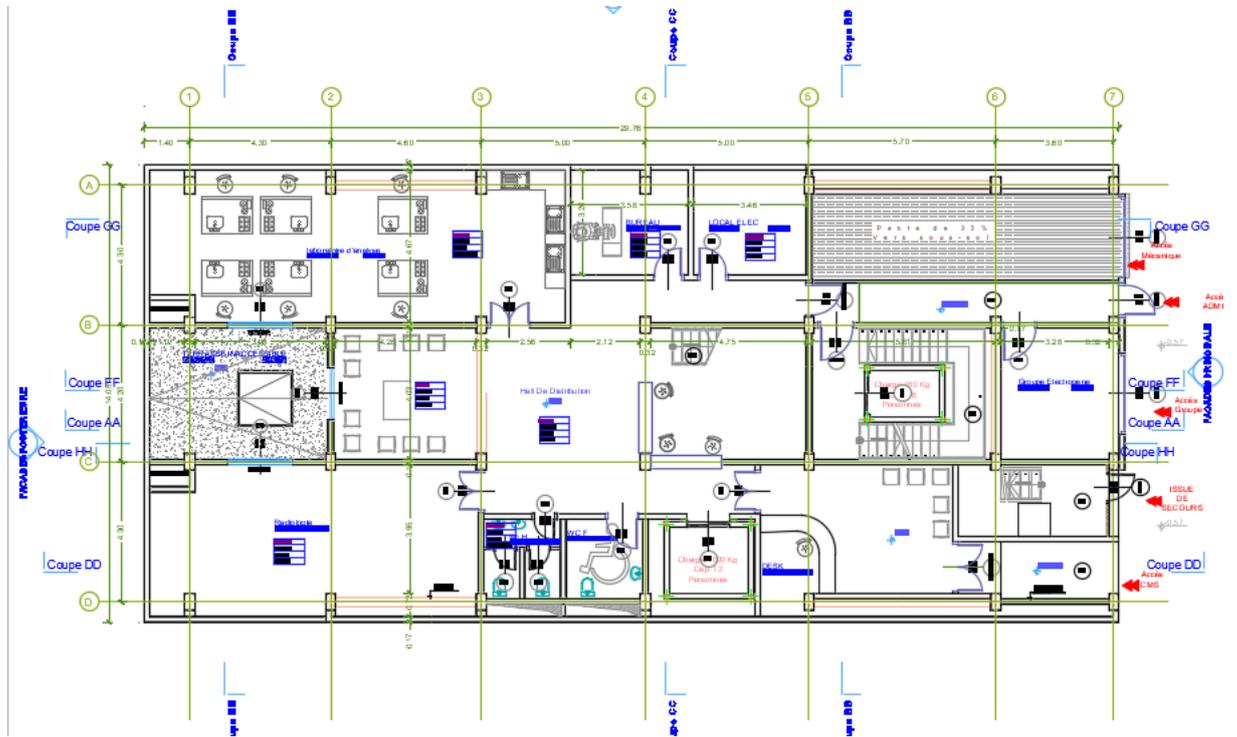
1.3 Données géométriques du projet :

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

- Longueur totale29.6m
- Largeur totale12.8m
- Hauteur du rez-de -chaussé.....3.74m
- Hauteur des étages3.74m
- Hauteur totale du bâtiment48.62m total

(Avec deux décrochements en élévation 3eme 8eme étage)

- Hauteur de sous-sol3.74



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

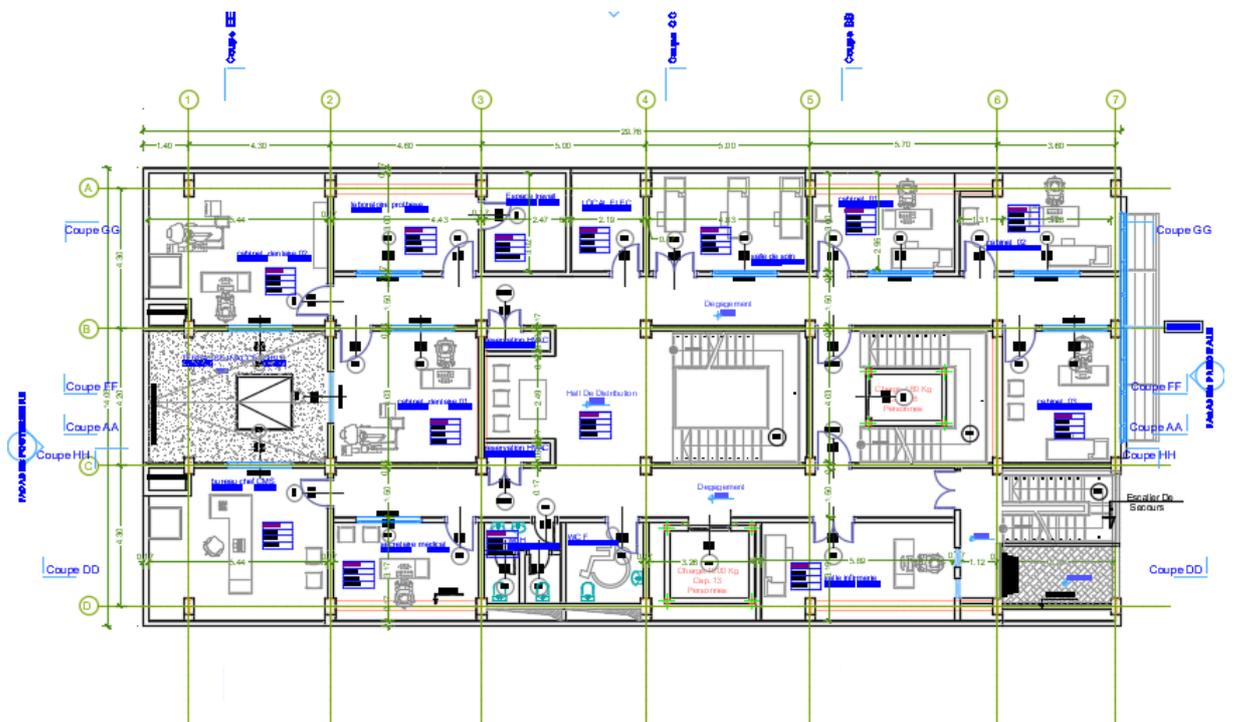


Figure 1.2 : Vue en plan d'étage courant (1er au 3eme) échelle 1/50

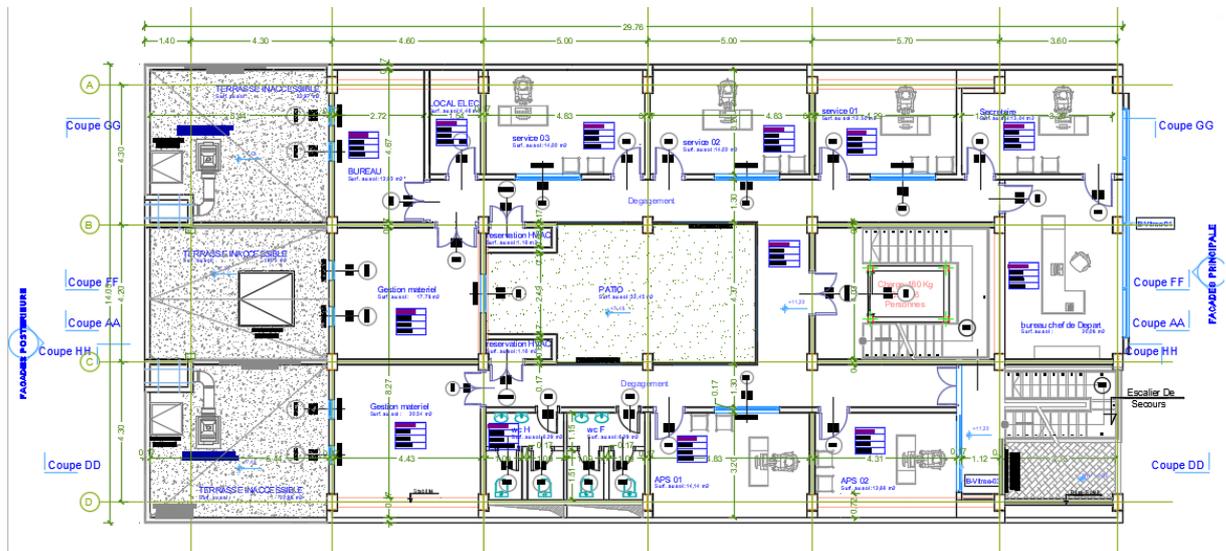


Figure 1.3 : Vue en plan d'étage courant (4eme au 8eme) échelle 1/50

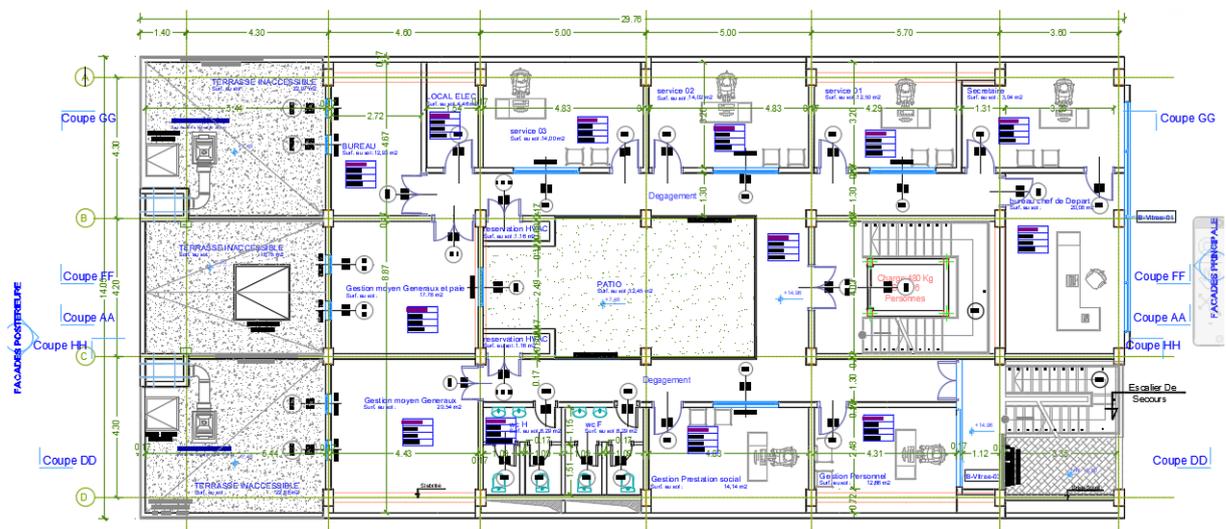


Figure 1.4 : Vue en plan d'étage courant (9eme au 12eme) échelle 1/50

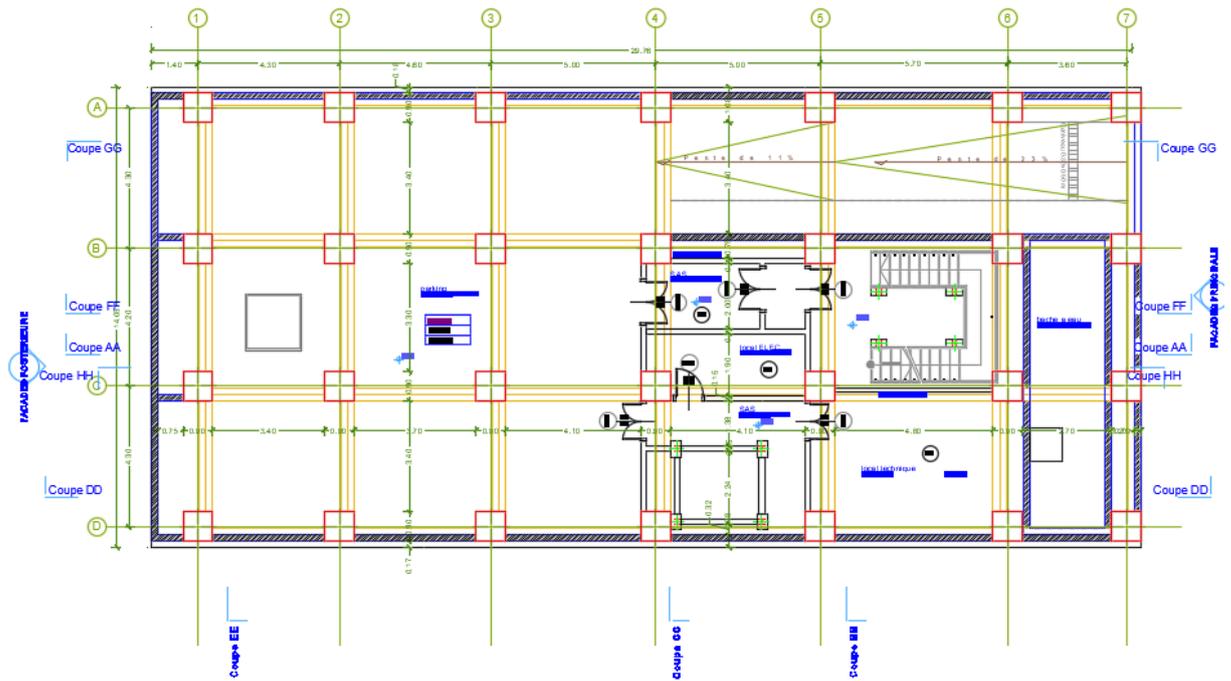
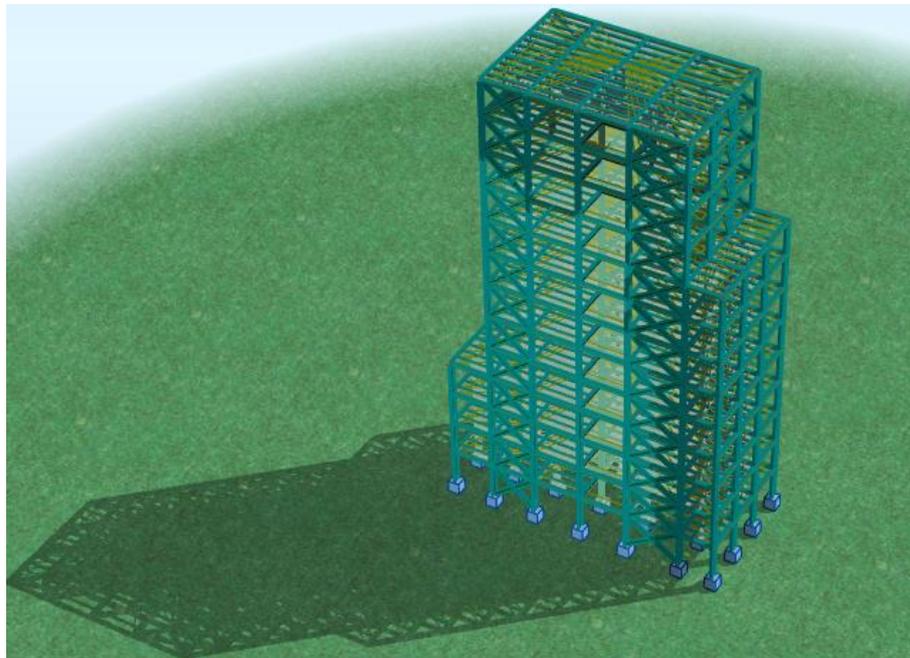


Figure 1.5 : Vue en plan de sous-sol échelle 1/50



1.6 Structure en 3D (ROBOT STRUCTURE 2019)

Figure 1.7 : Coupe A-A échelle 1/50

1.4 Ossature

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

1.5 Les Planchers

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

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

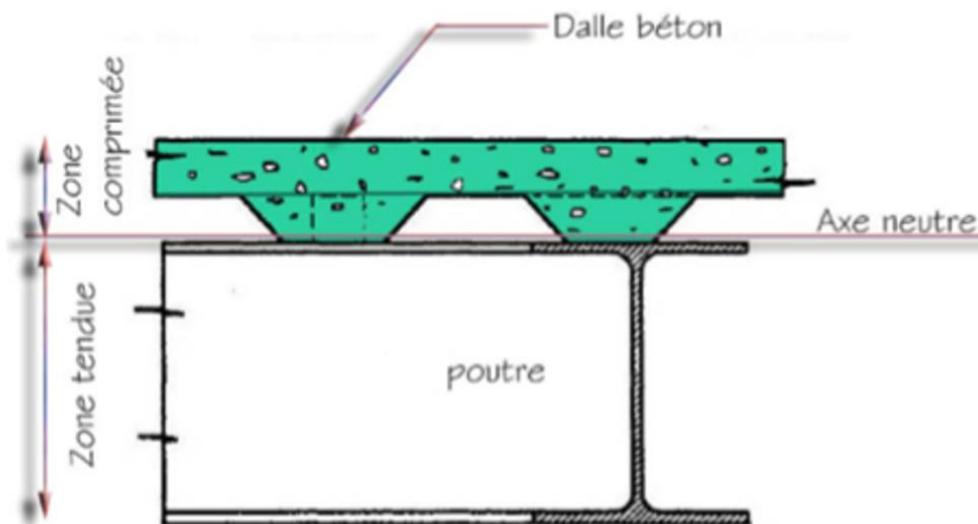


Figure 1.8.1: Vue éclatée d'un plancher mixte.

1.6 Bac d'acier

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

- Assurer un coffrage efficace et étanche en supprimant les opérations de décoffrage.
- Constituer une plateforme de travail avant la mise en œuvre du béton.

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

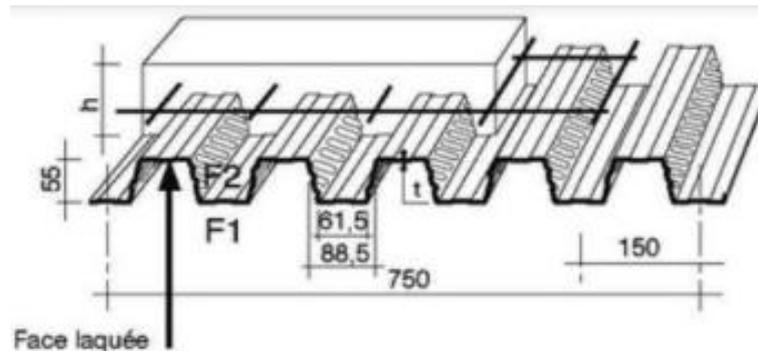


Figure 1.8.2: Bac d'acier type Hi Bond 55.

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

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

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

1.7 Les connecteurs :

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

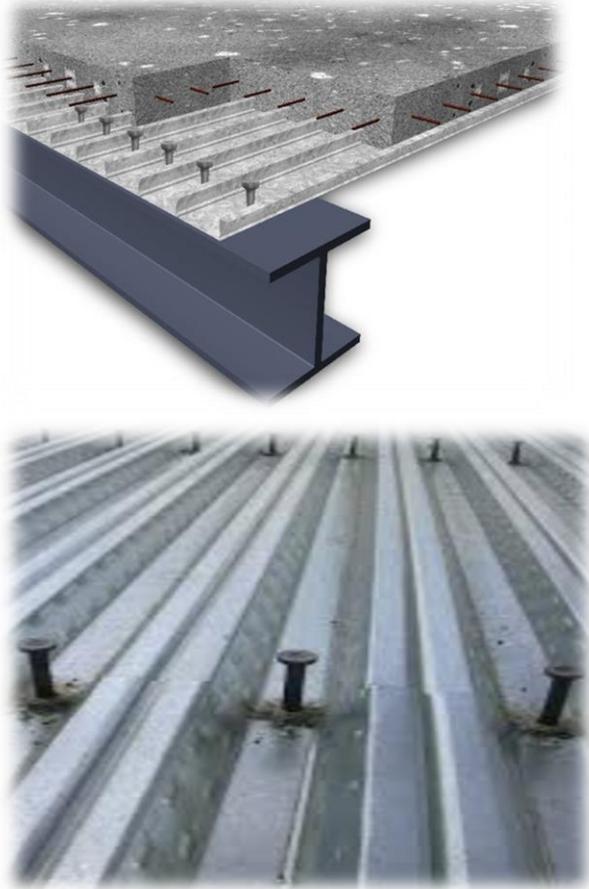


Figure 1.9 : Goujon soudée.

1.8 Escaliers

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

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

1.9 Matériaux utilisés :

Acier :

Les caractéristiques mécaniques des aciers de constructions sont les suivantes :

- La résistance à la traction : $F_u = 430 \text{ MPa}$
- La limite élastique : $f_y = 275 \text{ MPa}$
- Le module de Young : $E = 210\,000 \text{ MPa}$.
- Le coefficient de poisson : $\nu = 0.3$

- Module de cisaillement : $G = \frac{E}{2(1+\nu)} = 81000 \text{ MPa}$.
- Masse volumique : $\rho = 7850 \text{ kg} / \text{m}^3$.
- Coefficient de dilatation linéaire : $\lambda = 12 \times 10^{-6} \text{ Mpa}$.

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

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

on utilise :

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

❖ Assemblage :

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

• Boulonnage :

- ✓ Boulons ordinaires
- ✓ Boulons à haute résistance type HR 5.6 et 8.8

Soudage :

En charpente soudée les assemblages sont plus rigides, les électrodes ou fil de soudage dont les caractéristiques mécaniques sont au moins équivalentes à celles des nuances d'acier utilisées, les soudages à la flamme oxyacétylénique et le soudage à l'arc électrique sont des moyens de chauffages qui permettent d'élever la température de fusion brilles des pièces de métal à assembler. Puisque le site est en zone sismique, seul les assemblages rigides sont autorisés

Béton :

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

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

$\nu = 0.2$ Pour le calcul des déformations (béton supposé fissurer).

- La contrainte admissible de compression à l'état limite ultime (ELU) est donnée

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

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

$\gamma_b = 1.5$ Situation durable ou transitoire.

$\gamma_b = 1.15$ Situation accidentelle.

Etat limite de service :

La contrainte de compression limite de service est donnée par :

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

Contrainte limite de cisaillement :

Fissuration peu nuisible :

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

$$\tau_u = 3.25 \text{ Mpa}$$

Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

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

$$\tau_u = 2.5 \text{ Mpa}$$

2.1 Introduction :

Le pré dimensionnement a pour but 'le pré calcul 'des sections des différents éléments résistants de la structure, et nous allons définir les différentes charges agissantes sur notre structure, qui se résument dans l'action des charges permanentes et d'exploitation afin d'avoir une bonne résistance et une meilleure stabilité de l'ouvrage.

2.2 Évaluation des charges et surcharges :

Evaluation des charges et surcharges

2.2.1 Terrasse inaccessible :

-Charge permanente

Tableau 2.1: Charges permanentes du plancher terrasse inaccessible.

Matériaux	Epaisseur (cm)	P (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Protection de gravillon	4	/	0.80
Etanchéité multicouche	2	6	0.12
Forme de pente	5	22	1.11
Isolation thermique	4	4	0.16
Dalle en béton armé	15	25	3.75
Bac d'acier HIBON55	1	/	0.12
Faux plafond	13	10	0.318
Climatisation	/		0.4
Total			6.78

-Charge d'exploitation ($Q_{terrasse}$)= 1(KN/m²)

2.2.2 Terrasse accessible :

-Charge permanente

Tableau 2.2 : Charges permanentes du plancher terrasse accessible.

Matériaux	Epaisseur (cm)	P (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Granite	0.1	6	0.42
Etanchéité multicouche	0.1	6	0.12
Mortier de pose	2	20	0.4
Forme de pente	5	22	1.11
Isolation Thermiques	4	4	0.16
Dalle en Béton Armé	15	25	3.75
Bac d'acier HIBON55	1	/	0.12
Faux Plafond	1.3	10	0.318
Climatisation	/	/	0.4
Total			6.80

-Charge d'exploitation ($Q_{terrasse}$)= 1 (KN/m²)

2.2.3 Etage courant :

-Charge permanente

Tableau 2.3 : Charges permanentes du plancher étage courant.

Matériaux	Epaisseur (cm)	P (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Granite	1.5	28	0.42
Mortier de pose	2	20	0.4
Dalle en Béton Armé	15	25	3.75
Climatisation	/	/	0.4
Bac d'acier HIBON55	1	/	0.12
Faux Plafond	1.3	10	0.318
Cloisonnements	10	/	1
Total			6.40

-Charge d'exploitation (Q)= 2.5 (KN/m²)

2.3 L'effet de la neige :

2.3.1 Introduction :

Parmi les charges climatiques on a la neige qui s'accumule sur la toiture de la structure et produit une surcharge qu'il faut la prendre en compte pour les vérifications des éléments de cette structure.

Pour cela on a le règlement (RNV99/RNV2013) s'applique à l'ensemble des constructions en Algérie situées à une altitude inférieure à 2000 mètres.

Notre projet se trouve à une altitude de 230 m.

2.3.2 Etude de la neige :

D'après RNV2013, la surcharge de la neige est donnée en fonction de la région et l'altitude du site d'implantation, par la formule suivante :

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

2.3.3 Calcul des charges de la neige :

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

Avec ;

- S : La charge caractéristique de la neige par unité de surface, en KN/m^2 ;
- S_k : La charge de neige sur le sol, fonction de l'altitude et de la zone en KN/m^2 .
- μ : Coefficient de forme, dépend de la forme de toiture.

Le bâtiment se situe à la commune de wilaya d'Alger, zone 'A'.

Avec :

$$H=230 \text{ m}$$

$$\mu = 0,8 \quad (0 \leq \alpha \leq 30^\circ) \text{ toiture plate} \quad (\text{Tableau 6.1 RNV 2013})$$

$$S_k = \frac{(0,07 \times H) + 15}{100} \quad (\text{RNV2013 page 21})$$

$$S_k = \frac{(0,07 \times 230) + 15}{100} = 0.311 \text{ KN/m}^2$$

$$S = 0,8 \times 0.311$$

$$S = 0.2488 \text{ KN/m}^2$$

2.4 Action du vent :

Le vent est un phénomène vibratoire mettant la structure en mouvement. L'effet du vent sur une construction est assez prépondérant et a une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage.

Le calcul se fera à la base du règlement Algérien RNV2013 pour la détermination des actions du vent sur l'ensemble d'une construction et sur ses différentes parties et s'applique aux constructions dont la hauteur est inférieure à 200m.

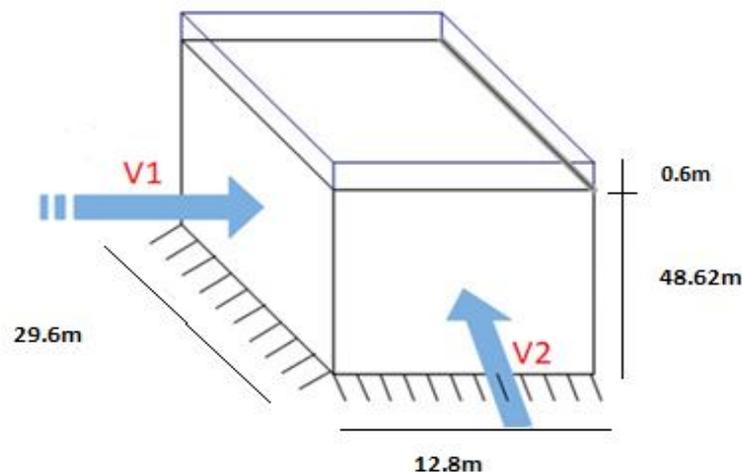
Les actions du vent appliquées aux parois dépendent de :

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

Données relatives au site :

- **Catégorie du terrain IV** (§ 2.4.3)
- **Zone du vent I**
- $V_{réf} = 25 \text{ m/s}$ (§ 2.3.1)
- $q_{réf} = 375 \text{ N/m}^2$
- $K_T = 0.215$
- $Z_0 = 0.3 \text{ m}$
- $Z_{min} = 5 \text{ m}$
- $\xi = 0.61$

Figure 2.1: direction du vent



- La direction V1 du vent : perpendiculaire à la façade principale.
- La direction V2 du vent : parallèle à la façade principale.

2.4.1 Paramètres de calcul

Hauteur de référence

La hauteur de référence est (pour les deux direction du vent):

- Pour les murs **au vent** : On définit un seul tronçon (voir figure 2.1): $Z_e = h = 48.62$
- Pour les murs **sous le vent et parallèles au vent** : $Z_e = h = 48.62m$ (§2.3.2)

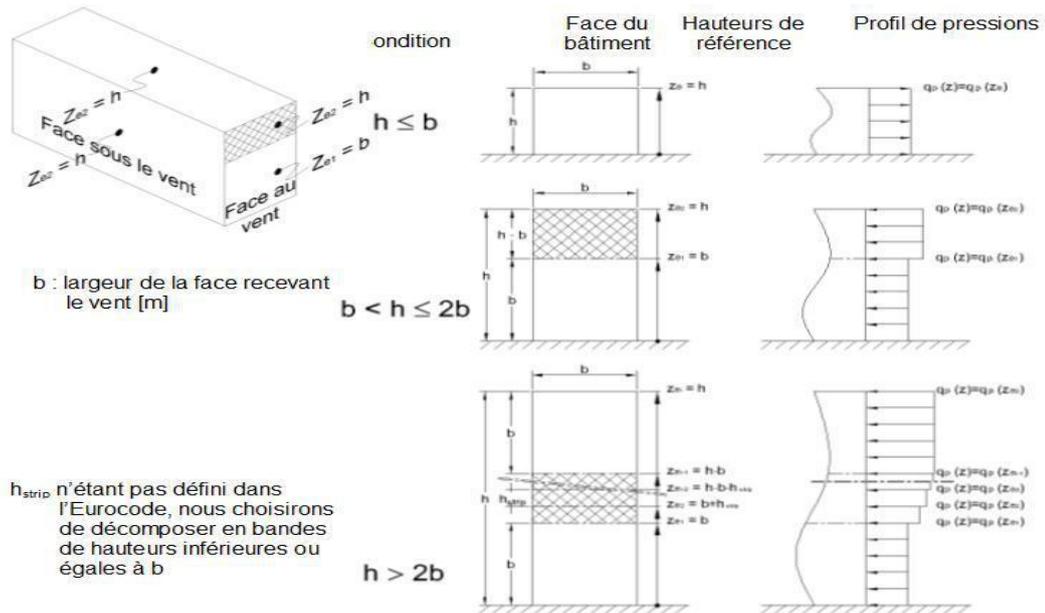


Figure 2.2: Subdivision du bâtiment pour la définition de la hauteur de référence.

2.4.2 Coefficient de rugosité

$$\begin{cases} C_r(z) = K_t \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) & \text{pour } Z_{min} \leq z \leq 200m \\ C_r(z) = K_t \times \ln\left(\frac{Z_{min}}{z_0}\right) & \text{pour } z < Z_{min} \text{ (cf. § 2.4.4)} \end{cases}$$

On obtient les valeurs du tableau suivant :

Tableau2.4 : Valeurs de C_r

Tronçon	$Z = Z_e$	C_r
De 0 à 48.62m	48.62m	1.09

2.4.3 Coefficient de topographie

L'ouvrage est situé sur le versant d'un escarpement sous le vent On a :

$$C_t(Z) = 1 \quad \text{Pour } \emptyset < 0.05 \quad (\S 2.4.5)$$

$$C_t(Z) = 1 + S \left(1 - \frac{|X|}{K_{red} \times L} \right)^{-\alpha \left(\frac{Z}{l} \right)} \quad \text{Pour } \emptyset \geq 0.0$$

max

$$C_t(Z) = 1 \quad \text{Site plat}$$

2.4.5 Intensité de turbulence. (cf.§ 2.4.6)

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

On obtient les valeurs du tableau suivant :

Tableau 2.5 : Valeurs de I_v .

Tronçon	$Z = Z_e$	I_v
De 0 à 48.62m	48.62m	0.19

2.4.6 Coefficient d'exposition

$$C_e(z) = C_t^2(z) \times C_r^2(z) \times [1 + 7I_v(z)] \quad (\text{cf.} \S 2.4)$$

On obtient les valeurs du tableau suivant :

Tableau 2.6: Valeurs de C_e .

Tronçon	$Z = Z_e$	C_e
De 0 à 48.62m	48.62m	2.76

2.4.7 Pression dynamique de pointe

$$q_p(z) = q_{ref} \times C_e(z) \quad (\S 2.3)$$

Avec $q_{ref} = 375 \text{ N/m}^2$

On obtient les valeurs du tableau suivant :

Tableau 2.7 : Valeurs de q_p .

Tronçon	$Z = Z_e$	$q_p(N/m^2)$
De 0 à 48.62m	48.62m	1035

2.4.8 Coefficient de pression extérieure : (cf.§ 5.1)

On détermine le coefficient à partir des conditions suivantes:

$$C_{pe} = C_{pe.1} \quad \text{si } S \leq 1 \text{ m}^2.$$

$$C_{pe} = C_{pe.1} + (C_{pe.10} - C_{pe.1}) \times \log_{10}(S) \quad \text{si } 1 \text{ m}^2 < S \leq 10 \text{ m}^2$$

$$C_{pe} = C_{pe.10} \quad \text{si } S \geq 10 \text{ m}^2.$$

- **Direction du vent V1**

A. Parois verticales

- $b = 29.6 \text{ m}$
- $d = 12.8 \text{ m}$
- $e = \min [b ; 2h] = \min [29.6 ; 97.24] \quad e = 29.6 \text{ m}$

$d < e$: il convient de diviser les parois comme l'indique la figure suivante;

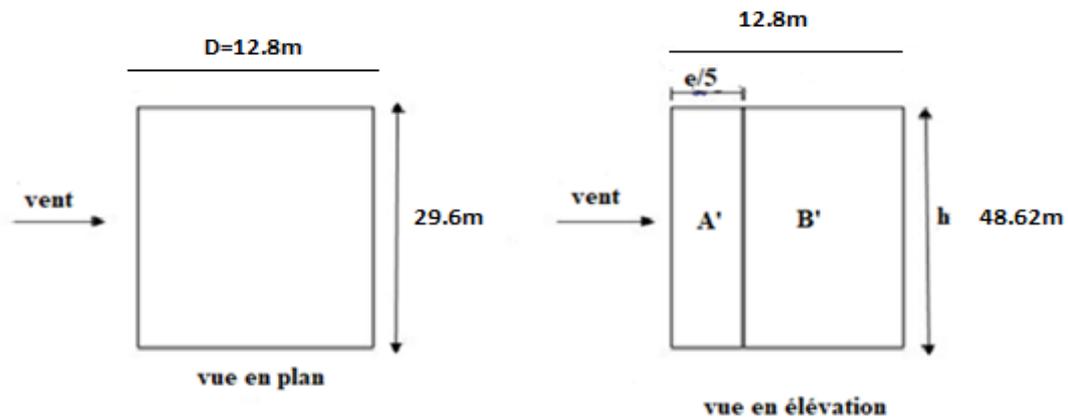


Figure 2.3: Légende pour les parois verticales.

Les valeurs sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau 2.8 : Valeurs de C_{pe}

Zone	Aire (m^2) $\geq 10m^2$	$C_{pe} = C_{pe.10}$
A'	124.46	-1
B'	99.57	-0.8
D	1439.15	+0.8
E	1439.15	-0.3

B. Terrasse

- La hauteur de l'acrotère $h_p = 0,6$ m
- Les toitures plates sont celles dont la pente est inférieure ou égale à 5° .

Selon le tableau (5.2. RNV2013) on a :

- $\frac{h_p}{h} = \frac{0,6}{48,62} = 0,012$ Donc on néglige l'acrotère.
- $e = \min [b ; 2h] = 29.6$ m

Il convient de diviser les parois comme l'indique la figure suivante :

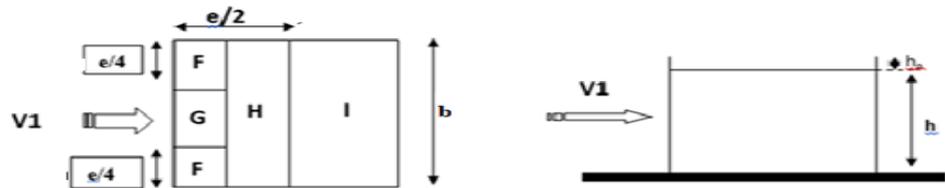


Figure2.4 : Légende pour les toitures plates.

Les valeurs respectives des coefficients correspondantes à ces zones sont portées sur le tableau suivant :

Tableau2.9 : Valeurs de C_{pe} .

Zone	Aire (m^2) $\geq 10m^2$	$C_{pe} = C_{pe,10}$
F	21.904	-1.8
G	43.80	-1.2
H	350.46	-0.7
I	43808	+/-0.2

- **Direction du vent V2**

A. Parois verticales

- $b = 12.8$ m
- $d = 29.6$ m
- $e = \min [b ; 2h] = \min [12.8 ; 97.24] = 12.8$ m

$d > e$: il convient de diviser les parois comme l'indique la figure suivante :

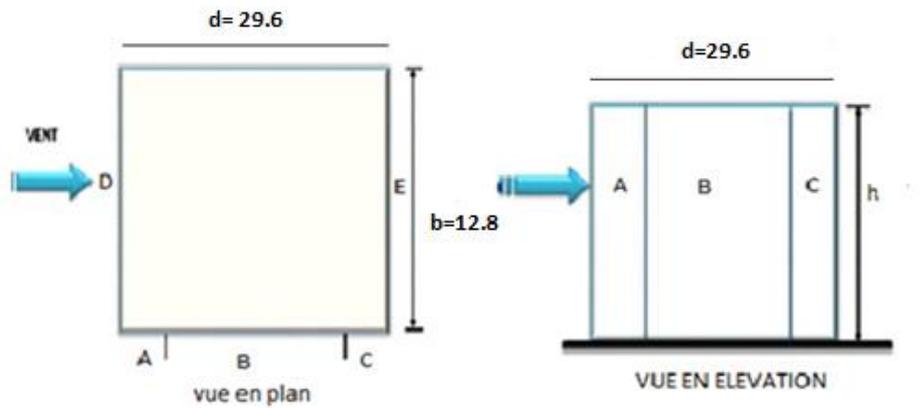


Figure2.5 : Légende pour les parois verticales.

Les valeurs sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau 2.10: Valeurs de C_{pe} .

Zone	Aire (m ²) ≥10m ²	$C_{pe} = C_{pe.10}$
A	124.46	-1
B	497.86	-0.8
C	816.81	-0,5
D	622.33	+0.8
E	622.33	-0.3

B. Terrasse

- La hauteur de l’acrotère $h_p = 0,6$ m
- Les toitures plates sont celles dont la pente est inférieure ou égale à 5°.

Selon le tableau (5.2. RNV2013) on a :

- $\frac{h_p}{h} = \frac{0,6}{48.62} = 0,012$ Donc on néglige l’acrotère.
- $e = \min [b ; 2h] = 12.8$ m

Il convient de deviser les parois comme l’indique la figure suivante :

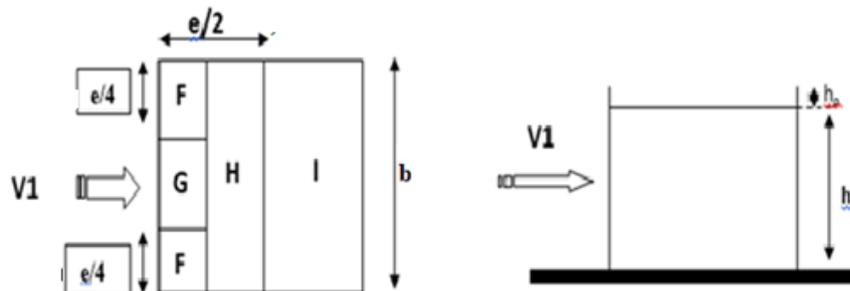


Figure 2.6 : Légende pour les toitures plates.

Les valeurs respectives des coefficients correspondantes à ces zones sont portées sur le tableau suivant :

Tableau 2.11: Valeurs de C_{pe} .

Zone	Aire (m^2) $\geq 10m^2$	$C_{pe} = C_{pe.10}$
F	4.096	-1.6
G	8.194	-1.1
H	65.53	-0.7
I	81.92	-0.2 / +0.2

2.4.9 Coefficient de pression intérieure (§ 5.2)

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

On définit l'indice de perméabilité μ_p comme suit :

$$\mu_p = \frac{\sum \text{dessurfacesdesouverturesousleventetparallèlesauvent}}{\sum \text{dessurfacesdestouteslesouvertures}}$$

- **Direction du vent V1**

Dimension de fenêtre :(1,5m ;2,3m) $S=3,45m^2$

Dimension de la porte :(2,70m ;2,40m) $S=6.48m^2$

on a 118 fenêtres= $118 \times 3.45 = 407.1m^2$

2 portes = $2 \times 6.48 = 12.96m^2$

4 fenêtres par étage et on a $R+12=13$

$4 \times 3.45 \times 13 = 179.4m^2$

$2 \times 6.48 = 12.96m^2$

Donc $S=179.4+12.96$

$S=192.36 m^2$

$$\mu_p = \frac{192.36}{407.1} = 0.47$$

$$\frac{h}{d} = \frac{48.62}{12.8} = 3.8 > 1 \text{ donc } \mu_p = 1$$

Pour $\mu_p=0.47$ et $\frac{h}{d} = 3.80$ $C_{pi}=0.11$ (DTR rnv2013 figure 5.14)

Direction du vent V2

26 fenêtres = $26 \times 3.45 = 89.7m^2$

$$\mu_p = \frac{89.7}{407.1} = 0.22$$

$$\frac{h}{d} = \frac{48.62}{29.6} = 1.64 \text{ Donc}$$

Pour $\mu_p=0.22$ et $\frac{h}{d} = 1.64$ $C_{pi} = 0.35$ (DTR rnv2013 figure 5.14)

Pression aérodynamique sur les parois

- **Direction du vent V1**

Les valeurs des pressions $W_{(zj)}$ sont données dans les tableaux suivants :

Tableau 2.12 : Pression sur les parois (direction V1).

Zone	$q_p(N/m^2)$	C_{pe}	C_{pi}	$W_{(zj)1}(N/m^2)$
A'		-1		-1148.85
B'	1035	-0,8	0.11	-941.85
D		0,8		714.15
E		-0,3		-424.35

- **Direction du vent V2**

Les valeurs des pressions $W_{(zj)}$ sont données dans les tableaux suivants :

Tableau 2.13 : Pression sur les parois (direction V2).

Zone	$q_p(N/m^2)$	C_{pe}	C_{pi}	$W_{(zj)1}(N/m^2)$
A		-1		-1397.25
B	1035	-0,8	0.35	-1190.25
C		-0.5		-879.75
D		0,8		465.75
E		-0,3		-672.75

2.4.10 Action d'ensemble

Calcul des F_w à l'aide des coefficients de forces

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

$$F_w = C_d \times C_f \times q_p(Z_j) \times A_{ref} \dots \dots \dots \quad (\text{cf. § 2.6.1})$$

$$F_w = C_d \times \sum C_f \times q_p(Z_j) \times A_{ref} \dots \dots \dots \quad (\text{cf. § 2.6.1})$$

C_d : Coefficient dynamique.

C_f : Coefficient de force.

A_{ref} : Surface élémentaire.

$$C_d=1$$

$$Q_p(Z_e)=1035\text{N/m}^2$$

Calcul du coefficient de forme

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

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

$\psi\lambda$: Facteur d'élancement donné par (Figure 4.1 RNV 2013) en fonction de l'élancement effectif λe .

$$C_{f,0}=2,2 \quad \text{pour V1}$$

$$C_{f,0}=2,15 \quad \text{pour V2}$$

$$\lambda e = \text{Max}(0,7 \times l/b ; 70) \quad (\text{Tableau 4.1 §4.1.2RNV2013})$$

$$\lambda e = 70$$

Pour $\varphi = 1$ (pour construction fermé) et $\lambda e = 70$ (§4.1.1RNV2013)

$$\psi\lambda = 0,91 \quad (\text{Figure 4.1 §4.1.1RNV2013})$$

$$C_{f1} = 2,2 \times 0,91 = 2$$

$$C_{f2} = 2,15 \times 0,91 = 1.956$$

Calcul de la surface élémentaire A_{ref}

$$A_{ref} = l \times h \quad (\text{Rectangle}) \quad A_{ref} = 48.62 \times 12.8 = 622.336 \text{ m}^2$$

2.4.11 La force exercée par le vent F_w

- Direction V1

Tableau2.14 : la force exercée par le vent F_w sur V1 .

Niveau	H (m)	C_d	C_f	$Q_p(\text{N/m}^2)$	$A_{ref}(\text{m}^2)$	$F_w(\text{N})$
	48.62	1	2	1035	622.336	128823.5 2

- Direction V2

Tableau 2.15 : la force exercée par le vent F_w sur V2.

Niveau	H (m)	C_d	C_f	$Q_p(\text{N/m}^2)$	$A_{ref}(\text{m}^2)$	$F_w(\text{N})$
	48.62	1	1,956	1035	622.336	125984.339

2.4.12 Calcul des forces à l'aide des pressions de surface

La force exercée par le vent F_w agissant sur une construction ou un élément de construction ou un élément de construction peut être déterminée par sommation vectorielle des forces $F_{w,e}$, $F_{w,i}$ et F_{fr} donnée par :

- Force extérieure

$$F_{w,e} = C_d \times \Sigma W_e \times A_{ref} \quad (\S 2.6.2. RNV2013)$$
- Force intérieure

$$F_{w,i} = \Sigma W_i \times A_{ref} \quad (\S 2.6.2. RNV2013)$$
- Force de frottement

$$F_{fr} = C_{fr} \times q_p(z_e) \times A_{fr} \quad (\S 2.6.2. RNV2013)$$
- W_e : Pression extérieure exercée sur la surface élémentaire de d'hauteur z_e donnée par :

$$W_e = q_p(z_e) \times C_{pe}$$
- W_i : Pression intérieure exercée sur la surface élémentaire d'hauteur z_i donnée par :

$$W_i = q_p(z_i) \times C_{pi}$$
- A_{fr} : Aire de la surface extérieure parallèle au vent
- z_e ; z_i : Hauteur de référence des pressions extérieures et intérieures
- C_{fr} : Coefficient de frottement (Tableau 2.8 §2.6.3 RNV2013)

$$C_{fr} = 0,01$$

- **Direction V1**

Calcul de Forces de pression extérieure

Tableau 2.16 : Valeurs des Forces de pressions extérieures.

Zone	$Q_p(N/m^2)$	C_d	C_{pe}	$W_e(N/m^2)$	$A_{ref}(m^2)$	$F_{w,e}(N)$
A'			-1	-1035		-837353.088
B'			-0,8	-828		-837353.088
D	1035	1	0,8	828	622.336	-837353.088
E			-0,3	-310.5		-837353.088
			$\Sigma W_e = -1345.5$			-837353.088

Tableau 2.17: Valeurs des forces de pression extérieure sur la toiture.

Zone	$Q_p(N/m^2)$	C_d	C_{pe}	$W_e(N/m^2)$	$A_{ref}(m^2)$	$F_{w,e}(daN)$
F			-1,8	-1863		-2383235.712
G			-1,2	-1242		-2383235.712
H	1035	1	-0,7	-724.5	622.336	-2383235.712
I			-0,2	-207		-2383235.712
			0,2	+207		-2383235.712
			$\Sigma W_e = -3829.5$			

- Direction V2

Calcul de Forces de pression extérieure :

Tableau2.18 : Valeurs des Forces de pressions extérieures.

Zone	$Q_p(N/m^2)$	C_d	C_{pe}	$W_e(N/m^2)$	$A_{réf}(m^2)$	$F_{w,e}(N)$
A'	1035	1	-1	-1035	622.336	-1159411.968
B'			-0,8	-828		-1159411.968
C			-0.5	-517.5		-1159411.968
D			0,8	828		-1159411.968
E			-0,3	-310.5		-1159411.968
			$\Sigma W_e =$	-1863		

Tableau 2.19 : Valeurs des forces de pression extérieure sur la toiture.

Zone	$Q_p(N/m^2)$	C_d	C_{pe}	$W_e(N/m^2)$	$A_{réf}(m^2)$	$F_{w,e}(N)$
F	1035	1	-1,6	-1656	622.336	-2188133.376
G			-1,1	-1138.5		-2188133.376
H			-0,7	-724.5		-2188133.376
I			-0,2	-207		-2188133.376
			0,2	207		-2188133.376
			$\Sigma W_e =$	-3516	-2188133.376	

- Direction V1

Calcul de Forces de pression intérieur :

Tableau 2.20 : Valeurs des forces de pression intérieure sur les étages et la toiture.

Niveau	$Q_p(ze)$	C_{pi}	$W_{i1}(N/m^2)$	$A_{réf}(m^2)$	$F_{wi1}(N)$
	1035	0.11	113.85	622.336	70852.95

- Direction V2

Tableau 2.21 : Valeurs des forces de pression intérieure sur les étages et la toiture.

Niveau	$Q_p(ze)$	C_{pi}	$W_{i1}(N/m^2)$	$A_{réf}(m^2)$	$F_{wi1}(N)$
	1035	0.35	362.25	622.336	225441.216

2.4.13 Calcul des forces de frottement F_{fr}

Les effets de frottement du vent sur la surface peuvent être négligés lorsque l'aire totale de toutes les surfaces parallèles au vent est inférieure ou égale à 4 fois l'aire totale de toutes les surfaces extérieures perpendiculaires au vent.

- **Direction AD**

$$(29.6 \times 48.62) \times 2 \times 4 = 11513.216m^2$$

$$(12.8 \times 48.62) \times 2 = 1244.672 m^2 \leq 11513.216m^2$$

La condition est vérifiée alors la force de frottement est **négligeable** dans la direction AD

- **Direction AB**

$$(12.8 \times 48.62) \times 2 \times 4 = 49783.688m^2$$

$$(29.6 \times 37.32) \times 2 = 2878.30 m^2 \leq 49783.688m^2$$

La condition est vérifiée alors la force de frottement est **négligeable** dans la direction AB

3.1 Introduction

Le pré dimensionnement a pour but ‘le pré calcul ‘des sections des différents éléments résistants de la structure, il sera fait selon le **DTR2.2, EC3, EC4**. Il a pour but de trouver le meilleur compromis entre coût et sécurité. Après la détermination des différentes épaisseurs, et surfaces revenant à chaque élément porteur on pourra évaluer les charges (poids propres) et surcharges (application de la règle de dégression). Une fois les sollicitations dans les sections dangereuses déterminées on fera les calculs exacts.

3.2 Pré dimensionnement des planchers

Les planchers sont des éléments horizontaux qui limitent les niveaux d’un bâtiment. Ils s’appuient avec ou sans continuités sur les éléments porteurs (murs porteurs ; poteaux et poutres...)

Notre structure contient des planchers mixtes.

3.2.1 Méthode de calcul

Pour le pré dimensionner des planchers collaborant à dalle collaborant il est nécessaire de pré dimensionner chaque élément le constituant à la condition d’utilisations la plus défavorable.

Les éléments constituant un plancher mixte :

- Panneaux de dalles.
- Solives.
- Poutre porteuse.
- Des connecteurs.

Le calcul de plancher collaborant se fait en deux phases :

- Phase de construction
- Phase finale
- **Phase de construction**

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

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

Le béton ayant durci, par conséquent le profilé et la dalle, qui constituent la section mixte, travaillent ensemble.

On doit tenir compte des charges suivantes :

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

3.3 Pré dimensionnement des solives

Les solives sont des poutrelles métalliques ; généralement des profilés en IPE, IPN, dont leur espacement est compris entre 1,5 et 4m selon le type de bac d'acier utilisé. Leur rôle est de transmettre les charges verticales aux poutres principales.

Le pré dimensionnement des solives se fait selon le critère de résistance et le critère de flèche. On utilise la formule approchée et simplifiée qui est en fonction de la hauteur du profilé et la portée de la solive.

Plancher courant

La solive la plus sollicitée à une portée de 6m et un espacement de 1.75 m.

$$\frac{L}{25} < h < \frac{L}{15}$$

Avec :

h : la hauteur du profilé

L : la longueur de la solive

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

Donc : L=3.6 m

$$\frac{2850}{25} < h < \frac{2850}{15} \Rightarrow 114mm < h < 190mm$$

Commençant par un IPE120 jusqu'à un IPE 200

Après plusieurs essais de profilé (IPE 120 - 140 - 160 -180) non vérifiés

On prend un **IPE 200**

Tableau3.1 : Caractéristiques du profile IPE200.

	Poids		Section					Dimension						Caractéristiques			
	G Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	t _w mm	t _f mm	r mm	I _y cm ⁴	W _{pl-y} cm ³	W _{el-y} cm ³	A _{VZ} cm ²	i _y cm	i _z cm				
IPE200	22.4	28.48	200	100	8,5	5.6	12	1943	220.6	44.61	14.00	8.26	2,24				

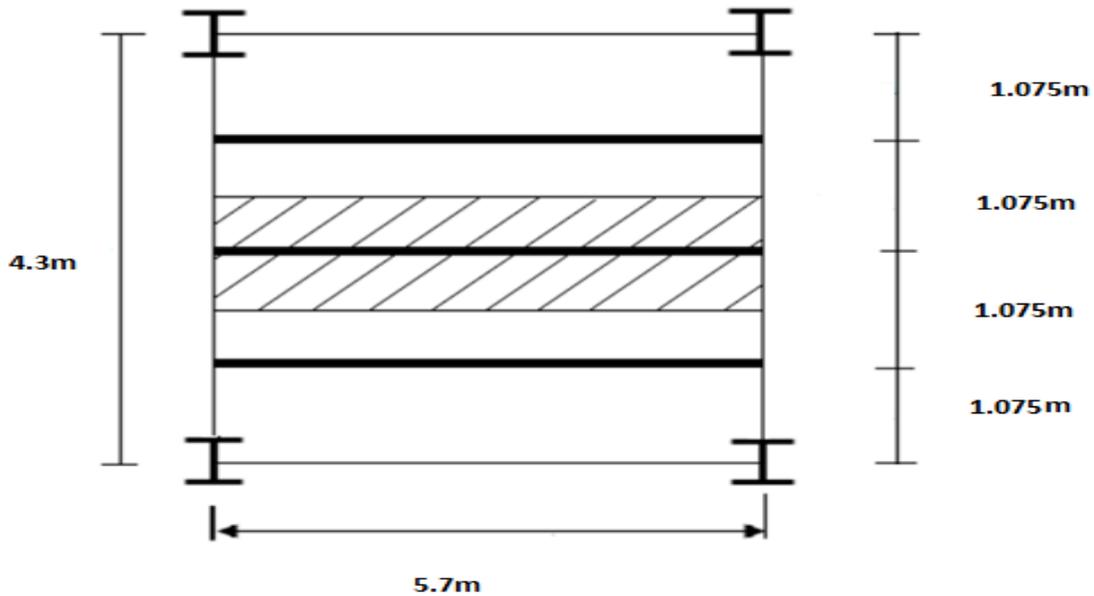


Figure 3.1 : Schéma du positionnement des solives plancher courant.

Remarque :

Comme les poutres non porteuses sont dans la même direction que les solives et ont le même rôle et les mêmes longueurs donc on ne fera que le calcul des solives et on opte pour les sections trouvées dans le calcul des poutres non porteuses.

➤ **Phase de construction**

- Poids P du profile (IPE220) $g_p = 0,224 \text{ KN/ml}$
- Poids P du béton frais $G_b = 3.75 \text{ KN/m}^2$
- Poids du bac d'acier $G_{bac} = 0,12 \text{ KN/m}^2$
- Surcharge de construction $Q_c = 0,75 \text{ KN/m}^2$

Combinaisons de charge :

• **ELU :**

$$Q_u = 1,35 \times (g_p + (G_b + g) \times 1,075) + 1,5 \times Q_c \times 1,75$$

$$Q_u = 1,35 \times (0,224 + (3,75 + 0,12) \times 1,075) + 1,5 \times 0,75 \times 1,075 \Rightarrow Q_u = 7.13 \text{ KN/ml}$$

• **ELS :**

$$Q_s = g_p + (G_b + g) \times 1,75 + Q_c \times 1,75$$

$$Q_s = 0,224 + (3,75 + 0,12 + 0,75) \times 1,075 \Rightarrow Q_s = 5.2 \text{ KN/ml}$$

Vérification :

- **La flexion :**

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

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

Le moment appliqué :

$$M_{max} = M_{sd} = \frac{qu * l^2}{8} = \frac{7.13 \times 2.85^2}{8} = 7.24 \text{ KN.m}$$

Moment résistant plastique :

$$M_{pl,rd} = \frac{220.6 \times 275 \times 10^{-3}}{1} = 60.665 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,rd} > M_{sd} \Rightarrow \text{vérifiée} \quad r = \frac{6.09}{60.665} = \mathbf{0,1}$$

"r" Est le rapport entre la valeur maximale et la valeur admissible, il montre le pourcentage de participation de l'élément dans la résistance de l'ensemble.

- **Effort tranchant :(5.4.6)**

$$V_{sd} < V_{pl,rd} = \frac{f_y \times A_v}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} \quad \text{Avec : } V_{pl,Rd} : \text{effort tranchant}$$

$$A_v = 1400 \text{ mm}^2 \quad A_v : \text{aire de cisaillement.}$$

Donc :

$$V_{pl,rd} = \frac{275 \times 10^3 \times 1400 \times 10^{-6}}{\sqrt{3}} = 222.27 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = \frac{Qu \times L}{2} = \frac{6 \times 2.85}{2} = 8.55 \text{ kN}$$

$$V_{pl,rd} > V_{sd} \Rightarrow 222.27 \text{ kN} > 8.55 \text{ kN} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$$0,5 \times V_{pl,rd} = 111.135 \text{ kN} > V_{sd} = 8.55 \text{ kN}$$

Donc il n'y a pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

- **La rigidité :**

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

Avec :

$$q_{\text{ser}} = 5.2 \text{ KN/ml.}$$

$$L = 2.85 \text{ m.}$$

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

$$I_y = 1943 \text{ cm}^4.$$

$$f_{\max} = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 5.2 \times 2850^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 1943 \times 10^4} = 1.1 \text{ mm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{250} = \frac{2850}{250} = 11.4 \text{ mm}$$

$$f_{\max} = 1.1 \text{ mm} \leq \bar{f} = 11.4 \text{ mm} \Rightarrow \text{vérifiée} \quad r = \frac{0.916}{11.4} = 0,08$$

- **Déversement :(5.5.2).**

Il faut vérifier que : $M_{b,rd} > M_{sd}$

M_{sd} = c'est le moment appliqué est $M_{sd} = 6.09 \text{ KN.m}$

$M_{b,rd}$ = la résistance de calcul d'un élément non maintenu latéralement en déversement

$$M_{b,rd} = \frac{X_{LT} \times \beta_w \times w_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{m1}}$$

$$X_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + \sqrt{\varphi_{LT}^2 - \lambda_1^2}} < 1$$

$$\lambda_{LT} = \frac{L / i_z}{\left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L / i_z}{h / t_f} \right)^2 \right]^{0,25} \sqrt{C_1}}$$

Avec :

$$c_1 = 1,132$$

L : longueur de déversement $\Rightarrow L = 2.85 \text{ m}$

$$\lambda_{lt} = 95.64$$

$$\bar{\lambda}_{lt} = \frac{\lambda_{LT}}{93,9\epsilon} = \frac{95.46}{93,9 \cdot 1} = 1,02 \geq 0,4 \text{ il y'a un risque de déversement.}$$

$$\phi_{LT} = 0.5[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{lt} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2] = 1.10 \rightarrow \chi_{LT} = 0.65$$

$$M_{b,Rd} = \frac{0.65 \times 1 \times 220.6 \times 275 \times 10^{-3}}{1.1} = 35.84 \text{ kNm}$$

$$M_{sd} = 7.24 \text{ kNm} < M_{b,Rd} = 35.84 \text{ kNm}$$

-Donc la condition de déversement est vérifiée

➤ **Phase finale**

- Poids P du profile (IPE200) Gp= 0,224KN /ml
- Charge permanente G = 6.8 KN/m²
- Sur charge d'exploitation Q = 2,5 KN/m²

L'entraxe entre les solives est de 1,075 m.

Combinaisons de charge :

• **ELU :**

$$Q_u = 1,35 \times [g_p + (G \times 1,075)] + 1,5 \times Q \times 1,075$$

$$Q_u = 1,35 \times [0,224 + (6.8 \times 1,075)] + 1,5 \times 2.5 \times 1,075 \Rightarrow Q_u = 12.50 \text{ KN/ml}$$

• **ELS :**

$$Q_s = g_p + (G_t - G_b - g_{bac} + Q) \times 1,075$$

$$Q_s = 0,224 + (5.63 + 2.5) \times 1,075 \Rightarrow Q_s = 8.96 \text{ KN/ml}$$

Largeur de la dalle :

b_{eff}

$$= \inf \left\{ \begin{array}{l} 2 \times L_0/8 \dots\dots\dots L: \text{longueur libre d'une poutre simplement appuie} \\ b \dots\dots\dots \text{Entraxe entre les poutres} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow b_{eff} = \inf \left\{ \begin{array}{l} 2 \times L_0/8 = 2 \times 5.7/8 = 1,425 \text{ m} \\ b = 1,075 \text{ m} \end{array} \right. \quad (\text{art.4.2.2})$$

Donc $b_{eff} = 1.075 \text{ m}$

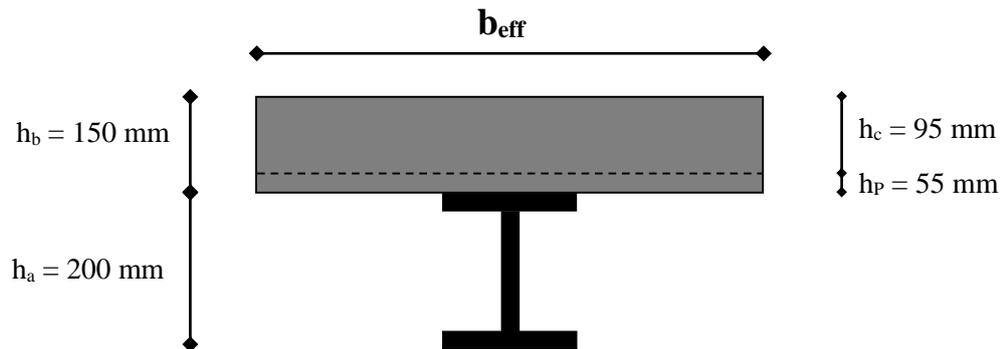


Figure 3.2 : Largeur participante de la dalle

Position de l'axe neutre plastique :

- $R_{\text{béton}} = 0,57 \times f_{ck} \times b_{\text{eff}} \times h_c = (0,57 \times 25 \times 1075 \times 95) \times 10^{-3} = 1455,28 \text{ kN}$
 - $R_{\text{Acier}} = 0,95 \times f_y \times A_a = 0,95 \times 275 \times 2848 \times 10^{-3} = 744,04 \text{ kN}$
- $$R_{\text{béton}} > R_{\text{Acier}}$$

Axe neutre se trouve dans la dalle de béton. Donc le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

$$M_{pl,rd} = R_{\text{Acier}} \left[\frac{h_0}{2} + h_c + h_p - \left(\frac{R_{\text{Acier}} * h_c}{2R_{\text{béton}}} \right) \right]$$

Vérifications

- **La flexion :** (5.4.5.1)

Il faut que : $M_{sd} < M_{pl,rd}$

Le moment appliqué :

$$M_{\max} = M_{sd} = \frac{q_u * l^2}{8} = \frac{12,5 \times 5,7^2}{8} = 50,765 \text{ KN.m}$$

Le moment résistant plastique développé par la section mixte :

$$M_{pl,rd} = 744,04 \times \left[\frac{200}{2} + 95 + 55 - \left(\frac{744,04 \times 95}{2 \times 1455,28} \right) \right] \times 10^{-3} = 185,819 \text{ KN.m}$$

$$M_{Pl,rd} = 185,819 > M_{sd} = 50,765 \Rightarrow \text{vérifiée} \quad r = \frac{50,765}{185,819} = 0,273$$

- **L'effort tranchant : (5.4.6)**

On doit vérifier que : $V_{sd} < V_{p,rd} = \frac{f_y \times A_v}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}}$

$$A_v = 11,25 \text{ mm}^2$$

Donc :

$$V_{p,rd} = \frac{275 \times 1400 \times 10^{-3}}{\sqrt{3}} = 222,28 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = \frac{Q_u \times L}{2} = \frac{12,5 \times 5,7}{2} = 35,62 \text{ kN}$$

$$V_{p,rd} > V_{sd} \Rightarrow 222,28 \text{ kN} > 35,62 \text{ kN} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$$0,5 \times V_{p,rd} = 111,14 \text{ kN} > V_{sd} = 35,62 \text{ kN}$$

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

- **La rigidité : (5.4.7)**

$$f_{max} = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_c} \leq \bar{f}$$

Avec :

$$q_{ser} = 8,96 \text{ KN/ml.}$$

$$L = 5,7 \text{ m.}$$

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

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

$$v = \frac{A_a}{A_b} = \frac{2848}{1500 \times 95} = 0,019 \quad m = \frac{E_a}{E_b} = 15$$

$$I_c = \frac{2848 \times (95 + 2 \times 55 + 200)}{4 \times (1 + 15 \times 0,02)} + \frac{1075 \times 95^3}{12 \times 15} + 1943 \times 10^4 = 27,77 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

- **La valeur de la flèche maximale**

$$f_{max} = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_c} = \frac{5 \times 8,96 \times 5700^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 27,77 \times 10^6} = 21,11 \text{ mm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{250} = \frac{5700}{250} = 22,8 \text{ mm}$$

$$f^{\max} = f^{\text{con}} + f^f = 0.915 + 21.11 = 22.025 \text{ mm} < \bar{f}^{\text{adm}} = 22.8 \text{ mm} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$$= \frac{22.025}{22.8} = \mathbf{0.96}$$

- **Déversement**

Dans cette phase il n'est pas nécessaire de vérifier le déversement car la solive est maintenue latéralement par le béton dur ce qui empêche la production de ce phénomène.

Conclusion :

Le profilé IPE 200 vérifie toutes les conditions de résistance, rigidité et déversement, donc on opte pour les deux types des solives de plancher courant un **IPE 200**.

3.4 Pré dimensionnement des poutres principales

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

On utilise la formule approchée et simplifiée qui est en fonction de la hauteur du profilé et la portée de la poutre.

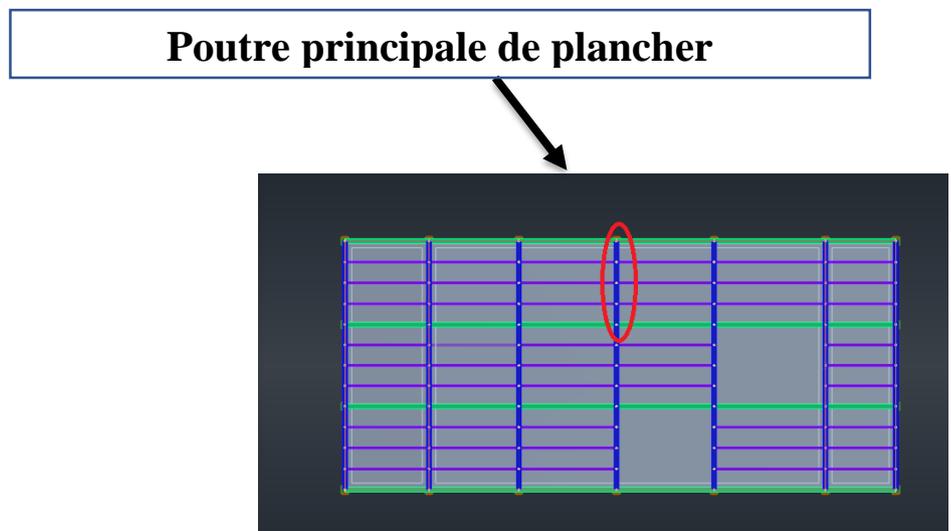


Figure 3.3 : position de poutre sur plan.

$$\frac{L}{25} < h < \frac{L}{15} \Rightarrow \frac{4300}{25} < h < \frac{4300}{15} \Rightarrow 172\text{mm} < h < 286.67\text{mm}$$

On opte pour un **IPE 300**

Tableau3.2 : Caractéristiques du profile IPE300.

	Poids	Section	Dimension					Caractéristiques					
	G Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	t _w mm	t _f mm	r mm	I _y cm ⁴	W _{pl-y} cm ³	W _{el-y} cm ³	AvZ cm ²	i _y cm	i _z cm
IPE 300	42.2	53.8	300	150	10.7	7.1	15	836 5	603.8	153.7	25.68	12.4 6	3.3 5

➤ **Phase 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 profiler IPE 300’gp=0,422 KN/ml
- Poids propre du béton fraisGb=3.75 KN/m²
- Poids du bac d’acier..... g=0,12 KN/m²
- Surcharge de constructionQc=0,75 KN/m

Calcul des réactions des solives

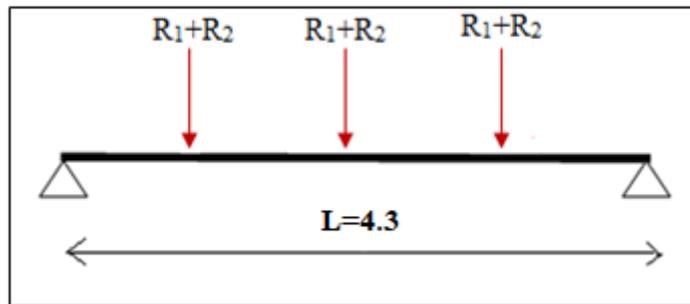


Figure3.4 : Schéma statique de la poutre.

ELU

$$q_u = 7.13 \text{ kN /ml}$$

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

$$R_x = \frac{7.13 \times 4.3}{2} + \frac{7.13 \times 4.3}{2} = 30.65 \text{ kN}$$

$$R_U = R_1 + R_2 = 30.65 \text{ kN}$$

$$R_U = R_3 + R_4 = 30.65 \text{ kN}$$

$$R_U = R_5 + R_6 = 30.65 \text{ kN}$$

ELS

$$q_s = 5.2 \text{ kN/ml}$$

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

$$R_x = \frac{5.2 \times 4.3}{2} + \frac{5.2 \times 4.3}{2} = 22.36 \text{ kN}$$

$$R_S = R_1 + R_2 = 22.36 \text{ kN}$$

$$R_S = R_3 + R_4 = 22.36 \text{ kN}$$

$$R_S = R_5 + R_6 = 22.36 \text{ kN}$$

Combinaisons des charges :• **ELU :**

$$Q_u = 1,35 \times (g_p + (G_b + g) \times b_s) + 1,5 \times Q_c \times b_s$$

$$Q_u = 1,35 \times (0,422 + (3,75 + 0,12) \times 0,15) + 1,5 \times 0,75 \times 0,15 \Rightarrow Q_u = 2,80 \text{ KN/ml}$$

• **ELS:**

$$Q_s = g_p + (G_b + g) \times b_s + Q_c \times b_s$$

$$Q_s = 0,422 + (3,75 + 0,12) \times 0,15 + 0,75 \times 0,15 \Rightarrow Q_s = 1,12 \text{ KN/ml}$$

Vérification :• **La flexion :**

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

$$M_{sd} \leq M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{mo}}$$

$$M_{\max} = M_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{8} + \left(R_u \times \frac{L}{2} \right) = \left(2,8 \times \frac{4,3^2}{8} \right) + \left(30,65 \times \frac{4,3}{2} \right) = 72,37 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{mo}} = \frac{628,4 \times 10^{-6} \times 275 \times 10^3}{1} = 172,7 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl,Rd} > M_{sd} \Rightarrow \text{vérifiée} \quad r = \frac{72,37}{172,81} = 0,41$$

• **L'effort tranchant :** On doit vérifier que :

$$V_{sd} < V_{pl,Rd} = \frac{f_y \times A_v}{\sqrt{3} \times \gamma_{mov}}$$

$$D'où A_v = 4269 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{275 \times 10^3 \times 2568 \times 10^{-6}}{1 \times \sqrt{3}} = 407,72 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = R_u + \frac{q_u \times L}{2} = 25,8 + \frac{1,364 \times 4,3}{2} = 28,73 \text{ KN}$$

$$V_{pl,Rd} > V_{sd} \Rightarrow 407,72 \text{ kN} > 28,73 \text{ kN} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$$0,5 \times V_{pl,Rd} = 203,86 \text{ kN} > V_{sd} = 28,73$$

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

- **La rigidité :**

Il faut vérifiée que :

$$f_{\max} < f_{\text{adm}} = \frac{L}{250}$$

Avec :

$$Q_{\text{ser}} = 1,12 \text{ KN/ml} \quad E = 2,1 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2$$

$$R_{\text{ser}} = 18,71 \text{ KN}$$

$$L = 4.3 \text{ m} \quad I_y = 8356 \text{ cm}^4$$

$$f_{\max} = \sum f_{q_{\text{ser}1}} + f_{q_{\text{ser}2}}$$

$$f_{q_{\text{ser}1}} = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 1,12 \times 4300^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 8356 \times 10^4} = 0.29 \text{ mm}$$

$$f_{q_{\text{ser}2}} = \frac{19 \times R_u \times l^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{19 \times 22.36 \times 4300^3}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 8356 \times 10^4} = 5.01 \text{ mm}$$

La valeur de la flèche maximale est :

$$f_{\max} = f_{q_{\text{ser}1}} + f_{q_{\text{ser}2}} = 0.29 + 5.01 = 5.3 \text{ mm}$$

La valeur de la flèche admissible est :

$$\bar{f} = \frac{L}{250} = \frac{4300}{250} = 17.2 \text{ mm}$$

$$f_{\max} = 5.3 \text{ mm} < \bar{f} = 17.2 \text{ mm} \Rightarrow \text{vérifiée} \quad r = \frac{5.3}{17.2} = 0.30$$

- **Déversement :**

Dans cette phase il n'est pas nécessaire de vérifier le déversement car la poutre est maintenue latéralement pas les solives ce qui empêche le phénomène de se produire.

➤ **Phase finale**

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

- Poids propre du profilé IPE 300.....gp=0,422 kN/m
- Charge permanente.....G= 5.63 kN/m²
- Surcharge d'exploitationQ= 2,5 kN/m²

Calcul des réactions des solives :**ELU :**

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

$$R_X = \frac{12.5 \times 4.3}{2} + \frac{12.5 \times 4.3}{2} = 53.75 \text{ kN}$$

$$R_U = R_1 + R_2 = 53.75 \text{ kN}$$

$$R_U = R_3 + R_4 = 53.75 \text{ kN}$$

$$R_U = R_5 + R_6 = 53.75 \text{ kN}$$

ELS :

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

$$R_X = \frac{8.96 \times 4.3}{2} + \frac{8.96 \times 4.3}{2} = 38.52 \text{ kN}$$

$$R_S = R_1 + R_2 = 38.52 \text{ kN}$$

$$R_S = R_3 + R_4 = 38.52 \text{ kN}$$

$$R_S = R_5 + R_6 = 38.52 \text{ kN}$$

Combinaison des charges :**ELU :**

$$Q_u = 1,35 [(G_t \times 0,15) + g_p] + 1,5 \times Q_{ec} \times 0,15$$

$$Q_u = 1,35 [(5,63 \times 0,15) + 0,422] + 1,5 \times 2,5 \times 0,15 \Rightarrow Q_u = 2,27 \text{ KN/ml}$$

ELS:

$$Q_s = g_p + (G_t + Q) \times 0,15$$

$$Q_s = 0,422 + (5,63 + 2,5) \times 0,18 \Rightarrow Q_s = 1,64 \text{ KN/ml}$$

Largeur de la dalle b_{eff}

$$= \inf \left\{ \begin{array}{l} 2 \times L_0 / 8 \dots\dots\dots L: \text{longueur libre d'une poutre simplement appuie} \\ b \dots\dots\dots \text{Entraxe entre les poutres} \end{array} \right.$$

$$b_{eff} = \inf \left\{ \begin{array}{l} \frac{2 \times 4.3}{8} = 1.075 \text{ m} \\ 5.7 \text{ m} \end{array} \right. \Rightarrow b_{eff} = 1,075$$

Position de l'axe neutre plastique :

$$R_{\text{béton}} = 0,57 \times f_{ck} \times b_{eff} \times h_c = 0,57 \times 25 \times 1075 \times 95 \times 10^{-3} = 1455,281 \text{ kN}$$

$$R_{\text{acier}} = 0,95 \times f_y \times A_0 = 0,95 \times 275 \times 5381 \times 10^{-3} = 1405,78 \text{ kN}$$

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

$$M_{pl,rd} = R_{\text{acier}} \left[\frac{h_0}{2} + h_c + h_p - \left(\frac{R_{\text{acier}} \times h_c}{2R_{\text{béton}}} \right) \right]$$

$$M_{pl,rd} = 1405,78 \times \left[\frac{300}{2} + 95 + 55 - \left(\frac{1405,78 \times 95}{2 \times 1455,281} \right) \right] \times 10^{-3} = 357,23 \text{ kN.m}$$

Vérifications :

- **La flexion :**

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

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

$$M_{pl,rd} = 1405.78 \times \left[\frac{300}{2} + 95 + 55 - \left(\frac{1405.78 \times 95}{2 \times 1455.281} \right) \right] \times 10^{-3} = 357.23 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{8} + \left(R_u \times \frac{L}{2} \right) = \left(2.27 \times \frac{4.3^2}{8} \right) + \left(53.75 \times \frac{4.3}{2} \right) = 120.80 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl,rd} > M_{sd} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$$r = \frac{120.80}{357.22} = 0.338$$

- **L'effort tranchant :**

On doit vérifier que : $V_{sd} < V_{pl,rd}$

$$A_v = 2568 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{275 \times 10^3 \times 2568 \times 10^{-6}}{1 \times \sqrt{3}} = 404.72 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = R_u + \frac{L \times q_u}{2} = 53.75 + \frac{2.272 \times 4.3}{2} = 58.63 \text{ kN}$$

$$V_{pl,rd} > V_{sd} \Rightarrow 404.72 \text{ kN} > 58.63 \text{ kN} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$$0,5 \times V_{pl,rd} = 202.36 \text{ kN} > V_{sd} = 58.63$$

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

- **La rigidité :**

$$\text{Il faut vérifier que : } f_{max} < f_{adm} = \frac{L}{250}$$

Avec :

$$Q_{ser} = 1.64 \text{ kN/ml.}$$

$$R_{ser} = 38.52 \text{ kN}$$

$$L = 4.3 \text{ m.}$$

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

$$V = \frac{Aa}{Ab} = \frac{5381}{1075 \times 95} = 0,052 \quad , \quad m = \frac{Ea}{Eb} = 15$$

$$I_c = \frac{5381 \times (95 + 2 \times 55 + 300)^2}{4 \times (1 + 15 \times 0,052)} + \frac{1075 \times 95^3}{12 \times 15} + 8356,11 \times 10^4 = 2,81 \times 10^8 \text{ mm}^4$$

La valeur de la flèche maximale est :

$$f_{qser} = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_c} + \frac{19 R_s L^3}{384 E I_c}$$

$$= \frac{5 \times 1,64 \times 4300^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 2,81 \times 10^8} + \frac{19 \times 38,52 \times 10^3 \times 4300^3}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 2,81 \times 10^8}$$

$$f_{qser} = 2,7 \text{ mm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{250} = \frac{4300}{250} = 17,2 \text{ mm}$$

$$f^{\max} = 2,7 \text{ mm} < \bar{f} = 17,2 \text{ mm} \Rightarrow \text{vérifiée} \quad r = \frac{2,7}{17,2} = 0,157$$

- **Déversement :**

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

Conclusion :

Le profilé IPE 300 vérifie toutes les conditions de résistance, rigidité et déversement, donc on opte un IPE 300 pour les poutres principales de plancher courant.

3.5 Calcul des connecteurs

Type goujons : hauteur = 95 mm
 Diamètre = 19 mm

Détermination de Prd :

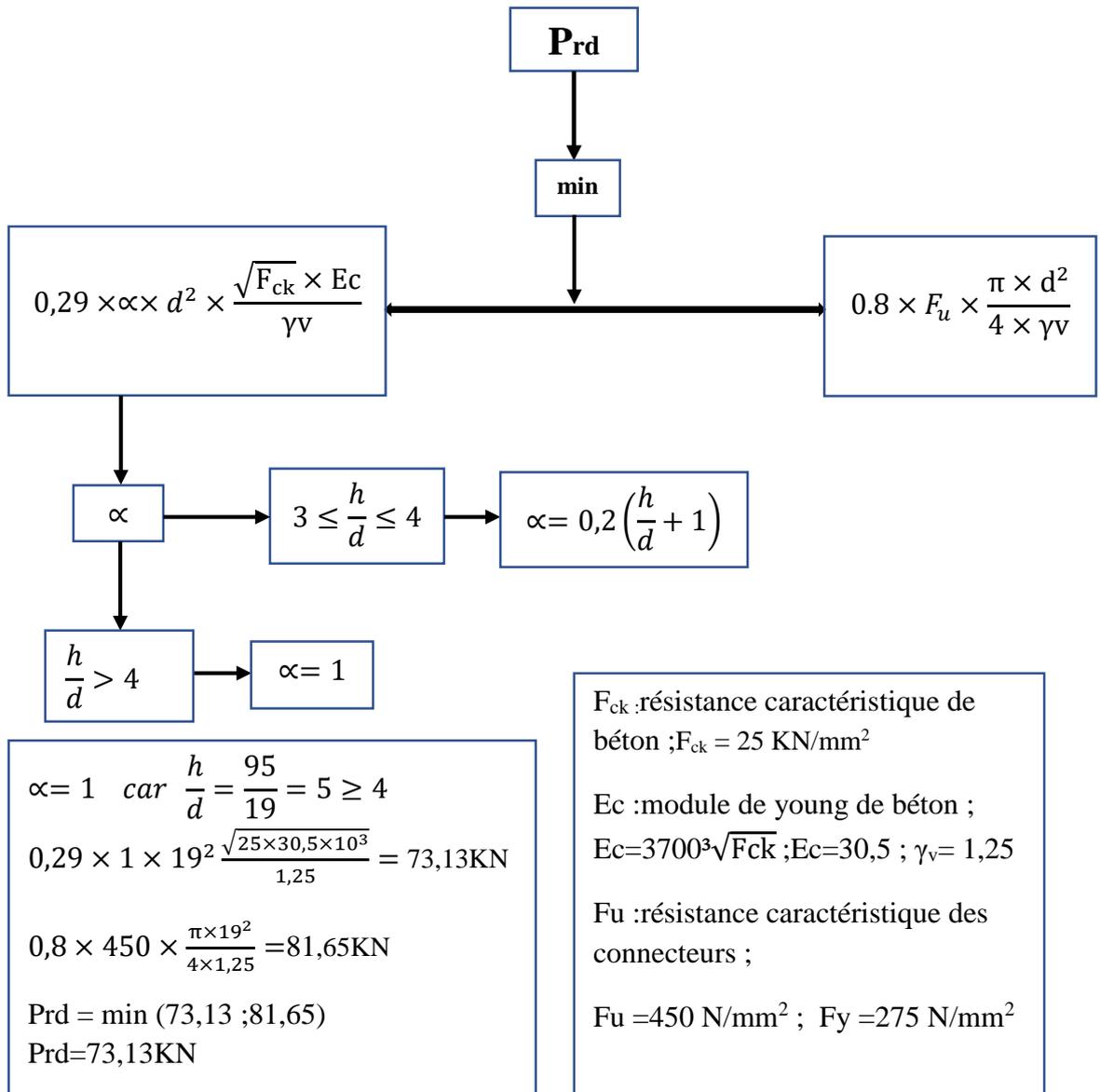


Figure 3.5 : Organigramme représentatif de calcul de résistance au cisaillemen.

3.5.1 calcul des connecteurs du solive

- **Influence du sens du bac d'acier**

K_t : coefficient de réduction fonction du sens des nervures du bac pour un bac d'acier dont les nervures sont parallèles à la poutre (perpendiculaire à la solive)

$N_r = 1$, nombre de goujon par nervure

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

$$K_t = 0,7/\sqrt{N_r} \times \frac{b_0}{h_p} \times \left[\frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right] \quad \text{Avec : } H_p = 55\text{mm} ; b_0 = 88,5\text{mm} ;$$

$$K_t = 0,7\sqrt{1} \times \frac{88,5}{55} \times \left[\frac{95}{55} - 1 \right] = 0,819 \leq 1$$

$$P_{rd} = 73,13 \times 0,819 = 59,89 \text{ kN}$$

- **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 calculé selon la formule suivante

$$R_L = \inf (R_{\text{béton}} ; R_{\text{Acier}}) ; R_L = \inf (1455.28 ; 744.04) \quad R_L = 744.04 \text{ kN}$$

- **Nombre de connecteurs : par demi-porte**

$$\text{Nbre} = \frac{R_L}{P_{rd}} = \frac{744.04}{59,89} = 12.42$$

Soit $N_{br} = 13$ goujons sur la demi longueur de la poutre ; c'est-à-dire 26 connecteurs sur toute la poutre.

- **L'espacement minimal**

$$E_{\min} > 5 \times d = 5 \times 19 = 95 \text{ mm}$$

$$E_{\max} > 6 \times h_{sc} = 6 \times 95 = 750 \text{ mm}$$

$$\text{Esp} = \frac{L}{N_{br}-1} = \frac{5700}{26-1} = 228\text{mm}$$

$$E_{\min} \leq 228 \leq E_{\max}$$

On opte un **Esp = 280mm**

3.5.2 calcul des connecteurs du poutre

$$K_t = 0,6 \times \frac{b_0}{h_p} \times \left[\frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right] \quad \text{Avec : } H_p = 55\text{mm} ; b_0 = 88,5\text{mm} ; N_r = 1 ; h_{sc} = 95\text{mm} ;$$

$$K_t = 0,6 \times \frac{88,5}{55} \times \left[\frac{95}{55} - 1 \right] = 0,702$$

$$P_{rd} = 73,13 \times 0,702 = 51,34 \text{ kN}$$

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

$$R_L = \inf (R_{\text{béton}} ; R_{\text{acier}}) ;$$

$$R_L = \inf (1455,281 ; 1405,78)$$

$$R_L = 1405,78 \text{ kn}$$

Nombre de connecteurs : par demi-portée

$$\text{Nbre} = \frac{R_L}{P_{rd}} = \frac{1405,78}{51,34} = 27,38$$

Soit $N_{br} = 28$ goujons sur la demi longueur de la poutre ; c'est-à-dire 56 connecteurs sur toute la poutre.

- **L'espacement minimal**

$$E_{\min} > 5 \times d = 5 \times 19 = 95 \text{ mm}$$

$$E_{\max} > 6 \times h_{sc} = 6 \times 95 = 570 \text{ mm}$$

$$\text{Esp} = \frac{L}{N_{br}-1} = \frac{4300-300}{56-1} = 72,72 \text{ mm} \leq E_{\min} \quad \text{N'est pas vérifier}$$

$$N_{cp} = N_{br} \times (0,25 + 0,03L) = 56 \times (0,25 + 0,03 \times (4,3)) = 21,22$$

On prend 22

$$\text{Esp} = \frac{L}{N_{br}-1} = \frac{4300}{22-1} = 204,76 \text{ mm} \geq E_{\min} \quad \text{Vérifier}$$

On opte un **Esp = 204,76 mm**

3.6 Pré dimensionnement des poteaux

Le prédimensionnement se fera par la vérification de la résistance de la section en compression axial (flambement simple) suivant l'Eurocode 3 .

Les poteaux sont des éléments verticaux et rectilignes destinés à résister aux charges axiales de compression. On les utilise pour supporter les planchers, les toitures, Ils permettent aussi de transmettre les actions gravitaires (poids propre, charges permanentes, charges de neige et les charges d'exploitations) jusqu'aux fondations. Ils sont généralement des profilés en HEA ou HEB.

Méthode de calcul

Poteau central le plus sollicité

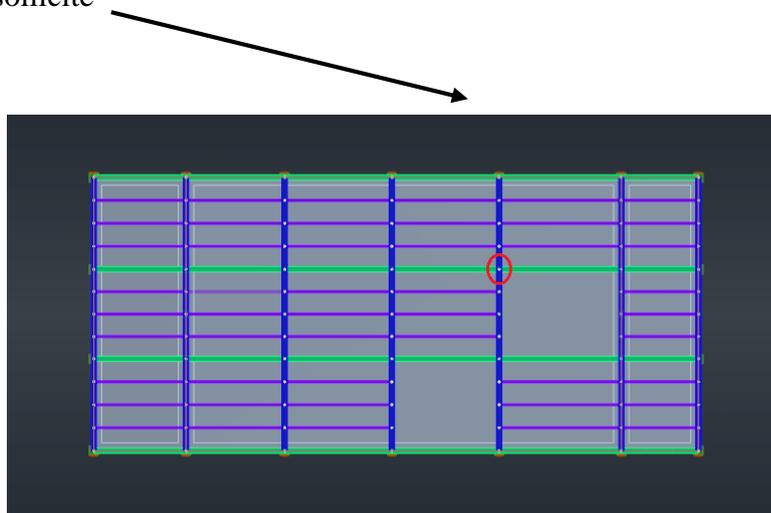


Figure 3.6 : position du poteau sur plan.

La surface qui revient au poteau est :

$$S = (2.85+2.5) \times (2,1+2.15) = 22.74 \text{ m}^2.$$

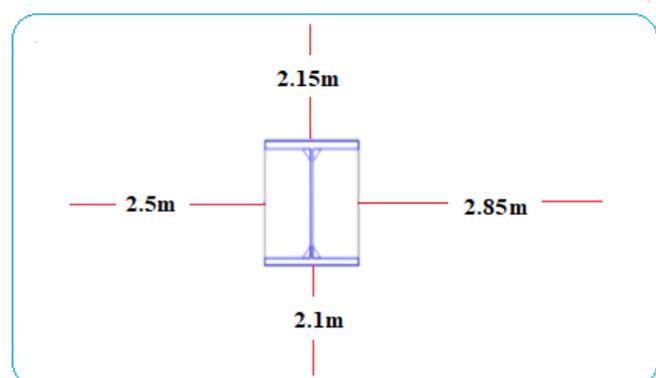


Figure 3.7 : Le poteau central (le plus sollicité).

La descente des charges de Poteau central $S = (2.85+2.5) \times (2,1+2.15) = 22.74 \text{ m}^2$.

- **Les charges permanentes**

- Poids du plancher terrasse..... $5.4 \times 22.74 = 122.796 \text{ KN}$.
- Poids du plancher courant $5.63 \times 22.74 = 128.0262 \text{ KN}$.
- Poids des poutres porteuses (IPE300) $(0,422 \times 2.15) + (0.422 \times 0,2) = 1.8 \text{ KN}$.
- Poids des poutres non porteuses (IPE 200) $(0,224 \times 25) + (0,224 \times 2,85) = 1,2 \text{ KN}$.
- Poids des solives (IPE 200) $[(0,224 \times 2.5) \times 3 + (0,224 \times 2,85) \times 3] = 3.6 \text{ KN}$.

- **Les charges d'exploitation**

- Plancher terrasse..... $1,0 \times 22.74 = 22.74 \text{ KN}$.
- Plancher courant $2.5 \times 22.74 = 56.85 \text{ KN}$.
- La neige $0,2488 \times 22.74 = 5,657 \text{ KN}$.

Tableau 3.3: la charge d'exploitation et charge permanente pour chaque étage.

Niveaux	Surface m ²	G (KN)	Surcharges	Q (KN)
12^{eme} étage	22.74	129.396	$\Sigma_0=Q_0$	28.397
11^{eme} étage	22.74	263.99	$\Sigma_1=Q_0+Q_1$	85.247
10^{eme} étage	22.74	398.61	$\Sigma_2=Q_0+0,90(Q_1+Q_2)$	130.72
9^{eme} étage	22.74	533.23	$\Sigma_3=Q_0+0,80(Q_1+Q_2+Q_3)$	164.837
8^{eme} étage	22.74	667.85	$\Sigma_4=Q_0+0,70(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$	187.577
7^{eme} étage	22.74	802.48	$\Sigma_5=Q_0+0,60(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$	198.947
6^{eme} étage	22.74	937.10	$\Sigma_6=Q_0+0,50(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$	198.947
5^{eme} étage	22.74	1071.73	$\Sigma_7=Q_0+50(Q_1+.....+Q_7)$	227.372
4^{eme} étage	22.74	1206.361	$\Sigma_7=Q_0+50(Q_1+.....+Q_8)$	255.797
3^{eme} étage	22.74	1340.98	$\Sigma_7=Q_0+50(Q_1+.....+Q_9)$	284.222
2^{eme} étage	22.74	1475.61	$\Sigma_7=Q_0+50(Q_1+.....+Q_{10})$	312.647
1^{eme} étage	22.74	1610.23	$\Sigma_7=Q_0+50(Q_1+.....+Q_{11})$	341.072
RDC	22.74	1744.86	$\Sigma_7=Q_0+50(Q_1+.....+Q_{12})$	369.497

Pré dimensionnement :

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

$$N_{sd} \leq N_{c,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{Mo}} \quad \rightarrow \quad A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{Mo}}{f_y} \quad \gamma_{Mo} = 1 \quad f_y = 275 \text{ MPa}$$

➤ **Poteau centrale**

$$N_{sd} = 1,35G + 1,5Q$$

Poteau du RDC :

$$N_{sd} = (1,35 \times 1744.866) + (1,5 \times 369.497) = \mathbf{2909.81 \text{ KN}}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{Mo}}{f_y} = \frac{29.09.81 \times 10^3 \times 1}{355} = \mathbf{105,81 \text{ cm}^2}$$

Profilé choisi **HEA 300**

3.4 : Sections des profils choisis

Niveaux	Effort normal Nsd (kN)	Section (m ²)	Profilé
12 ^{eme} étage	217.28	7.9	HEA180
11 ^{eme} étage	484.257	17.71	HEA180
10 ^{eme} étage	734.20	26.69	HEA180
9 ^{eme} étage	964.10	35.16	HEA180
8 ^{eme} étage	1182.97	43.017	HEA180
7 ^{eme} étage	1381.77	50.25	HEA220
6 ^{eme} étage	1563.51	56.85	HEA220
5 ^{eme} étage	1783.90	64.86	HEA240
4 ^{eme} étage	2012.27	73.17	HEA240
3 ^{eme} étage	2236.75	81.33	HEA260
2 ^{eme} étage	2461.04	89.5	HEA280
1 ^{eme} étage	2685.41	97.65	HEA300
RDC	2909.81	105.81	HEA300

• **Vérification au flambement de poteau central au niveau de RDC :**

HEA300 (A = 105.81 cm²) :

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

$$L_f = 0,7L_0 \quad L_f = 0,7 \times 3,74 = 2,618 \text{ m}$$

$$\begin{cases} \lambda_y = \frac{L_f}{i_y} = \frac{261,8}{127,4} = 20,54 \\ \lambda_z = \frac{L_f}{i_z} = \frac{261,8}{74,9} = 34,95 \end{cases} \Rightarrow \lambda_z > \lambda_y \text{ (Axe de flambement } z - z)$$

Choix de la courbe de flambement : **Tab 5.5.1**

$$\begin{cases} \frac{h}{b} = \frac{290}{300} = 0,96 > 1,2 \\ t_f = 14 < 100 \end{cases} \Rightarrow \text{courbe de flambement C} \Rightarrow \alpha = 0,49$$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda_z}{93,91\epsilon} = \frac{34,95}{93,91} = 0,40 > 0,2$$

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

$$= 0,5 \times (1 + 0,49 \times (0,40 - 0,2) + 0,40^2) = 0,63$$

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = \frac{1}{0,63 + \sqrt{0,63^2 - 0,40^2}} = 0,89$$

$$N_{b,rd} = \chi \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 0,89 \times 1 \times 112,53 \times \frac{275}{1,1} \times 10^{-1} = 2503,8 \text{ kN}$$

$$N_{b,rd} = 2503,8 \text{ kN} < N_{sd} = 2909,81 \text{ kN} \Rightarrow \text{non vérifier}$$

$$r = \frac{2909,81}{2503,8} = 1,162$$

On augmente le profilé et on adopte (HEA340)

Tableau 3.5 : Les profilés choisis avec vérification de flambement

NIV	Profilé	λ_y	λ_z	$\bar{\lambda}$	\emptyset	χ	Nsd	Nb,rd
TERASSE	HEA180	35.14	57.85	0.66	0.83	0.75	217.28	843.43
11^{eme}	HEA180	35.14	57.85	0.66	0.83	0.75	484.257	848.43
10^{eme}	HEA180	35.14	57.85	0.66	0.83	0.75	734.20	848.43
9^{eme}	HEA200	31.61	52.57	0.60	0.78	0.78	964.10	1049.68
8^{eme}	HEA220	28.54	47.51	0.55	0.73	0.82	1182.97	1318.97
7^{eme}	HEA240	26.49	43.63	0.50	0.69	0.85	1381.77	1632..85
6^{eme}	HEA240	26.49	43.63	0.50	0.69	0.85	1563.51	1632.85
5^{eme}	HEA260	23.86	40.27	0.46	0.66	0.88	1783.90	1910.04
4^{eme}	HEA280	22.07	37.4	0.43	0.64	0.89	2012.27	2164.03
3^{eme}	HEA300	20.55	34.95	0.40	0.63	0.89	2236.75	2503.8
2^{eme}	HEA300	20.55	34.95	0.40	0.63	0.89	2461.04	2503.8
1^e	HEA320	19.27	34.95	0.40	0.63	0.89	2685.41	2767.23
RDC	HEA340	18.18	34.95	0.40	0.63	0.89	2909.81	2969.70

Remarque :

On ne change pas les profiles chaque étage donc on a choisi 3 profiles final pour faciliter la construction et éviter trop d'assemblages.

- **Pour RDC et 1er et 2eme 3eme étage : HEA340.**
- **Pour 4eme, 5eme et 6eme 7eme étage : HEA300.**
- **Pour 8eme 9eme 10eme 11eme et terrasse : HEA220.**

4.1 Les escaliers métalliques :

4.1.1 Introduction :

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

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

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

4.2.2 Calcul des sollicitations :

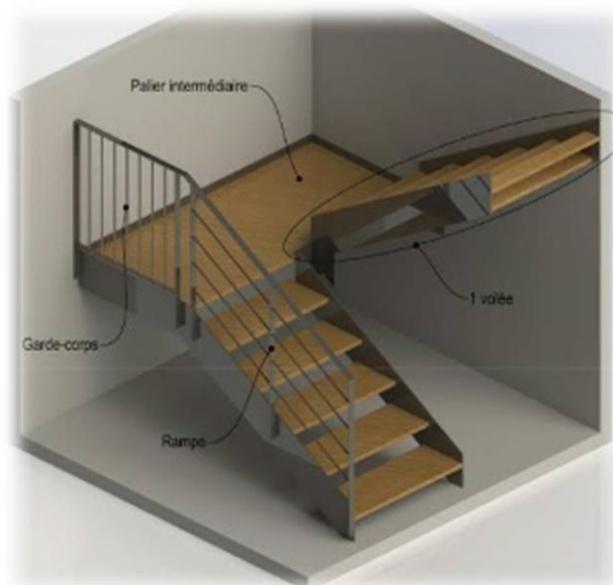


Figure 4.3 : Les escaliers métalliques

H : hauteur d'étage $H=3.74$

H : hauteur de la March $eh=17\text{cm}$

G : giron (largeur de la marche) $g=30\text{cm}$

On utilise la formule de BLONDEL

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

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

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

Nombre de contre marche

$$n = \frac{\frac{H}{2}}{h} = \frac{\frac{3.74}{2}}{0.17} = 11$$

Longueur de la ligne de foulée

$$L = G \times (n - 1) = 11 - 1$$

$$L = 300$$

L'inclinaison de la paille

$$\alpha = \text{ARCTan} \left(\frac{\frac{H}{2}}{3.3} \right) = \text{Arc tan} \frac{1.87}{2.7} = 34.7^\circ$$

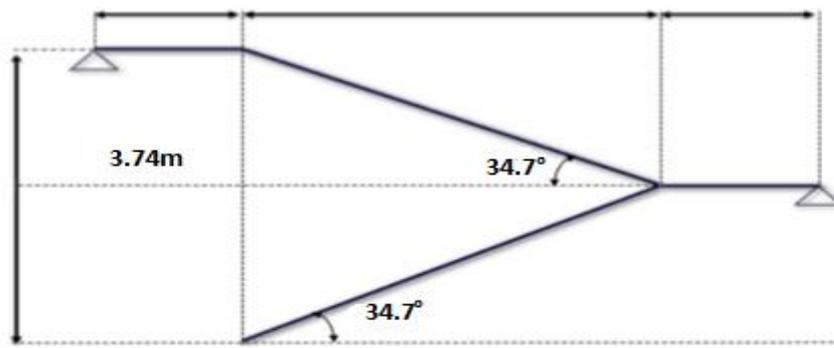


Figure 4.4 : L'inclinaison de la paille

A- La longueur de la paille

$$L^2 = (2.7)^2 + (1.87)^2$$

$$L^2 = 10.78$$

$$L = \sqrt{10.78}$$

$$L = 3.28\text{m}$$

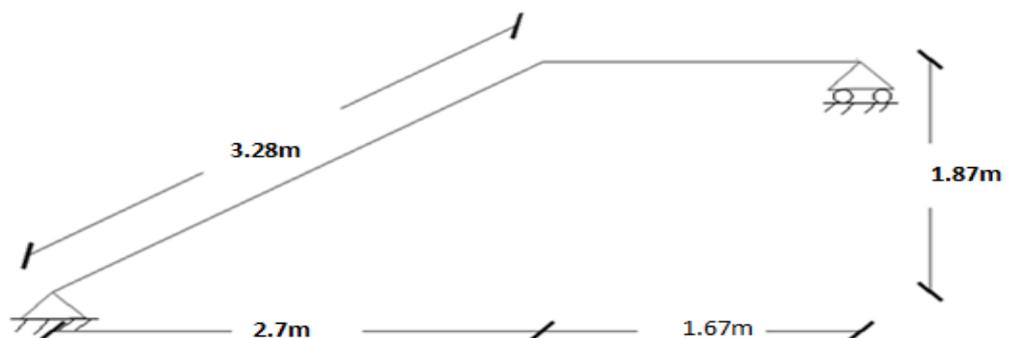


Figure 4.5 : La longueur de la paillasse

4.2.3 Conception d'une marche

On modélise la marche comme une poutre simplement appuyé :

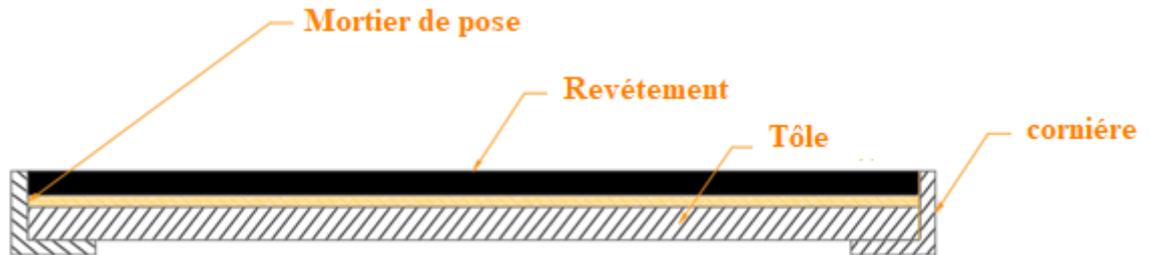


Figure4.6: Conception d'une marche.

4.2.4 Dimensionnement des cornières :

- Évaluation des charges
 - Charges permanentes

Tableau 4.1 : charge et surcharge

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

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

Chaque cornière reprend la moitié de la charge.

- Combinaison de charge

ELU :

$$q_{ult} = [(1.35 \times G) + (1.5 \times Q)] \times g / 2$$

$$q_{ult} = [(1,35 \times 3.12) + (1,5 \times 2,5)] \times (0.3 / 2)$$

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

ELS :

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

$$q_{ser} = [(3,12 + 2,5)] \times (0.3 / 2)$$

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

- **Condition de la flèche**

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

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

$$I \geq \frac{5 \times 0,84 \times (180)^3 \times 250}{384 \times 2,1 \times 10^6} = 7,59 \text{ cm}^4$$

On prend une cornière **40 × 40 × 6**

$$I = 7,59 \text{ cm}^4$$

$$g = 0,0358 \text{ kN/m}$$

$$W_{el} = 2,26 \text{ cm}^3$$

- **Condition de la résistance**

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

$$(q_{ult})' = 1,2 + (1,35 \times 0,0358)$$

$$(q_{ult})' = 1,248 \text{ kN/m}$$

Le moment appliqué/

$$M_{max} = M_{sd} = \frac{q \times L^2}{8}$$

$$M_{sd} = \frac{1,25 \times 1,675^2}{8} = 0,438 \text{ kN.m}$$

$$M_{PLRD} = \frac{W_{el} \times f_y}{\gamma_{M_o}} = \frac{2,26 \times 235}{1 \times 10^3} = 0,531 \text{ kN.m}$$

$$M_{PLRD} = 0,531 \text{ kN.m} > M_{sd} = 0,438 \text{ kN.m}$$

Donc la condition de la résistance est vérifiée.

4.2.5 Limon

Chaque limon reprend la moitié de la charge

-Garde-corps

-Tôle (4 cm)

-Mortier de pose

--Granit

Poids de la cornière

- Charge permanente G

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

$$(1 \times 1,675) / \cos \alpha = 1,37 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$2 \times (0,0358 \times 1,675) / \cos \alpha = 0,095 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$G = 4,358 \text{ kN} / \text{m}^2$$

- Charges d'exploitation

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

Combinaison de charge

- **ELU :**

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

$$q_{ult} = [(1,35 \times 4,385) + (1,5 \times 2,5)] / 2$$

$$q_{ult} = 4,834 \text{ kN} / \text{m}$$

- **ELS :**

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

$$q_{ser} = [(4,834 + 2,5)] / 2$$

$$q_{ser} = 3,442 \text{ kN} / \text{m}$$

Condition de la flèche

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

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

$$I \geq \frac{5 \times 3,442 \times (328)^3 \times 250}{384 \times 2,1 \times 10^6} = 188,27 \text{ cm}^4$$

On prend un **UPN 220**

$$I_y = 197 \text{ cm}^4$$

$$W_{pl} = 292 \text{ cm}^3$$

$$g_p = 0,13 \text{ kN} / \text{m}$$

Condition de la résistance

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

$$(q_{ult})' = 4,834 + (1,35 \times 0,13)$$

$$(q_{ult})' = 5,01 \text{ kN/m}$$

Le moment appliqué :

$$M_{\max} = M_{sd} = \frac{q \times L^2}{8}$$

$$M_{sd} = \frac{5,01 \times 3,28^2}{8} = 6,73 \text{ kN.m}$$

$$M_{p.r.d} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{292 \times 235}{1 \times 10^3} = 68,62 \text{ kN.m}$$

$$M_{p.r.d} = 68,62 \text{ kN.m} > M_{sd} = 6,73 \text{ kN.m}$$

Donc la condition de la résistance est vérifiée.

5.1 Introduction

Le séisme est un phénomène naturel qui affecte la surface de la terre et produit des dégâts au niveau de la construction et par conséquent les vies humaines. Le but est de remédier à ce phénomène par la conception adéquate de l'ouvrage de façon à ce qu'il résiste et présente un degré de protection acceptable aux vies humaines et aux biens matériels.

Pour cela l'application de règle parasismique actuelle "RPA99 version2003" concernant le calcul des charges sismiques et les dispositions constructives sont obligatoires pour toutes les constructions abritant des personnes, situées dans toutes les zones sauf la zone 0. C'est en général l'ingénieur du bureau d'études qui est chargé d'appliquer ces règles et de dimensionner les éléments constituant les structures.

Le but de ce chapitre est de définir un modèle de structure qui vérifie les conditions et critères de sécurité imposés par les règles parasismiques Algériennes **RPA99/version 2003** et faire la modélisation à l'aide de logiciel **Auto desk Robot Structural Analysis Professional 2019** qui est un logiciel de calcul automatique des structures.

5.2 Modélisation de la structure étudiée

Lors d'une analyse dynamique d'une structure, il est indispensable de trouver la modélisation adéquate de cette dernière. Le bâtiment étudié présente une irrégularité en plan. Par ailleurs, vu la complexité et le volume de calcul que requiert l'analyse du bâtiment, l'utilisation de l'outil informatique s'impose. Dans le cadre de cette étude nous avons opté pour une version récente d'un logiciel de calcul existant depuis quelques années et qui est à notre portée : il s'agit du logiciel **Auto desk Robot (Structural Analysis Professional 2019)**.

a) Modélisation de rigidité

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

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

b) Modélisation de la masse

- La charge des planchers est supposée uniformément répartie sur toute la surface du plancher.

- La masse est calculée par l'équation $(G+\beta Q)$ imposée par les **RPA99 version2003** avec $(\beta=0,2)$ pour un hôpital (mass source).
- La charge des murs extérieurs (maçonnerie) a été répartie aux niveaux des poutres qui se trouvent sur le périmètre des planchers.
- **Choix de la méthode de calcul**
- Les règles parasismiques algérienne (RPA99/Version2003) donnent trois méthodes de calcul :
 - - Méthode statique équivalente.
 - - Méthode d'analyse spectrale.
 - - Méthode d'analyse dynamique par accélérographe.
- Pour notre cas la méthode statique équivalente n'est pas applicable vu le nom régularité de la structure en plan et en élévation ; donc la méthode modale spectral s'impose.

5.3 Méthode d'analyse modale spectrale

- **Principe de la méthode**

L'analyse modale permet de déterminer les modes et fréquences propres de la structure en l'absence des forces extérieures.

Pour l'analyse dynamique, le nombre des modes à considérer doit être tel que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égal à 90% au moins de la masse totale de la structure, 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.

Ce type d'analyse peut être appliqué à tous types de structure avec des résultats plus exacts et souvent satisfaisant à condition d'avoir fait une bonne modélisation.

- **Modélisation**

Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions des rigidités et de masses de façon à prendre en compte tous les modes de déformations significatifs dans le calcul des forces d'inerties sismiques.

Pour les structures irrégulières en plan, sujettes à la torsion et comportant des planchers rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravités des planchers avec trois (03) DDL (02 translations horizontales et une rotation d'axe vertical).

- **Utilisation des spectres de réponse**

La pratique actuelle la plus répandue consiste à définir le chargement sismique par un spectre de réponse

- toute structure est assimilable à un oscillateur multiple, la réponse d'une structure à une accélération dynamique est fonction de l'amortissement (ζ) et de la pulsation naturelle (ω).

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

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

Représentation graphique du spectre de réponse :

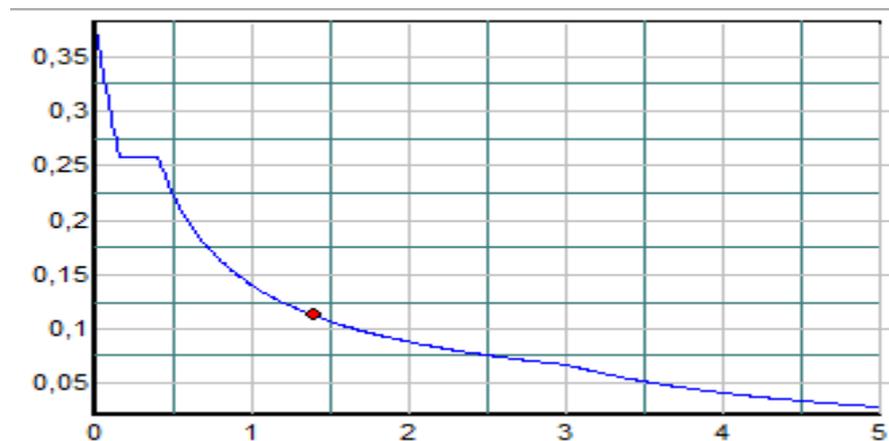


Figure 5.1 : Spectre de réponse.

Avec :

g : accélération de la pesanteur.

A : coefficient d'accélération de zone.

h : facteur de correction d'amortissement.

R : Coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement.

T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

Q : Facteur de qualité.

5.4 Résultante des forces sismiques de calcul

L'une des premières vérifications préconisées par les « **RPA99 version 2003** » est relative à la résultante des forces sismiques.

En effet la résultante des forces sismiques à la base « V_t » obtenue par combinaison des valeurs modales 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 $V_t < 0,8V$, il faut augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments) dans le rapport :

$$r = \frac{0,8V}{V_t}$$

5.5 Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente

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

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

Avec

A : coefficient d'accélération de zone.

- Groupe d'usage : **IB**
 - Zone sismique : **III**
- **A = 0.25**

D : facteur d'amplification dynamique moyen

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

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

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

Avec $\zeta = 5\%$ (Portique en acier dense) $\eta = 1 \Rightarrow$ (Tableau 4.2 des RPA99/version 2003).

Estimation de la période fondamentale de la structure (T)

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

Les formules empiriques à utiliser selon le **RPA99/version 2003**.

5.6 Etude dynamique (Sismique) :

5.6.1 Estimation de la période fondamentale expérimentale (T_{exp}) :

La période de la structure est estimée à partir de la formule empirique suivante :

$$T = C_T * (h_N)^{3/4}$$

Avec :

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

H_N : La hauteur de la structure en mètres mesurée à partir du niveau de base jusqu'au dernier niveau.

$$C_T=0.05 \quad \text{et} \quad h_N=48.62 \quad \longrightarrow \quad T=0.92 \text{ second}$$

Selon l'article 4.2.4 (4) R.P.A99/v2003, la période doit être majorée de 30%, Donc :

$$T_{\text{exp}} = 1.3 * T \quad T_{\text{exp}} = 1.2 \text{ second}$$

5.6.2 Vérification de la période numérique de la structure :

Elle est obtenue à partir d'un modèle numérique (modélisation sur ROBOT), et elle doit être

Inférieure à la période empirique (T_{exp}).

Il faut que :

$$T_{\text{numérique}} \leq T_{\text{exp}}$$

$$T_{\text{numérique}}=0.92\text{s} < T_{\text{exp}}=1.2\text{s}$$

La période est vérifiée

5.6.3 Estimation de l'effort sismique à la base de la structure :

L'effort sismique à la base de la structure est estimé par la méthode statique équivalente (M.S.E) ; il est obtenu à partir de la formule empirique suivante : **l'article (4.3.6)**

$$V_{\text{st}} = \frac{A * D_{x,y} * Q}{R} * W$$

- Le coefficient d'accélération de zone (**A**)

Groupe d'usage 2 }
Zone sismique III } **A = 0.25**

- Facteur d'amplification dynamique moyen ($D_{x,y}$)

Il est en fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement et de la période de la structure

- Le pourcentage d'amortissement critique ξ (%)

$$\xi = 5(\%)$$

- Le facteur de correction d'amortissement η

Il est obtenu à partir de la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7$$

- La période caractéristique (T_2)

Elle est fonction (de la catégorie du site S1, S2, S3 et S4)

Type de site : S2 $\rightarrow T_2 = 0.4s$

- La période fondamentale de la structure $T(x,y)$

$$T = C_T * (h_N)^{3/4} \rightarrow T = 0.92 s$$

$$T_{x,y} = \frac{(0.09 * h_N)}{\sqrt{L_{x,y}}}$$

Avec $L_{x,y}$: dimensions du bâtiment en mètre (m) dans le sens de l'action sismique.

$$L_x = 29.6 m \quad T_x = 0.8 s$$

$$L_y = 12.8 m \quad T_y = 1.22 s$$

$$D_x = 1.57 s \quad D_y = 1.18 s$$

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

On prend $T = 1.3T_{empirique}$ dans le sens Y d'après l'article de MR TALEB

- Le facteur de qualité (Q)

$$Q = 1.25$$

- Le coefficient de comportement global (R) :

$$R = 4 \text{ (RPA2003)}$$

- Le poids de la structure (W) : les valeurs V_x V_y de model 3 final

$$W = 28177.6 \text{ KN}$$

$$V_x = 2685.67 \text{ KN}$$

$$V_y = 2949.84 \text{ KN}$$

Il faut que : $V_{dynamique} \geq 0.8 * V_{statique}$ et cela dans les deux sens

Tableaux 5.1 : vérification des efforts V sur le sens X-X et Y-Y

	$V_{dyn} (KN)$	$0.8 * V_{st} (KN)$	Observation
Sens X-X	2926.78	2148.53	Vérifier
Sens Y-Y	3081.07	2359.87	Vérifier

5.6.4 Facteur de qualité : Q

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_5^1 P_q$

On suppose que les matériaux utilisés dans notre bâtiment sont contrôlés, critère est observé.

D'autres critères sont non observés.

Tableau 5.2 : Facteur de qualité.

Critère q	P_q	
	xx	yy
1. Condition minimales sur les Files de contreventement	0,00	0,00
2. Redondance en plan	0,05	0,05
3. Régularité en plan	0,05	0,05
4. Régularité en élévation	0,05	0,05
5. contrôle de la qualité des matériaux	0,00	0,00
6. contrôle de la qualité de l'exécution	0,10	0,10
Q=1.25		

5.7 Résultat de l'analyse dynamique

On a regroupé les résultats de pré dimensionnement des différents éléments de notre structure (poteaux, poutres, solives) dans le tableau suivant afin d'entamer l'étude dynamique.

Tableau 5.3 : Les sections et les profils des éléments de 1 er choix.

ELEMENTS	ETAGES	PROFILE
Poteau	RDC - 1 ^{eme} -2 ^{étage} 3 ^{eme}	HEA340
	4 ^{eme} 5 ^{eme} 6 ^{eme} 7 ^{eme}	HEA280
	8 ^{eme} 9 ^{eme} 10 ^{eme} 11 ^{eme} 12 ^{eme}	HEA220
Poutre principales	RDC -> 12 ^{eme} étage	IPE 300
Poutre secondaire	RDC -> 12 ^{eme} étage	IPE200
Solive	RDC -> 12 ^{eme} étage	IPE200

5.7.1 Model 1 :

Plusieurs essais ont été effectués pour trouver la disposition adéquate pour notre projet.

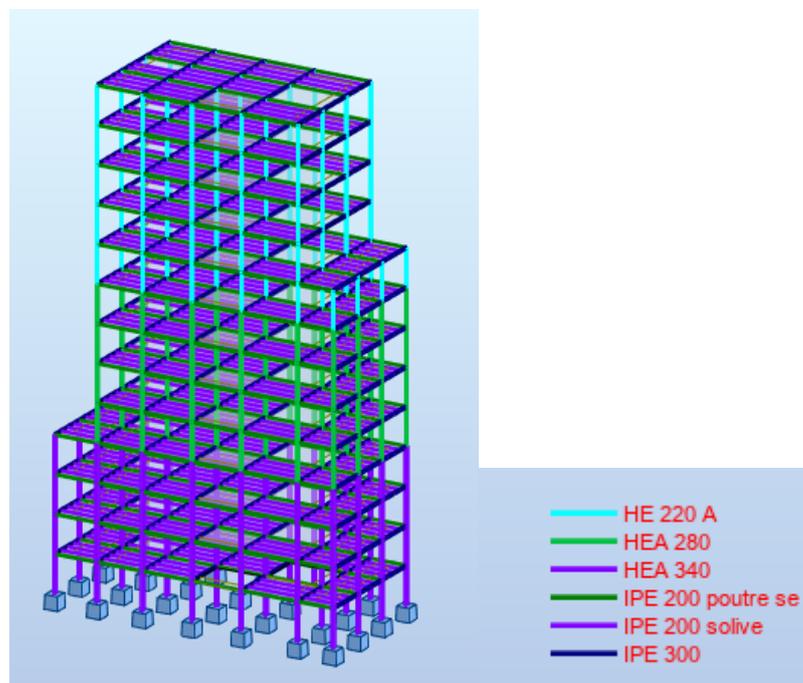


Figure 5.2 : Vue en 3D du 1er modèle

- **Caractéristiques dynamiqués propres du modèle 1 :**

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

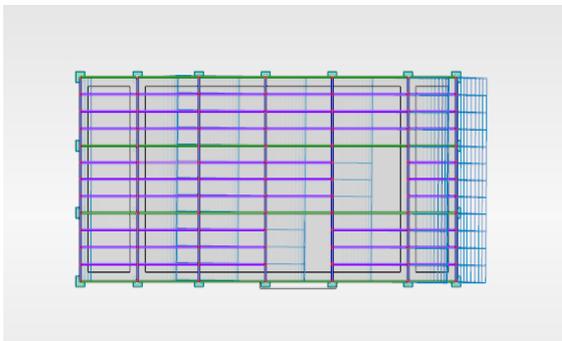
Tableau 5.4 : Participation massique du 1^{er} modèle.

Cas/Mode	Périod (sec)	Masses Cumulées UX %	Masses Cumulées UY %	Masse Modale UX %	Masse modale UY %
1	6.25	73.34	0.00	73.34	0.00
2	3.37	73.34	69.20	0.00	69.20
3	2.76	73.41	71.64	0.07	2.44
4	2.39	86.00	71.64	12.59	0.00
5	1.41	91.55	71.74	5.54	0.10
6	1.37	91.59	80.00	0.04	8.26
7	1.09	91.59	85.75	0.00	5.76
8	0.96	93.73	85.75	2.14	0.00
9	0.77	93.74	89.12	0.00	3.37
10	0.72	95.14	89.12	1.41	0.00
11	0.67	95.14	91.38	0.00	2.26

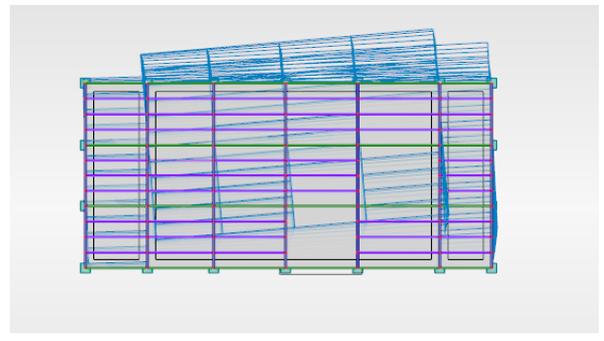
❖ **Constatation :**

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

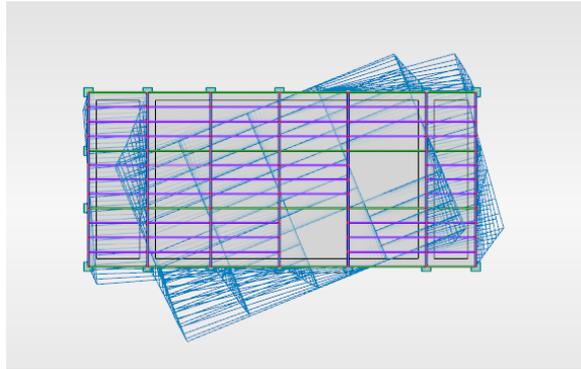
- Une période fondamentale $T=6.25$ s
- Le premier mode est un mode translation autour de x
- Le deuxième mode est un mode translation autour de y.
- Le troisième mode est un mode de torsion autour de z.



1^{er} mode translation x-x



2^{eme} mode translation y-y

3^{ème} mode torsion**Figure 5.3.: Les trois premiers modes 1^{er} modèle****Interprétation :**

Pour éviter les modes couplés il faut augmenter la rigidité latérale de la structure par ajouter des contreventements. Et l'augmentation des profilés

5.7.2 Model 2

On a ajouté des contreventements (2UPN 200 X – 2UPN 400 Y) et la nouvelle variante sera comme suivante :

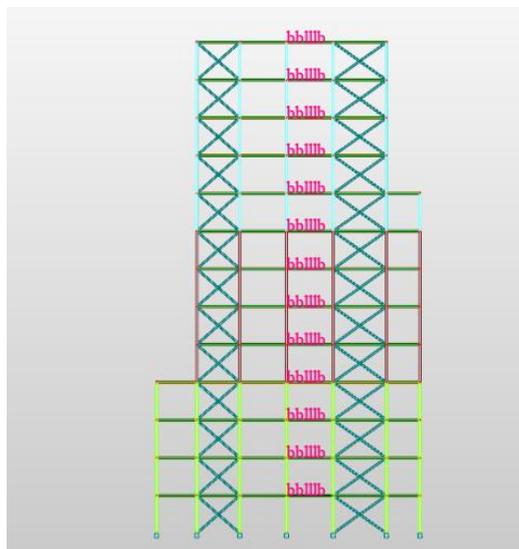
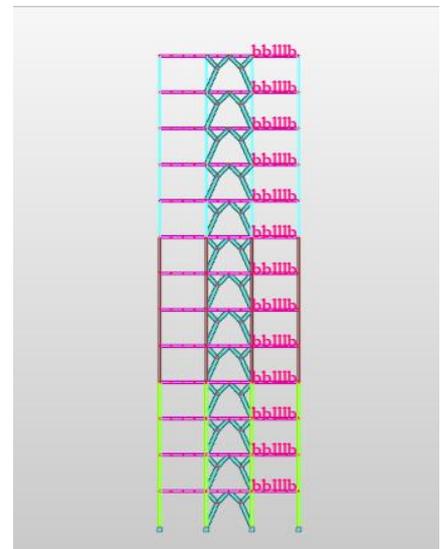
**2UPN 200 X****2UPN 400 Y****Figure 5.4.1 : contreventement X, Y**



Figure 5.4.2 : Emplacement des contreventements

Tableau 5.5 : Les sections et les profilés des éléments de 2eme choix.

ELEMENTS	ETAGES	PROFILE
Poteau	RDC - 1 ^{eme} -2 ^{étage} 3 ^{eme}	HEA340
	-4 ^{eme} -5 ^{eme} 6 ^{eme} 7 ^{eme}	HEA280
	8 ^{eme} 9 ^{eme} 10 ^{eme} 11 ^{eme} 12 ^{eme}	HEA220
Poutre principales	RDC -> 12 ^{eme} étage	IPE 300
Poutre secondaire	RDC -> 12 ^{eme} étage	IPE200
Solive	RDC -> 12 ^{eme} étage	IPE200

- **Caractéristiques dynamiques propres du modèle 2 :**

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

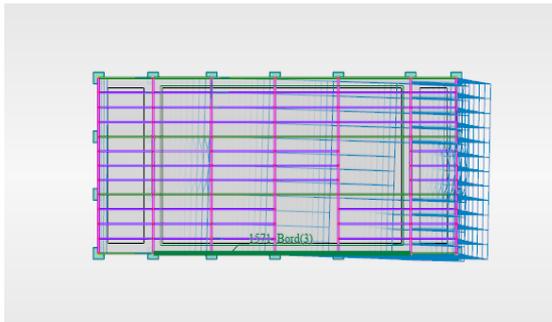
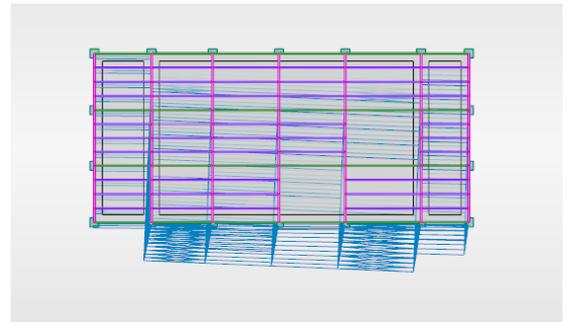
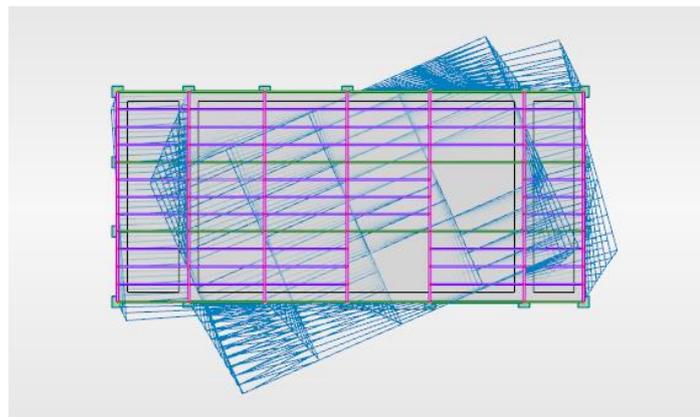
Tableau 5.6 : Participation massique du 2^{eme} modèle

Cas/Mode	Périod (sec)	Masses Cumulées UX %	Masses Cumulées UY %	Masse Modale UX %	Masse modale UY %
1	2.31	61.13	0.57	61.13	0.57
2	2.22	61.73	62.81	0.60	62.24
3	1.44	61.89	63.01	0.16	0.20
4	0.67	61.94	80.84	0.05	17.83
5	0.57	83.46	80.92	21.52	0.08
6	0.42	83.64	81.71	0.18	0.80
7	0.34	83.64	89.94	0.01	8.23
8	0.26	91.92	89.96	8.28	0.02
9	0.24	91.94	89.96	0.02	0.00
10	0.24	91.98	89.96	0.04	0.00
11	0.23	91.99	89.96	0.01	0.00
12	0.22	92.20	89.99	0.21	0.02
13	0.21	92.21	94.18	0.01	4.2

❖ **Constatation :**

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale $T=2.31$ s
- Le premier mode est un mode translation autour de x
- Le deuxième mode est un mode translation autour de y.
- Le troisième mode est un mode de rotation autour de z.
- La masse cumulée supérieur à 90% (mode 8).

1^{er} mode translation parallèle x-x.2^{eme} mode translation parallèle à y- y.3^{eme} mode de de torsion autour de z.**Figure 5.5 : Les trois premiers modes du 2^{eme} modèle.****5.7.3 Model 3**

Avec plusieurs essais On a augmenté les sections des contreventements et les sections des profiler pour éviter les modes couplés et pour diminuer la période

(C.V = 2UPN400) X

Tableau 5.7 : Les sections et les profilés des éléments (choix final)

ELEMENTS	ETAGES	PROFILE
Poteau	RDC - 1 ^{eme} -2 ^{étage} -3 ^{me}	HEA700
	4 ^{eme} -8 ^{eme}	HEA600
	9 ^{eme} étage -terrasse	HEA500
Poutre principales	RDC - 12 ^{eme} étage	HEA400
Poutre secondaire	RDC - 12 ^{eme} étage	HEA300
Solive	RDC - 12 ^{eme} étage	IPE200

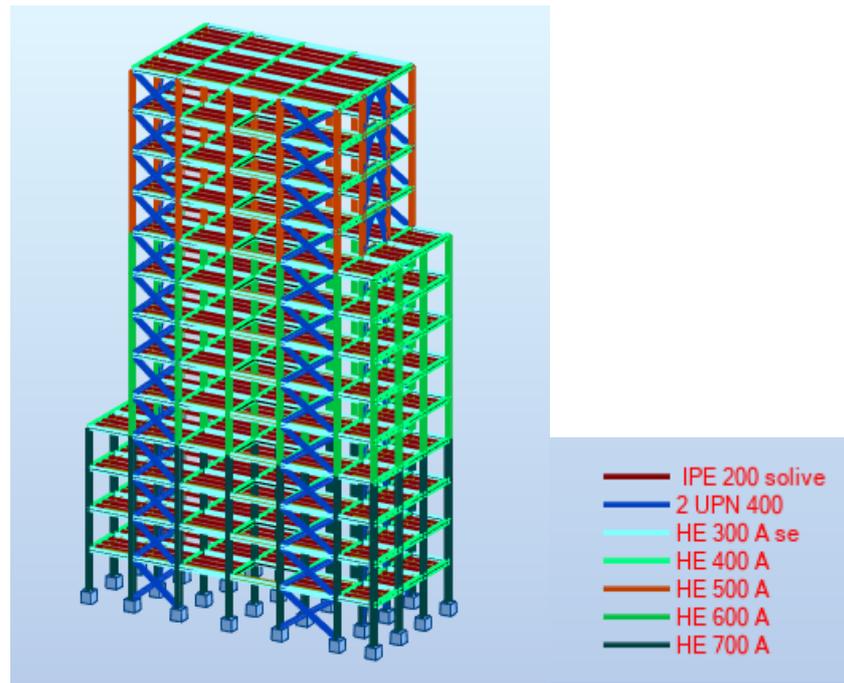


Figure 5.6 : Vue en 3D du modèle final.

- **Caractéristiques dynamiques propres du modèle 3 :**

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

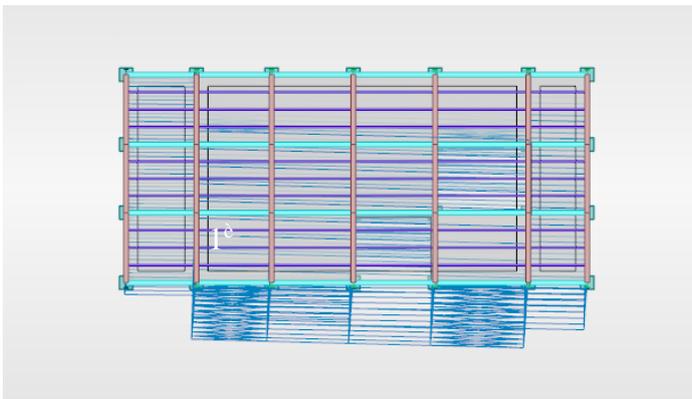
Tableau 5.8 : Participation massique du 3^{ème} modèle (final)

Cas/Mode	Périod (sec)	Masses Cumulées UX %	Masses Cumulées UY %	Masse Modale UX %	Masse modale UY %
1	1.20	63.45	0.05	63.45	0.05
2	1.16	63.49	68.41	0.05	68.37
3	0.79	63.70	68.44	0.21	0.03
4	0.38	63.78	84.41	0.08	15.98
5	0.34	83.58	84.55	19.80	0.13
6	0.26	83.89	85.40	0.31	0.85
7	0.21	83.89	91.40	0.00	6.00
8	0.16	91.15	91.43	7.25	0.03

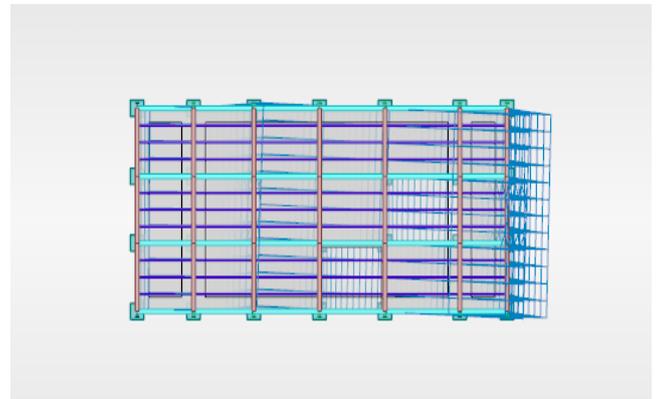
❖ Constatation :

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

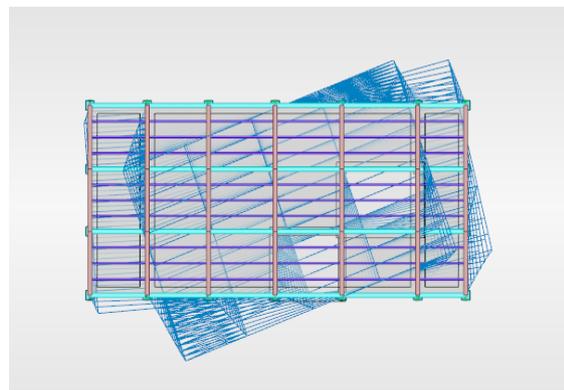
- Une période fondamentale **$T=1.20$ s.**
- Le premier mode est un mode translation autour de x
- Le deuxième mode est un mode translation autour de y.
- Le troisième mode est un mode de rotation autour de z.
- La masse cumulée supérieur à 90% (mode 8).



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



2^{eme} mode translation parallèle



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

Figure 5.7: Les trois premiers modes du 3^{eme} modèle.

5.8 Vérification des déplacements inter étage (article 5.10) [2]

Tableau 5.9 : déplacements inter étage du modèle 3

Cas/Etage	UX (cm)	UY (cm)	Dr UX (cm)	Dr UY (cm)
1	0.7	0.8	0.7	0.8
2	2.1	2.5	1.4	1.7
3	4	4.6	1.9	2.1
4	6.3	6.8	2.3	2.2
5	8.9	9.6	2.6	2.8
6	11.7	12.2	2.8	2.6
7	14.7	14.9	3.0	2.6
8	17.8	17.4	3.1	2.5
9	20.9	19.8	3.1	2.4
10	24.1	21.9	3.2	2.1
11	27.3	24.1	3.2	2.2
12	30.4	26.1	3.2	2.0
13	33.5	27.8	3.2	1.7

Condition vérifiée

5.9 Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ (les effets du second ordre) (article 5.9)

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 du 2^o ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si là

Condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \Delta_K}{V_K h_K} \leq 0,10'' \text{ Article 5.9 RPA99 version 2003 Avec :}$$

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

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

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

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

P_k : Hauteur d'étage 'k'

Tableaux 5.10: Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ

Etage	Hi [m]	Pk [kN]	Vx [kN]	Vy [kN]	Δx [cm]	Δy [cm]	Θx	Θy	Observation/y
RDC	3.74	27781	2926.2 2	3069.46	0.7	0.8	0.002	0.002	Vérifier
1 ^{ère}	3.74	25094.0	2861.4 9	3019.6	1.40	1.70	0.003	0.004	Vérifier
2 ^{ème}	3.74	22556.1	2716.9 4	2892.49	1.90	2.10	0.004	0.004	Vérifier
3 ^{ème}	3.74	20017.8	2515.8 4	2711.56	2.30	2.20	0.005	0.004	Vérifier
4 ^{ème}	3.74	17535.4	2301.4 9	2516.55	2.60	2.80	0.005	0.005	Vérifier
5 ^{ème}	3.74	15427.0	2121.7 3	2341.78	2.80	2.60	0.005	0.005	Vérifier
6 ^{ème}	3.74	13318.7	1945.1 2	2156.59	3.00	2.60	0.0055	0.043	Vérifier
7 ^{ème}	3.74	11210.3	1772.5 8	1957.05	3.10	2.50	0.052	0.038	Vérifier
8 ^{ème}	3.74	9101.98	1605.6 4	1743.01	3.10	2.40	0.047	0.034	Vérifier
9 ^{ème}	3.74	7006.25	1435.1 6	1510.79	3.20	2.10	0.042	0.026	Vérifier
10 ^{ème}	3.74	5258.38	1252.3 5	1276.0	3.20	2.20	0.036	0.024	Vérifier
11 ^{ème}	3.74	3510.51	976.93	958.09	3.10	2.00	0.030	0.020	Vérifier

Conclusion :

D'après l'analyse dynamique de la structure, et la comparaison avec le code algérien on peut dire que notre structure résiste bien à l'action sismique malgré qu'elle soit implantée en zone de forte sismicité ce qui explique bien le rôle des systèmes de contreventements utilisés.

6.1 Introduction

Les structures métalliques sont pour la plupart constituées d'éléments fléchis, comprimés ou simultanément comprimés et fléchis, les éléments constituent l'ossature de notre bâtiment, le calcul de cette dernière exige que sous toutes les combinaisons d'action possibles.

6.2 Vérification des poteaux

6.2.1 Poteaux HEA 700 (RDC, 1^{er}, 2^{eme}, 3^{eme} étage)

- Vérification du flambement

Les éléments sollicités en flexion et en compression axiale doivent satisfaire à la condition suivante :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \times A \times f_y / \gamma_{M1}} + \frac{K_y \times M_{y.sd}}{W_{el.y} \times f_y / \gamma_{M1}} + \frac{K_z \times M_{z.sd}}{W_{el.z} \times f_y / \gamma_{M1}} \leq 1 \quad (5.51) [3].$$

Les efforts repris par le poteau sont :

$$N_{sd}^{\max} = 3622.87 \text{ KN}$$

Détermination de la longueur de flambement

$$\frac{L_f}{L_0} = \sqrt{\frac{(1 - 0.2 \times (\eta_1 + \eta_2) - 0.12 \times (\eta_1 \eta_2))}{(1 - 0.8 \times (\eta_1 + \eta_2) + 0.6 \times (\eta_1 \eta_2))}}$$

$\eta_1; \eta_2$: Facteurs de distribution pour poteaux continus.

$$\eta_1 = \frac{\sum K_{poteaux}}{\sum K_{poteaux} + \sum K_{poutres}}$$

$$\eta_2 = \frac{\sum K_{poteaux}}{\sum K_{poteaux} + \sum K_{poutres}}$$

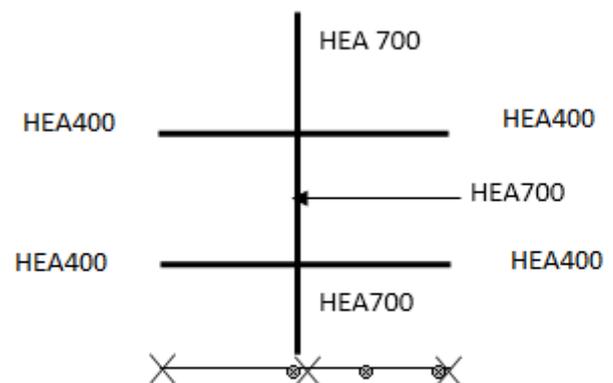


Figure 6.1: Vérification de poteau HEA700.

$$K_{poteaux} : \text{sont les rigidités des poteaux} = \frac{I}{H}$$

$$K_{poutre} : \text{Rigidité des poutres} = \frac{I}{L}$$

$$K_{poteaux} = \frac{215300}{3740} = 575660 \text{ mm}^3$$

$$K_{poutre} \text{ à } i=5.7\text{m} = \frac{45070 \times 10^3}{5700} = 79070 \text{ mm}^3$$

$$K_{poutre} \text{ à } i=5\text{m} = 45070 \frac{\times 10^3}{5000} = 90140 \text{ mm}^3$$

$$\eta_1 = 0.87$$

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

$$L_{fy} = 250.2 \text{ cm}$$

$$L_{fz} = L = 233.37 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = \frac{250.206}{28.75} = 8.67$$

$$\lambda_z = \frac{233.76}{68.4} = 34.11$$

On a $\lambda_y < \lambda_z \Rightarrow$ le flambement se produit autour de l'axe (Z-Z)

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \times \sqrt{B\alpha} \text{ et } \beta_A = 1 \text{ section de classe 3.}$$

$$\lambda_1 = 93.91 \zeta \text{ avec : } \zeta = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \text{ } f_y = 275 \text{ Mpa} \Rightarrow \zeta = 0.924$$

Sur Y-Y

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda_y}{93.91 \varepsilon} = \frac{8.67}{86.81} = 0.1 \text{ AVEC } \alpha = 0.21$$

$$\phi = 0,5 \times (1 + \alpha \times (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2) = 0,5 \times (1 + 0,21 \times (0,1 - 0,2) + 0,1^2) = 0,49$$

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = \frac{1}{0,49 + \sqrt{0,49^2 - 0,1^2}} = 1$$

Sur Z-Z

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda_z}{93.91 \varepsilon} = \frac{34.11}{86.81} = 0.34 \text{ Avec : } \alpha = 0.34$$

$$\phi = 0,5 \times (1 + \alpha \times (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2) = 0,5 \times (1 + 0,34 \times (0,34 - 0,2) + 0,34^2) \\ = 0,596$$

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = \frac{1}{0,596 + \sqrt{0,596^2 - 0,34^2}} = 0,861$$

$$\chi_y > \chi_z \text{ donc } \chi_{\min} = 0,861$$

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y} \text{ mais : } k_y \leq 1,50$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y \times (2 \times \beta_{My} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \text{ mais : } \mu_y \leq 0,90$$

Avec :

β_{My} : Facteur de moment uniforme équivalent.

$$\beta_{M\phi} = 1,8 - 0,7 \times \phi$$

$$\text{avec : } \phi = \frac{M_{\min}}{M_{\max}}$$

$$\phi = \frac{M_{\min}}{M_{\max}} = \frac{2376}{2376} = 1$$

Avec :

$$W_{ply} = 7032 \text{ cm}^3 \text{ et } W_{ely} = 6241 \text{ cm}^3$$

A.N :

$$\beta_{My} = 1,1$$

$$\mu_y = -0,05 < 0,90 \quad (\text{OK})$$

$$K_y = 1 - \frac{-0,15 \times 3622,87 \times 10^3}{1 \times 26050 \times 275} = 1,02 \leq 1,5 \quad \text{ok}$$

$$K_z = 1 - \frac{\mu_z \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y} \text{ avec : } k_z \leq 1,5$$

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z \times (2 \times \beta_{M\phi} - 4) + \left(\frac{W_{plz} - W_{elz}}{W_{elz}} \right)$$

$$\beta_{M\phi} = 1,8 - 0,7 \times \phi \text{ Avec } \phi = \frac{M_{\min}}{M_{\max}}$$

$$\phi = \frac{M_{\min}}{M_{\max}}$$

Avec

$$W_{plz} = 1257\text{cm}^3 \text{ et } W_{elz} = 811.90\text{cm}^3$$

A.N :

$$\beta_{Mz} = 1.1$$

$$u_z = -0.15 < 0.9 \quad (\text{OK})$$

$$K_z = 1 + \frac{-0.05 \times 3622.87 \times 10^3}{0.95 \times 26050 \times 275} = 1.07 \leq 1.5$$

• **Vérification :**

$$\frac{3622.87 \times 10^3}{0.95 \times 26050 \times 275 / 1.1} + 1.02 \frac{12320 \times 10^3}{6241000 \times 275 / 1.1} + 1.07 \frac{12.91 \times 10^3}{811900 \times 275 / 1.1} = 0.17 \leq 1$$

Condition vérifiée.

6.2.2 Poteaux HEA 500 (4^{eme}, 5^{eme}, 6^{eme}, 7^{em}, 8^{em} étage) :

• **Vérification du flambement :**

Les éléments sollicités en flexion et en compression axiale doivent satisfaire à la condition suivante :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \times A \times f_y / \gamma_{M1}} + \frac{K_y \times M_{y.sd}}{W_{el.y} \times f_y / \gamma_{M1}} + \frac{K_z \times M_{z.sd}}{W_{el.z} \times f_y / \gamma_{M1}} \leq 1$$

Le tableau ci-dessous regroupe les résultats calculés manuellement :

Tableau 6.1: Vérification de flambement poteau HEA 500

Profilé	$\frac{L_F}{L_0}$		Les coefficients			Valeur finale	Condition (≤ 1) ?
	$\frac{L_{Fy}}{L_0}$	$\frac{L_{Fz}}{L_0}$	χ_{\min}	K_y	K_z		
HEA 500	1.112	1.00	0,801	1.136	1.12	0.305	Vérifiée

6.2.3 Poteaux HEA 400 (9^{eme} 10^{eme} 11^{eme} 12^{eme} étages)

• Vérification du flambement

Les éléments sollicités en flexion et en compression axiale doivent satisfaire à la condition suivante :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times A \times f_y / \gamma_{M1}} + \frac{K_y \times M_{y.sd}}{W_{pl.y} \times f_y / \gamma_{M1}} + \frac{K_z \times M_{z.sd}}{W_{pl.z} \times f_y / \gamma_{M1}} \leq 1$$

Le tableau ci-dessous regroupe les résultats calculés manuellement :

Tableau 6.2: Vérification de flambement poteau HEA 400.

Profilé	$\frac{L_F}{L_0}$		Les coefficients			Valeur finale	Condition (≤ 1)?
	$\frac{L_{Fy}}{L_0}$	$\frac{L_{Fz}}{L_0}$	χ_{min}	K_y	K_z		
HEA 400	1.85	1.00	0.810	1.021	1.030	0.2	Vérifiée

6.3 Vérification des contreventements

Les contreventements par palées de stabilité sont tendus ou comprimés, il faut donc faire les vérifications à la compression simple et à la traction.

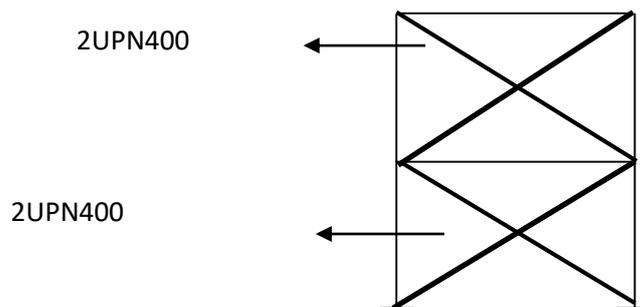


Figure 6.2: Stabilité en X (2UPN400)

D'après le logiciel ROBOT, la combinaison de charge la plus défavorable est $G + Q + 1.25Ex$

$N_{sd} = 894.3KN$

Vérifications à la compression simple

$N_{sd} \leq N_R = \chi \times \beta_A \times A \times f_y / \gamma_{m1}$

$N_{sd} = 894.3KN$

$$N_R = \chi \times \beta_A \times A \times f_y / \gamma_{m1}$$

$$A=91.5 \text{ cm}^2$$

$$i_y = 14.9 \text{ cm}$$

$$i_z = 3.04 \text{ cm}$$

$$L=6.16 \text{ m}$$

$$\begin{cases} \lambda_y = \frac{L_f}{i_y} = \frac{616}{14.9} = 61.47 \\ \lambda_z = \frac{L_f}{i_z} = \frac{616}{3.04} = 202.63 \end{cases} \Rightarrow \lambda_z > \lambda_y \text{ (Axedeflambementz - z)}$$

Remarque :

Pour les sections en 2UPN400 la courbe de flambement est " B":

$$\bar{\lambda}_z = 2.33$$

$$\chi_{\min} = 0.15$$

Donc :

$$N_{sd} = 894.30 / 2 = 447.15 \text{ KN} < N_r = 0.15 \times 1 \times 91.5 \times 2 \times 10^2 \times \frac{275}{1.1} = 686.25 \text{ KN}$$

condition vérifiée.

Vérifications à la traction simple

Fx=894.30 kN rebot 2019

UPN400

$$N_{sd} = 894.3 \text{ KN} \leq N_{pl,rd} = 9150 \times 10^2 \times \frac{275}{1.1} = 2287.5 \text{ KN} \quad \text{condition vérifiée.}$$

7.1. Introduction

La conception et le calcul des assemblages revêtent, en construction métallique, une importance équivalente à celle du dimensionnement des pièces pour la sécurité finale de la construction.

En effet, les assemblages constituent des points de passage obligé pour les sollicitations régnant dans les différents composants structurels en cas de défaillance d'un assemblage, c'est bien le fonctionnement global de la structure qui est remis en cause.

Un assemblage est un dispositif qui permet de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elles, en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations entre les pièces, sans générer de sollicitation parasites notamment la torsion.

On distingue parmi les assemblages

- Les assemblages articulés.
- Les assemblages encastrés (rigides).

Les principaux modes d'assemblage

- Le rivetage.
- Le boulonnage.
- Le soudage.
- Le collage.

7.2. Calcul des assemblages

7.2.1. Assemblage Poteau –Poutre (HEA700-HEA400) selon [EC-3]

A- Vérification manuelle

7.2.1. 1 Efforts sollicitant

Les efforts sollicitant de l'assemblage sous la combinaison $G + Q + 1.5E_y$

$$M_{sd} = -433.25 \text{ Kn.m}$$

$$V_{sd} = 241.54 \text{ kN}$$

7.2.1. 2 Calcul de la soudure poutre HEA400

a- Calcul de l'épaisseur du cordon sur la semelle selon [EC-3]

$$L_1 = 300\text{mm}$$

$$L_2 = 144.5\text{mm}$$

$$L_3 = 352\text{mm}$$

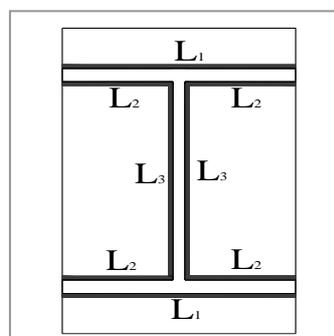


Figure 7.1 Assemblage soudé poutres –platine.

h = la hauteur du profilé.

➤ La nuance d'acier utilisé est S275 donc $\begin{cases} \beta_w = 0,85 \\ \gamma_{mw} = 1,3 \\ f_u = 430 \end{cases}$

La longueur totale des cordons de soudure de la semelle $l_1 = 300 \text{ mm}$

$$\frac{\sqrt{2} \times M_{sd} \times \frac{h}{2}}{I_{sy}} \leq \frac{f_{us}}{\beta_w \times \gamma_{MW}}$$

$$I_{sy} = 2I_1 + 4I_2$$

$$I_1 = l_1 \times a \times \left(\frac{h}{2}\right)^2 = 300 \times \left(\frac{390}{2}\right)^2 \times a = 11.4 \times 10^6 \times a$$

$$I_2 = l_2 \times a \times \left(\frac{h}{2} - t_f\right)^2 = 144.5 \times a \times \left(\frac{390}{2} - 19\right)^2 = 4.47 \times 10^6 \times a$$

$$I_{sy} = 2 \times 4.35 \times 10^6 \times a + 4 \times 1.79 \times 10^6 \times a = 15.86 \times 10^6 \times a$$

$$a_s \geq \frac{\sqrt{2} \times 433.25 \times 10^6 \times 190 \times 0.85 \times 1.1}{430 \times 40.64 \times 10^6} = 6.39 \text{ mm}$$

On prend $a_s = 10 \text{ mm}$

b- Calcul de l'épaisseur du cordon sur l'âme

$$a_w \geq \frac{\sqrt{3} \times V_{sd} \times \beta_w \times \gamma_{MW}}{2 \times l_3 \times f_u}$$

➤ La nuance d'acier utilisé est S275 donc $\begin{cases} \beta_w = 0,85 \\ \gamma_{mw} = 1,3 \\ f_u = 430 \text{ MPa} \end{cases}$

La longueur totale des cordons de soudure de l'âme $l_3 = 307 \text{ mm}$

$$a_w \geq \frac{\sqrt{3} \times 241.54 \times 10^3 \times 1.3 \times 0.85}{2 \times 352 \times 430} \times 10^3 = 1.52 \text{ mm}$$

On prend $a_w = a_s = 10 \text{ mm}$

7.2.1. 3 Choix de diamètre du boulon

Epaisseur de la platine : $é_p = 20 \text{ mm}$

- $t \leq 10 \text{ mm}$ $d = (12 ; 14) \text{ mm}$
- $10 \leq t \leq 25 \text{ mm}$ $d = (16 ; 20 ; 24) \text{ mm}$
- $t > 25 \text{ mm}$ $d = (24 ; 27 ; 30) \text{ mm}$

On à l'épaisseur de la platine $t = 20 \text{ mm}$ alors on prend $\emptyset = 24 \text{ mm}$.

7.2.1. 4 Détermination du nombre de boulons nécessaires

Condition de la résistance au cisaillement des boulons :

$$F_{v,sd} \leq F_{v,rd} \quad F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n}$$

$$F_{v,rd} = 0,6 f_{ub} \cdot A_s / \gamma_{Mb} \quad \text{Boulons HR classe 8.8}$$

$$n \geq \frac{V_{sd} \times \gamma_{Mb}}{0,6 \times A_s \times f_{ub}}$$

$$n \geq \frac{241.54 \times 1.25}{0,6 \times 353 \times 800} \times 10^3 = 1.78$$

$$\text{On prend } n = 10 \text{ (boulons)} \quad \left\{ \begin{array}{l} n_2 = 2 \text{ (nombre de file)} \\ n_1 = 5 \text{ (nombre des boulons par ranger)} \end{array} \right.$$

a- Disposition constructive

On a l'épaisseur de la platine égale à 20 mm alors on prend deux files de 5 boulons HR de diamètre $\emptyset = 24$ mm, classe 8.8

Distance entre axe des boulons

$$d_0 = \emptyset + 2 = 24 + 2 = 26 \text{ mm.}$$

$$1.2d_0 \leq e_1 \leq \max(12t, 150\text{mm}) \Rightarrow 31.2 \text{ mm} \leq e_1 \leq 240 \text{ mm}$$

$$2.2d_0 \leq p_1 \leq \min(14t, 200\text{mm}) \Rightarrow 57.2 \text{ mm} \leq p_1 \leq 200 \text{ mm} \quad (\text{EC3.art.6.5.1.4})$$

$$1.5d_0 \leq e_2 \leq \max(12t, 150\text{mm}) \Rightarrow 39\text{mm} \leq e_2 \leq 240 \text{ mm}$$

$$3d_0 \leq p_2 \leq \min(14t, 200\text{mm}) \Rightarrow 78 \text{ mm} \leq p_2 \leq 200 \text{ mm}$$

$$p_1 = 140 \text{ mm}$$

$$p_2 = 150\text{mm}$$

$$e_1 = 80\text{mm}$$

$$e_2 = 70 \text{ mm}$$

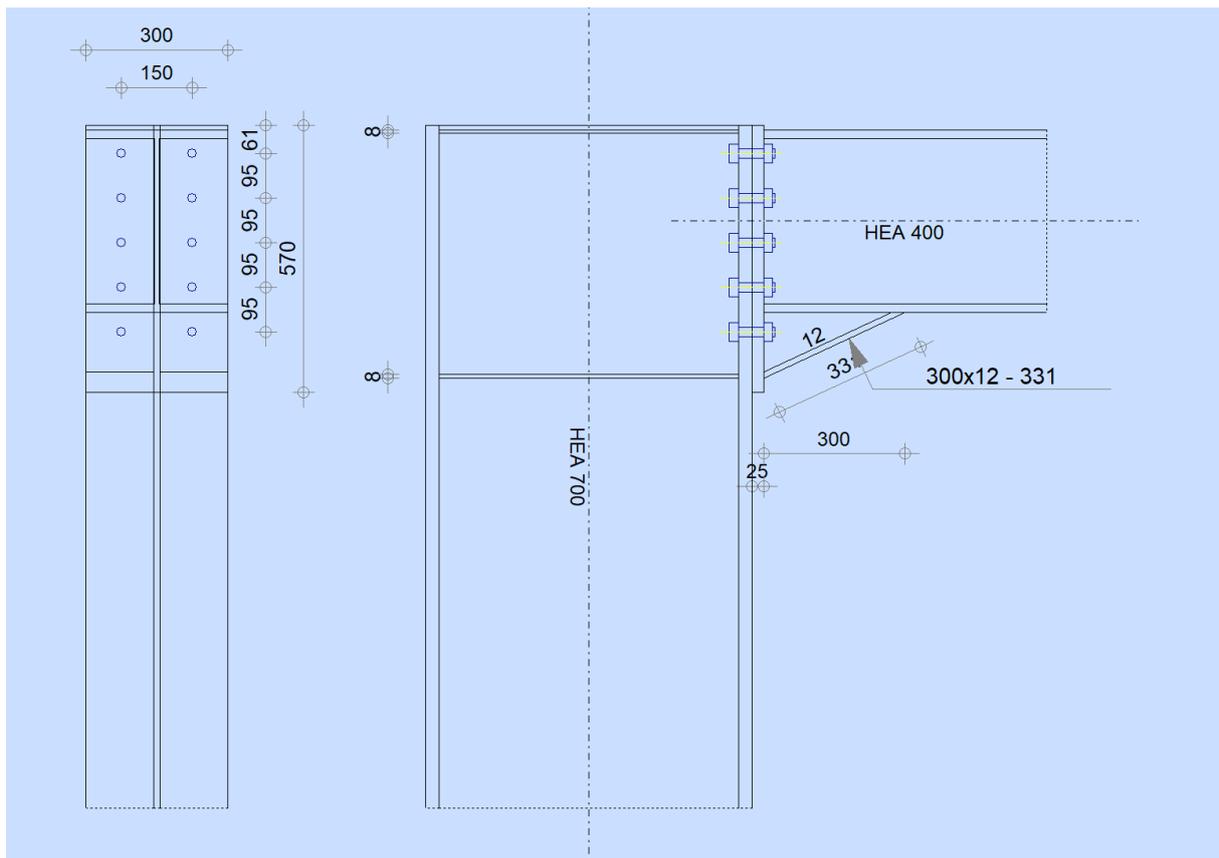


Figure.7.2 Assemblage poteau – poutre

b- Détermination des efforts dans les boulons

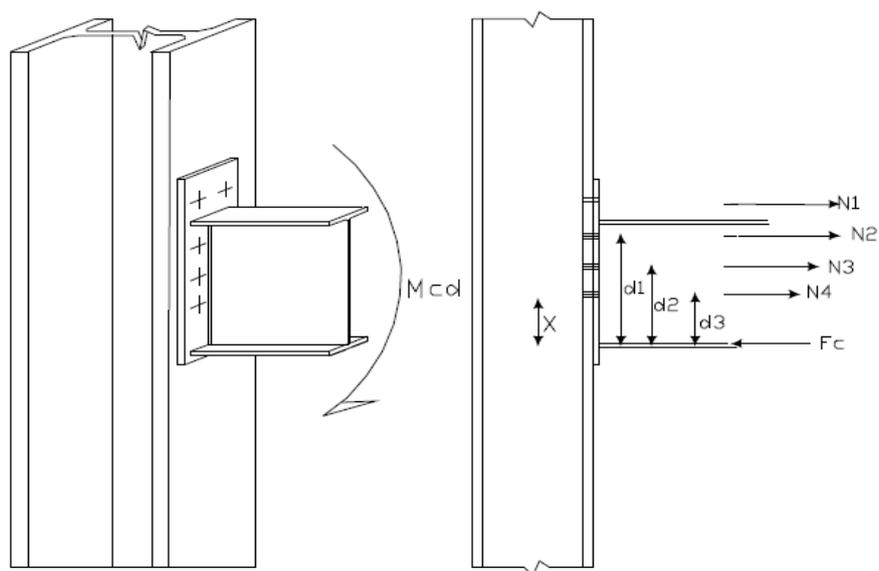


Figure 7. 3 Distribution des boulons sur la platine d'extrémité.

- **Position de l'axe neutre**

$$X = t_f \sqrt{\frac{b}{t_w}} = 11.5 \times \sqrt{\frac{300}{11}} = 99.22 \text{ mm}$$

$$N_i = \frac{M \cdot d_i}{\sum d_i^2} ;$$

$$d_1 = 680 \text{ mm}$$

$$d_2 = 530 \text{ mm}$$

$$d_3 = 380 \text{ mm}$$

$$d_4 = 230 \text{ mm}$$

$$d_5 = 50 \text{ mm}$$

$$\sum d_i^2 = 943.1 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

$$N_1 = \frac{M \cdot d_1}{\sum d_i^2} = \frac{433.25 \times 10^6 \times 680}{943.1 \times 10^3} = 312.38 \text{ kN}$$

Il faut vérifier que

$$N_1 \leq n_0 F_{p,c,d}$$

$n_0 = 2$ pour une rangée.

Avec $F_{p,c,d} = 0,7 \times f_{ub} \times A_s$ (**EC3.art.6.5.8.2**)

F_p : L'effort de précontrainte autorisé dans les boulons.

f_{ub} : La contrainte de rupture du boulon, vaut 800 MPa pour les boulons HR 8.8 .

A_s : L'aire de la section du boulon.

$$A_s = 353 \text{ mm}^2$$

$$N_1 = 312.38 \text{ kN} \leq 2 \times (0,7 \times 800 \times 353) = 395.36 \text{ kN} \text{ Donc la condition est vérifiée}$$

c- Moment résistant effectif de l'assemblage

$$M_{Rd} = \frac{N \times \sum d_i^2}{d_1}$$

$$N = F_{p,c,d} = 0,7 \times f_{ub} \times A_s = 197.68 \text{ kN} \text{ Pour un boulon.}$$

Pour une rangée (de deux boulons)

$$2 \times N = 197.68 \times 2 = 395.36 \text{ kN}$$

D'où

$$M_{Rd} = \frac{395.36 \times 10^3 \times 943.1 \times 10^3}{680} = 548.33 \text{ kN.m}$$

$M_{sd} = 433.25 \text{ KN.m} \leq M_{Rd} = 548.32 \text{ KN.m}$ Donc la condition est vérifiée.

d- La résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant

Condition à vérifier : $F_{v,sd} \leq F_{v,Rd}$

L'effort tranchant par boulon :

$$V_{sd} = 241.54 \text{ KN}$$

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n} = \frac{241.54}{10} = 24.11 \text{ KN}$$

La résistance au glissement $F_{s,Rd}$:

$$F_{v,Rd} = \frac{k_s \times F_p \times n \times \mu}{\gamma_{ms}}$$

$k_s=1$ Pour des trous avec tolérances nominales normales.

$\mu = 0,3$ Surfaces nettoyées par brossage métallique ou à la flamme avec enlèvement de la rouille.

$n = 1$ Nombre d'interfaces de frottement.

$\gamma_{ms} = 1,25$ Pour les résistances au glissement à L'ELU.

$F_p = 197.68 \text{ KN}$ la résistance du boulon.

$$F_{v,Rd} = \frac{1 \times 197.68 \times 1 \times 0,3}{1,25} = 47.44 \text{ KN}$$

$F_{v,sd} = 24.11 \text{ KN} \leq F_{v,Rd} = 47.44 \text{ KN}$ Donc la condition est vérifiée.

e- Résistance de l'âme du poteau en traction

Il faut vérifier que : $F_t \leq F_{t,Rd}$

$$F_{t,Rd} = f_y \times t_w \times \frac{b_{eff}}{\gamma_{M0}} \text{ (EC3.art.2.2.3)}$$

t_w épaisseur d'âme de poteau = 14.5 mm

b_{eff} entraxe rangées boulons = 140 mm

$$F_{t,Rd} = 275 \times 14.5 \times \frac{140}{1} = 558.25 \text{ KN}$$

$$\text{Avec } F_t = \frac{M}{h - t_f}$$

$$h = 690 \text{ mm } t_f = 27 \text{ mm}$$

Donc :

$$F_t = \frac{433.25 \times 10^6}{690 - 27} = 653.46 \text{ KN}$$

$F_t > F_{t,Rd} \Rightarrow$ Condition non vérifiée (déformation de l'âme du poteau).

La condition n'étant pas satisfaite, on choisit un raidisseur d'épaisseur égale à $e_r = 10$ mm

f- Résistance de l'âme de poteau en compression (non raidie)

Il faut vérifier que : $\sigma_n \leq f_y$

Avec :

σ_n : Contrainte normale de compression dans l'âme du poteau.

$$\sigma_n = \frac{V_{sd}}{A} + \frac{M_{sd}}{W_{ely}}$$

$$\sigma_n = \frac{241.54 \times 10^3}{260.5 \times 10^2} + \frac{433.25 \times 10^6}{6241 \times 10^3} = 78.69 \text{ MPa}$$

$\sigma_n = 78.69 \text{ MPa} < f_y = 275 \text{ MPa}$ Donc la condition est vérifiée.

g- Résistance de l'âme de poteau au cisaillement

Il faut vérifier que : $F_v \leq V_R$

$$V_R = \frac{0,58 \times f_y \times h_p \times t_{wc}}{\gamma_{M0}}$$

Avec

h_p : la hauteur de profilé (poteau) $h_p = 690$ mm.

t_{wc} : épaisseur de l'âme (poteau) $t_{wc} = 14.5$ mm

$$V_R = \frac{0,58 \times 275 \times 690 \times 14.5}{1} \times 10^{-3} = 1595.79 \text{ kN}$$

L'effort de cisaillement vaut

$$F_v = \frac{M}{h - t_f}$$

$$h = 690 \text{ mm} \quad t_f = 27 \text{ mm}$$

Donc

$$F_v = \frac{433.25 \times 10^6}{690 - 27} = 653.46 \text{ KN}$$

$F_v = 653.46 \text{ KN} < V_R = 1595.79 \text{ kN}$

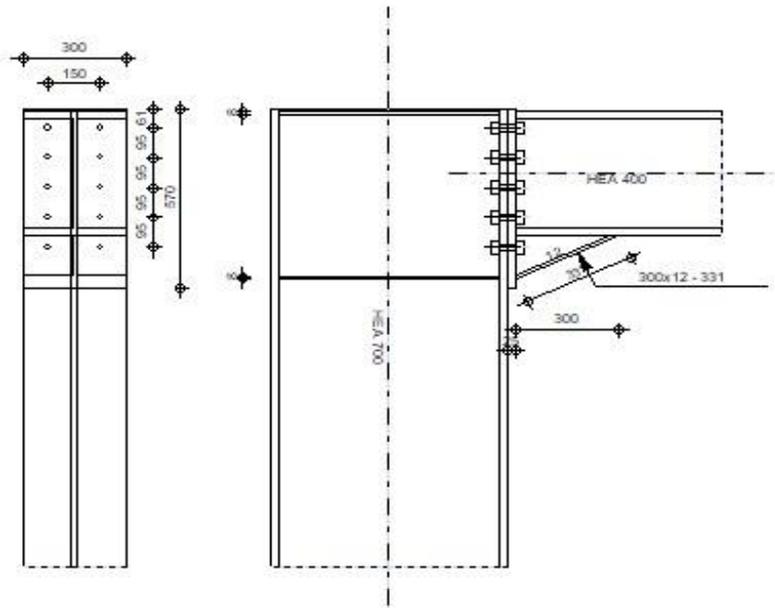
Condition vérifiée



Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019

Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau

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

Ratio
0,94**Figure 7.2.2:** Assemblage poteau-poutre (REBOT 2019)**7.2.2 Assemblage poutre HEA400 –solive IPE200**

On va traiter cet assemblage manuellement.

7.2.2.1 ASSEMBLAGES PAR DOUBLE CORNIERE

L'assemblage est réalisé à l'aide de deux cornières qui relie l'extrémité de la solive en **IPE200** avec l'âme de la poutre en **HEA400**, avec une file verticale de deux boulons.

Caractéristiques géométriques des profilés et données mécaniques

Poutre HEA400

$$h = 390\text{mm}; b=300 \text{ mm}; t_f=19\text{mm}; t_w=11 \text{ mm}; A=158.98\text{cm}^2$$

Solive IPE200

$$h = 200 \text{ mm}; b=100 \text{ mm}; t_f=8.5 \text{ mm}; t_w=5.6\text{mm}; A=28.48\text{cm}^2$$

• Données de calcul

- Effort tranchant : $V_{sd} = 35.62 \text{ KN}$

7.2.1.2. Choix de diamètre du boulon

Cornière 100×100×10mm

Epaisseur de la platine : ép = 10 mm

- $t < 10$ mm $d = (12 ; 14)$ mm
- $10 \leq t \leq 25$ mm $d = (16 ; 20 ; 24)$ mm
- $t > 25$ mm $d = (24 ; 27 ; 30)$ mm

On à l'épaisseur de la platine $t = 10$ mm alors on prend $\emptyset = 16$ mm, classe 5.6**Le choix des boulons**On choisit 4 boulons de diamètre ($\emptyset 16$) de classe 5.6

$$d_0 = d + 2\text{mm} = 18\text{mm}$$

a- Distance entre axe des boulons

$$\begin{array}{ll}
 1.2d_0 \leq e_1 \leq \max(12t, 150\text{mm}) & \mathbf{24\text{mm} \leq e_1 \leq 150\text{mm}} \\
 2.2d_0 \leq p_1 \leq \min(14t, 200\text{mm}) \Rightarrow & \mathbf{44\text{mm} \leq p_1 \leq 200\text{mm}} \quad (\text{EC3.art.6.5.1.4}) \\
 1.5d_0 \leq e_2 \leq \max(12t, 150\text{mm}) & \mathbf{30\text{mm} \leq e_2 \leq 180\text{mm}} \\
 3d_0 \leq p_2 \leq \min(14t, 200\text{mm}) & \mathbf{60\text{mm} \leq p_2 \leq 200\text{mm}} \\
 e_1 = 35\text{mm} ; p_1 = 60\text{mm} \\
 e_2 = 35\text{mm} ; p_2 = 60\text{mm}
 \end{array}$$

b- Vérification de la résistance des boulons au cisaillement par plan de cisaillement :Il faut vérifier que $V_{sd} \leq F_{v,rd}$

$$F_{v,rd} \leq \frac{0,6f_{ub} \times A_s}{\gamma_{Mb}} \quad (\text{EC3. tab. 6. 5. 3})$$

- $f_{ub} = 500$ N/mm²

Section résistante en traction $A_s = 157$ mm²Résistance des boulons à la traction $\gamma_{Mb} = 1,25$

$$F_{v,rd} \leq \frac{0,6 \times 500 \times 157}{1,25} = 37,68\text{kN}$$

Il y a 2 boulons en double cisaillement donc

$$F_{v,rd} = n \times F_{v,rd} = 2 \times 37,68 = 75,36 \text{ kN}$$

 $V_{sd} = 37,68 \text{ kN} < F_{v,rd} = 75,36 \text{ kN}$ Donc la condition est vérifiée**e- Vérification de la pression diamétrale**Il faut vérifier que : $F_{v,sd} \leq F_{b,rd}$

$$F_{b,rd} = \frac{2,5\alpha \times f_u \times d \times t}{\gamma_{Mb}} \quad (\text{EC3. tab. 6.5.3})$$

 $F_{b,rd}$: résistance de calcul à la pression diamétrale par boulon $F_{v,sd}$: Effort de cisaillement de calcul par boulon

f_u : La résistance à la traction des cornières

$$\alpha = \min \left\{ \frac{e_1}{3 \times d_0}, \frac{p_1}{3 \times d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1 \right\} = \min (0.58 ; 0.75 ; 1.16 ; 1) = 0.64$$

$$F_{b,rd} = \frac{2,5 \times 0.64 \times 430 \times 16 \times 10}{1,25} = 88.06 \text{ kN}$$

Pour un boulon on a

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{4} = 8.9 \text{ kN} < F_{brd} = 88.064 \text{ KN} \quad \text{Donc la pression diamétrale est vérifiée.}$$

7.2.3 Assemblage poteau HEA700 –poteau HEA700

IDEA StatiCa

Nom	Section transversale	β – Direction [°]	γ – Angle [°]	α – Rotation [°]	Décalage ex [mm]	Décalage ey [mm]	Décalage ez [mm]	Efforts dans
B1	4 - HEA700	0,0	0,0	0,0	5	0	0	Noeud
B2	5 - HEA700	180,0	0,0	0,0	5	0	0	Noeud

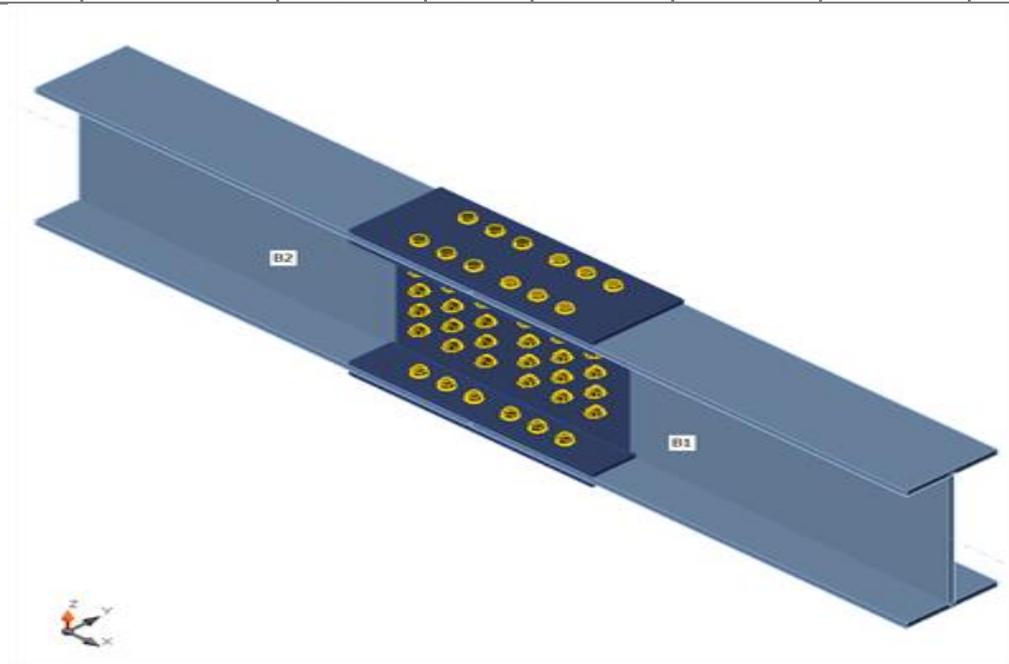


Figure 7.4: Assemblage poteau HEA700 –poteau HEA700

Sections transversales

Nom	Matériau
4 - HEA700	S 275
5 - HEA700	S 275

Boulons

Nom	Groupe de boulons	Diamètre [mm]	f_u [MPa]	Superficie brute [mm ²]
M24 8.8	M24 8.8	24	800,0	452

Chargements (équilibre n'est pas exigé)

Nom	Élément	N [kN]	V _y [kN]	V _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]
LE1	B1	1236,0	14,7	71,6	0,0	-173,0	0,0

Verification

Sommaire

Nom	Valeur	Résultat
Analyse	100,0%	OK
Platines	0,0 < 5%	OK
Boulons	75.6 < 100%	OK
Voilement	Pas calculé	

Platines

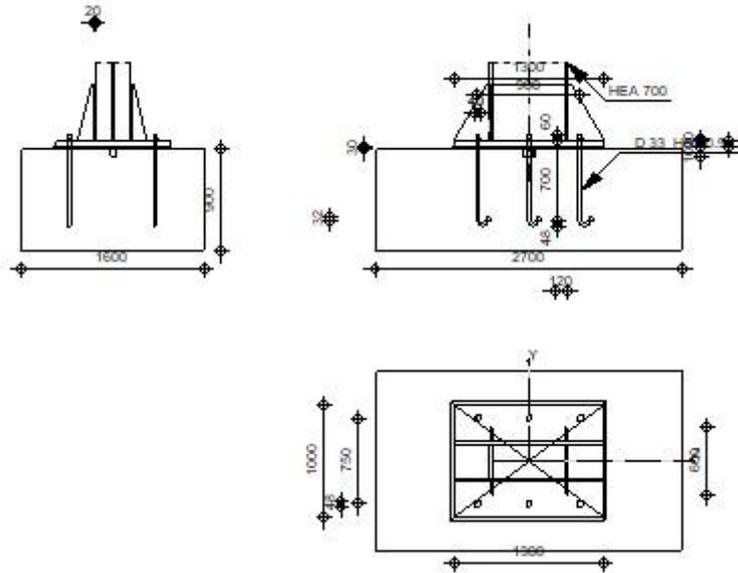
Nom	Épaisseur [mm]	Charges	σ_{Ed} [MPa]	ϵ_{PI} [%]	Résultat
B1-bfl 1	27,0	LE1	156,8	0,0	OK
B1-tfl 1	27,0	LE1	63,4	0,0	OK
B1-w 1	14,5	LE1	173,9	0,0	OK
B2-bfl 1	27,0	LE1	165,9	0,0	OK
B2-tfl 1	27,0	LE1	43,1	0,0	OK
B2-w 1	14,5	LE1	210,0	0,0	OK
SPL1a	20,0	LE1	44,5	0,0	OK
SPL1b	20,0	LE1	43,9	0,0	OK
SPL1c	20,0	LE1	45,3	0,0	OK
SPL2a	20,0	LE1	147,5	0,0	OK
SPL2b	20,0	LE1	120,5	0,0	OK
SPL2c	20,0	LE1	121,5	0,0	OK
SPL3a	20,0	LE1	80,5	0,0	OK
SPL3b	10,0	LE1	129,3	0,0	OK

Données de conception

Matériau	f_y [MPa]	ϵ_{lim} [%]
S 275	275,0	5,0

7.3 Calcul des pieds de poteaux :

	<p>Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019</p> <p>Calcul du Pied de Poteau encastré</p> <p>Eurocode 3: NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009 + CEB Design Guide: Design of fastenings in concrete</p>	
		<p>Ratio 0,80</p>



GENERAL

Figure 7.6 : Pied de Poteau encastré

Assemblage N°: 1
 Nom de l'assemblage : Pied de poteau encastré
 Noeud de la structure: 12

8.1 Introduction

On appelle fondation la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise au quel sont transmises toutes les charges et surcharges supportées par l'ouvrage. Donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

Il existe plusieurs types de fondations :

- Fondation superficielle :
 - Semelle isolée
 - Semelle filante
 - Radier général
- Fondation profonde (semelle sur pieux).

8.2 Fonctions assurées par les fondations

Dans le cas le plus général, un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
- Une force horizontale résultant, dû à l'action du vent ou du séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- Un moment qui peut être de grandeur variable et s'exercer dans des plans différents.

8.3 Choix du type de fondations

Il y a plusieurs facteurs qui rentrent en jeu, on peut citer :

- Contrainte du sol (σ_{sol}). L'étude géotechnique du site d'implantation de notre ouvrage, a donné une contrainte admissible égale à 2 bars.
- La classification du sol.
- Les efforts transmis à la base.

Remarque

Les semelles reposent toujours sur une couche de béton de propreté de 5 à 10 cm d'épaisseur dosé à 150 kg/m³ de ciment.

8.4 Modélisation 3d de sous-sol (Rebot structure 2019)

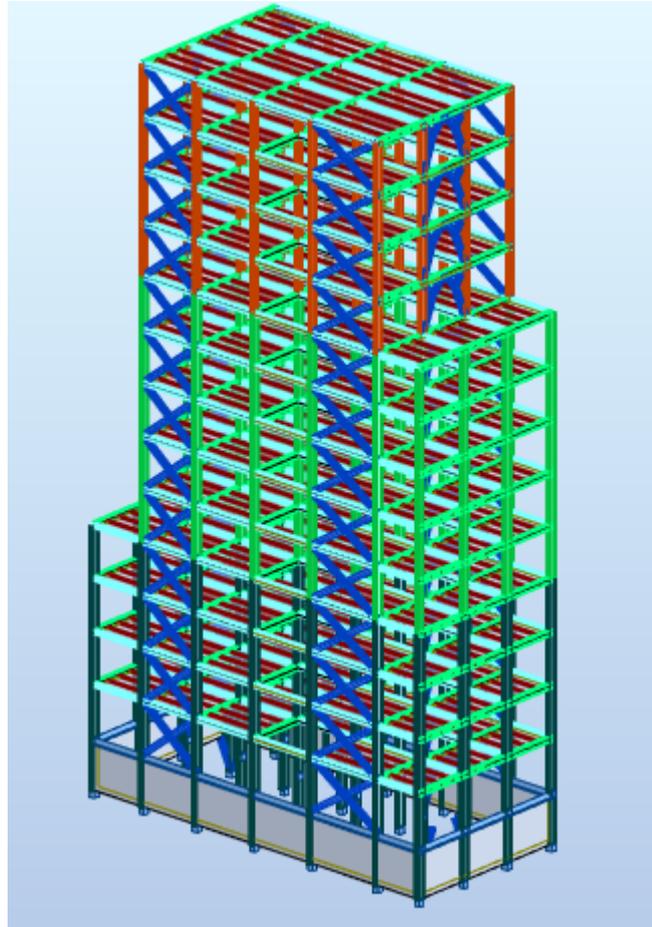


Figure 8.1 : Modélisation 3d de sous-sol

Files	N (kN)	L(m)
1	8665.47	29.6
2	10070.82	29.6
3	9474.84	29.6
4	8670.4	29.6

Tableau 8.1: effort normal appliqué par file (**REBOT 2019**)

$$N_{\text{ser}}^{\text{max}} = 2642.36 \text{ KN}$$

8.5 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 choisit une fondation par les semelles isolés/filantes/ou 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.

8.5.1 Semelles isolées :

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport de A sur B est égal au a b

$$\text{Rapport a sur b : } \frac{a}{b} = \frac{A}{B}$$

Pour les poteaux carrés : $a=b$ donc $A=B \Rightarrow S= A^2$

$$A \text{ est déterminé par : } S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \text{ d'où } S = \left(\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} \right)$$

$$\text{Avec : } A = \sqrt{S} ; \sigma_{sol} = 2 \text{ bars}$$

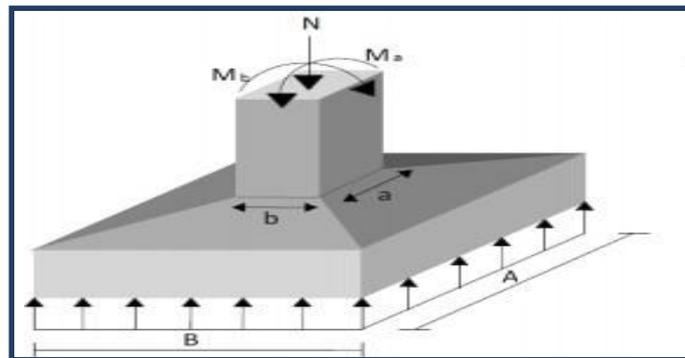


Figure 8.2: Dimensions de la semelle isolée.

On prend le poteau de section (80x80) avec :

$$N_{ser}^{max} = 2642.36 \text{ KN}$$

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

$$\frac{N_{ser}}{S_{néc}} \leq \sigma_{sol}$$

$$A \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}}$$

$$A \geq \sqrt{\frac{2642.36}{200}} = 3.63 \text{ m}$$

On prend: $A = 4 \text{ m}$

Vérification de l'interférence entre deux semelles

Il faut vérifier que $L_{\min} \geq 1,5 \times A$

Tel que : L_{\min} l'entre axe minimum entre deux poteaux.

A : Largeur maximale de la semelle ($A = 4 \text{ m}$).

On a $L_{\min} = 5.6 < 1,5 \times 4 = 6 \text{ m}$ Non vérifié

Conclusion

Non vérifié D'après ces résultats, on remarque qu'il y a un chevauchement des semelles, on passe alors à l'étude des semelles filantes.

8.5.2 Semelles filantes

Le recours à des semelles filantes se fait quand les poteaux et par conséquent les semelles dans une direction donnée sont proches les unes des autres, de façon que la somme des contraintes des deux semelles au niveau du point d'interface dépasse la contrainte du sol. L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouvent dans la même ligne.

Nous allons procéder à une petite vérification telle que :

- La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment ($S_s / S_b < 50 \%$)

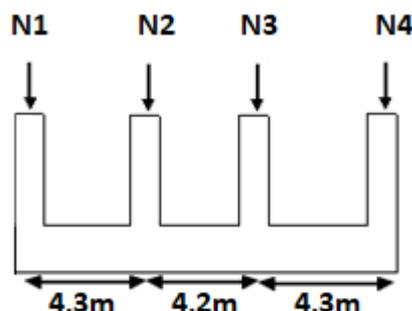


Figure 8.3 : Semelle filante.

On doit vérifier que : $S_{\text{semelle}} \geq \frac{N_{\text{ser}}}{\sigma_{\text{sol}}}$ (40)

Tel que :

- $N = \sum N_i$ de chaque fil de poteaux.
- $S = B \times L$
- B : Largeur de la semelle.
- L : Longueur du fil considéré.
- On tire de l'équation (40) la valeur de B :

$$\Rightarrow B \geq \frac{N}{L \times \sigma_{\text{sol}}}$$

Les résultats sont résumés sur le tableau qui suit :

Tableau 8.2 : Sections des semelles filantes.

Files	N (kN)	L(m)	B(m)	B ^{choisie} (m)	S (m ²)
1	8965.47	29.6	1.51	1.6	48.36
2	10070.82	29.6	1.70	1.7	50.32
3	9474.84	29.6	1.60	1,6	48.36
4	8670.4	29.6	1.46	1,50	44.44

$$S_s = 44.4 + 50.32 + 47.36 + 38.48 = 191,48 \text{ m}^2.$$

$$0,5 S_b = 0,5 \times 378.88 = 189.44 \text{ m}^2$$

$$S_s = 191.48 \text{ m}^2 > 0,5 S_b = 189.44 \text{ m}^2$$

La condition n'est pas vérifiée, alors il est préalable d'opter pour un **radier général nervuré**.

8.5.3 Radier Nervuré

Un radier est une dalle pleine réalisée sous toute la surface de la construction. Cette dalle peut être massive (de forte épaisseur) ou nervurée, dans ce cas la dalle est mince mais elle est raidie par des nervures croisées de grande hauteur.

Dans notre cas, on optera pour un radier nervuré. L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux.

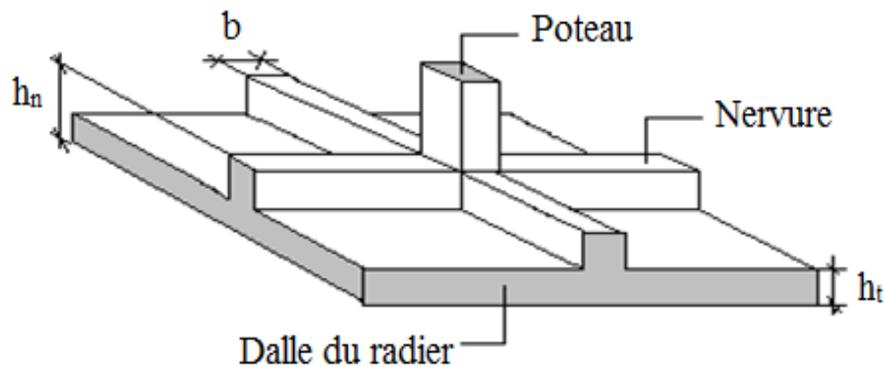


Figure8.4 : Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux.

Surface nécessaire

Pour déterminer la surface du radier il faut que : $\sigma_{\max} \leq \sigma_{\text{sol}}$

- S_{rad} : Surface en plan du radier : $S = \Sigma S_i = 378.88 \text{ m}^2$
- $S_{\text{débr}}$: Surface du débord (0,50 m ajouté sur tous le périmètre) : $S_{\text{débr}} = 42.4 \text{ m}^2$
- $S_b = S_{\text{rad}} + S_{\text{débr}} = 421.28 \text{ m}^2$
- $\sigma_{\max} = \frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{nec}}} \leq \sigma_{\text{sol}} \Rightarrow S_{\text{nec}} \geq \frac{N_{\text{ser}}}{\sigma_{\text{sol}}}$

$$\text{Pour : } \begin{cases} N_{\text{ser}} = 54173.186 \\ \sigma_{\text{sol}} = 2 \text{ bars} \end{cases}$$

$$S_{\text{nec}} = 27086.59 \text{ m}^2$$

On trouve : $S_{nec} \geq 270,86 \text{ m}^2$

La surface du bâtiment $S_b = 421,28 \text{ m}^2$

Calcul du rapport : $\frac{S_{nec}}{S_b} = \frac{270,86}{421,28} = 64,29\% > 50\%$

Donc la surface totale du radier est : $S_{totale} = 421,28 \text{ m}^2$

Conclusion :

Ce dernier chapitre consiste à calculer les fondations, les fondations sont destinées à transmettre au sol les efforts apportés par les éléments de la structure. Dans notre cas, le radier était le type de fondation le plus adéquat considérant les charges importantes et les petites trames qui induisent des chevauchements pour les autres types de fondations. Nous avons adopté un radier nervuré pour des raisons économiques, les nervures ont été utilisées pour rigidifier la dalle du radier.

VII.1.Introduction

On appelle fondation la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise au quelles sont transmises toutes les charges supportées par l'ouvrage. Donc elles constituent une partie essentielle de l'ouvrage.

VII.2. Fonctions assurée par les fondations

Dans le cas le plus général, un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation:

- Un effort normal charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
- Une force horizontale résultant, dû à l'action du vent ou du séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- Un moment qui peut être de grandeur variable et s'exercer dans des plans différents.

Compte tenu de ces sollicitations, la conception générale des fondations doit assurer la Cohérence du projet vis-à-vis du site, du sol, de l'ouvrage et interaction sol structure.

VII.3. Classification des fondations

Fondé un ouvrage consiste essentiellement à répartir les charges qu'ils supportent sur le sol ou dans le sol suivant l'importance des charges et la résistance du terrain.

- Lorsque les couches de terrain capable de supportée l'ouvrage sont à une faible profondeur on réalise les fondations superficielles (semelles isolées, filantes ou radier général).
- Lorsque les couches de terrain capable de supportée l'ouvrage sont à une grande profondeur on réalise les fondations profondes et semi profondes (puits ou pieux).

VII.4.Choix de type de fondation

Le choix de type de fondation se fait suivent trois paramètres.

- La nature et le poids de la superstructure. La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.
- La qualité du sol de fondation.

D'après les caractéristiques du sol (une contrainte moyenne admissible =2 bars)

Sur le quel est implanté notre ouvrage et la proximité du bon sol par rapport à la surface, nous

a conduit dans un premier temps à considérer les semelles isolées comme solution.

VII.5. Calcul des fondations

On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (C.D.G) des fondations.

$$\text{On doit vérifier la condition suivante : } \frac{N_{ser}}{S_{néc}} \leq \sigma_{sol} \rightarrow S_{néc} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

Avec :

σ_{sol} : Contrainte du sol $\sigma_{sol} = 1,75$ bars

$S_{néc}$: Surface de la fondation;

N_{ser} Effort normal appliqué sur la fondation.

VII.6. Choix de type de semelle

VII.6.1. Semelles isolées :

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport de A sur B est égal au a b

$$\text{rapport a sur b : } \frac{a}{b} = \frac{A}{B}$$

Pour les poteaux carrés: $a=b$ donc $A=B \Rightarrow S = A^2$

$$A \text{ est déterminé par : } S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \text{ d'où } S = \left(\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} \right)$$

$$\text{Avec : } A = \sqrt{S} ; \sigma_{sol} = 2 \text{ bars}$$

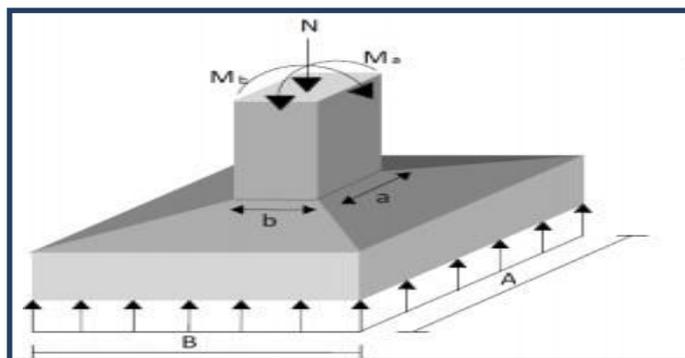


Figure VII.1.: Dimensions de la semelle isolée.

On prend le poteau de section (60x60) avec :

$$N_{ser}^{max} = 3479.82 \text{ KN}$$

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

$$\frac{N_{ser}}{S_{néc}} \leq \sigma_{sol}$$

AN :

$$A \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}}$$

$$A \geq \sqrt{\frac{3479.82}{200}} = 4.17 \text{ m}$$

On prend : A= 4.5 m

Vérification de l'interférence entre deux semelles

Il faut vérifier que $L_{min} \geq 1,5 \times A$

Tel que : L_{min} l'entre axe minimum entre deux poteaux.

A: Largeur maximale de la semelle (A=4 m).

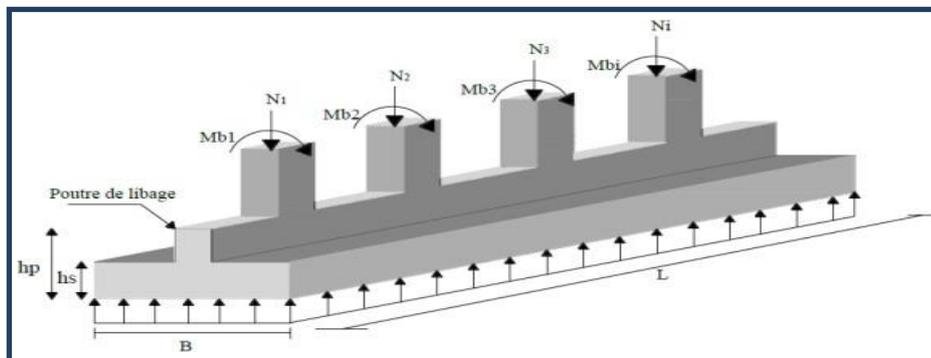
On a $L_{min} = 5.6 < 1,5 \times 4.5 = 6.75\text{m}$ Non vérifié

Conclusion

Non vérifié D'après ces résultats, on remarque qu'il y a un chevauchement des semelles, on passe alors à l'étude des semelles filantes .

VII.6.2. Semelles filantes:

Le recours à des semelles filantes se fait quand les poteaux et par conséquent les semelles dans une direction donnée sont proches les unes des autres de façon que la somme des contraintes des deux semelles au niveau du point d'interface dépasse la contrainte du sol L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouve dans la même ligne.



FigureVII.2:Schémasemellefilantes

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux poteaux qui se trouve dans la même ligne.

On doit vérifier que: $\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S}$ Tel que $N = \sum Ni$ de chaque fil de poteaux .

$$S = B \times L$$

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur du fil considéré.

$$\Rightarrow B \geq \frac{N_{ser}}{L \sigma_{sol}}$$

Les résultats sont résumés sur le tableau qui suit :

Tableau VII.1 : Sections des semelles filantes.

file	N(KN)	L(m)	B(m)	B(choisi)	S(m2)
1	10787.41	62.6	0.86	1	62.6
2	11192.94	62.6	0.9	1	62.6
3	10817	62.6	0.86	1	62.6
4	13693.36	62.6	1.1	1.5	93.9
5	12896.67	62.6	1.03	1.5	93.9
6	21279.31	62.6	1.7	2	125.2
7	30969.22	62.6	2.5	3	187.8
8	27516.77	62.6	2.2	2.5	156.5
9	22440.031	62.6	1.8	2	125.2

Vérification:

Il faut vérifier que:

Le rapport entre la surface du bâtiment et la surface totale des semelles vaut :

$$\frac{S_s}{S_b} = \frac{1649.5}{62.6 \times 45.2} = 58\% > 50\%$$

La surface totale de la semelle dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment, ce qui induit le chevauchement de ces semelles. Pour cela on a opté pour un radier général comme type de fondation pour fonder l'ouvrage. Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la structure.
- La réduction des tassements différentiels ;
- La facilité d'exécution ;

VIL.6.3.Radier général :

VIL.6.3.1. Introduction :

Un radier est une dalle pleine réalisée sous toute la surface de la construction.

Cette dalle peut être massive (de forte épaisseur) ou nervurée, dans ce cas la dalle est mince mais elle est raidie par des nervures croisées de grande hauteur.

Dans notre cas, on optera pour un radier nervuré (plus économique que pratique) renversé. L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux.

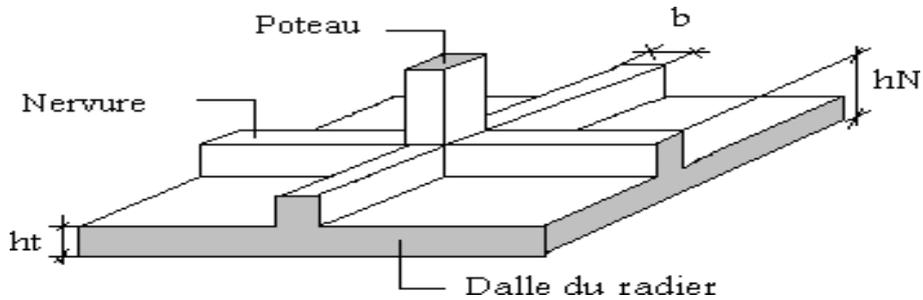


Figure VII.3 : Schéma d'un radier

VII.6.3.2. Surface nécessaire :

Pour déterminer la surface du radier il faut que:

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S_{nec}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{nec} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de superstructure et de sous-sol.

$$\text{Pour: } \left\{ \begin{array}{l} N=179869,470\text{Kn} \\ \sigma_{sol}= 2 \text{ bars} \end{array} \right.$$

On trouve: $S \geq 897.34 \text{ m}^2$

La surface du bâtiment $S_b=2829.52\text{m}^2$ Donc la surface totale du radier est 2829.52 m^2 .

VII.6.3.3. Pré dimensionnement de radier

1. Dalle

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes:

a. Condition forfaitaire:

$$h_1 \geq \frac{L_{max}}{20}$$

Avec:

L_{max} : La longueur maximale entre les axes des poteaux.

$L = 6 \text{ m}$

$$\Rightarrow h_1 \geq 30 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow h_1 = 40 \text{ cm}$$

b. Condition de cisaillement:[1]

On doit vérifier que: $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$

$$\text{Avec: } T_u = \frac{qL}{2} \quad ; \quad q = \frac{N_u 1ml}{S_{rad}}$$

$$N_{ser} = 179869,470 \text{ KN}$$

$$L=6 \text{ m} ; b=1\text{m}$$

$$\tau_u = \frac{ql}{2bd} = \frac{N L 1ml}{2S_{rad} b (0,9h)} \leq \tau$$

$$h \geq \frac{N_u L 1ml}{2S_{rad} b (0,9\tau)} = 20,5 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow h_2 \geq 14,90 \text{ cm}$$

Conclusion : $h \geq \text{Max}(h_1, h_2) = 40\text{cm}$

2.Nervures

a. Condition de coffrage:

$$h_1 \geq \frac{L_{\max}}{10} \text{ donc on prends } b=65\text{cm}$$

Pour des raisons constructives on adopte $b=65\text{cm}$.

b. La hauteur de nervure

b.1 Condition de la flèche:

La hauteur des nervures se calcule par la formule de la flèche:

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_n \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

On a: $L_{\max} = 6 \text{ m}$ $40 \text{ cm} < h, < 60 \text{ cm}$

On prend: $h = 60 \text{ cm}$

b.2 Condition de la raideur:

• **Condition de la raideur**

Pour étudier la raideur de la nervure, on utilise la notion de la longueur élastique définie par l'expression suivante :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}} > L_{\max} \frac{\pi}{2}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface. $K = 40 \text{ MPa}$

L_{max} : La distance maximale entre deux voiles successifs.

De la condition précédente, nous tirons h :

$$h \geq \sqrt[3]{(2/(\pi) \cdot L_{max})^4 \cdot 3K/E}$$

I : Inertie de la section da radier ($b=1\text{m}$)

E : Le module de Young

Pour un chargement de long durée ; $E = 3700 \sqrt[3]{f_c 28} = 10818,86 \text{ MPa}$, donc :

$$h \geq \sqrt[3]{(2/(\pi) \cdot 6)^4 \cdot 3 \times 40 / 10818,86} = 1,1 \text{ m}$$

On a : $h_1 \geq 1,38 \text{ cm} \Rightarrow 1,40 \text{ cm}$

On prend: $h = 1.1 \text{ m}$

Le choix final:

- Epaisseur de la dalle du radier
 - Les dimensions de la nervure
- $$\left\{ \begin{array}{l} h = 40 \text{ cm} \\ h_N = 1.1 \text{ m} \end{array} \right.$$

$b = 65 \text{ cm}$

VII.6.3.4 Caractéristiques géométriques du radier:

a. Position du centre de gravité:

$$\left\{ \begin{array}{l} X_G = 23.1 \text{ m} \\ Y_G = 31.8 \text{ m} \end{array} \right.$$

b. Moments d'inertie :

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{XX} = 990448.90 \text{ m}^4 \\ I_{YY} = 522638.97 \text{ m}^4 \end{array} \right.$$

VII.6.3.5 Vérifications Nécessaires

VII.6.3.5.1 Vérification de la Stabilité du Radier

Il est très important d'assurer la stabilité au renversement de l'ouvrage vis à-vis des efforts horizontaux.

Le rapport $\frac{M_s}{M_R}$ doit être supérieur au coefficient de sécurité $\left(1,5 \frac{M_s}{M_R} > 1,5\right)$

Avec :

M_s : Moment stabilisateur sous l'effet du poids propre, et éventuellement des Terres ;

M_R : Moment de renversement du aux forces sismique ;

M_0 : Moment à la base de la structure;

$$M_R = \sum M_0 + V_0 h$$

V_0 ; L'effort tranchant à la base de la structure ;

h: Profondeur de l'ouvrage de la structure

Sens x-x :

$$M_0 = 278423.32 \text{ KNm} ; ; V_0 = 14592.156 \text{ kN}$$

$$h = h_e + h_N = 7 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } M_R = 380568.412 \text{ KN.m}$$

$$N = N_G + N_Q$$

N_{G1} : Poids propre de la structure.

N_{G2} : Poids propre du radier.

N_Q : poids de la surcharge d'exploitation de la structure.

On a :

$$N_{G1} = 142423.5 \text{ KN}$$

$$N_{G2} = \rho b \cdot S \cdot h = 29150 \text{ KN}$$

$$N_Q = 49244 \text{ KN}$$

Donc :

$$N = 220818.27 \text{ kN}$$

$$M_s = N \cdot x_G = 4990492.9 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_s}{M_R} = 12.36 > 1,5 \dots \dots \dots \text{ Vérifiée}$$

Sens y-y :

$$M_0 = 298546.33 \text{ KN.m} ; V_0 = 15031.62 \text{ kN}$$

$$h = 7 \text{ m}$$

Donc: $M_R=403767.67 \text{ KN.3}$

$N=220818.27 \text{ kN}$

$M_s=N.y_G=6911611.85\text{KN.m}$

$$\frac{M_s}{M_R} = 17.11 > 1,5 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

• **Conclusion :**

Le rapport du moment de stabilité et du moment de renversement est supérieur à 1,5 ; donc notre structure est stable dans les deux sens.

VII.6.3.5.2.Vérification des Contraintes Sous le Radier :

Le rapport du sol nous offre la contrainte de sol, déterminée par les différents essais in situ et au laboratoire : $\sigma_{sol}=2 \text{ bars}$

Les contraintes du sol sont données par :

a. Sollicitation du premier genre :

On doit vérifier que :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{220818.27}{2829.52} = 78.04 \text{ KN} \leq \sigma_{sol} = 200\text{KN/m}^2 \dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

b. Sollicitation du second genre:

On doit vérifier les contraintes sous le radier ($\sigma_1 ; \sigma_2$)

Avec :

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M}{I} V$$

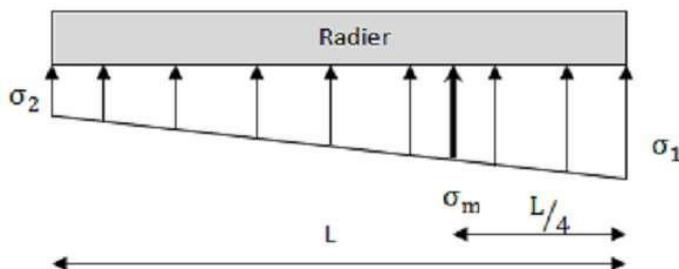
$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M}{I} V$$

On vérifie que :

σ_1 : ne doit pas dépasser $1,5 \sigma_{sol}$

σ_2 : Reste toujours positif pour éviter des tractions sous le radier.

$$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \text{ Rester toujours inférieur à } 1,33 \sigma_{sol}$$



FigureVII.4 :Contraintes sous le radier

➤ **ELU :**

$$N_u = 1,35 G + 1.5Q = 305491.26 \text{ KN}$$

$$M_{r_x} = 380568.412 \text{ KN.m}$$

$$M_{r_y} = 403767.67 \text{ KN.m}$$

$$S_{rad} = 2829.52 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$$

Tableau VII.2: Contraintes sous le radier à l'ELU

	$\sigma_1(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_2(\text{kN/m}^2)$	$\sigma(\frac{L}{4}) \text{ KN/m}$
Sens x-x	112.84	95.09	108.4
Sens y-y	128.53	79.4	116.2
Vérification	$\sigma_{1\max} < 1,5\sigma_{sol} = 300$	$\sigma_{2\min} > 0$ 2	$\sigma(\frac{L}{4}) < 1,33 \sigma_{sol} = 116.25$

Conclusion

Les contraintes sont vérifiées suivant les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

➤ **ELS :**

$$N_{ser} = 220818.27 \text{ Kn}$$

$$\sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$$

Tableau VII.3: Contraintes sous le radier à l'ELS

	$\sigma_1(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_2(\text{kN/m}^2)$	$\sigma(\frac{L}{4}) \text{ KN/m}$
Sens x-x	84.02	66.27	79.58
Sens y-y	99.71	50.58	78.42
Vérification	$\sigma_{1\max} < 1,5\sigma_{sol} = 300$	$\sigma_{2\min} > 0$ 2	$\sigma(\frac{L}{4}) < 1,33 \sigma_{sol} = 266$

Conclusion

Les contraintes sont vérifiées suivant les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

c. Détermination des sollicitations les plus défavorable :

$$\text{ELU : } \sigma_u = \sigma(\frac{L}{4}) = 116.25 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{ELS} : \sigma_u = \sigma\left(\frac{L}{4}\right) = 87.42 \text{ KN/m}^2$$

VII.6.3.6. Ferrailage du radier

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les poutres qui sont soumises à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges.

La fissuration est considérée préjudiciable

- a. Ferrailage de la dalle du radier**
- **Valeur de la pression sous radier**
 - **ELU** : $q_u = \sigma^u \cdot 1\text{m} = 116.25 \text{ KN/m}$
 - **ELS**: $q_{\text{ser}} = \sigma^{\text{ser}} \cdot 1\text{m} = 87.42 \text{ kN/m}$

a.1 Calcul des efforts :

Le calcul des efforts de la dalle se fait selon la méthode de calcul des dalles reposant sur quatre (04) cotés.

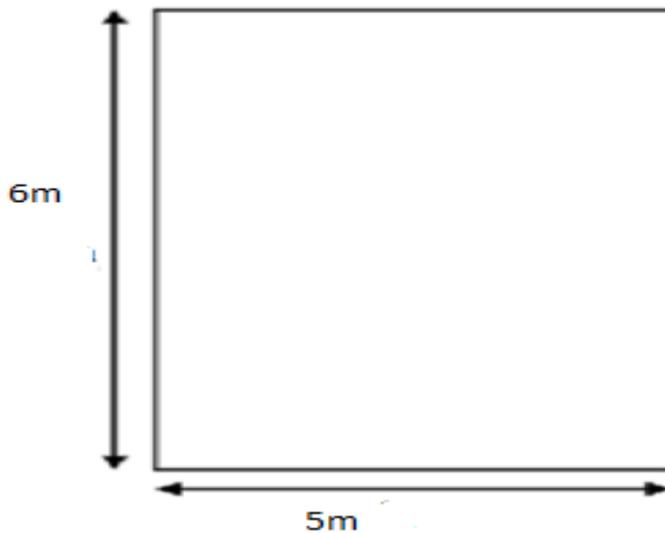


Figure VII.5. : Panneau de la dalle du radier.

a.1 Calcul des moments:

- Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x q L^2$
- Dans le sens de la grande portée: $M_y = \mu_y q$

Les coefficients μ_x et μ_y sont en fonction de $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ et de ν

$$\nu : \text{Coefficient de poisson} \quad \left\{ \begin{array}{l} 0 \text{ à l'ELU} \\ 0,2 \text{ à l'ELS} \end{array} \right.$$

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaires "BAEL91 modifié 99 "

$$\left. \begin{array}{l} \mu_x = 0,0456 \\ \rho = 0,90 \Rightarrow \\ \mu_y = 0,7834 \end{array} \right\}$$

$$M_x = \mu_x q_u L^2_x = 0,0456 \times 116,25 \times (5,6)^2 = 166,24 \text{ KNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 0,7834 \times 166,24 = 130,23 \text{ KN.m}$$

A. Moment en travée :

$$M_{tx} = 0,75 M_x = 124,68 \text{ KNm}$$

$$M_{ty} = 0,75 M_y = 97,67 \text{ KNm}$$

B. Moment en appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x = 83,12 \text{ KNm}$$

C. Ferrailage de la dalle :

$$b = 100 \text{ cm} ; h = 40 \text{ cm} ; d = 36 \text{ cm} ; f_e = 400 \text{ MPa} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} ; \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

C.1 Section minimale :

Sens y-y : $0,08\% b.h = 3,2 \text{ cm}^2 ;$

Sens x-x : $A_{s \text{ min}} = 1,2 (A_{\text{min}} \text{ suivant y-y}) = 3,84 \text{ cm}^2.$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VII.4: Ferrailage des panneaux du radier

Position	Sens	M _u (KNm)	μ	A _s '	α	Z(cm)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)	Esp (cm)
Travée	x-x	124.68	0.0679	3,84	0,0879	34,7	10.32	6T16	12.06	20
	y-y	97.67	0,0532	3,2	0,068	35.01	8.02	5T16	10.06	
Appuis	x-x	83.12	0,0394	3,84	0,05	35.28	5.9	5T16	10.06	20
	y-y									

$$Esp \leq \text{Min} (3h ; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq \text{Min} (120 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

Sens x-x :

- **En travée :**

$$S_t = \frac{100}{6} = 16,66 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm}$$

On opte pour S_t=20 cm

Sens y-y :

$$Esp \leq \text{Min} (4h ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq \text{Min} (160 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

$$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} \leq 40 \text{ cm}$$

On opte pour $S_t = 20\text{cm}$

- **Aux appui :**

$$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} \leq 33\text{cm}$$

On opte $S_t = 20\text{cm}$

C.3 Vérification nécessaire :

- **Condition de non fragilité :**

$$A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 4,34 \text{ cm}^2$$

$$A_s^{\min} = 4,34 \text{ cm}^2 \leq A_s \text{ adopté} = 10,06\text{cm}^2$$

Donc condition est vérifiée.

- **Vérification des contraintes à l'ELS :**

$$\left. \begin{array}{l} \mu_x = 0,0528 \\ \rho = \mathbf{0,90} \Rightarrow \\ \mu_y = 0,8502 \end{array} \right\}$$

$$\text{Beton : } \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} Y \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPA}$$

$$\text{Acier : } \sigma_s = \frac{M_{ser}}{I} (d-Y) \leq \overline{\sigma_s} = 201,63 \text{ MPA}$$

Avec :

- $\frac{b}{3}y^2 + 15Ay - 15Ad = 0$
- $I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d-y)^2$

Tableau VII.5 : Vérification des contraintes.

	Sens	Mser (kNm)	A _s (c m ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ _s (MPa)	Vérification
Travée	x-x	108.56	12.06	11.525	159390.9	7.85	15	16.67	201,63	Verifié
	y-y	92.3	10.06	107.01	137428.16	7.18	15	16,99	201,63	Verifié
Appuis	x-x	72.37	10.06	107.01	137428.16	7.18	15	16.99	201,63	Verifié
	y-y									

- Vérification de la contrainte tangentielle du béton :

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u = \text{Min} (0,1f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$T_u = q_u L / 2 = \frac{116.25 \times 6}{2} = 348.75 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{348.75 \times 10^3}{1000 \times 360} = 0.96 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifier}$$

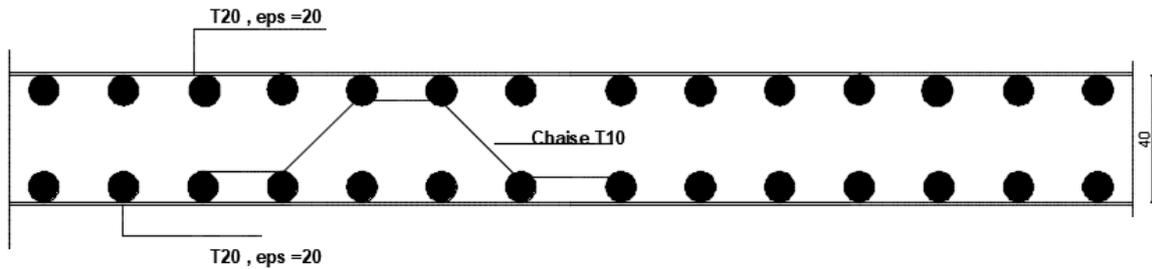


Figure VII.7 : Schéma de ferrailage la dalle de radier

b. Ferrailage des nervures**b.1 Calcul des efforts :**

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire « **BAEL91 modifier 99** »

$$\text{On a : } M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0,75 M_0$$

$$\text{En appuis : } M_a = 0,5 M_0$$

b.2 Calcul des armateurs :

$$b = 65 \text{ cm , } h = 110 \text{ cm , } d = 99 \text{ cm}$$

- **Sens porteur :** $L = 6 \text{ m ; } q = 116.25 \text{ kN/m}$

Tableau VII.7 : Ferrailage des nervures (sens porteur).

Position	M_u (KNm)	μ	α	Z	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)
Travée	392.34	0,0435	0,0556	967.98	11.65	8T16	16,08
Appuis	261.56	0,029	0,0368	975.42	7.70	5T16	10,05

- **Sens non porteur :** $L = 6 \text{ m ; } q = 116.25 \text{ kN/m}$

Tableau VII.8 : Ferrailage des nervures (sens non porteur).

Position	M_u (KNm)	μ	α	Z	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)
Travée	341.77	0,0378	0,0481	970.95	10.99	6T16	12.06
Appuis	227.85	0,0252	0,0319	977.37	7.28	5T16	10,05

b.3 Vérification nécessaire :**1. Condition de non fragilité :**

$$A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 7,77 \text{ cm}^2$$

TableauVII.8 :Vérification de la condition non fragilité .

	Position	As ^{adp} (cm ²)	As ^{min}	Vérification
Sens Y	Travée	16,08	7.77	Oui
	Appuis	10,05	7.77	Oui
Sens X	Travée	12,06	7.77	Oui
	Appuis	10,05	7.77	Oui

2.Vérification des contraintes à ELS :

TableauVII.8 :Vérification des contraintes à l'ELS .

	Position	M _{ser} (Kn.m)	As (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σbc(MPa)	σ _{bc} (MPa)	σ _s (M Pa)	σ _s (MPa)	Vérification
Sens Y-Y	Travée	295.05	16.08	28.095	1.69× 10 ⁶	4,9	15	12.38	201,6	OUI
	Appuis	196.7	10,05	23	1.13× 10 ⁶	4	15	13.23		OUI
Sens X-X	Travée	257.01	12.06	24.877	1.33× 10 ⁶	4.80	15	14.32	201,6	OUI
	Appuis	171.34	10.05	23	1.13× 10 ⁶	3.48	15	11.52		OUI

3.Vérification de la contrainte tangentielle du béton :

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u = \text{Min} (0,1f_c28;4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$T_U = q_u L / 2 = \frac{116.25 \times 6}{2} = 348.75 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{348.75 \times 10^3}{650 \times 990} = 0,54 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifier}$$

4. Armatures transversales :

- **BAEL 91 modifié 99 [1] :**

* $\frac{A_t}{b_0 s_t} \geq \frac{\tau_0 - 0,3 ftj K}{0,8 f_e}$ (k = 1 pas de risque de bétonnage)

* $S_t \leq \text{Min} (0,9 d ; 40\text{cm}) = 40\text{cm}$

* $\frac{A_t f_e}{b_0 s_t} \geq \text{Max} (\frac{\tau u}{2}, 0,4 \text{ MPa}) = 0,4 \text{ MPa}$

- **RPA99 version 2003 [2] :**

$\frac{A_t}{s_t} \geq 0,003 b_0$

* $S_t \leq \text{Min} (\frac{h}{4}; 12 \phi_1) = 19,2 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zone nodale}$

* $S_t \leq \frac{h}{2} = 55 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zone courante}$

Avec :

$\phi_1 \leq \text{Min} (\frac{h}{35}; \phi_1; \frac{b}{10}) = 1,6 \text{ cm}$

$f_e = 400 \text{ MPa}$; $\sigma_u = 0,54 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$; $b = 100 \text{ cm}$; $d = 99 \text{ cm}$

On trouve :

$S_t = 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{zone nodale.}$

$S_t = 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{zone courant.}$

Tableau VII.13 : Choix des armatures transversale

	Section	Zone	St (cm)	ϕ_t	At calculée	Choix des armatures	At (cm ²)
Nervures	65x110	Courant	30	1,6	5,85	6T12	6,65
		Nodale	55		2,92	5T12	5.65

5. Armateur de peau :

Les armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties sur les parements des poutres de grande hauteur, leur section est au moins 3 cm² /ml par mètre de longueur de paroi mesuré perpendiculairement à leur direction.

$h=140$ cm

$A_p = 3 \times 110 = 3.3$ cm²

On choisit : $A_p = 3T14 = 4,62$ cm²

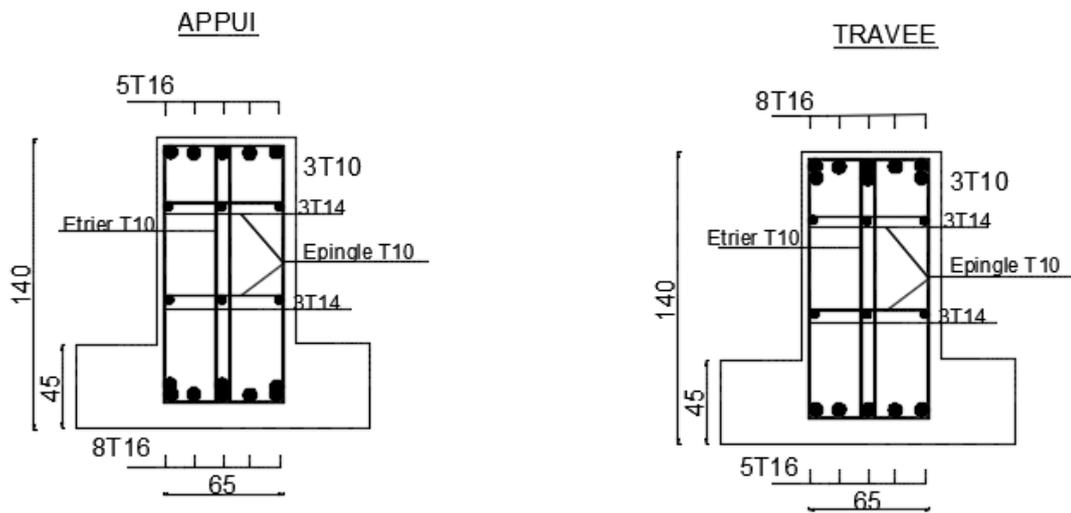


Figure VII.8 schéma de ferrailage des nervures Y-Y

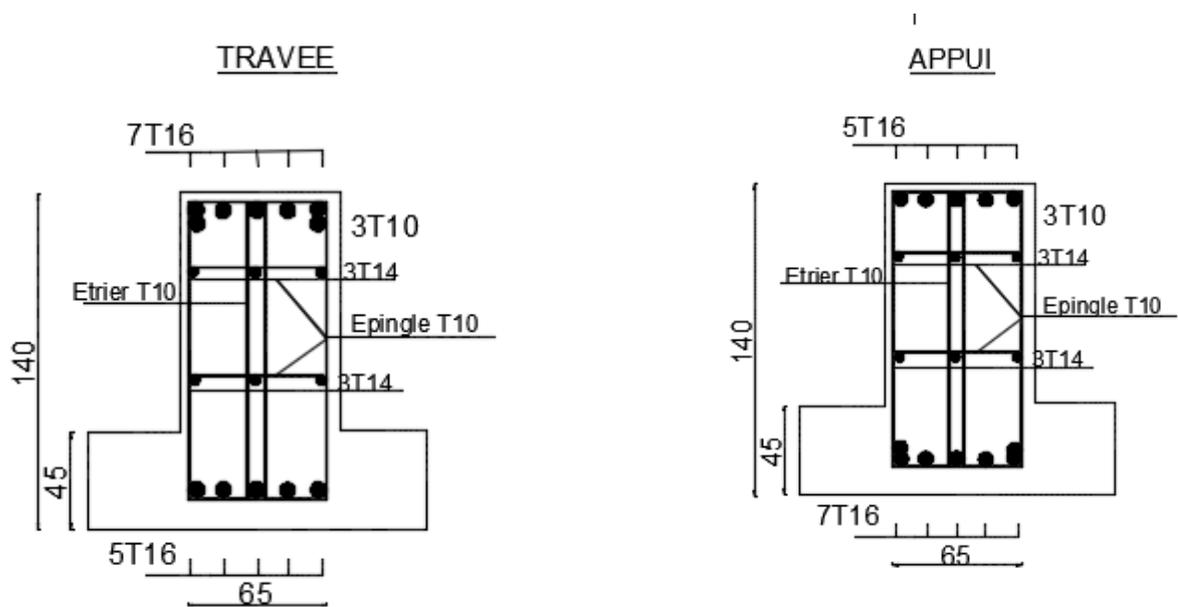


Figure VII.9 schéma de ferrailage des nervures x-x

c. Ferrailage des débords :

Le calcul du débord est analogue à celui d'une poutre en console d'un mètre de largeur, on considère que la fissuration est préjudiciable.

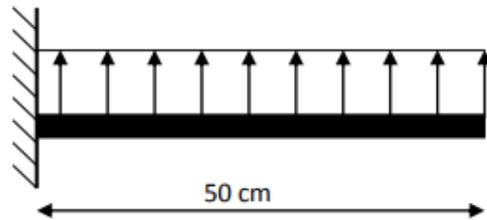


Figure VI.10 : Schéma statique du débord.

C.1 Calcul de ferrailage :

$q_u = 175,16,13 \text{ KN/m}$, $b = 100 \text{ cm}$, $h = 40 \text{ cm}$, $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$, $\sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$.

$$M_u = \frac{q_u l^2}{2} = 21,87 \text{ KNm}$$

Les résultats du ferrailage sont mentionnés dans le tableau suivant:

M_u (kN.m)	μ	α	Z	A_s (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_s \geq A^{min}$
21,87	0,012	0,01 5	35,78	1,75	4,34	Non vérifier

On adopte $A_S = A_S^{min} = 4,34 \text{ cm}^2$

Choix : 5T12 = 5,65 cm² , St = 20 cm .

c.2 Armature de répartition :

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} = 1,41 \text{ cm}^2$$

On adopte 4T10 = 3,14 cm² , St = 25 cm

C.3 Vérification des contraintes à l'ELS :

$q_{ser} = 130,40 \text{ KN/ml}$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} l^2}{2} = 16,55 \text{ KNm}$$

M_{ser} (KNm)	A_s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (M Pa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
16,3	5,65	2,03	15	6,72	201.6	OUI

Tableau VII.14 : Vérification des contraintes.

VII.7. Voile périphérique :

VII.7.1. INTRODUCTION :

Notre structure comporte un voile périphérique de soutènement qui s'élève du niveau de fondation jusqu'au niveau du plancher de RDC.

Il forme par sa grande rigidité qu'il crée à la base un caisson rigide et indéformable avec les planchers du RDC et les fondations. Etude des fondations.

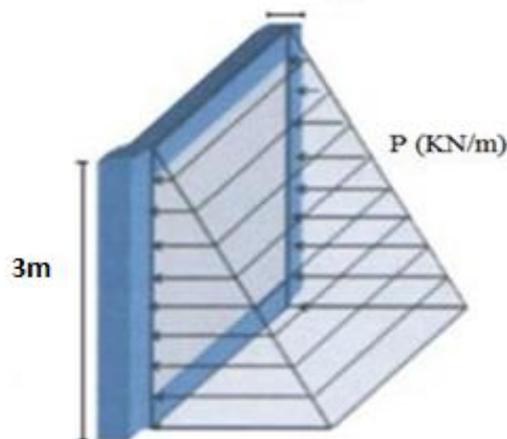


Figure VII.12 : Evaluation des charges

II.7.2. Pré dimensionnement:

Pour le pré dimensionnement du voile périphérique, on se réfère aux prescriptions du RPA99 version 2003, qui stipule d'après l'article 10.1.2.

- 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 50ϕ avec disposition d'équerres de renforcement dans les angles.

Avec: B: Section du voile.

VII.7.3. Evaluation des charges :

On considère le voile comme une dalle pleine reposant sur quatre appuis, et qui supporte les charges horizontales dues aux poussées des terres. On considère le tronçon le plus défavorable.

Les charges et surcharges prise uniformément répartie sur une bande de 1m se situe à la base du voile (cas le plus défavorable).

$L_x=5,62\text{m}$; $L_y=6,19\text{m}$; $e = 15\text{ cm}$.

La charge de poussées des terres est donnée par:

$$Q = A \times h \times \gamma$$

Q: Contrainte sur une bande de 1m ;

γ : Poids spécifique des terres ($\gamma = 21,9\text{ KN/m}^3$) ;

h: Hauteur du voile ;

A: coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement interne.

$$\phi = 22^\circ \Rightarrow A = f(\phi) = tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) = 0,454$$

$$Q = A \gamma \cdot H = 30,42\text{ KN/ml} \Rightarrow Q_u = 1,35 \times 30,42 = 41,07\text{ KN/ml}$$

VII.7.4. Effort dans le voile périphérique :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,907 \geq 0,4 \Rightarrow \text{la dalle travailler dans les deux sens .}$$

- Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x q L^2$
- Dans le sens de la grande portée: $M_y = \mu_y q$

Les coefficients μ_x et μ_y sont en fonction de $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ et de ν

$$\nu : \text{Coefficient de poisson} \quad \left\{ \begin{array}{l} 0 \text{ à l'ELU} \\ 0,2 \text{ à l'ELS} \end{array} \right.$$

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaires "BAEL91 Modifié 99 "

$$\begin{array}{l} \mu_x = 0,0456 \\ \rho = 0,90 \Rightarrow \\ \mu_y = 0,7834 \end{array} \left\{ \right.$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 59,15 \text{ KNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 46,32 \text{ KNm}$$

D. Moment en travée :

$$M_{tx} = 0,75 M_x = 44,36 \text{ KNm}$$

$$M_{ty} = 0,75 M_y = 34,74 \text{ KNm}$$

E. Moment en appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x = 29,57 \text{ KNm}$$

F. Ferrailage de la dalle :

$b = 100 \text{ cm}$; $h = 15 \text{ cm}$; $d = 13,5 \text{ cm}$; $f_c = 400 \text{ MPa}$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$; $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VII.15: Ferrailage du voile périphérique

Position	Sens	M_u (KNm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)	Esp (cm)
Travée	x-x	44,36	11,55	6T16	12,06	20
	y-y	34,74	8,77	5T16	10,05	
Appuis	x-x	29,57	7,35	4T16	8,04	20
	y-y					

VII.7.6. Condition exigée par les RPA99/version 2003:

Le RPA préconise un pourcentage minimum de 0,1% de la section dans les deux sens disposé en deux nappes.

$$A_L \geq 0,1 \times 20 \times 100 = 2,0 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Verifiée}$$

$$A_T \geq 0,1 \times 20 \times 100 = 2,0 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Verifiée}$$

VII.7.7. Condition de non fragilité :

Pour les voiles travaillant dans les deux sens et dont l'épaisseur est comptée entre 12 et 30cm.

On a: $12\text{cm} \leq e \leq 30\text{cm}$;

$H = e = 15 \text{ cm} ; b = 100\text{cm}$.

$$A_x \geq A_x^{min} ; A_x^{min} = \rho_0 \left[3 - \frac{L_x}{L_y} \right] \frac{bh}{2}$$

$$A_y \geq A_y^{min} ; A_y^{min} = \rho_0 bh$$

$\rho_0 = 0,0008$ pour les barres de FeE400

$$A_x^{min} = 0,0008 \left(3 - \frac{5,62}{6,19} \right) \frac{15 \cdot 100}{2} = 1,25 \text{ cm}^2$$

$$A_y^{min} = 0,0008 \times 100 \times 15 = 1,2 \text{ cm}^2$$

➤ **En travée**

$$A_x = 12,05 \text{ cm}^2 > A_x^{min} = 1,25 \text{ cm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_x = 12,05 \text{ cm}^2 > A_x^{min} = 1,25 \text{ cm}^2 \\ A_y = 10,05 \text{ cm}^2 > A_y^{min} = 1,2 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

.....Vérifiée

➤ **Sur appuis**

$$\left\{ \begin{array}{l} A_x = 8,04 \text{ cm}^2 > A_x^{min} = 1,25 \text{ cm}^2 \\ A_y = 8,04 \text{ cm}^2 > A_y^{min} = 1,2 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

.....Vérifiée

VII.7.9. Vérification à L'ELS

a. Evaluation des sollicitations à l'ELS :

$$Q_{ser} = 30,42 \text{ KN/m}$$

$$\left[\begin{array}{l} \mu_x = 0,0528 \\ \rho = 0,90 \\ \mu_y = 0,8502 \end{array} \right. \Rightarrow$$

$$M_x = \mu_x q_u L^2_x = 50,73 \text{ KNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 43,13 \text{ KNm}$$

A. Moment en travée :

$M_{tx} = 0,75 M_x = 38,04 \text{ KNm}$

$M_{ty} = 0,75 M_y = 32,35 \text{ KNm}$

B. .Moment en appuis :

$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x = 19,02 \text{ KNm}$

b. Vérification des contraintes :

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

Tableau VII .16 : Vérification des contraintes.

Position	Sens	Mser	As (cm ²)	Y (cm ³)	I (cm ⁴)	σ_{bc} MPa	$\bar{\sigma}_{bc}$ MPa	σ_s MPa	$\bar{\sigma}_s$ MPa	Vérification
Travée	X-X	38,04	12,06	6,26	17671,7	13,49	15	15,56	201,1	Oui
	y-y	32,35	10,05	5,87	15517,5	12,23		15,90		
Appuis	X-X	19,02	8,04	5,41	13170,5	7,81	15	11,68	201,1	Oui
	Y-Y									

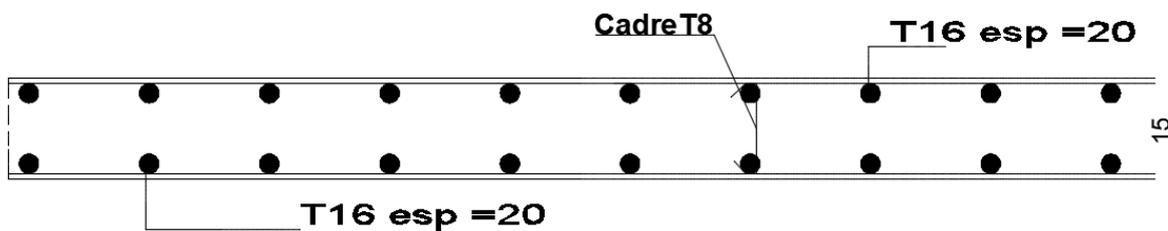


Figure VII.14. Ferrailage du voile périphérique sens x-x

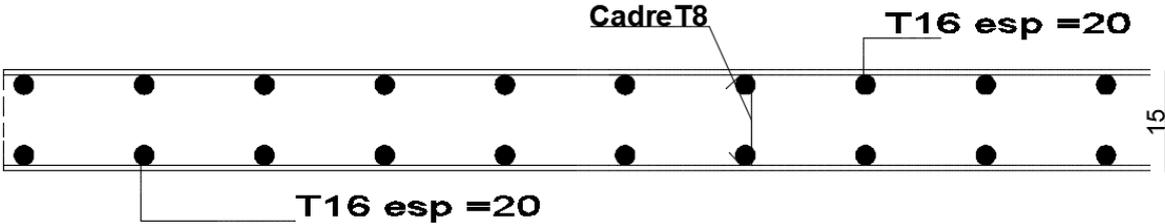
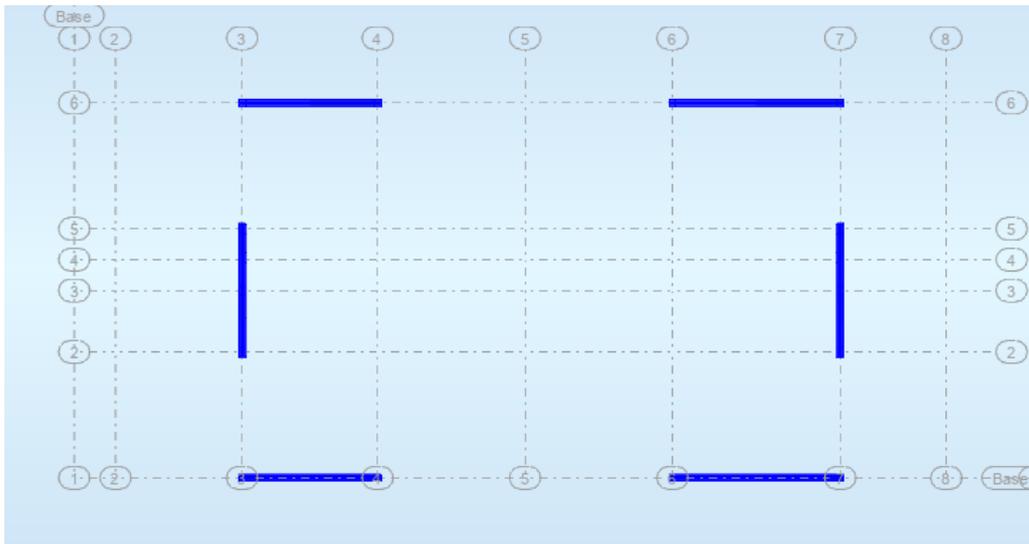


Figure VII.15. Ferrailage du voile périphérique sens Y-Y



Emplacement des contreventements



Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019

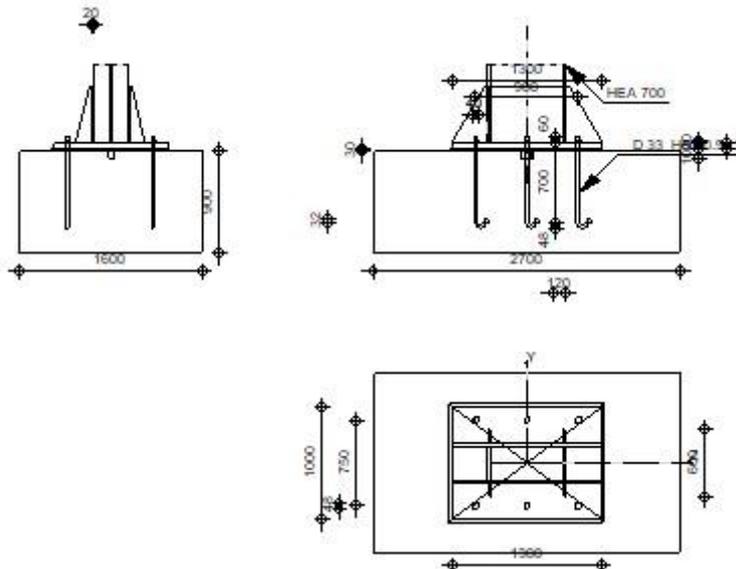
Calcul du Pied de Poteau encastré

Eurocode 3: NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009 + CEB

Design Guide: Design of fastenings in concrete



Ratio
0,80



GENERAL

Assemblage N°: 1
 Nom de l'assemblage : Pied de poteau encastré
 Noeud de la structure: 12

ANNEXE

Assemblage N°: 1
Barres de la structure: 7

GEOMETRIE

POTEAU

Profilé: HEA 700
Barre N°: 7

$L_c = 3,74$ [m] Longueur du poteau
 $\alpha = 0,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_c = 690$ [mm] Hauteur de la section du poteau
 $b_{fc} = 300$ [mm] Largeur de la section du poteau
 $t_{wc} = 14$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau
 $t_{fc} = 27$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau
 $r_c = 27$ [mm] Rayon de congé de la section du poteau
 $A_c = 260,48$ [cm²] Aire de la section du poteau
 $I_{yc} = 215301,00$ [cm⁴] Moment d'inertie de la section du poteau

Matériau: ACIER

$f_{yc} = 235,00$ [MPa] Résistance
 $f_{uc} = 365,00$ [MPa] Résistance ultime du matériau

PLATINE DE PRESCELLEMENT

$l_{pd} = 1300$ [mm] Longueur
 $b_{pd} = 1000$ [mm] Largeur
 $t_{pd} = 40$ [mm] Epaisseur

Matériau: ACIER E28

$f_{ypd} = 275,00$ [MPa] Résistance
 $f_{upd} = 405,00$ [MPa] Résistance ultime du matériau

ANCRAGE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = HR 10.9 Classe de tiges d'ancrage

$f_{yb} = 900,00$ [MPa] Limite de plasticité du matériau du boulon
 $f_{ub} = 1200,00$ [MPa] Résistance du matériau du boulon à la traction
 $d = 33$ [mm] Diamètre du boulon
 $A_s = 6,94$ [cm²] Aire de la section efficace du boulon
 $A_v = 8,55$ [cm²] Aire de la section du boulon
 $n_H = 3$ Nombre de colonnes des boulons
 $n_V = 2$ Nombre de rangées des boulons

Ecartement $e_{Hi} = 450$ [mm]
Entraxe $e_{Vi} = 750$ [mm]

Dimensions des tiges d'ancrage

$L_1 = 60$ [mm]
 $L_2 = 700$ [mm]
 $L_3 = 96$ [mm]
 $L_4 = 32$ [mm]

Platine

$l_{wd} = 40$ [mm] Longueur
 $b_{wd} = 48$ [mm] Largeur
 $t_{wd} = 20$ [mm] Epaisseur

BECHE

Profilé: IPE 100
 $l_w = 100$ [mm] Longueur

ANNEXE

Matériau: ACIER
 $f_{yw} = 235,00$ [MPa] Résistance

RAIDISSEUR

$l_s = 1300$ [mm] Longueur
 $w_s = 600$ [mm] Largeur
 $h_s = 500$ [mm] Hauteur
 $t_s = 20$ [mm] Epaisseur
 $d_1 = 20$ [mm] Grugeage
 $d_2 = 20$ [mm] Grugeage

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel
 $\gamma_{M2} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel
 $\gamma_C = 1,50$ Coefficient de sécurité partiel

SEMELLE ISOLEE

$L = 2700$ [mm] Longueur de la semelle
 $B = 1600$ [mm] Largeur de la semelle
 $H = 900$ [mm] Hauteur de la semelle

Béton

Classe BETON25
 $f_{ck} = 25,00$ [MPa] Résistance caractéristique à la compression

Mortier de calage

$t_g = 30$ [mm] Epaisseur du mortier de calage
 $f_{ck,g} = 12,00$ [MPa] Résistance caractéristique à la compression
 $C_{f,d} = 0,30$ Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton

SOUDURES

$a_p = 19$ [mm] Plaque principale du pied de poteau
 $a_w = 4$ [mm] Bêche
 $a_s = 15$ [mm] Raidisseurs

EFFORTS

Cas: 9: G+Q+EX (1+2+4) *1.00

$N_{j,Ed} = -3413,42$ [kN] Effort axial
 $V_{j,Ed,y} = 148,57$ [kN] Effort tranchant
 $V_{j,Ed,z} = 14,32$ [kN] Effort tranchant
 $M_{j,Ed,y} = 7,09$ [kN*m] Moment fléchissant
 $M_{j,Ed,z} = 35,62$ [kN*m] Moment fléchissant

RESULTATS

ZONE COMPRIMEE

COMPRESSION DU BETON

$f_{cd} = 16,67$ [MPa] Résistance de calcul à la compression EN 1992-1:[3.1.6.(1)]
 $f_j = 18,28$ [MPa] Résistance de calcul du matériau du joint sous la plaque d'assise [6.2.5.(7)]
 $c = t_p \sqrt{(f_{yp}/(3*f_j*\gamma_{M0}))}$
 $c = 90$ [mm] Largeur de l'appui additionnelle [6.2.5.(4)]
 $b_{eff} = 206$ [mm] Largeur efficace de la semelle de tronçon T [6.2.5.(3)]
 $l_{eff} = 479$ [mm] Longueur efficace de la semelle de tronçon en T [6.2.5.(3)]
 $A_{c0} = 987,63$ [cm²] Zone de contact de la plaque d'assise avec la fondation EN 1992-1:[6.7.(3)]

ANNEXE

$c = 90$ [mm]	Largeur de l'appui additionnelle	[6.2.5.(4)]
$A_{c1} = 8528,38$ [cm ²]	Aire de calcul maximale de la répartition de la charge	EN 1992-1-[6.7.(3)]
$F_{rd,u} = A_{c0} * f_{cd} * \sqrt{(A_{c1}/A_{c0})} \leq 3 * A_{c0} * f_{cd}$		
$F_{rd,u} = 4837,03$ [kN]	Résistance du béton à l'appui rigide	EN 1992-1-[6.7.(3)]
$\beta_j = 0,67$	Coefficient réducteur pour la compression	[6.2.5.(7)]
$f_{jd} = \beta_j * F_{rd,u} / (b_{eff} * l_{eff})$		
$f_{jd} = 32,65$ [MPa]	Résistance de calcul du matériau du joint	[6.2.5.(7)]
$A_{c,n} = 7263,36$ [cm ²]	Aire de compression efficace	[6.2.8.2.(1)]
$A_{c,y} = 2438,14$ [cm ²]	Aire de flexion My	[6.2.8.3.(1)]
$A_{c,z} = 3106,42$ [cm ²]	Aire de flexion Mz	[6.2.8.3.(1)]
$F_{c,Rd,i} = A_{c,i} * f_{jd}$		
$F_{c,Rd,n} = 23715,48$ [kN]	Résistance du béton à la compression	[6.2.8.2.(1)]
$F_{c,Rd,y} = 7960,72$ [kN]	Résistance du béton à la flexion My	[6.2.8.3.(1)]
$F_{c,Rd,z} = 10142,72$ [kN]	Résistance du béton à la flexion Mz	[6.2.8.3.(1)]

AILE ET AME DU POTEAU EN COMPRESSION

$CL = 3,00$	Classe de la section	EN 1993-1-1-[5.5.2]
$W_{el,y} = 16375,12$ [cm ³]	Facteur élastique de la section	EN1993-1-1-[6.2.5.(2)]
$M_{c,Rd,y} = 3848,15$ [kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1-[6.2.5]
$h_{f,y} = 812$ [mm]	Distance entre les centres de gravité des ailes	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fc,Rd,y} = M_{c,Rd,y} / h_{f,y}$		
$F_{c,fc,Rd,y} = 4739,18$ [kN]	Résistance de l'aile et de l'âme comprimées	[6.2.6.7.(1)]
$W_{el,z} = 6500,36$ [cm ³]	Facteur élastique de la section	EN1993-1-1-[6.2.5.(2)]
$M_{c,Rd,z} = 1527,58$ [kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1-[6.2.5]
$h_{f,z} = 375$ [mm]	Distance entre les centres de gravité des ailes	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fc,Rd,z} = M_{c,Rd,z} / h_{f,z}$		
$F_{c,fc,Rd,z} = 4075,14$ [kN]	Résistance de l'aile et de l'âme comprimées	[6.2.6.7.(1)]

RESISTANCE DE LA SEMELLE DANS LA ZONE COMPRIMEE

$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$		
$N_{j,Rd} = 23715,48$ [kN]	Résistance de la semelle à l'effort axial	[6.2.8.2.(1)]
$F_{c,Rd,y} = \min(F_{c,Rd,y}, F_{c,fc,Rd,y})$		
$F_{c,Rd,y} = 4739,18$ [kN]	Résistance de la semelle dans la zone comprimée	[6.2.8.3]
$F_{c,Rd,z} = \min(F_{c,Rd,z}, F_{c,fc,Rd,z})$		
$F_{c,Rd,z} = 4075,14$ [kN]	Résistance de la semelle dans la zone comprimée	[6.2.8.3]

CONTROLE DE LA RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24)	$0,14 < 1,00$	vérifié	(0,14)
$e_y = 2$ [mm]	Excentricité de l'effort axial	[6.2.8.3]	
$z_{c,y} = 406$ [mm]	Bras de levier $F_{c,Rd,y}$	[6.2.8.1.(2)]	
$z_{t,y} = 450$ [mm]	Bras de levier $F_{T,Rd,y}$	[6.2.8.1.(3)]	
$M_{j,Rd,y} = 19,59$ [kN*m]	Résistance de l'assemblage à la flexion	[6.2.8.3]	
$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} \leq 1,0$ (6.23)	$0,36 < 1,00$	vérifié	(0,36)
$e_z = 10$ [mm]	Excentricité de l'effort axial	[6.2.8.3]	
$z_{c,z} = 187$ [mm]	Bras de levier $F_{c,Rd,z}$	[6.2.8.1.(2)]	
$z_{t,z} = 375$ [mm]	Bras de levier $F_{T,Rd,z}$	[6.2.8.1.(3)]	
$M_{j,Rd,z} = 80,55$ [kN*m]	Résistance de l'assemblage à la flexion	[6.2.8.3]	
$M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$ (6.23)	$0,44 < 1,00$	vérifié	(0,44)
$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} + M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0,80 < 1,00$	vérifié	(0,80)

CISAILLEMENT

PRESSIION DU BOULON D'ANCRAGE SUR LA PLAQUE D'ASSISE

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$

$\alpha_{d,y} = 1,19$	Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
$\alpha_{b,y} = 1,00$	Coef. pour les calculs de la résistance $F_{1,vb,Rd}$	[Tableau 3.4]
$k_{1,y} = 2,50$	Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement [Tableau 3.4]	
$F_{1,vb,Rd,y} = k_{1,y} * \alpha_{b,y} * f_{up} * d * t_p / \gamma_{M2}$		

ANNEXE

$F_{1,vb,Rd,y} = 1069,20$ [kN] Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise [6.2.2.(7)]

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$\alpha_{d,z} = 1,90$ Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement [Tableau 3.4]

$\alpha_{b,z} = 1,00$ Coef. pour les calculs de la résistance $F_{1,vb,Rd}$ [Tableau 3.4]

$k_{1,z} = 2,50$ Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement [Tableau 3.4]

$F_{1,vb,Rd,z} = k_{1,z} \cdot \alpha_{b,z} \cdot f_{up} \cdot d \cdot t_p / \gamma_{M2}$

$F_{1,vb,Rd,z} = 1069,20$ [kN] Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise [6.2.2.(7)]

CISAILLEMENT DU BOULON D'ANCRAGE

$\alpha_b = 0,25$ Coef. pour les calculs de la résistance $F_{2,vb,Rd}$ [6.2.2.(7)]

$A_{vb} = 8,55$ [cm²] Aire de la section du boulon [6.2.2.(7)]

$f_{ub} = 1200,00$ [MPa] Résistance du matériau du boulon à la traction [6.2.2.(7)]

$\gamma_{M2} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel [6.2.2.(7)]

$F_{2,vb,Rd} = \alpha_b \cdot f_{ub} \cdot A_{vb} / \gamma_{M2}$

$F_{2,vb,Rd} = 203,63$ [kN] Résistance du boulon au cisaillement - sans bras de levier [6.2.2.(7)]

$\alpha_M = 2,00$ Coef. dépendant de l'ancrage du boulon dans la fondation CEB [9.3.2.2]

$M_{Rk,s} = 4,76$ [kN*m] Résistance caractéristique de l'ancrage à la flexion CEB [9.3.2.2]

$l_{sm} = 67$ [mm] Longueur du bras de levier CEB [9.3.2.2]

$\gamma_{Ms} = 1,20$ Coefficient de sécurité partiel CEB [3.2.3.2]

$F_{v,Rd,sm} = \alpha_M \cdot M_{Rk,s} / (l_{sm} \cdot \gamma_{Ms})$

$F_{v,Rd,sm} = 119,37$ [kN] Résistance du boulon au cisaillement - avec bras de levier CEB [9.3.1]

RUPTURE DU BETON PAR EFFET DE LEVIER

$N_{Rk,c} = 291,06$ [kN] Résistance de calc. pour le soulèvement CEB [9.2.4]

$k_3 = 2,00$ Coef. dépendant de la longueur de l'ancrage CEB [9.3.3]

$\gamma_{Mc} = 2,16$ Coefficient de sécurité partiel CEB [3.2.3.1]

$F_{v,Rd,cp} = k_3 \cdot N_{Rk,c} / \gamma_{Mc}$

$F_{v,Rd,cp} = 269,50$ [kN] Résistance du béton à l'effet de levier CEB [9.3.1]

ECRASEMENT DU BORD DU BETON

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$

$V_{Rk,c,y} = 927,8$ [kN] Résistance caractéristique du boulon d'ancrage CEB [9.3.4.(a)]

$\psi_{A,V,y} = 1,00$ Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage CEB [9.3.4]

$\psi_{h,V,y} = 1,00$ Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation CEB [9.3.4.(c)]

$\psi_{s,V,y} = 1,00$ Coef. d'influence des bords parallèles à l'effort de cisaillement CEB [9.3.4.(d)]

$\psi_{ec,V,y} = 1,00$ Coef. d'irrégularité de la répartition de l'effort tranchant sur le boulon d'ancrage CEB [9.3.4.(e)]

$\psi_{\alpha,V,y} = 1,00$ Coef. dépendant de l'angle d'action de l'effort tranchant CEB [9.3.4.(f)]

$\psi_{ucr,V,y} = 1,00$ Coef. dépendant du mode de ferrailage du bord de la fondation CEB [9.3.4.(g)]

$\gamma_{Mc} = 2,16$ Coefficient de sécurité partiel CEB [3.2.3.1]

$F_{v,Rd,c,y} = V_{Rk,c,y} \cdot \psi_{A,V,y} \cdot \psi_{h,V,y} \cdot \psi_{s,V,y} \cdot \psi_{ec,V,y} \cdot \psi_{\alpha,V,y} \cdot \psi_{ucr,V,y} / \gamma_{Mc}$

$F_{v,Rd,c,y} = 429,57$ [kN] Résistance du béton pour l'écrasement du bord CEB [9.3.1]

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$V_{Rk,c,z} = 2859,3$ [kN] Résistance caractéristique du boulon d'ancrage CEB [9.3.4.(a)]

$\psi_{A,V,z} = 0,21$ Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage CEB [9.3.4]

$\psi_{h,V,z} = 1,14$ Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation CEB [9.3.4.(c)]

$\psi_{s,V,z} = 0,79$ Coef. d'influence des bords parallèles à l'effort de cisaillement CEB [9.3.4.(d)]

$\psi_{ec,V,z} = 1,00$ Coef. d'irrégularité de la répartition de l'effort tranchant sur le boulon d'ancrage CEB [9.3.4.(e)]

$\psi_{\alpha,V,z} = 1,00$ Coef. dépendant de l'angle d'action de l'effort tranchant CEB [9.3.4.(f)]

$\psi_{ucr,V,z} = 1,00$ Coef. dépendant du mode de ferrailage du bord de la fondation CEB [9.3.4.(g)]

$\gamma_{Mc} = 2,16$ Coefficient de sécurité partiel CEB [3.2.3.1]

$F_{v,Rd,c,z} = V_{Rk,c,z} \cdot \psi_{A,V,z} \cdot \psi_{h,V,z} \cdot \psi_{s,V,z} \cdot \psi_{ec,V,z} \cdot \psi_{\alpha,V,z} \cdot \psi_{ucr,V,z} / \gamma_{Mc}$

ANNEXE

$F_{v,Rd,c,z} = 252,66$ [kN] Résistance du béton pour l'écrasement du bord CEB [9.3.1]

GLISSEMENT DE LA SEMELLE

$C_{f,d} = 0,30$ Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton [6.2.2.(6)]

$N_{c,Ed} = 3413,42$ [kN] Effort de compression [6.2.2.(6)]

$$F_{f,Rd} = C_{f,d} * N_{c,Ed}$$

$F_{f,Rd} = 1024,03$ [kN] Résistance au glissement [6.2.2.(6)]

CONTACT DE LA CALE D'ARRET AVEC BETON

$$F_{v,Rd,wg,y} = 1.4 * l_w * b_{wy} * f_{ck} / \gamma_c$$

$F_{v,Rd,wg,y} = 233,33$ [kN] Résistance au contact de la cale d'arrêt avec béton

$$F_{v,Rd,wg,z} = 1.4 * l_w * b_{wz} * f_{ck} / \gamma_c$$

$F_{v,Rd,wg,z} = 128,33$ [kN] Résistance au contact de la cale d'arrêt avec béton

CONTROLE DU CISAILLEMENT

$$V_{j,Rd,y} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{v,Rd,wg,y} + F_{f,Rd}$$

$V_{j,Rd,y} = 1973,59$ [kN] Résistance de l'assemblage au cisaillement CEB [9.3.1]

$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0$ $0,08 < 1,00$ **vérifié** (0,08)

$$V_{j,Rd,z} = n_b * \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,sm}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{v,Rd,wg,z} + F_{f,Rd}$$

$V_{j,Rd,z} = 1868,59$ [kN] Résistance de l'assemblage au cisaillement CEB [9.3.1]

$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$ $0,01 < 1,00$ **vérifié** (0,01)

$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$ $0,08 < 1,00$ **vérifié** (0,08)

CONTROLE DES RAIDISSEURS

Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau

$M_1 = 75,36$ [kN*m] Moment fléchissant du raidisseur

$Q_1 = 494,16$ [kN] Effort tranchant du raidisseur

$Z_s = 110$ [mm] Position de l'axe neutre (à partir de la base de la plaque)

$I_s = 69700,00$ [cm⁴] Moment d'inertie du raidisseur

$\sigma_d = 7,57$ [MPa] Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

$\sigma_g = 46,49$ [MPa] Contrainte normale dans les fibres supérieures EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

$\tau = 49,42$ [MPa] Contrainte tangentielle dans le raidisseur EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

$\sigma_z = 85,92$ [MPa] Contrainte équivalente au contact du raidisseur et de la dalle EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp} / \gamma_{M0}) \leq 1.0$ (6.1) $0,31 < 1,00$ **vérifié** (0,31)

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$M_1 = 39,05$ [kN*m] Moment fléchissant du raidisseur

$Q_1 = 355,74$ [kN] Effort tranchant du raidisseur

$Z_s = 95$ [mm] Position de l'axe neutre (à partir de la base de la plaque)

$I_s = 73830,00$ [cm⁴] Moment d'inertie du raidisseur

$\sigma_d = 2,91$ [MPa] Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

$\sigma_g = 23,54$ [MPa] Contrainte normale dans les fibres supérieures EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

$\tau = 35,57$ [MPa] Contrainte tangentielle dans le raidisseur EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

$\sigma_z = 61,68$ [MPa] Contrainte équivalente au contact du raidisseur et de la dalle EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]

$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp} / \gamma_{M0}) \leq 1.0$ (6.1) $0,22 < 1,00$ **vérifié** (0,22)

SOUDES ENTRE LE POTEAU ET LA PLAQUE D'ASSISE

$\sigma_{\perp} = 14,80$ [MPa] Contrainte normale dans la soudure [4.5.3.(7)]

$\tau_{\perp} = 14,80$ [MPa] Contrainte tangentielle perpendiculaire [4.5.3.(7)]

$\tau_{y||} = 3,69$ [MPa] Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,y}$ [4.5.3.(7)]

$\tau_{z||} = 0,14$ [MPa] Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,z}$ [4.5.3.(7)]

$\beta_w = 0,85$ Coefficient dépendant de la résistance [4.5.3.(7)]

$\sigma_{\perp} / (0.9 * f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0$ (4.1) $0,06 < 1,00$ **vérifié** (0,06)

$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{y||}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1) $0,09 < 1,00$ **vérifié** (0,09)

$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{z||}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1) $0,07 < 1,00$ **vérifié** (0,07)

SOUDES VERTICALES DES RAIDISSEURS

Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau

ANNEXE

$\sigma_{\perp} =$	0,00	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	0,00	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} =$	70,21	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	0,00	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1) 0,35 < 1,00				vérifié (0,35)

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$\sigma_{\perp} =$	22,09	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	22,09	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} =$	23,72	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	60,33	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1) 0,18 < 1,00				vérifié (0,18)

SOUDURES HORIZONTALES DES RAIDISSEURS

Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau

$\sigma_{\perp} =$	38,19	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	38,19	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} =$	46,23	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	110,66	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1) 0,29 < 1,00				vérifié (0,29)

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$\sigma_{\perp} =$	64,50	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	64,50	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} =$	31,46	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	140,03	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,85		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1) 0,37 < 1,00				vérifié (0,37)

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$

$b_{eff} =$	206	[mm]	Largeur efficace de la semelle de tronçon T	[6.2.5.(3)]
$l_{eff} =$	479	[mm]	Longueur efficace de la semelle de tronçon en T	[6.2.5.(3)]
$k_{13,y} = E_c * \sqrt{(b_{eff} * l_{eff})} / (1.275 * E)$				
$k_{13,y} =$	38	[mm]	Coef. de rigidité du béton comprimé	[Tableau 6.11]
$l_{eff} =$	500	[mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m =$	184	[mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$k_{15,y} = 0.850 * l_{eff} * t_p^3 / (m^3)$				
$k_{15,y} =$	4	[mm]	Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction	[Tableau 6.11]
$L_b =$	371	[mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	[Tableau 6.11]
$k_{16,y} = 1.6 * A_b / L_b$				
$k_{16,y} =$	3	[mm]	Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction	[Tableau 6.11]
$\lambda_{0,y} =$	0,14		Elancement du poteau	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,y} =$	2600191,42	[kN*m]	Rigidité en rotation initiale	[Tableau 6.12]
$S_{j,rig,y} =$	3626728,07	[kN*m]	Rigidité de l'assemblage rigide	[5.2.2.5]
$S_{j,ini,y} < S_{j,rig,y}$ SEMI-RIGIDE				[5.2.2.5.(2)]

Moment fléchissant $M_{j,Ed,z}$

$k_{13,z} = E_c * \sqrt{(A_{c,z})} / (1.275 * E)$				
$k_{13,z} =$	67	[mm]	Coef. de rigidité du béton comprimé	[Tableau 6.11]
$l_{eff} =$	650	[mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m =$	184	[mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$k_{15,z} = 0.850 * l_{eff} * t_p^3 / (m^3)$				
$k_{15,z} =$	6	[mm]	Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction	[Tableau 6.11]

ANNEXE

$L_b =$	371	[mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	[Tableau 6.11]
$k_{16,z} = 1.6 \cdot A_b / L_b$				
$k_{16,z} =$	3	[mm]	Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction	[Tableau 6.11]
$\lambda_{0,z} =$	0,58		Elancement du poteau	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,z} =$	982802,68	[kN*m]	Rigidité en rotation initiale	[6.3.1.(4)]
$S_{j,rig,z} =$	205150,91	[kN*m]	Rigidité de l'assemblage rigide	[5.2.2.5]
$S_{j,ini,z} \geq S_{j,rig,z}$			RIGIDE	[5.2.2.5.(2)]

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

AILE DU POTEAU EN COMPRESSION

REMARQUES

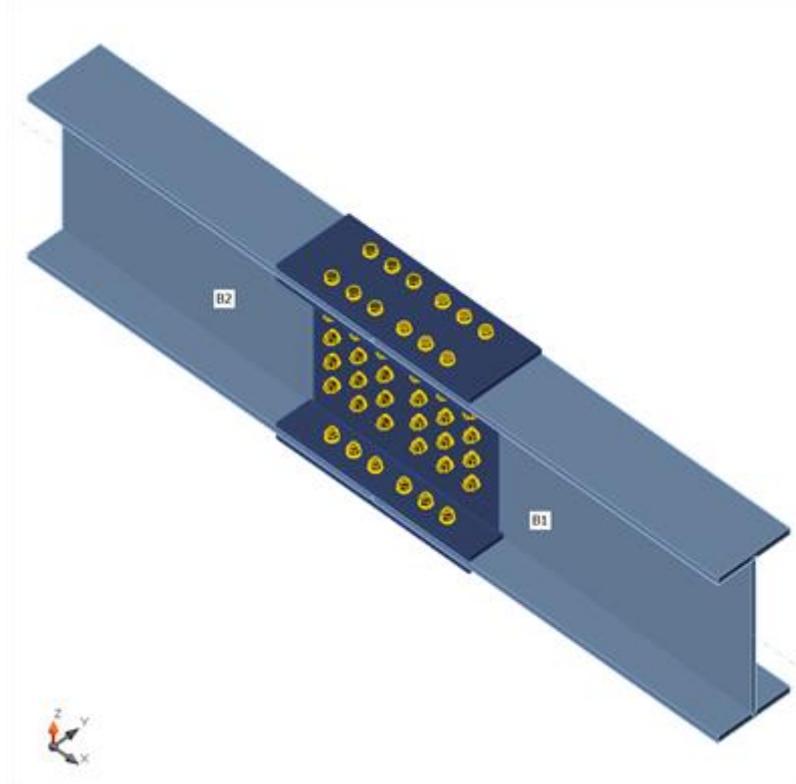
Rayon de courbure de l'ancrage trop faible. 48 [mm] < 99 [mm]
 Segment L4 du boulon d'ancrage à crosse trop court. 32 [mm] < 165 [mm]

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0,80

Assemblage poteau HEA700 – poteau HEA700

Nom	Section transversale	β – Direction [°]	γ – Angle [°]	α – Rotation [°]	Décalage ex [mm]	Décalage ey [mm]	Décalage ez [mm]	Efforts dans
B1	4 - HEA700	0,0	0,0	0,0	5	0	0	Noeud
B2	5 - HEA700	180,0	0,0	0,0	5	0	0	Noeud



ANNEXE

Sections transversales

Nom	Matériau
4 - HEA700	S 275
5 - HEA700	S 275

Boulons

Nom	Groupe de boulons	Diamètre [mm]	fu [MPa]	Superficie brute [mm ²]
M24 8.8	M24 8.8	24	800,0	452

Chargements (équilibre n'est pas exigé)

Nom	Élément	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
LE1	B1	1236,0	14,7	71,6	0,0	-173,0	0,0

Vérification

Sommaire

Nom	Valeur	Résultat
Analyse	100,0%	OK
Platines	0,0 < 5%	OK
Boulons	75.6 < 100%	OK
Voilement	Pas calculé	

Platines

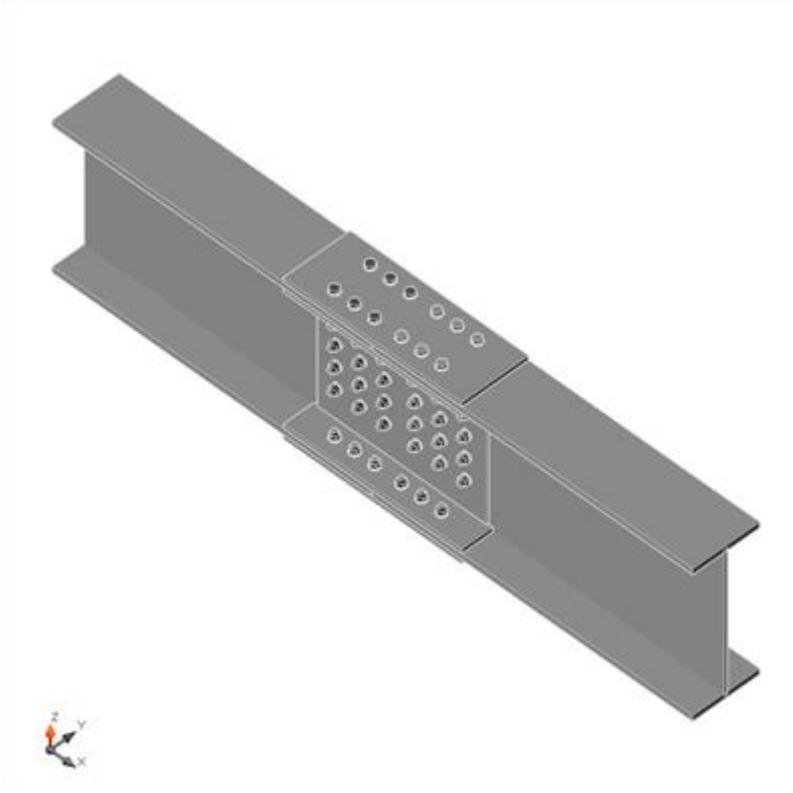
Nom	Épaisseur [mm]	Charges	σ_{Ed} [MPa]	ϵ_{Pl} [%]	Résultat
B1-bfl 1	27,0	LE1	156,8	0,0	OK
B1-tfl 1	27,0	LE1	63,4	0,0	OK
B1-w 1	14,5	LE1	173,9	0,0	OK
B2-bfl 1	27,0	LE1	165,9	0,0	OK
B2-tfl 1	27,0	LE1	43,1	0,0	OK
B2-w 1	14,5	LE1	210,0	0,0	OK
SPL1a	20,0	LE1	44,5	0,0	OK
SPL1b	20,0	LE1	43,9	0,0	OK
SPL1c	20,0	LE1	45,3	0,0	OK
SPL2a	20,0	LE1	147,5	0,0	OK
SPL2b	20,0	LE1	120,5	0,0	OK
SPL2c	20,0	LE1	121,5	0,0	OK
SPL3a	20,0	LE1	80,5	0,0	OK
SPL3b	10,0	LE1	129,3	0,0	OK

Données de conception

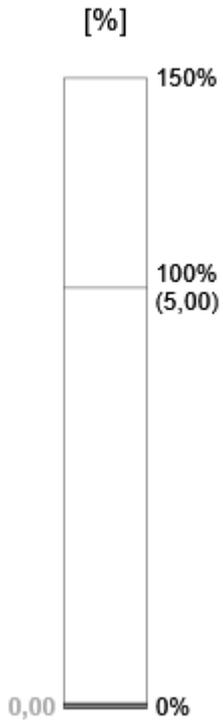
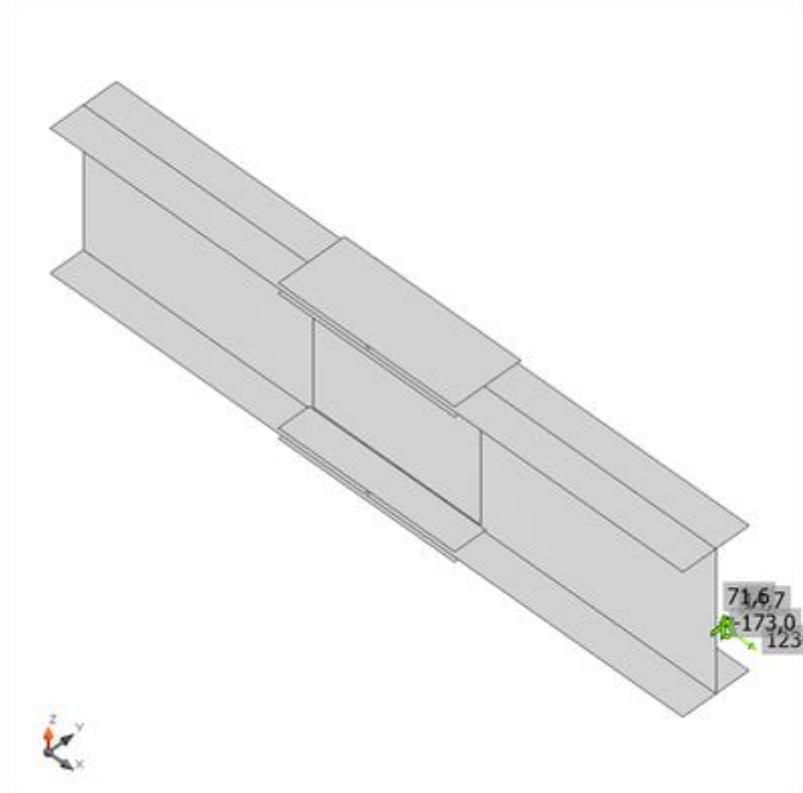
Matériau	f_y [MPa]	ϵ_{lim} [%]
S 275	275,0	5,0

Explication des symboles

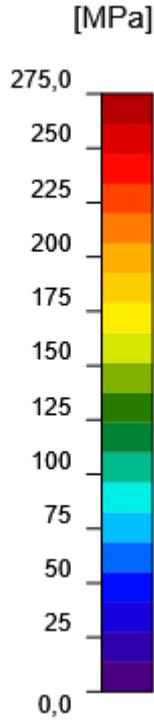
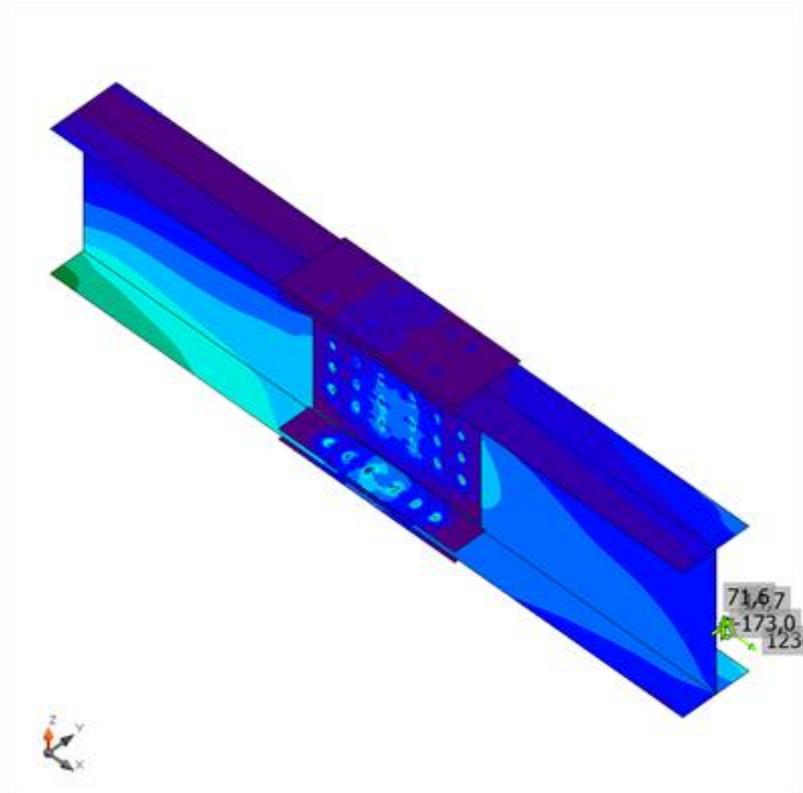
- ε_{Pl} Déformation
- σ_{Ed} Contrainte éq.
- f_y Limite d'élasticité
- ε_{lim} Déformation plastique limite



Vérification globale, LE1



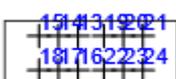
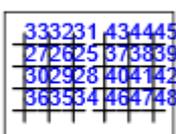
Vérification de déformation, LE1



Contrainte équivalente, LE1

ANNEXE

Boulons

	Nom	Classe	Charges	F _{t,Ed} [kN]	V [kN]	U _t [%]	F _{b,Rd} [kN]	U _s [%]	U _{ts} [%]	Résultat
	B1	M24 8.8 - 1	LE1	3,4	13,7	1,7	429,7	10,1	0,0	OK
	B2	M24 8.8 - 1	LE1	0,7	13,3	0,4	503,7	9,8	0,0	OK
	B3	M24 8.8 - 1	LE1	2,9	13,4	1,4	503,7	9,9	0,0	OK
	B4	M24 8.8 - 1	LE1	3,3	13,0	1,6	431,0	9,6	0,0	OK
	B5	M24 8.8 - 1	LE1	0,6	12,7	0,3	503,7	9,4	0,0	OK
	B6	M24 8.8 - 1	LE1	2,7	13,0	1,3	503,7	9,6	0,0	OK
	B7	M24 8.8 - 1	LE1	3,3	13,5	1,6	361,2	9,9	0,0	OK
	B8	M24 8.8 - 1	LE1	0,7	13,5	0,3	503,7	10,0	0,0	OK
	B9	M24 8.8 - 1	LE1	3,3	14,0	1,6	503,7	10,3	0,0	OK
	B10	M24 8.8 - 1	LE1	3,3	12,5	1,6	360,8	9,2	0,0	OK
	B11	M24 8.8 - 1	LE1	0,7	13,0	0,4	503,7	9,6	0,0	OK
	B12	M24 8.8 - 1	LE1	3,0	13,3	1,5	503,7	9,8	0,0	OK
	B13	M24 8.8 - 1	LE1	4,2	51,6	2,1	428,7	38,0	0,0	OK
	B14	M24 8.8 - 1	LE1	2,1	51,3	1,0	503,7	37,8	0,0	OK
	B15	M24 8.8 - 1	LE1	11,4	51,8	5,6	503,7	38,2	0,0	OK
	B16	M24 8.8 - 1	LE1	4,3	52,1	2,1	428,8	38,4	0,0	OK
	B17	M24 8.8 - 1	LE1	2,1	51,7	1,0	503,7	38,2	0,0	OK
	B18	M24 8.8 - 1	LE1	11,2	52,4	5,5	503,7	38,7	0,0	OK
	B19	M24 8.8 - 1	LE1	4,1	52,0	2,0	357,5	38,3	0,0	OK
	B20	M24 8.8 - 1	LE1	2,0	52,8	1,0	503,7	39,0	0,0	OK
	B21	M24 8.8 - 1	LE1	11,8	54,1	5,8	503,7	39,9	0,0	OK
	B22	M24 8.8 - 1	LE1	4,1	49,8	2,0	357,4	36,7	0,0	OK
	B23	M24 8.8 - 1	LE1	1,9	50,6	1,0	503,7	37,3	0,0	OK
	B24	M24 8.8 - 1	LE1	11,4	51,7	5,6	503,7	38,1	0,0	OK
	B25	M24 8.8 - 2	LE1	2,2	19,5	1,1	268,9	14,4	0,0	OK
	B26	M24 8.8 - 2	LE1	2,1	19,1	1,0	299,3	14,1	0,0	OK
	B27	M24 8.8 - 2	LE1	4,4	21,3	2,1	299,3	15,7	0,0	OK
	B28	M24 8.8 - 2	LE1	2,5	22,5	1,2	269,5	16,6	0,0	OK
	B29	M24 8.8 - 2	LE1	2,4	22,0	1,2	299,3	16,2	0,0	OK
	B30	M24 8.8 - 2	LE1	5,0	24,6	2,5	299,3	18,1	0,0	OK
	B31	M24 8.8 - 2	LE1	2,0	18,3	1,0	268,7	13,5	0,0	OK
	B32	M24 8.8 - 2	LE1	2,0	18,0	1,0	299,3	13,3	0,0	OK
	B33	M24 8.8 - 2	LE1	5,0	19,9	2,5	299,3	14,7	0,0	OK
	B34	M24 8.8 - 2	LE1	3,1	27,5	1,5	270,0	20,3	0,0	OK
	B35	M24 8.8 - 2	LE1	2,8	27,2	1,4	299,3	20,1	0,0	OK
	B36	M24 8.8 - 2	LE1	5,8	29,8	2,9	299,3	22,0	0,0	OK
	B37	M24 8.8 - 2	LE1	2,1	19,4	1,1	248,2	14,3	0,0	OK
	B38	M24 8.8 - 2	LE1	1,9	17,5	0,9	299,3	12,9	0,0	OK
	B39	M24 8.8 - 2	LE1	4,0	19,4	2,0	299,3	14,3	0,0	OK
	B40	M24 8.8 - 2	LE1	2,8	25,4	1,4	243,1	19,0	0,0	OK
	B41	M24 8.8 - 2	LE1	2,6	23,7	1,3	299,3	17,5	0,0	OK
	B42	M24 8.8 - 2	LE1	5,3	26,0	2,6	299,3	19,1	0,0	OK
	B43	M24 8.8 - 2	LE1	1,6	14,9	0,8	257,4	11,0	0,0	OK
	B44	M24 8.8 - 2	LE1	1,4	12,8	0,7	299,3	9,4	0,0	OK
	B45	M24 8.8 - 2	LE1	3,7	14,2	1,8	299,3	10,5	0,0	OK
	B46	M24 8.8 - 2	LE1	4,0	33,9	1,9	238,9	25,7	0,0	OK
	B47	M24 8.8 - 2	LE1	3,4	32,6	1,7	299,3	24,1	0,0	OK
	B48	M24 8.8 - 2	LE1	6,7	34,9	3,3	299,3	25,7	0,0	OK

ANNEXE

Données de conception

Nom	$F_{t,Rd}$ [kN]	$B_{p,Rd}$ [kN]	$F_{v,Rd}$ [kN]
M24 8.8 - 1	203,3	492,8	135,6
M24 8.8 - 2	203,3	246,4	135,6

Résultat détaillé pour B21

Vérification de la résistance à la tension (EN 1993-1-8 tab 3.4)

$$F_{t,Rd} = \frac{k_2 f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}} = 203,3 \text{ kN} \geq F_t = 11,8 \text{ kN}$$

où :

$$\begin{aligned} k_2 &= 0,90 && \text{– Coefficient} \\ f_{ub} &= 800,0 \text{ MPa} && \text{– Résistance à la traction ultime du boulon} \\ A_s &= 353 \text{ mm}^2 && \text{– Zone d'effort de traction du boulon} \\ \gamma_{M2} &= 1,25 && \text{– Facteur de sécurité} \end{aligned}$$

Vérification de la résistance par poinçonnement (EN 1993-1-8 tab 3.4)

$$B_{p,Rd} = \frac{0,6\pi d_m t_p f_u}{\gamma_{M2}} = 492,8 \text{ kN} \geq F_t = 11,8 \text{ kN}$$

où :

$$\begin{aligned} d_m &= 38 \text{ mm} && \text{– Le moyen des diamètres des cercles inscrit et circonscrit de la tête de} \\ &&& \text{boulon ou écrou, la plus petite de ces valeurs étant retenue.} \\ t_p &= 20 \text{ mm} && \text{– Épaisseur} \\ f_u &= 430,0 \text{ MPa} && \text{– Effort ultime} \\ \gamma_{M2} &= 1,25 && \text{– Facteur de sécurité} \end{aligned}$$

Vérification de la résistance au cisaillement (EN 1993-1-8 tab 3.4)

$$F_{v,Rd} = \frac{\beta_p \alpha_v f_{ub} A}{\gamma_{M2}} = 135,6 \text{ kN} \geq V = 54,1 \text{ kN}$$

où :

$$\begin{aligned} \beta_p &= 1,00 && \text{– Facteur de réduction} \\ \alpha_v &= 0,60 && \text{– Facteur de réduction} \\ f_{ub} &= 800,0 \text{ MPa} && \text{– Résistance à la traction ultime du boulon} \\ A &= 353 \text{ mm}^2 && \text{– Zone d'effort de traction du boulon} \\ \gamma_{M2} &= 1,25 && \text{– Facteur de sécurité} \end{aligned}$$

Vérification de la résistance à la pression diamétrale (EN 1993-1-8 tab 3.4)

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \alpha_b f_u d t}{\gamma_{M2}} = 503,7 \text{ kN} \geq V = 103,0 \text{ kN}$$

où :

$$\begin{aligned} k_1 &= 2,50 && \text{– Facteur de la distance par rapport à l'arrête et l'écartement des boulons} \\ &&& \text{perpendiculairement à la direction du transfert de charge} \\ \alpha_b &= 0,90 && \text{– Coefficient} \\ f_u &= 430,0 \text{ MPa} && \text{– Effort ultime} \\ d &= 24 \text{ mm} && \text{– Diamètre nominal de fixation} \\ t &= 27 \text{ mm} && \text{– Épaisseur} \end{aligned}$$

ANNEXE

$$\gamma_{M2} = 1,25 \quad \text{– Facteur de sécurité}$$

Interaction de la tension et du cisaillement (EN 1993-1-8 tab 3.4)

$$U_{ts} = \frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd}} + \frac{F_{v,Ed}}{1,4F_{v,Rd}} = 0,0 \quad \%$$

Utilisation en tension

$$U_{tt} = \frac{F_{t,Ed}}{\min(F_{t,Rd}; B_{p,Rd})} = 5,8 \quad \%$$

Utilisation en cisaillement

$$U_{ts} = \frac{V_{Ed}}{\min(F_{v,Rd}; F_{b,Rd})} = 39,9 \quad \%$$

Explication des symboles

- $F_{t,Rd}$ Résistance à la tension du boulon EN 1993-1-8 tab. 3.4
- $F_{t,Ed}$ Effort de tension
- $B_{p,Rd}$ Résistance au cisaillement par poinçonnement
- V Résultante des efforts de cisaillement V_y, V_z dans le boulon
- $F_{v,Rd}$ Résistance au cisaillement du boulon EN_1993-1-8 tableau 3.4
- $F_{b,Rd}$ Résistance à la pression diamétrale de la platine EN 1993-1-8 tab. 3.4
- U_{tt} Utilisation en tension
- U_{ts} Utilisation en cisaillement
- U_{ts} Utilisation en tension et cisaillement EN 1993-1-8 table 3.4

Voilement

Analyse de flambement n'a pas été calculée.