

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+7+1SOUS-SOL

Devant les membres de jury :

President: **Ms M.Jalel**

Examineur : **Mme D.Aouli**

Encadreur : **Ms A.Zahaf**

Co-encadreur : **Mme W.Badis**

Présenté par :

Mr Belhadi Lyes

Mr Bennouar Mohamed

Remerciements

*Avant tout, nous remercions Dieu qui nous a donné la force de
Terminer cet humble travail.*

*Nous tenons à manifester toute notre reconnaissance à notre promoteur
Ms ZAHAF et notre Co-promotrice Mme BADIS pour la confiance qu'ils
nous ont accordées, pour ses conseils qui ont éclairé le déroulement de nos
travaux et qui nous a aidés dans nos périodes de doute.*

*Nos remerciements vont également aux membres de jury qui nous ont fait
L'honneur d'accepter de juger notre travail.*

*Nos sincère reconnaissance à nos enseignants du département de
Génie Civil « Blida ».*

*Enfin nos 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
nos profondes gratitude et respects.*

Lyes et Mohamed

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à

La personne la plus cher qui nous a quittée il y'a quelques jours mais quelle reste toujours présente dans nos cœur, cette personne que je voulais autant la voire dans mon jour de réussite ainsi toute ma vie. A mon frère Mohamed qui m'a tant donner du courage pour avancer.

Ma mère qui m'a soutenu et qui m'a encouragé tout au long de mes études, que Dieu la préserve.

*Mon père qui a beaucoup sacrifié tout au long de ma vie, que Dieu le préserve.
Toute ma grande famille.*

Mon frère, Mes sœurs, mes cousins et cousines qui mon soutenu et qui m'ont encouragé tout au long de mes études, que Dieu les préserve.

Tous mes amis qui mon soutenu au long de mes études spécialement (Tekrane Benchohra, Migateli Abdelalim, Zidane Billel, Lahreche Abdesalam).

Un cadeau spécial pour Ms Zahaf et Mme Badis qui m'ont soutenu.

Toute la promotion 2020 (Master Génie Civil).

Et tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin dans ce travail.

Lyes

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.

Je t'aime Maman, je t'aime papa

*Mon frère adel qui m'atoujours donné des conseils pendant mes étudeset sans
oublier ma sœur .que dieu les préserve*

*Un cadeau spécial pour Amina, Mes meilleurs amis, mes frères qui m'ont soutenu
tout au long de mes études et m'ont donné des conseils vraiment respect pour eux
(Aymen Merizak /Adem hamouda)*

*Un cadeau spécial pour Ms Zahaf et Mdm Badis et Mdm aouali qui m'ont
soutenu mon binôme Lyes et Tous mes proches et mes amis*

Toute la promotion 2020(Master Génie Civil).

Mohamed

Résumé :

Le but de ce travail est l'étude d'une structure en charpente métallique (**R+7+sous sol**). Avec un plan fictif nous avons positionné géographiquement ce bâtiment dans la wilaya d'**ALGER**, cette dernière est considérée comme zone de forte sismicité.

La résistance du bâtiment est assurée par des palées de contreventement en **X**, 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.

ملخص :

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

Abstract:

The purpose of this work is to study steel structure made of steel framework (**base+7+basement**) with a fictional plan; it was established in **ALGER**, which is classified as highly seismicity zone.

Triangulated **X**-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 30,59 m with a total width of 20,30 m, the high of the building is about 37,32 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 are 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 frames.

The final model with new elements profiles and X 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_f** : Longueur de flambement ;
- r** : Rayon d'une section circulaire ;
- t** : Épaisseur d'une pièce ;
- t_f** : Épaisseur de la semelle (poutre, solive, poteau) ;
- t_w** : Épaisseur de l'âme (poutre, solive, poteau) ;
- z** : Hauteur au-dessus du sol ;
- z₀** : Paramètre de rugosité ;
- z_{eq}** : Hauteur équivalente ;
- z_{min}** : Hauteur minimale ;
- χ** : Coefficient de réduction pour le mode de flambement ou déversement approprié ;
- β** : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge
D'exploitation ;
- β_w** : Facteur de corrélation ;
- β_M** : Facteur de moment uniforme équivalent ;
- β_j** : Coefficient relatif à la liaison ;
- γ_M** : Coefficient de sécurité ;
- λ** : Élanement ;
- λ_{LT}** : Élanement de déversement ;
- α** : Facteur d'imperfection ;
- ϕ** : Rotation ;
- ϕ_{LT}** : Rotation de déversement ;
- η** : Contrainte limite de cisaillement en élasticité ;

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 7eme) 2chelle 1/50.....	2
Figure 1.3 : Vue en plan de sous-sol échelle 1/50.....	3
Figure 1.4 : Coupe A-A échelle 1/50.....	3
Figure 1.5 : Vue éclatée d'un plancher mixte.....	4
Figure 1.6 : Bac d'acier type Hi Bond 55.....	4
Figure 1.7 : Goujon soudée.....	5

CHAPITRE 02 : DESCENTE DES CHARGES ET L'ETUDE CLIMATIQUE

Figure 2.1 : Direction du vent.....	11
Figure 2.2 : Subdivision du bâtiment pour la définition de la hauteur de référence.....	11
Figure 2.3 : Topographie du site de l'ouvrage.....	12
Figure 2.4 : Légende pour les parois verticales.....	14
Figure 2.5 : Légende pour les toitures plates.....	15
Figure 2.6 : Légende pour les parois verticales.....	16
Figure 2.7 : Légende pour les toitures plates.....	16

CHAPITRE 03 : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS RESISTANTS

Figure 3.1 : Schéma du positionnement des solives plancher courant.....	24
Figure 3.2 : Largeur participante de la dalle.....	27
Figure 3.3 : Position de poutre sur plan.....	29
Figure 3.4 : Schéma statique de la poutre.....	29
Figure 3.5 : Organigramme représentatif de calcul de résistance au cisaillemen.....	34
Figure 3.6 : Position du poteau sur plan.....	36
Figure 3.7 : Le poteau central (le plus sollicité).....	37

CHAPITRE04 : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS SECONDAIRES

Figure 4.1 : Dimensionnement d'acrotère.....	41
Figure 4.2 : Ferrailage d'acrotère.....	43
Figure 4.3 : Les escaliers métalliques.....	44
Figure 4.4 : L'inclinaison de la paillasse.....	45
Figure 4.5 : La longueur de la paillasse.....	45
Figure 4.6 : Conception d'une marche.....	45

CHAPITRE05 : ETUDE DYNAMIQUE

Figure 5.1 : Spectre de réponse.....	51
Figure 5.2 : Vue en 3D du 1er modèle.....	54
Figure 5.3 : Les trois premiers modes 1 ^{er} modèle.....	56
Figure 5.4 : Vue en 3D du 2 ^{eme} modèle.....	57
Figure 5.5 : Les trois premiers modes du 2 ^{eme} modèle.....	59
Figure 5.6 : Vue en 3D du 3 ^{eme} modèle.....	60
Figure 5.7 : Les trois premiers modes du 3 ^{eme} modèle.....	62
Figure 5.8 : Vue en 3D du modèle final.....	63
Figure 5.9 : Les trois premiers modes du modèle Final.....	66

CHAPITRE06 : VERIFICATION DES PORTIQUES

Figure 6.1 : Vérification de poteau HEA700.....	69
Figure 6.2 : Stabilité en X (2UPN320).....	73

CHAPITRE 07 : ASSEMBLAGES

Figure 7.1 : Schéma d'assemblage solive –poutre (IPE360-HEA500).....	74
Figure 7.2 : Assemblage poteau – poteau (HEA600- HEA500).....	77
Figure 7.3 : Assemblage poteau- poutre (HEA600-HEA500).....	79
Figure 7.4 : Assemblage soudé poutres –platine.....	79
Figure 7.5 : Assemblage des diagonales pour palée de stabilité (2UPN320).....	101
Figure 7.6 : Schéma statique des pieds de poteaux (HEA700).....	102

CHAPITRE 08 : FONDATION

Figure 8.1 : Coupes transversales poteaux mixtes.....	103
Figure 8.2 : Caractéristiques du poteau mixte.....	104
Figure 8.3 : Vue en plan du niveau +0,00.....	109
Figure 8.4 : Semelle isolée sous poteau.....	110
Figure 8.5 : La forme de semelle filante.....	112
Figure 8.6 : Pourcentage de la charge pour chaque nervure dans un poteau central.....	112
Figure 8.7 : Pourcentage de la charge pour chaque nervure dans un poteau de rive.....	112
Figure 8.8 : Pourcentage de la charge pour chaque nervure dans un poteau d'angle.....	113
Figure 8.9 : Ferrailage de semelle filante.....	121
Figure 8.10 : Ferrailage de nervure.....	121
Figure 8.11 : Evaluation des charges.....	122
Figure 8.12 : Poussées des terres.....	123

CHAPITRE 02 : DESCENTE DES CHARGES ET L'ETUDE CLIMATIQUE

Tableau 2.1 : Charges permanentes du plancher terrasse inaccessible.....	8
Tableau 2.2 : Charges permanentes du plancher terrasse accessible.....	8
Tableau 2.3 : Charges permanentes du plancher étage courant.....	9
Tableau 2.4 : Valeurs de C_r	12
Tableau 2.5 : Paramètres relatifs à la détermination de $C_t(Z)$	13
Tableau 2.6 : Valeur de $C_t(z)$	13
Tableau 2.7 : Valeurs de I_v	13
Tableau 2.8 : Valeurs de C_e	14
Tableau 2.9 : Valeurs de q_p	14
Tableau 2.10 : Valeurs de C_{pe}	15
Tableau 2.11 : Valeurs de C_{pe}	15
Tableau 2.12 : Valeurs de C_{pe}	16
Tableau 2.13 : Valeurs de C_{pe}	17
Tableau 2.14 : Pression sur les parois (direction V1).....	18
Tableau 2.15 : Pression sur les parois (direction V2).....	18
Tableau 2.16 : La force exercée par le vent F_w sur V1.....	19
Tableau 2.17 : La force exercée par le vent F_w sur V2.....	19
Tableau 2.18 : Valeurs des Forces de pressions extérieures.....	20
Tableau 2.19 : Valeurs des forces de pression extérieure sur la toiture.....	20
Tableau 2.20 : Valeurs des Forces de pressions extérieures.....	20
Tableau 2.21 : Valeurs des forces de pression extérieure sur la toiture.....	21
Tableau 2.22 : Valeurs des forces de pression intérieure sur les étages et la toiture.....	21
Tableau 2.23 : Valeurs des forces de pression intérieure sur les étages et la toiture.....	21

CHAPITRE 03 : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS RESISTANTS

Tableau 3.1 : Caractéristiques du profile IPE180.....	23
Tableau 3.2 : Caractéristiques du profile IPE400.....	29
Tableau 3.3 : Récapitulatif des sections des poutres et les solives.....	36
Tableau 3.4 : La charge d'exploitation et charge permanente pour chaque étage.....	38
Tableau 3.5 : Sections des profils choisis.....	38
Tableau 3.6 : Les profilés choisis avec vérification de flambement.....	39
Tableau 3.7 : Les profilés choisis avec vérification de flambement.....	40

CHAPITRE 04 : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS SECONDAIRES

Tableau 4.1 : Charge et surcharge.....	46
---	----

CHAPITRE 05 : ETUDE DYNAMIQUE

Tableau 5.1 : Vérification des efforts V sur le sens X-X et Y-Y.....	53
Tableau 5.1 : Facteur de qualité.....	53
Tableau 5.2 : Les sections et les profilés des éléments de 1 ^{er} choix.....	55
Tableau 5.3 : Participation massique du 1 ^{er} modèle.....	56
Tableau 5.4 : Les sections et les profilés des éléments de 2 ^{eme} choix.....	57
Tableau 5.5 : Participation massique du 2 ^{eme} modèle.....	58
Tableau 5.6 : Les sections et les profilés des éléments de 3 ^{eme} choix.....	59
Tableau 5.7 : Participation massique du 3 ^{eme} modèle.....	61
Tableau 5.8 : Les sections et les profilés des éléments (choix final).....	63
Tableau 5.9 : Vérification des efforts V sur le sens X-X et Y-Y.....	65
Tableau 5.10 : Participation massique du 4 ^{eme} modèle.....	65
Tableau 5.11 : Déplacements inter étage du modèle final.....	66
Tableau 5.12 : Vérification des portiques sous l'effort tranchant d'étage.....	67
Tableau 5.13 : Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ	68

CHAPITRE 06 : VERIFICATION DES PORTIQUES

Tableau 6.1 : Vérification de flambement poteau HEA 600.....	72
Tableau 6.2 : Vérification de flambement poteau HEA 500.....	72

CHAPITRE 08 : ETUDE DE FONDATION

Tableau 8.1 : Caractéristiques géométriques du profilé HEA700.....	105
Tableau 8.2 : Vérification des sections de semelle isolé.....	110
Tableau 8.3 : La répartition pour les poteaux centraux.....	113
Tableau 8.4 : La répartition pour les poteaux d'angles.....	114
Tableau 8.5 : La répartition pour les poteaux de rive.....	114
Tableau 8.6 : Section des semelles filante sens y-y.....	115
Tableau 8.7 : Section des semelles filante sens x-x.....	115
Tableau 8.8 : Vérification de la contrainte à l'ELS sens Y.....	117
Tableau 8.9 : Vérification de la contrainte à l'ELS sens X.....	117
Tableau 8.10 : Ferrailage pour les semelles sens Y.....	118
Tableau 8.11 : Ferrailage pour les semelles sens X.....	119
Tableau 8.12 : Ferrailage des nervures.....	119
Tableau 8.13 : Vérification des contraintes à l'ELS.....	120

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.....	4
1.5 Les Planchers.....	4
1.6 Bac d'acier	4
1.7 Les connecteurs.....	5
1.8 Escaliers.....	5
1.9 Matériaux utilisés.....	5

CHAPITRE 02 : DESCENTE DES CHARGES ET L'ETUDE CLIMATIQUE

2.1 Introduction.....	8
2.2 Évaluation des charges et surcharges.....	8
2.2.1 Terrasse inaccessible.....	8
2.2.2 Terrasse accessible.....	8
2.2.3 Etage courant.....	9
2.3 L'effet de la neige.....	9
2.3.1 Introduction.....	9
2.3.2 Etude de la neige.....	9
2.3.3 Calcul des charges de la neige.....	9
2.4 Action du vent.....	10
2.4.1 Paramètres de calcul.....	11
2.4.2 Coefficient de rugosité.....	11
2.4.3 Coefficient de topographie.....	12
2.4.5 Intensité de turbulence.....	13
2.4.6 Coefficient d'exposition.....	13
2.4.7 Pression dynamique de pointe.....	14
2.4.8 Coefficient de pression extérieure.....	14
2.4.9 Coefficient de pression intérieure.....	17
2.4.10 Action d'ensemble.....	18
2.4.11 La force exercée par le vent F_w	19

2.4.12 Calcul des forces à l'aide des pressions de surface.....	19
2.4.13 Calcul des forces de frottement F_{fr}	21
CHAPITRE 03 : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS RESISTANTS	
3.1 Introduction.....	22
3.2 Pré dimensionnement des planchers.....	22
3.3 Pré dimensionnement des solives.....	23
3.4 Pré dimensionnement des poutres principales.....	28
3.5 Calcul des connecteurs.....	34
3.5.1 Calcul des connecteurs du solive.....	34
3.5.2 Calcul des connecteurs du poutre.....	35
3.6 Pré dimensionnement des poteaux.....	36
3.7 Vérification en flambement simple.....	39
CHAPITRE 04 : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS SECONDAIRES	
4.1 Acrotère.....	41
4.1.1 Introduction.....	41
4.1.2 Dimensionnement.....	41
4.1.3 Calcul des sollicitations.....	41
4.1.4 Vérification si la section est Partiellement ou entièrement comprimée	42
4.1.5 Calcul du ferrailage à l'ELU.....	42
4.1.6 Vérification de la contrainte de cisaillement.....	43
4.2 Les escaliers métalliques.....	43
4.2.1 Introduction.....	44
4.2.2 Calcul des sollicitations.....	44
4.2.3 Conception d'une marche.....	45
4.2.4 Dimensionnement des cornières.....	46
4.2.5 Limon.....	47
CHAPITRE 05 : ETUDE DYNAMIQUE	
5.1 Introduction.....	49
5.2 Modélisation de la structure étudiée.....	49
5.3 Méthode d'analyse modale spectrale.....	50
5.4 Résultante des forces sismiques de calcul.....	51
5.5 Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente.....	52

5.6 Etude dynamique (Sismique).....	52
5.6.1 Estimation de la période fondamentale expérimentale (T _{exp}).....	52
5.7 Résultat de l'analyse dynamique.....	53
5.7.1 Model 1.....	54
5.7.2 Model 2.....	56
5.7.3 Model 3.....	59
5.7.4 Model 4.....	63
5.8 Vérification de la période numérique de la structure.....	64
5.8.1 Estimation de l'effort sismique à la base de la structure.....	64
5.9 Vérification des conditions du facteur de comportement R.....	66
5.9.1 Justification des contreventements sous charges verticales.....	66
5.9.2 Justification des portiques sous charges horizontale.....	67

CHAPITRE 06 : VERIFICATION DES PORTIQUES

6.1 Introduction.....	69
6.2 Vérification des poteaux.....	69
6.2.1 Poteaux HEA 700 (RDC, 1 ^{er} , 2 ^{eme} étage).....	69
6.2.2 Poteaux HEA 600 (3 ^{eme} , 4 ^{eme} , 5 ^{eme} étage).....	71
6.2.3 Poteaux HEA 500 (6 ^{eme} et 7 ^{eme} étages).....	72
6.3 Vérification la poutre principale au déversement.....	72
6.4 Vérification des contreventements.....	72

CHAPITRE 07 : ASSEMBLAGES

7.1 Rôle des assemblages.....	74
7.2 Calcul des assemblages.....	74
7.2.1 Assemblages solive – poutre.....	74
7.2.2 Assemblage poteau- poteau.....	76
7.2.3 Assemblage poteau- poutre.....	79
7.2.4 Assemblage des diagonales pour palée de stabilité.....	101
7.3 Calcul des pieds de poteaux.....	102

CHAPITRE 08 : ETUDE DE FONDATION

8.1 Introduction.....	103
8.2 Poteaux Mixtes.....	103

8.2.1 Hypothèses de calcul.....	103
8.3 Vérification du poteau du sous-sol.....	104
8.3.1 La rigidité élastique réelle de flexion (EI_a).....	105
8.3.2 La résistance plastique en compression de la section mixte N_{plrd}	106
8.4 Vérification de flambement.....	106
8.5 Vérification de la méthode simplifiée.....	107
8.6 Etude de fondation.....	107
8.6.1 Les types des fondations.....	108
8.6.2 Fonctions assurées par les fondations.....	108
8.6.3 Choix des fondations.....	108
8.6.4 Semelle isolée sous poteaux.....	109
8.6.5 Semelles filantes croisées.....	111
8.6.6 Vérification de l'interférence entre deux semelles.....	116
8.6.6.1 Pré dimensionnement de la semelle filante.....	116
8.7 Ferrailage des semelles filantes.....	118
8.8 Voile périphérique.....	122
8.8.1 Pré dimensionnement.....	122
8.8.2 Evaluation des charges.....	122
8.8.3 Le dimensionnement.....	123
8.8.4 Vérification des contraintes à L'E.L.S.....	125

CONCLUSION GENERALE

ANNEXE

INTRODUCTION GENERALE

L'étude de ce projet consiste à calculer les éléments résistants d'un bâtiment (R+7+1ss) a usage bureaux contreventé par palées de stabilité en charpente métallique. Il se situe à ALGER et plus exactement dans Dar EL-Beïda.

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 pré-dimensionnement 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

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+7+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 totale 30,59m
- Largeur totale 20,30m
- Hauteur du rez-de -chaussé..... 4,08m
- Hauteur des étages 4,08m
- Hauteur total du bâtiment 37,32m

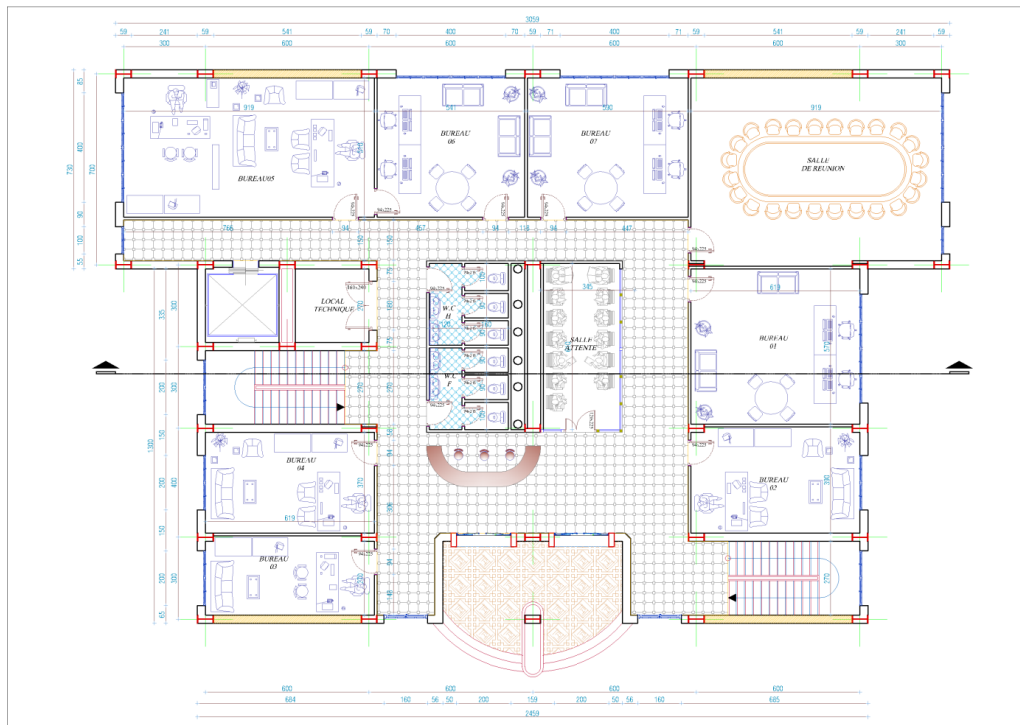


Figure 1.1 : Vue en plan du RDC échelle 1/50.

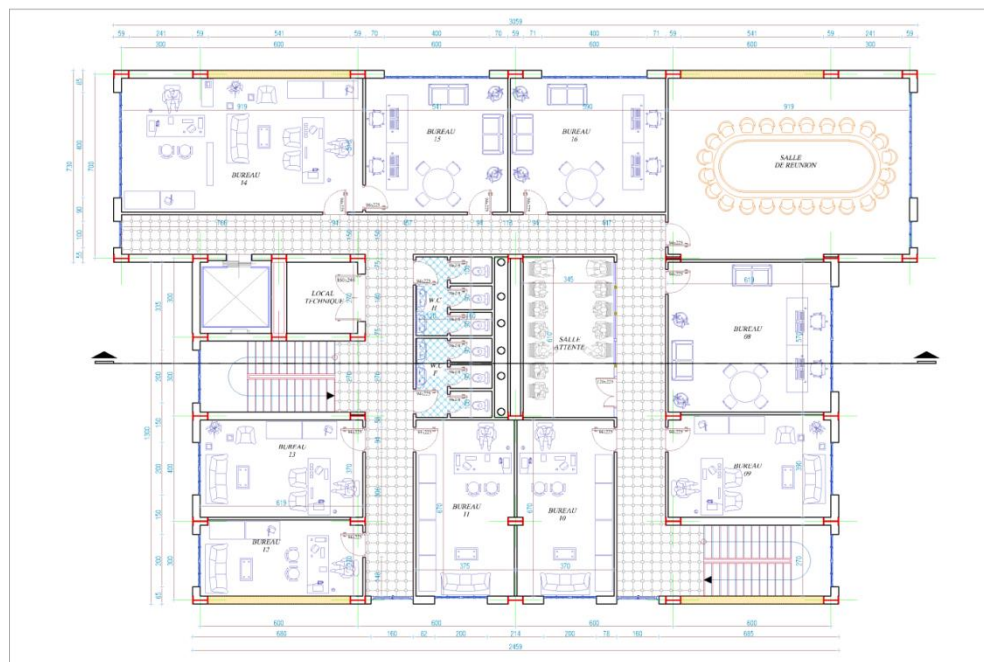


Figure 1.2 : Vue en plan d'étage courant (1er au 7eme) 2chelle 1/50.

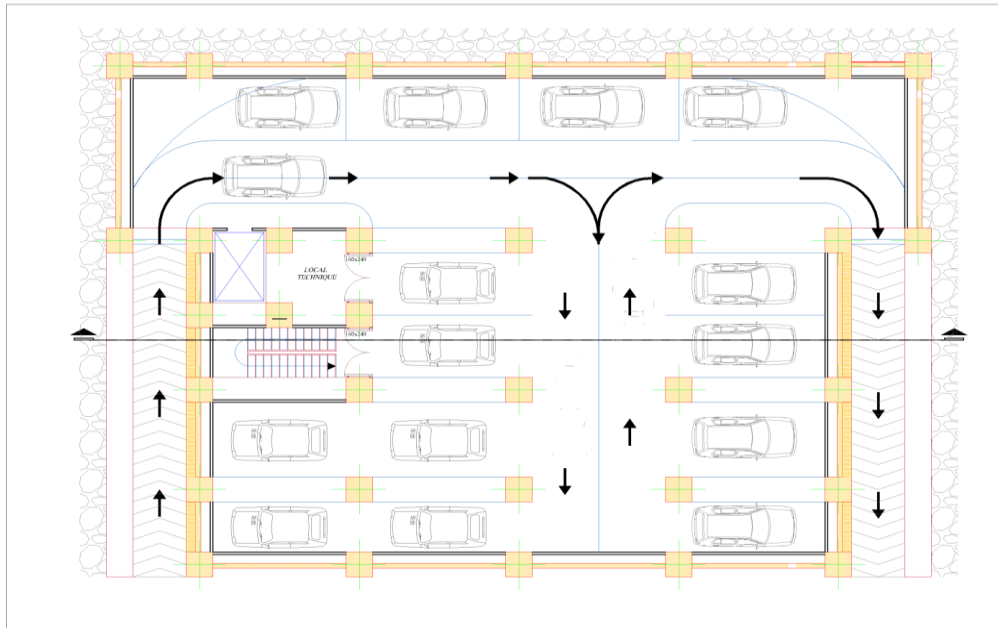


Figure 1.3 : Vue en plan de sous-sol échelle 1/50.

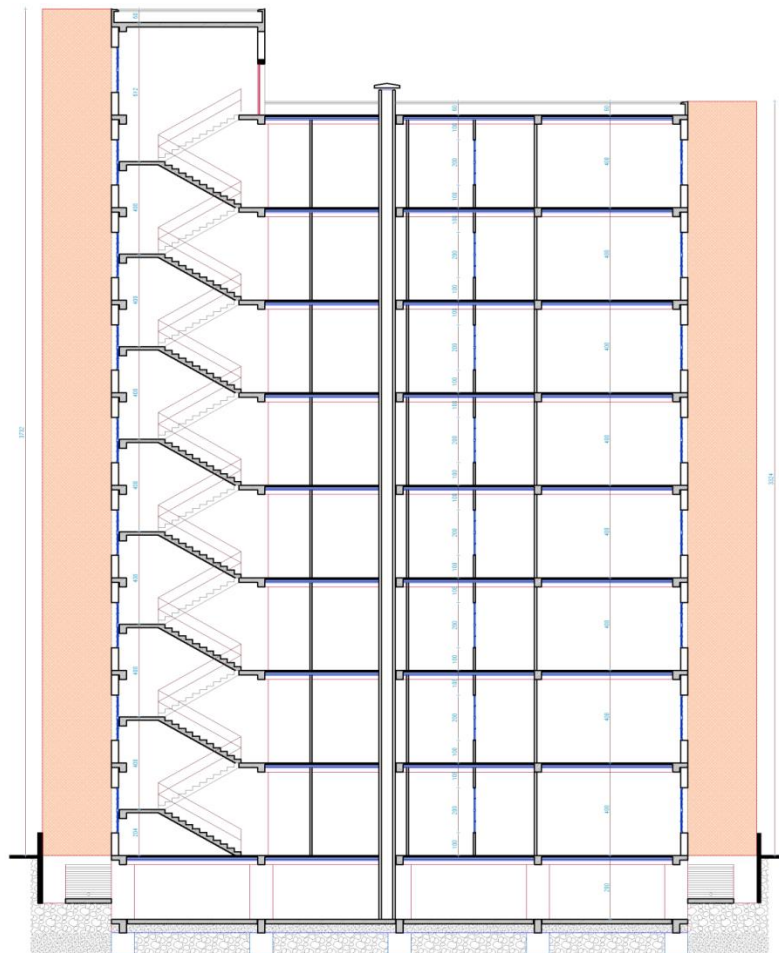


Figure 1.4 : Coupe A-A échelle 1/50.

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.

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,

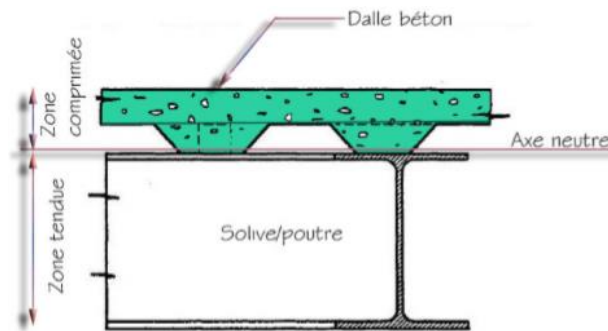


Figure 1.5 : Vue éclatée d'un plancher mixte.

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.
- Eviter souvent la mise en place des étais et gagner du temps.

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

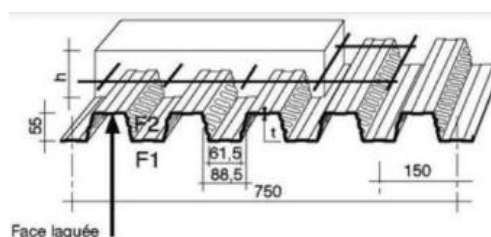


Figure 1.6 : Bac d'acier type Hi Bond 55.

1.7 Les connecteurs (goujon soudée)

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.

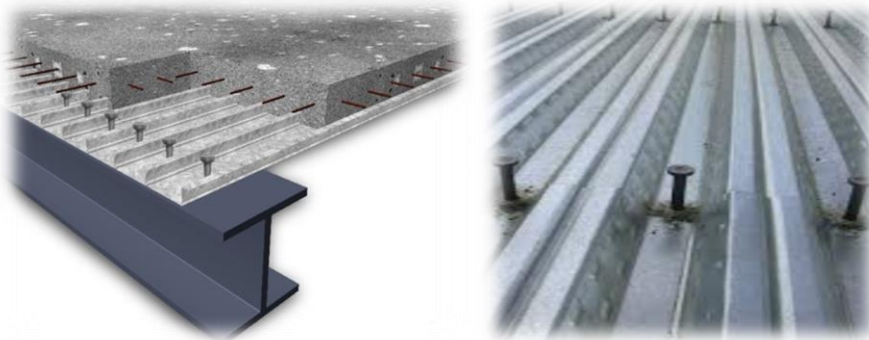


Figure 1.7 : Goujon soudée.

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 : $\rho = 7850 \text{ kg / m}^3$.
- Coefficient de dilatation linéaire : $\lambda = 12 \times 10^{-6} \text{ Mpa}$.

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

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

On utilise :

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

❖ Assemblage

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

➤ Boulonnage

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

➤ Soudage

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

Béton

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

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

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

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

DESCENTE DES CHARGES ET L'ETUDE
CLIMATIQUE

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

2.2.1 Terrasse inaccessible

-Charge permanente

Tableau 2.1: Charges permanentes du plancher terrasse inaccessible.

Matériaux	Epaisseur (cm)	P (KN/m ²)	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	2.97
Bac d'acier HIBON55	1	/	0.12
Faux plafond	13	10	0.318
Climatisation	/		0.4
Total			6.00

-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 ²)	G (KN/m ²)
Granite	1.5	28	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	2.97
Bac d'acier HIBON55	1	/	0.12
Faux Plafond	1.3	10	0.318
Climatisation	/	/	0.4
Total			6.02

-Charge d'exploitation($Q_{terrasse}$) = 1,5 KN/m²

2.2.3 Etage courant

-Charge permanente

Tableau 2.3 : Charges permanentes du plancher étage courant.

Matériaux	Epaisseur (cm)	P (KN/m ²)	G (KN/m ²)
Granite	1.5	28	0.42
Mortier de pose	2	20	0.4
Dalle en Béton Armé	15	25	2.97
Climatisation	/	/	0.4
Bac d'acier HIBON55	1	/	0.12
Faux Plafond	1.3	10	0.318
Cloisonnements	10	/	1
Total			5.63

-Charge d'exploitation($Q_{terrasse}$) = 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 255 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

$$S = \mu \times S_k \text{ (KN/m}^2\text{)}$$

Avec :

S : La charge caractéristique de la neige par unité de surface, en KN/m².

S_k : La charge de neige sur le sol, fonction de l'altitude et de la zone en KN/m².

μ : Coefficient de forme, dépend de la forme de toiture.

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

$$H = 255 \text{ m}$$

$\mu = 0,8$ ($0 \leq \alpha \leq 30^\circ$) toiture plate (**Tableau 6.1 RNV 2013**) [1]

$$S_k = \frac{(0,07 \times H) + 15}{100} \text{ (RNV2013 page 21) [1]}$$

$$S_k = \frac{(0,07 \times 255) + 15}{100} = 0.328 \text{ KN/m}^2$$

$$S = 0,8 \times 0.328$$

$$S = 0.262 \text{ KN/m}^2$$

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) [1]
- Zone du vent **I**
- $V_{réf} = 25 \text{ m/s}$ (§ 2.3.1) [1]
- $q_{réf} = 375 \text{ N/m}^2$
- $K_T = 0.234$
- $Z_0 = 1 \text{ m}$
- $Z_{min} = 10 \text{ m}$
- $\xi = 0.67$

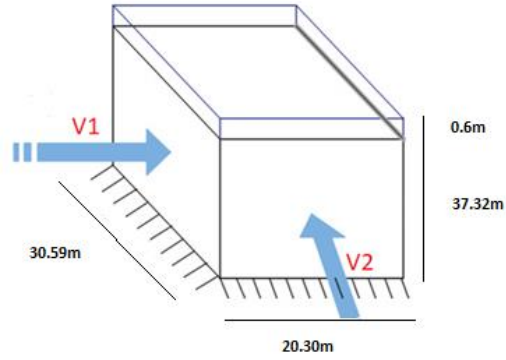


Figure 2.1 : direction du vent.

- 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 directions du vent)

- Pour les murs **au vent** : On définit un seul tronçon (voir figure 2.1): $Z_e = h=37.32$
- Pour les murs **sous le vent et parallèles au vent** : $Z_e = h =37.32m$ (§2.3.2) [1]

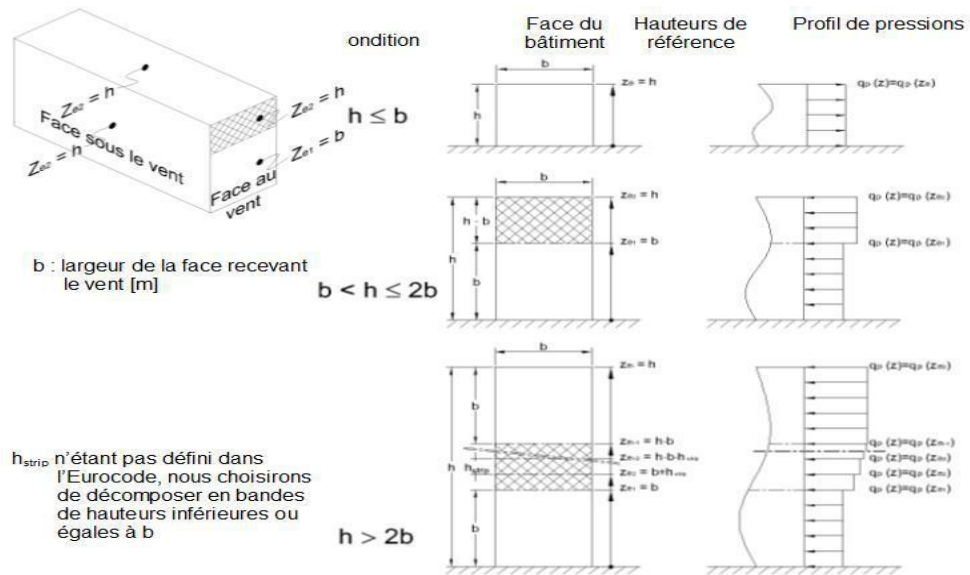


Figure 2.2 : Subdivision du bâtiment pour la définition de la hauteur de référence.

2.4.2 Coefficient de rugosité

$$\begin{cases} C_r(z) = K_t \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) & \text{pour } Z_{\min} \leq z \leq 200m \\ C_r(z) = K_t \times \ln\left(\frac{Z_{\min}}{z_0}\right) & \text{pour } z < Z_{\min} \text{ (cf. § 2.4.4) [1]} \end{cases}$$

On obtient les valeurs du tableau suivant :

Tableau 2.4 : Valeurs de C_r .

Tronçon	$Z = Z_e$	C_r
De 0 à 37.32m	37.32m	0.846

2.4.3 Coefficient de topographie

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

$$C_t(Z) = 1 \quad \text{pour } \phi < 0.05 \quad (\S 2.4.5) [1]$$

$$C_t(Z) = 1 + S_{\max} \times \left(1 - \frac{|X|}{K_{red} \times L} \right) \times e^{-\alpha \left(\frac{Z}{l} \right)} \quad \text{Pour } \phi \geq 0.05$$

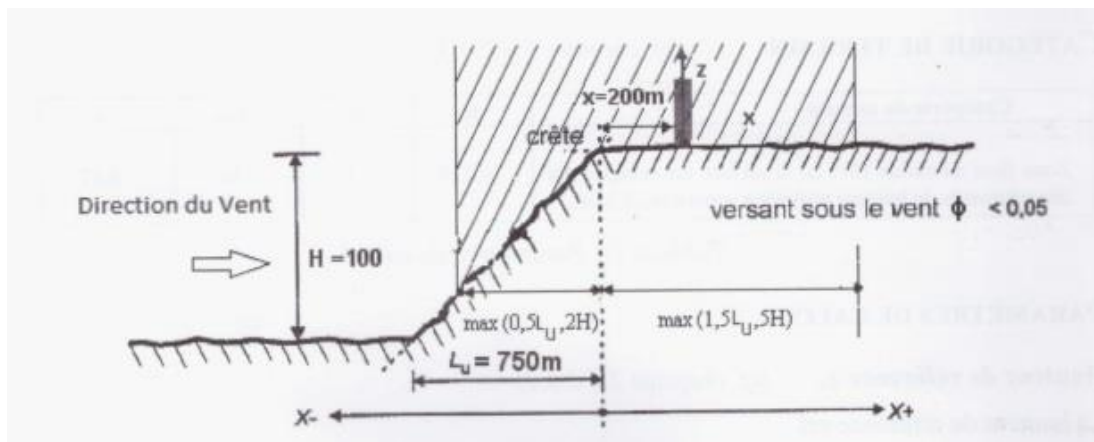


Figure 2.3 : Topographie du site de l'ouvrage.

- ϕ : la pente de versant au vent. $\phi = \frac{H}{L_u}$
- H : la hauteur du versant. H=100m
- L_u : la longueur du versant au vent. $L_u = 750m$
- L : la longueur caractérisant le versant au vent, donné par :
 $L = \max(0.5 L_u ; 2H) = 375m$

On vérifie que : $\phi = \frac{H}{L_u} = \frac{100}{750} = 0.133 > 0.05$

$$\text{Donc : } C_t(Z) = 1 + S_{\max} \times \left(1 - \frac{|X|}{K_{red} \times L} \right) \times e^{-\alpha \left(\frac{Z}{l} \right)}$$

- X : la distance horizontale entre le lieu d'implantation de l'ouvrage et le sommet du versant. X= 200m
- Z : la distance verticale mesurée à partir du niveau du sol au lieu considéré. Le coefficient de topographie varie en sens inverse de Z. d'où une valeur moyenne de Z peut être prise égale à la hauteur du centre de gravité de la paroi de tronçon.
- S_{\max}, α et K_{red} : des coefficients donnés en fonction de la forme de l'obstacle et du rapport H/L .

Tableau 2.5 : Paramètres relatifs à la détermination de $C_t(Z)$.

Forme de l'obstacle	S_{\max}	α	K_{red}	
			$X < 0$	$X > 0$
Falaise	$1.3 \times \frac{H}{L} = 1.3 \times \frac{100}{375} = 0.347$	2.50	1.50	4.00

- $H=100\text{m}$
- $L_u = 750\text{m}$
- $\text{Max}(1.5L_u ; 5H) = \text{max}(1.5 \times 750 ; 5 \times 100) = 1125 \text{ m}$

$$\frac{X}{L} = \frac{200}{375} = 0.533 \Rightarrow 1 - \frac{|X|}{K_{red} \times L} = 1 - \frac{200}{4 \times 375} = 0.867$$

$$\frac{Z}{L} = \frac{37.32}{375} = 0.999 e^{-\alpha 0.99} = 0.820$$

La valeur du coefficient de topographie est donnée au (tableau) :

Tableau 2.6 : Valeur de $C_t(z)$.

tronçon	$Z_e (m)$	$C_t(Z)$
De 0 à 37.32m	37.32	1.246

2.4.5 Intensité de turbulence (cf.§ 2.4.6) [1]

$$I_v \begin{cases} (z) = \frac{1}{C_t(z) \times \text{Ln}\left(\frac{z}{Z_0}\right)} & \text{pour } Z > Z_{\min} \\ I_v(z) = \frac{1}{C_t(z) \times \text{Ln}\left(\frac{Z_{\min}}{Z_0}\right)} & \text{pour } Z \leq Z_{\min} \end{cases}$$

On obtient les valeurs du tableau suivant :

Tableau 2.7 : Valeurs de I_v .

Tronçon	$Z = Z_e$	I_v
De 0 à 37.32m	37.32m	0.221

2.4.6 Coefficient d'exposition

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

On obtient les valeurs du tableau suivant :

Tableau 2.8 : Valeurs de C_e .

Tronçon	$Z = Z_e$	C_e
De 0 à 37.32m	37.32m	2.830

2.4.7 Pression dynamique de pointe

$$q_p(z) = q_{ref} \times C_e(z) \quad (\text{\S 2.3}) \quad [1]$$

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

On obtient les valeurs du tableau suivant :

Tableau 2.9 : Valeurs de q_p .

Tronçon	$Z = Z_e$	$q_p (\text{N/m}^2)$
De 0 à 37.32m	37.32m	1061.25

2.4.8 Coefficient de pression extérieure

(cf. § 5.1) [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**

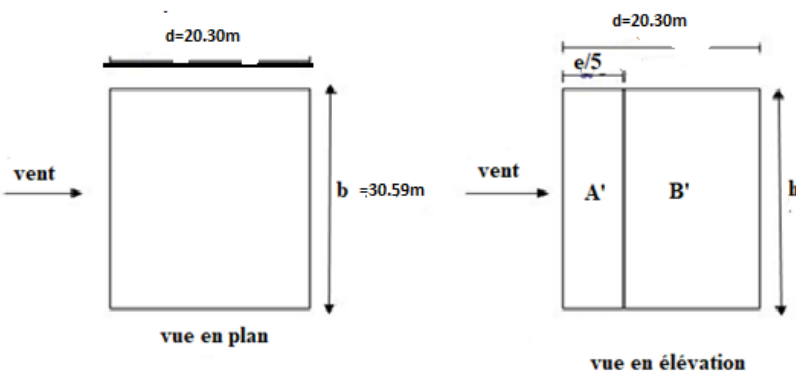
A. Parois verticales

- $b = 30.59 \text{ m}$

- $d = 20.30 \text{ m}$

- $e = \min [b ; 2h] = \min [30.9 ; 74.64] \quad e = 30.59 \text{ m}$

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

**Figure 2.4** : Légende pour les parois verticales.

Les valeurs sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau 2.10 : Valeurs de C_{pe} .

Zone	Aire (m^2) $\geq 10m^2$	$C_{pe} = C_{pe.10}$
A'	228.323	-1
B'	529.272	-0.8
D	757.595	+0.8
E	757.595	-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) [1] on a :

- $\frac{h_p}{h} = \frac{0,6}{37,32} = 0,016$ Donc on néglige l'acrotère.
- $e = \min [b ; 2h] = 30,59$ m

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

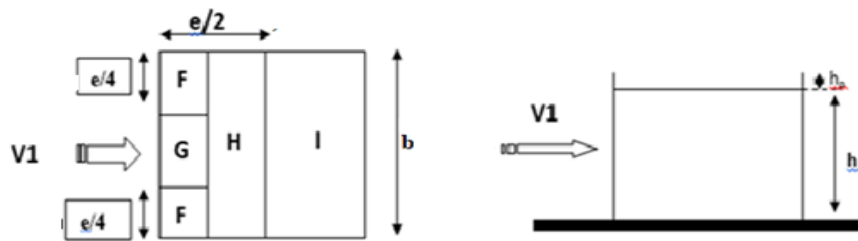


Figure 2.5 : Légende pour les toitures plates.

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	58.480	-1.8
G	116.976	-1.2
H	233.937	-0.7
I	467.874	+0.2

- **Direction du vent V2**

A. Parois verticales

- $b = 20,30$ m
- $d = 30,59$ m
- $e = \min [b ; 2h] = \min [20,30 ; 47,64] = 20,30$ m

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

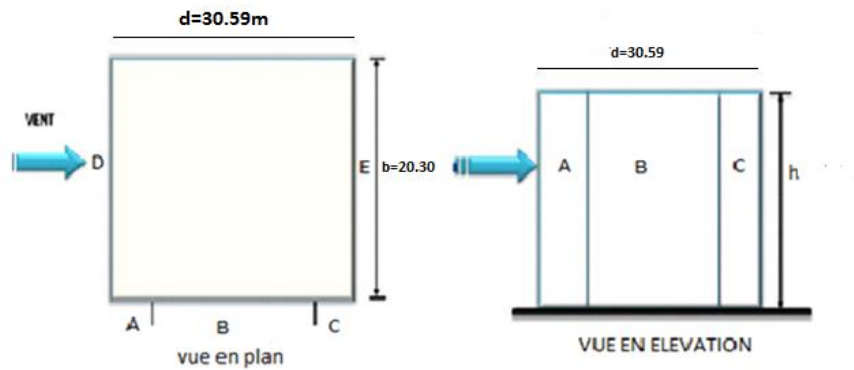


Figure 2.6 : Légende pour les parois verticales.

Les valeurs sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau 2.12: Valeurs de C_{pe} .

Zone	Aire (m^2) $\geq 10m^2$	$C_{pe} = C_{pe.10}$
A	151.519	-1
B	606.076	-0.8
C	364.243	-0,5
D	757.595	+0.8
E	757.595	-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) [1] on a :

- $\frac{h_p}{h} = \frac{0,6}{37,32} = 0,016$ Donc on néglige l'acrotère.
- $e = \min [b ; 2h] = 20.30m$

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

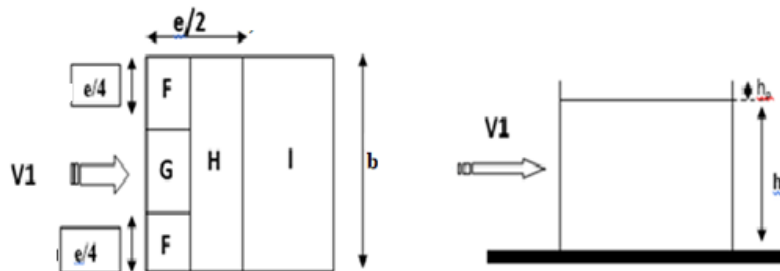


Figure 2.7 : Légende pour les toitures plates.

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

Tableau 2.13: Valeurs de C_{pe} .

Zone	Aire (m^2) $\geq 10m^2$	$C_{pe} = C_{pe,10}$
F	25.755	-1.6
G	103.733	-1.1
H	155.244	-0.7
I	310.489	-0.2 / +0.2

2.4.9 Coefficient de pression intérieure (§ 5.2) [1]

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

On définit l'indice de perméabilité μ_p comme suit :

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

- **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 98 fenêtres= $98 \times 3,45 = 338,1m^2$

2 portes = $2 \times 6,48 = 12,96m^2$

$4 \times 3,45 \times 7 = 93,8m^2$

$2 \times 6,48 = 12,96m^2$

Donc $S=106,76m^2$

$$\mu_p = \frac{106,76}{351,06} = 0,304$$

$$\frac{h}{d} = \frac{37,32}{20,30} = 1,83 > 1 \text{ donc } \mu_p = 1$$

Pour $\mu_p = 0,304$ et $\frac{h}{d} = 1,83$ $C_{pi} = 0,35$

- **Direction du vent V2**

10 fenêtres = $10 \times 7 \times 3,45 = 241,5m^2$

$$\mu_p = \frac{241,5}{351,06} = 0,687$$

$$\frac{h}{d} = \frac{37,32}{30,59} = 1,22$$

Donc pour $\mu_p = 0,687$ et $\frac{h}{d} = 1,22$ $C_{pi} = -0,05$

Pression aérodynamique sur les parois

- **Direction du vent V1**

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

Tableau 2.14 : Pression sur les parois (direction V1).

Zone	$q_p(N/m^2)$	C_{pe}	C_{pi}	$W_{(zj)1}(N/m^2)$
A'		-1		-1432.687
B'		-0,8		-1220.437
D	1061.25	0,8	0.35	477.562
E		-0,3		-689.812

- **Direction du vent V2**

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

Tableau 2.15 : Pression sur les parois (direction V2).

Zone	$q_p(N/m^2)$	C_{pe}	C_{pi}	$W_{(zj)1}(N/m^2)$
A		-1		-1008.187
B		-0,8		-795.937
C	1061.25	-0.5	-0.05	-477.562
D		0,8		902.062
E		-0,3		-265.312

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 :

$$F_w = C_d \times C_f \times q_p(Z_j) \times A_{ref} \dots\dots\dots(\text{cf.}\S 2.6.1) [1]$$

$$F_w = C_d \times \sum C_f \times q_p(Z_j) \times A_{ref} \dots\dots\dots$$

C_d : Coefficient dynamique.

C_f : Coefficient de force.

A_{ref} : Surface élémentaire.

$$C_d = 1$$

$$Q_p(Z_e) = 1061.25 N/m^2$$

Calcul du coefficient de forme

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

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

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

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

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

$$\lambda e = \text{Max} \left(0,7 \times \frac{1}{b}; 70 \right) \text{ donc } \lambda e = 70 \text{ (Tableau 4.1 §4.1.2 RNV2013)}$$

$$\text{Pour } \phi = 1 \text{ (pour construction fermé) et } \lambda e = 70 \quad (\text{§4.1.1 RNV2013})$$

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

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

$$C_{f2} = 2,15 \times 0,91 = 1,956$$

Calcul de la surface élémentaire A_{ref}

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

2.4.11 La force exercée par le vent F_w

- **Direction V1**

Tableau 2.16 : la force exercée par le vent F_w sur V1.

Niveau	H (m)	C_d	C_f	$Q_p(\text{N/m}^2)$	$A_{\text{ref}} (\text{m}^2)$	$F_w(\text{N})$
	37.32	1	2	1061.25	757.595	1607995.388

- **Direction V2**

Tableau 2.17 : la force exercée par le vent F_w sur V2.

Niveau	H (m)	C_d	C_f	$Q_p(\text{N/m}^2)$	$A_{\text{ref}} (\text{m}^2)$	$F_w(\text{N})$
	37.32	1	1,956	1061.25	757.595	1572619.489

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 $F_{w,i}$.

$F_{w,i}$ et F_{fr} donnée par :

- Force extérieure

$$F_{w,e} = C_d \times \Sigma W_e \times A_{\text{ref}} \text{ (§2.6.2. RNV2013) [1]}$$

- Force intérieure

$$F_{w,i} = \Sigma W_i \times A_{\text{ref}} \text{ (§2.6.2. RNV2013) [1]}$$

- Force de frottement

$$F_{fr} = C_{fr} \times q_p(z_e) \times A_{fr} \text{ (§2.6.2. RNV2013) [1]}$$

- 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_e donnée par :

$$W_i = q_p(z_i) \times C_{pi}$$

- Afr : Aire de la surface extérieure parallèle au vent
- ze; zi : Hauteur de référence des pressions extérieures et intérieures
- Cfr : Coefficient de frottement (Tableau 2.8 §2.6.3RNV2013) [1]
- Cfr = 0,01

- **Direction V1**

Calcul de Forces de pression extérieure

Tableau 2.18 : 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'			-1	-1061.25		-1045198.382
B'			-0,8	-849		-1045198.382
D	1061.25	1	0,8	849	757.596	-1045198.382
E			-0,3	-318.375		-1045198.382
$\Sigma W_e = -1379.625$						

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

Zone	$Q_p(N/m^2)$	C_d	C_{pe}	$W_e(N/m^2)$	$A_{réf}(m^2)$	$F_{w,e}(daN)$
F			-1,8	-58.480		-310154.4992
G			-1,2	-116.976		-310154.4992
H	1061.25	1	-0,7	-233.937	757.596	-310154.4992
I			-0,2	-467.874		-310154.4992
			0,2	467.874		-310154.4992
$\Sigma W_e = -409.393$						

- **Direction V2**

Calcul de Forces de pression extérieure

Tableau2.20 : 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'			-1	-1008.187		1246779.241
B'			-0,8	-795.937		996956.2311
C	1061.25	1	-0.5	-477.562	757.595	623097.645
D			0,8	902.062		623097.645
E			-0,3	-265.312		373858.67
$\Sigma W_e = -1644.936$						

Tableau 2.21 : 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			-1,6	-1698		4373759.57
G			-1,1	-1167.385		3006949.788
H			-0,7	-742.875		1913519.814
I	1061.25	1	-0,2	-212.25	757.595	546719.946
			0,2	212.25		-546719.946
				$\Sigma W_e = -3602.26$		

- **Direction V1**

Calcul de Forces de pression intérieure**Tableau 2.22** : Valeurs des forces de pression intérieure sur les étages et la toiture.

Niveau	$Q_p(ze)$	C_{pi}	$W_{ii}(N/m^2)$	$A_{réf}(m^2)$	$F_{wi}(N)$
	1062.25	0,35	371.437	757.595	281398.814

- **Direction V2**

Tableau 2.23 : Valeurs des forces de pression intérieure sur les étages et la toiture.

Niveau	$Q_p(ze)$	C_{pi}	$W_{ii}(N/m^2)$	$A_{réf}(m^2)$	$F_{wi}(N)$
	1062.25	-0.05	-53.112	757.595	-40237.3856

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**

$$(30.59 \times 37.32) \times 2 \times 4 = 9132.5904m^2$$

$$(20.30 \times 37.32) \times 2 = 1515.192m^2 \leq 9132.5904m^2$$

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

- **Direction AB**

$$(20.30 \times 37.32) \times 2 \times 4 = 6060.768m^2$$

$$(30.59 \times 37.32) \times 2 = 2283.2376m^2 \leq 6060.768m^2$$

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

Remarque :

Les valeurs des pressions dynamique sont très petites, alors nous ne les prenons pas en considération à l'étude dynamique.

PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS RESISTANTS

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 4 m 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 6 m 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 : $L=3$ m

$$\frac{3000}{25} < h < \frac{3000}{15} \Rightarrow 120\text{mm} < h < 200\text{mm}$$

Commençant par un IPE140 jusqu'à un IPE 180

On prend un **IPE 180**

Tableau 3.1 : Caractéristiques du profile IPE180.

	Poids		Section					Dimension					Caractéristiques		
	G	A	h	b	t _w	t _f	r	I _y	W _{pl-y}	W _{el-y}	A _{vz}	i _y	i _z		
	Kg/m	cm ²	mm	mm	mm	mm	mm	cm ⁴	cm ³	cm ³	cm ²	cm	cm		
IPE 180	18,8	23,9	180	91	5,3	8	9	1317	166,4	145,3	11,25	7,42	2,05		

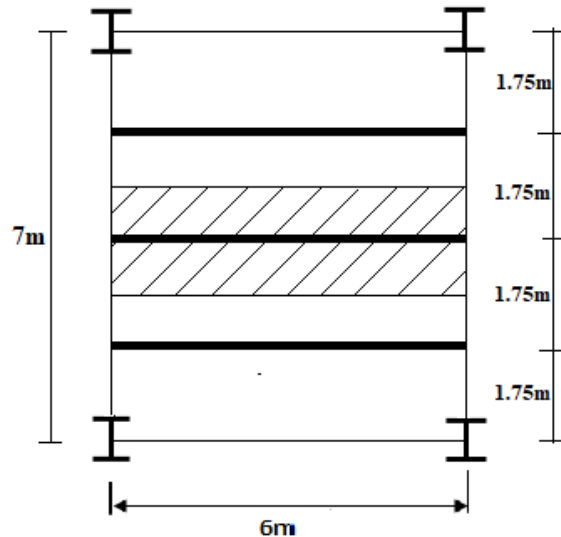


Figure 3.1 : Schéma du positionnement des solives plancher courant.

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 (IPE180) $g_p = 0,188 \text{ KN/m}$
- Poids P du béton frais $G_b = 2,97 \text{ KN/m}^2$
- 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**

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

$$q_u = 1,35 \times (0,188 + (2,97 + 0,12) \times 1,75) + 1,5 \times 0,75 \times 1,75 \Rightarrow q_u = 10,43 \text{ KN/ml}$$

• **ELS**

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

$$q_s = 0,188 + (2,97 + 0,12 + 0,75) \times 1,75 \Rightarrow q_s = 6,91 \text{ KN/ml}$$

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 :

$$M_{\max} = M_{sd} = \frac{qu * l^2}{8} = \frac{10.43 \times 3^2}{8} = 11.73 \text{ KN.m}$$

Moment résistant plastique :

$$M_{pl,rd} = \frac{166,4 \times 275 \times 10^{-3}}{1} = 45,76 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,rd} > M_{sd} \Rightarrow \text{vérifiée} \quad r = \frac{11.73}{45,76} = 0,26$$

"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**

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

$A_v = 1125 \text{ mm}^2$ A_v : aire de cisaillement.

Donc :

$$V_{pl,rd} = \frac{275 \times 10^3 \times 1125 \times 10^{-6}}{\sqrt{3}} = 178,62 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = \frac{Qu \times L}{2} = \frac{10.43 \times 3}{2} = 15.65 \text{ kN}$$

$$V_{pl,rd} > V_{sd} \Rightarrow 178,62 \text{ kN} > 15.65 \text{ kN} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$$0,5 \times V_{pl,rd} = 89,31 \text{ kN} > V_{sd}$$

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

- **la rigidité**

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

Avec :

$$q_{ser} = 6,91 \text{ KN/ml.}$$

$$L = 3 \text{ m.}$$

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

$$I_y = 1317 \text{ cm}^4.$$

$$f_{\max} = \frac{5 \times qs \times l^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 6,91 \times 3000^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 1317 \times 10^4} = 2,64 \text{ mm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{250} = \frac{3000}{250} = 12 \text{ mm}$$

$$f_{\max} = 2,64 \text{ mm} \leq \bar{f} = 12 \text{ mm} \Rightarrow \text{vérifiée} \quad r = \frac{2,64}{12} = 0,22$$

- **déversement**

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

$M_{sd} = c$ 'est le moment appliqué est $M_{sd} = 11,73 \text{ kN.m}$

M_{brd} = la résistance de calcul d'un élément non maintenu latéralement en déversement.

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

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

$$\lambda_{1t} = \frac{\frac{L}{i_{zz}}}{\left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L/i_{zz}}{h/t_f}\right)^2\right] \sqrt{c_1}}$$

Avec :

$$c_1 = 1,132$$

L : longueur de déversement $\Rightarrow L = 3$ m

$$\lambda_{1t} = 117,2$$

$$\bar{\lambda}_{1t} = \frac{\lambda_{1t}}{93,9\epsilon} = \frac{117,2}{93,9 \times 1} = 1,24 \geq 0,4 \text{ il y'a un risque de déversement.}$$

$$\phi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{1t} - 0,2) + \bar{\lambda}_{1t}^2 \right] = 1,38 \rightarrow X_{LT} = 0,5036$$

$$M_{b,rd} = \frac{0,5036 \times 1 \times 166,4 \times 275 \times 10^{-3}}{1,1} = 20,95 \text{ kNm}$$

$$M_{sd} = 11,73 \text{ kNm} < M_{b,rd} = 20,95 \text{ kNm}$$

Donc la condition de déversement est vérifiée

➤ Phase finale

- Poids P du profile (IPE180)gp = 0,188KN /ml
- Charge permanenteG = 5,63 KN/m²
- Sur charge d'exploitationQ = 2,5 KN/m²

L'entraxe entre les solives est de 1,75 m.

Combinaisons de charge :

• ELU :

$$q_u = 1,35 \times [gp + (G \times 1,75)] + 1,5 \times Q \times 1,75$$

$$q_u = 1,35 \times [0,188 + (5,63 \times 1,75)] + 1,5 \times 2,5 \times 1,75 \Rightarrow q_u = 20,12 \text{ KN/ml}$$

• ELS :

$$q_s = g_p + (G_t - G_b - g_{bac} + Q) \times 1,75$$

$$q_s = 0,188 + (5,63 + 2,5) \times 1,75 \Rightarrow q_s = 14,42 \text{ KN/ml}$$

Largeur de la dalle

$$b_{eff} = \inf \begin{cases} 2 \times L_0/8 \dots\dots\dots L: \text{longueur libre d'une poutre simplement appuie} \\ b \dots\dots\dots \text{Entraxe entre les poutres} \end{cases}$$

$$b_{eff} = \inf \begin{cases} 2 \times L_0/8 = 2 \times 6/8 = 1,5\text{m} \\ b = 1,75\text{m} \end{cases}$$

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

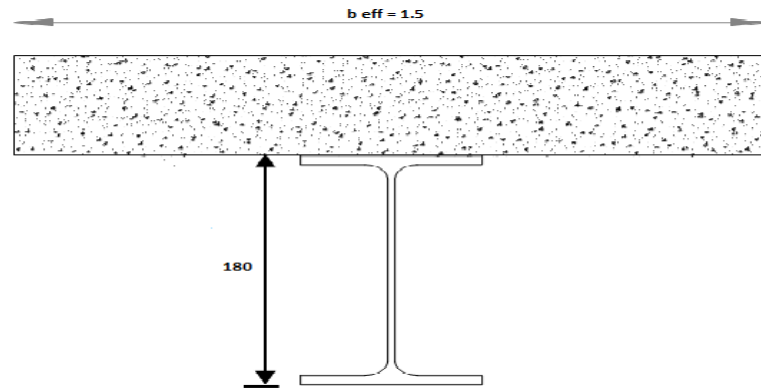


Figure 3.2 : Largeur participante de la dalle.

Position de l'axe neutre plastique

- $R_{\text{béton}} = 0,57 \times f_{ck} \times b_{\text{eff}} \times h_c = (0,57 \times 25 \times 1500 \times 95) \times 10^{-3} = 2030,63 \text{ kN}$
- $R_{\text{Acier}} = 0,95 \times f_y \times A_a = 0,95 \times 275 \times 2390 \times 10^{-3} = 624,39 \text{ kN}$

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

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**

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

Le moment appliqué :

$$M_{\text{max}} = M_{sd} = \frac{qu * l^2}{8} = \frac{20,12 \times 6^2}{8} = 90,54 \text{ KN.m}$$

Le moment résistant plastique développé par la section mixte :

$$M_{pl,rd} = 624,35 \times \left[\frac{180}{2} + 95 + 55 - \left(\frac{624,39 \times 95}{2 \times 2030,63} \right) \right] \times 10^{-3} = 140,73 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,rd} = 140,73 > M_{sd} = 90,54 \Rightarrow \text{vérifiée} \quad r = \frac{90,54}{140,73} = 0,64$$

- **l'effort tranchant**

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 :

$$V_{pl,rd} = \frac{275 \times 1125 \times 10^{-3}}{\sqrt{3}} = 178,62 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = \frac{Qu \times L}{2} = \frac{20,12 \times 6}{2} = 60,36 \text{ kN}$$

$$V_{pl,rd} > V_{sd} \Rightarrow 178,62 \text{ kN} > 60,36 \text{ kN} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$$0,5 \times V_{pl,rd} = 89,31 \text{ kN} > V_{sd} = 60,36 \text{ kN}$$

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**

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

Avec :

$$q_{ser} = 14,42 \text{ KN/ml.}$$

$$L = 6 \text{ m.}$$

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

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

$$v = \frac{A_a}{A_b} = \frac{2390}{1500 \times 95} = 0,016 \quad m = \frac{E_a}{E_b} = 15$$

$$I_c = \frac{2390 \times (95 + 2 \times 55 + 180)^2}{4 \times (1 + 15 \times 0,016)} + \frac{1500 \times 95^3}{12 \times 15} + 1317 \times 10^4 = 91,74 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

- **La valeur de la flèche maximale**

$$f_{max} = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_c} = \frac{5 \times 14,42 \times 6000^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 91,74 \times 10^6} = 12,63 \text{ mm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{250} = \frac{6000}{250} = 24 \text{ mm}$$

$$f^{max} = f^{con} + f^f = 2,64 + 12,63 = 15,27 \text{ mm} < \bar{f}^{adm} = 24 \text{ mm} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$$r = \frac{15,27}{24} = 0,64$$

- **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 180 vérifie toutes les conditions de résistance, rigidité et déversement, donc on opte pour les deux types des solives de plancher courant un **IPE 180**.

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.

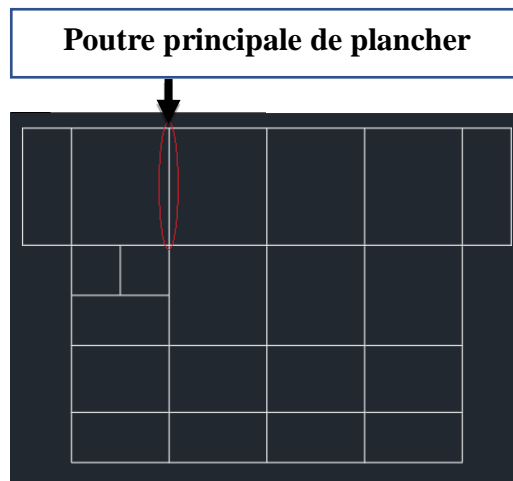


Figure 3.3 : position de poutre sur plan.

$$\frac{L}{25} < h < \frac{L}{15} \Rightarrow \frac{7000}{25} < h < \frac{7000}{15} \Rightarrow 280\text{mm} < h < 466,66\text{mm}$$

On opte pour un IPE 400

Tableau 3.2 : Caractéristiques du profile IPE400.

	Poids		Section					Dimension						Caractéristiques		
	G	A	h	b	t _w	t _f	r	I _y	W _{pl-y}	W _{el-y}	Avz	i _y	i _z			
	Kg/m	cm ²	mm	mm	mm	mm	mm	cm ⁴	cm ³	cm ³	cm ²	cm	cm			
IPE 400	66,3	84,5	400	180	8,6	13,5	21	23130	1307	1156	50,85	16,55	3,95			

➤ 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 450.....gp = 0,663 KN/ml
- Poids propre du béton fraisGb = 2,97 KN/m²
- Poids du bac d’acier.....g = 0,12 KN/m²
- Surcharge de constructionQc = 0,75 KN/m

Calcul des réactions des solives

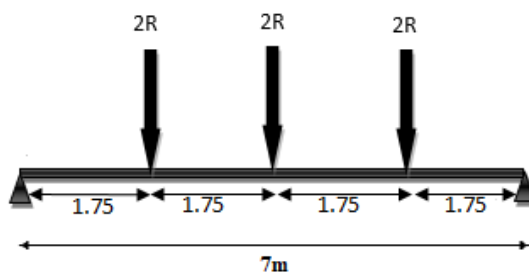


Figure 3.4 : Schéma statique de la poutre.

ELU

$$q_u = 10,43 \text{ kN/ml}$$

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

$$R_X = \frac{10,43 \times 7}{2} + \frac{10,43 \times 7}{2} = 73,01 \text{ kN}$$

$$R_U = R_1 + R_2 = 73,01 \text{ kN}$$

$$R_U = R_3 + R_4 = 73,01 \text{ kN}$$

$$R_U = R_5 + R_6 = 73,01 \text{ kN}$$

ELS

$$q_s = 6,91 \text{ kN/ml}$$

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

$$R_X = \frac{6,91 \times 7}{2} + \frac{6,91 \times 7}{2} = 48,37 \text{ kN}$$

$$R_S = R_1 + R_2 = 48,37 \text{ kN}$$

$$R_S = R_3 + R_4 = 48,37 \text{ kN}$$

$$R_S = R_5 + R_6 = 48,37 \text{ kN}$$

Combinaisons des charges

- **ELU**

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

$$q_u = 1,35 \times (0,663 + (2,97 + 0,12) \times 0,18) + 1,5 \times 0,75 \times 0,18 \Rightarrow q_u = 1,85 \text{ KN/ml}$$

- **ELS**

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

$$q_s = 0,663 + (2,97 + 0,12) \times 0,18 + 0,75 \times 0,18 \Rightarrow q_s = 1,35 \text{ KN/ml}$$

Vérification

- **la flexion**

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

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

$$M_{\max} = M_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{8} + \left(R_u \times \frac{L}{2} \right) = \left(1,85 \times \frac{7^2}{8} \right) + \left(73,01 \times \frac{7}{2} \right) = 266,87 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{mo}} = \frac{1307 \times 10^{-6} \times 275 \times 10^3}{1} = 359,43 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl,Rd} > M_{sd} \Rightarrow \text{vérifiée} \quad r = \frac{266,87}{359,43} = 0,74$$

- **l'effort tranchant**

on doit vérifier que :

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

$$D'où A_v = 4269 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{275 \times 10^3 \times 4269 \times 10^{-6}}{1 \times \sqrt{3}} = 677,79 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = R_u + \frac{q_u \times L}{2} = 73,01 + \frac{1,85 \times 7}{2} = 79,49 \text{ KN}$$

$$V_{Pl,rd} > V_{sd} \Rightarrow 677,79 \text{ kN} > 79,49 \text{ kN} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$$0,5 \times V_{Pl,rd} = 338,90 \text{ kN} > V_{sd} = 79,49 \text{ kN}$$

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**

Il faut vérifiée que :

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

Avec :

$$q_{\text{ser}} = 1,35 \text{ kN/ml}$$

$$R_{\text{ser}} = 48,37 \text{ kN}$$

$$L = 7 \text{ m}$$

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

$$I_y = 23130 \text{ cm}^4$$

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

$$f_{q_{\text{ser}1}} = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 1,35 \times 7000^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 23130 \times 10^4} = 0,87 \text{ mm}$$

$$f_{q_{\text{ser}2}} = \frac{19 \times R_s \times l^3}{384 \times E \times I_y} = \frac{19 \times 48,37 \times 10^3 \times 7000^3}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 23130 \times 10^4} = 16,90 \text{ mm}$$

La valeur de la flèche maximale est :

$$f_{\max} = f_{q_{\text{ser}1}} + f_{q_{\text{ser}2}} = 0,87 + 16,90 = 17,77 \text{ mm}$$

La valeur de la flèche admissible est :

$$\bar{f} = \frac{L}{250} = \frac{7000}{250} = 28 \text{ mm}$$

$$f_{\max} = 17,77 \text{ mm} < \bar{f} = 28 \text{ mm} \Rightarrow \text{vérifiée} \quad r = \frac{17,77}{28} = 0,63$$

- **déversement**

Dans cette phase il n'est pas nécessaire de vérifier le déversement car la poutre est maintenue latéralement par 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 400..... $g_p = 0,663 \text{ kN/m}$
- Charge permanente..... $G = 5,63 \text{ kN/m}^2$
- Surcharge d'exploitation $Q = 2,5 \text{ kN/m}^2$

Calcul des réactions des solives**ELU :**

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

$$R_U = \frac{20,12 \times 7}{2} + \frac{20,12 \times 7}{2} = 140,84 \text{ kN}$$

$$R_U = R_1 + R_2 = 140,84 \text{ kN}$$

$$R_U = R_3 + R_4 = 140,84 \text{ kN}$$

$$R_U = R_5 + R_6 = 140,84 \text{ kN}$$

ELS :

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

$$R_S = \frac{14,42 \times 7}{2} + \frac{14,42 \times 7}{2} = 100,94 \text{ kN}$$

$$R_S = R_1 + R_2 = 100,94 \text{ kN}$$

$$R_S = R_3 + R_4 = 100,94 \text{ kN}$$

$$R_S = R_5 + R_6 = 100,94 \text{ kN}$$

Combinaison des charges :**ELU**

$$q_u = 1,35 [(G_{ec} \times 0,18) + g_p] + 1,5 \times Q_{ec} \times 0,18$$

$$q_u = 1,35 [(5,63 \times 0,18) + 0,663] + 1,5 \times 2,5 \times 0,18 \Rightarrow q_u = 2,94 \text{ kN/ml}$$

ELS

$$q_s = g_p + (G_{ec} + Q) \times 0,18$$

$$q_s = 0,663 + (5,63 + 2,5) \times 0,18 \Rightarrow Q_s = 2,13 \text{ kN/ml}$$

Largeur de la dalle

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

$$b_{eff} = \inf \left\{ \begin{array}{l} \frac{2 \times 7}{8} = 1,75 \text{ m} \\ 6 \text{ m} \end{array} \right. \Rightarrow b_{eff} = 1,75 \text{ m}$$

Position de l'axe neutre plastique

$$R_{\text{béton}} = 0,57 \times f_{ck} \times b_{eff} \times h_c = 0,57 \times 25 \times 1750 \times 95 \times 10^{-3} = 2369,06 \text{ kN}$$

$$R_{\text{Acier}} = 0,95 \times f_y \times A_0 = 0,95 \times 275 \times 9450 \times 10^{-3} = 2207,56 \text{ kN}$$

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

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

$$M_{pl,rd} = 2207,56 \times \left[\frac{400}{2} + 95 + 55 - \left(\frac{2207,56 \times 95}{2 \times 2369,06} \right) \right] \times 10^{-3} = 674,94 \text{ kN.m}$$

Vérifications

- la flexion**

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

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

$$M_{pl,rd} = 2207,56 \times \left[\frac{400}{2} + 95 + 55 - \left(\frac{2207,56 \times 95}{2 \times 2369,06} \right) \right] \times 10^{-3} = 674,94 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{8} + \left(R_u \times \frac{L}{2} \right) = \left(2,94 \times \frac{7^2}{8} \right) + \left(140,84 \times \frac{7}{2} \right) = 510,95 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl,rd} > M_{sd} \Rightarrow \text{vérifiée} \quad r = \frac{510,95}{674,94} = 0,76$$

- **l'effort tranchant**

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

$$A_v = 4269 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{275 \times 10^3 \times 4269 \times 10^{-6}}{1 \times \sqrt{3}} = 677,79 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = R_u + \frac{L \times q_u}{2} = 140,84 + \frac{2,94 \times 7}{2} = 151,13 \text{ kN}$$

$$V_{pl,rd} > V_{sd} \Rightarrow 677,79 \text{ kN} > 151,13 \text{ kN} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$$0,5 \times V_{pl,rd} = 338,90 \text{ kN} > V_{sd} = 151,13 \text{ kN}$$

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**

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

Avec :

$$q_{ser} = 2,13 \text{ kN/ml.}$$

$$R_{ser} = 100,94 \text{ kN}$$

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

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

$$V = \frac{A_a}{A_b} = \frac{8450}{1750 \times 95} = 0,050 \quad , \quad m = \frac{E_a}{E_b} = 15$$

$$I_c = \frac{8450 \times (95 + 2 \times 55 + 400)^2}{4 \times (1 + 15 \times 0,050)} + \frac{1750 \times 95^3}{12 \times 15} + 23130 \times 10^4 = 6,81 \times 10^8 \text{ mm}^4$$

La valeur de la flèche maximale est :

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

$$f_{q_{ser}} = \frac{5 \times 2,13 \times 7000^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 6,81 \times 10^8} + \frac{19 \times 100,94 \times 10^3 \times 7000^3}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 6,81 \times 10^8}$$

$$f_{q_{ser}} = 12,44 \text{ m}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{250} = \frac{7000}{250} = 28 \text{ mm}$$

$$f_{q_{ser}}^{max} = 12,44 \text{ mm} < \bar{f} = 28 \text{ mm} \Rightarrow \text{vérifiée} \quad r = \frac{12,44}{28} = 0,44$$

- **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 400 vérifie toutes les conditions de résistance, rigidité et déversement, donc on opte un IPE 400 pour les poutres principales de plancher courant.

3.5 Calcul des connecteurs

Type goujons : hauteur = 95 mm
Diamètre = 19 mm

Détermination de Prd

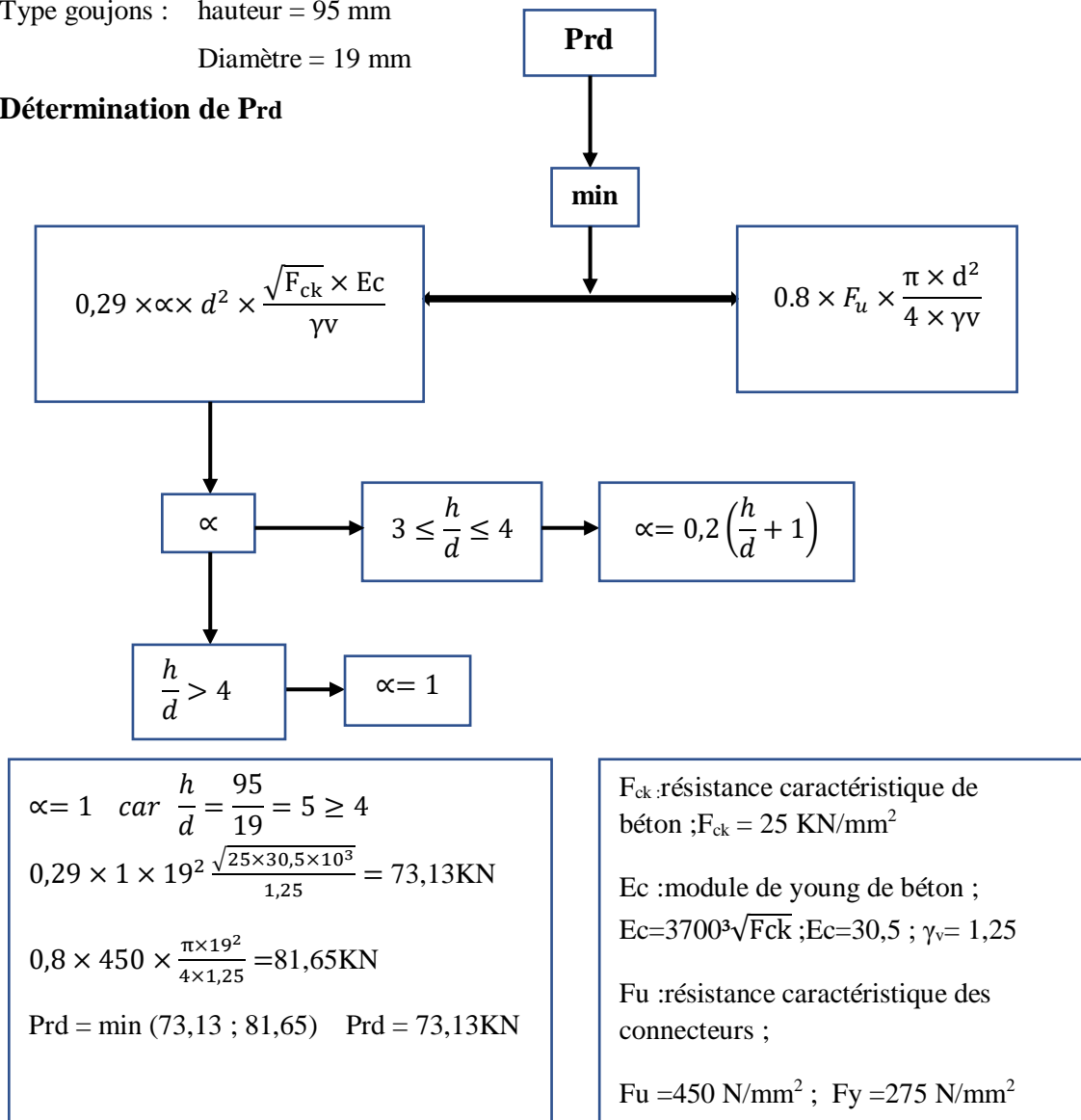


Figure 3.5 : Organigramme représentatif de calcul de résistance au cisaillement.

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, Kt 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 RL 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

$$R_L = \inf (R_{\text{béton}} ; R_{\text{Acies}}) ; R_L = \inf (2030,63 ; 624,39) \quad R_L = 624,39 \text{ kN}$$

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

$$\text{Nbre} = \frac{R_L}{P_{rd}} = \frac{624,39}{59,89} = 10,43$$

Soit $N_{br} = 11$ goujons sur la demi longueur de la poutre ; c'est-à-dire 22 connecteurs sur toute la poutre.

- **L'espace minimal**

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

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

$$\text{Esp} = \frac{L}{N_{br}-1} = \frac{6000}{22-1} = 285,71 \text{ mm} \quad E_{\min} \leq 285,71 \leq E_{\max}$$

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**

$$R_L = \inf (R_{\text{béton}} ; R_{\text{Acies}}) ; R_L = \inf (2369,06 ; 2207,56) \quad R_L = 2207,56 \text{ k}$$

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

$$\text{Nbre} = \frac{R_L}{P_{rd}} = \frac{2207,56}{51,34} = 42,99$$

Soit $N_{br} = 43$ goujons sur la demi longueur de la poutre ; c'est-à-dire **86** connecteurs sur toute la poutre.

- **L'espace minimal**

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

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

$$\text{Esp} = \frac{L}{N_{br}-1} = \frac{7000-300}{86-1} = 78,82 \text{ mm} \leq E_{\min} \quad \text{N'est pas vérifier}$$

$N_{cp} = N_{br} \times (0,25 + 0,03L) = 86 \times (0,25 + 0,03 \times (7)) = 39,56$ On prend 40

$$Esp = \frac{L}{N_{br}-1} = \frac{7000}{40-1} = 179,49 \text{ mm} \geq E_{min} \quad \text{Vérifier}$$

On opte un **Esp = 175mm**

Tableau 3.3 : Récapitulatif des sections des poutres et les solives.

		Mplrd	Msd	Ration	Vplrd	Vsd	Fmax	Fadm	Ratio
solive	C	45,76	11,73	0,26	178,62	15,65	2,64	12	0,22
	F	140,73	90,54	0,64	178,62	60,36	15,27	24	0,64
Poutre principale	C	359,43	266,87	0,74	677,79	79,49	17,77	28	0,63
	F	674,94	510,95	0,76	677,79	151,13	12,44	28	0,44

3.6 Pré dimensionnement des poteaux

Le pré-dimensionnement 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.

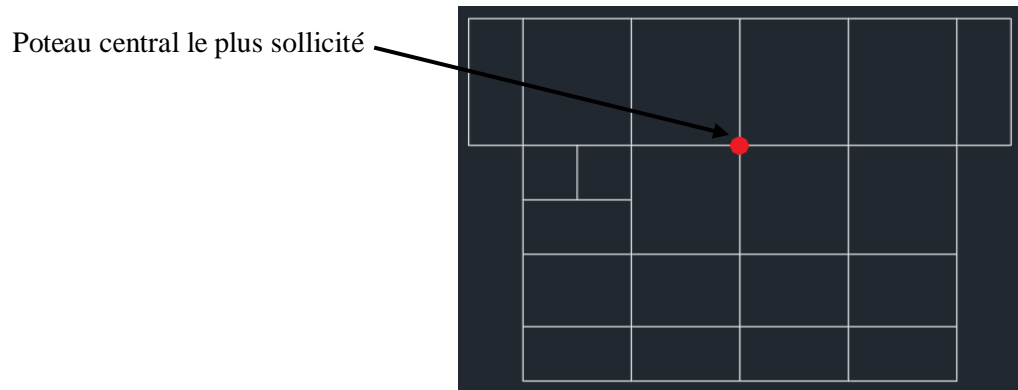


Figure 3.6 : position du poteau sur plan.

Méthode de calcul

La surface qui revient au poteau est :

$$S = \left(\frac{7}{2} + \frac{6}{2}\right) \times \left(\frac{6}{2} + \frac{6}{2}\right) = 39 \text{ m}^2$$

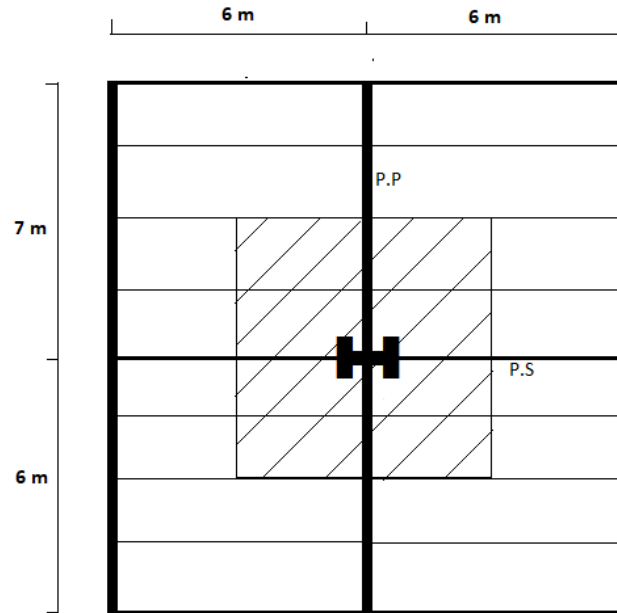


Figure 3.7 : Le poteau central (le plus sollicité).

- Niveau 8 « Terrasse »

Charge permanente : $G = 6.02 \text{ kN/m}^2$

Surcharge d'exploitation : $Q = 1,5 \text{ kN/m}^2$

Surcharge de la neige : $S = 0.262 \text{ kN/m}$

$$G_T \left\{ \begin{array}{l} \text{Poids propre du plancher terrasse : } 6,02 \times 39 = 234,78 \text{ kN} \\ \text{Poids propre de la poutre porteuse : IPE400 : } 0,663 \times 7 = 4,641 \text{ kN} \\ \text{Poids propre de la poutre non porteuse : IPE180 : } 0,188 \times 6 = 1,128 \text{ kN} \\ \text{Poids propre des solives : IPE180 : } 0,188 \times 6 \times 3 = 4,512 \text{ kN} \end{array} \right.$$

$$G_T = 245,06 \text{ kN}$$

$$S = 0.262 \times 39 = 10,22 \text{ kN}$$

$$Q = 1,5 \times 39 = 58,5 \text{ kN}$$

a) Combinaison de charge

$$N_{sd} = 1.35 \times G_T + 1.5 \times (Q + S)$$

b) Pré dimensionnement du Poteau

$$N_{sd} \leq N_{crd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M_0}}$$

$$N_{crd} = N_{plrd}$$

Section de classe 1 :

$$N_{sd} = 1.35 \times 245,06 + 1.5 \times (58,5 + 10,22) = 433,91 \text{ kN}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{M_0}}{f_y} = \frac{433,91 \times 1 \times 10^3}{275 \times 10^2} = 15,78 \text{ cm}^2$$

$$\text{Profilé choisi HEA 100} \Rightarrow A_{choisit} = 21.2 \text{ cm}^2$$

Pour la réalisation il faut que la largeur de poteau égal a la largeur de poutre donc Profilé adopté

HEA 200 $\Rightarrow A_{choisit} = 53.8 \text{ cm}^2 \{ b_{poteau} = 200 \text{ mm} \geq b_{poutre} = 200 \text{ mm}$

- **Niveau 6**

- Charge permanente : $G = 5.63 \text{ kN/m}^2$

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

G_T { Poids propre du plancher courant : $5,63 \times 39 = 219,57 \text{ kN}$
 Poids propre de la poutre porteuse : IPE400 : $0,663 \times 7 = 4,641 \text{ kN}$
 Poids propre de la poutre non porteuse : IPE220 : $0,188 \times 6 = 1,128 \text{ kN}$
 Poids propre des solives : IPE180 : $0,188 \times 6 \times 3 = 4,512 \text{ kN}$

$G_T = 229,85 \text{ kN}$

$Q = 2,5 \times 39 = 97,5 \text{ kN}$

Tableau 3.4 : la charge d'exploitation et charge permanente pour chaque étage.

NIV	Surface (m ²)	G (kN)	La charge Q	Q(kN)
TERRASSE	39	245,06	Q_0	58,5
6^{eme}	39	474,91	Q_0+Q_1	156
5^{eme}	39	704,76	$Q_0+0.90 (Q_1+Q_2)$	234
4^{eme}	39	934,61	$Q_0+0.80 (Q_1+Q_2+Q_3)$	292,5
3^{eme}	39	1164,46	$Q_0+0.70 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$	331,5
2^{eme}	39	1394,31	$Q_0+0.60 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$	351
1^{er}	39	1624,16	$Q_0+0.50 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$	351
RDC	39	1854,01	$Q_0+0.50 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7)$	399,75
Sous-sol	39	2083,86	$Q_0+0.50 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8)$	448,5

Tableau 3.5 : Sections des profils choisis.

NIV	Effort normal Nsd (kN)	Section (m ²)	Profilé choisis
TERRASSE	433,91	17,06	HEA200
6^{eme}	875,13	31,83	HEA200
5^{eme}	1302,43	47.37	HEA200
4^{eme}	1700,48	61.84	HEA220
3^{eme}	2069,27	75,25	HEA240
2^{eme}	2408,82	87.59	HEA280
1^{er}	2719,12	98,88	HEA300
RDC	3102,54	112.82	HEA320

3.7 Vérification en flambement simple

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

- **Vérification au flambement de poteau central au niveau de RDC**

HEA400 (A = 159 cm²)

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

$$L_f = 0,7L_0 = 0,7 \times 4,08 = 2,856 \text{ m}$$

$$\begin{cases} \lambda_y = \frac{L_f}{i_y} = \frac{285,6}{16,84} = 16,96 \\ \lambda_z = \frac{L_f}{i_z} = \frac{285,6}{7,34} = 38,91 \end{cases} \Rightarrow \lambda_z > \lambda_y \text{ (Axe de flambement } z - z \text{)}$$

Choix de la courbe de flambement

$$\begin{cases} \frac{h}{b} = \frac{390}{300} = 1,3 > 1,2 \\ t_f = 19 < 40 \end{cases} \Rightarrow \text{courbe de flambement } \mathbf{b} \Rightarrow \alpha = 0,34$$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda_z}{93,91\varepsilon} = \frac{38,91}{93,91} = 0,41$$

$$\phi = 0,5 \times (1 + \alpha \times (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2) = 0,5 \times (1 + 0,34 \times (0,41 - 0,2) + 0,41^2) = 0,62$$

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = \frac{1}{0,62 + \sqrt{0,62^2 - 0,41^2}} = 0,9216$$

$$N_{b,rd} = \chi \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 0,9216 \times 1 \times 159 \times \frac{275}{1,1} \times 10^{-1} = 3663,36 \text{ kN}$$

$$N_{b,rd} = 3663,36 \text{ kN} > N_{sd} = 3102,54 \text{ kN} \Rightarrow \text{vérifier } r = \frac{3102,54}{3663,86} = 0,85$$

Tableau 3.6 : Les profils choisis avec vérification de flambement.

NIV	Profilé choisis	Avec flambement	Nb,rd	Ratio
TERRASSE	HEA200	HEA200	1049,37	0,41
6 ^{eme}	HEA200	HEA200	1049,37	0,83
5 ^{eme}	HEA200	HEA240	1622,01	0,80
4 ^{eme}	HEA220	HEA260	1875,31	0,91
3 ^{eme}	HEA240	HEA300	2529,84	0,82
2 ^{eme}	HEA280	HEA320	2797,44	0,86
1 ^{er}	HEA300	HEA360	3220,85	0,85
RDC	HEA320	HEA400	3663,36	0,85

Tableau 3.7 : Les profilés choisis avec vérification de flambement.

NIV	profilé	λ_y	λ_z	$\bar{\lambda}$	\emptyset	χ	Nsd	Nb,rd	Ratio
TERASSE	HEA200	34,49	57,35	0,61	0,786	0,7802	433,91	1049,37	0,41
6 ^{eme}	HEA200	34,49	57,35	0,61	0,786	0,7802	875,13	1049,37	0,83
5 ^{eme}	HEA240	28,41	47,6	0,506	0,70	0,8448	1302,43	1622,01	0,80
4 ^{eme}	HEA260	26,03	43,94	0,46	0,67	0,8642	1700,48	1875,31	0,91
3 ^{eme}	HEA300	22,41	38,13	0,406	0,63	0,8995	2069,27	2529,84	0,82
2 ^{eme}	HEA320	21,03	38,13	0,406	0,63	0,8995	2408,82	2797,44	0,86
1 ^{er}	HEA360	18,76	38,44	0,41	0,63	0,9022	2719,12	3220,85	0,85
RDC	HEA400	16,86	38,91	0,41	0,62	0,9216	3102,54	3663,36	0,85

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 1^{er} et 2^{eme} étage : HEA400.
- Pour 3^{eme}, 4^{eme} et 5^{eme} étage : HEA300.
- Pour 6^{eme} et terrasse : HEA200.

PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS SECONDAIRES

4.1 ACROTÈRE

4.1.1 Introduction

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

C'est une sorte de muret à la périphérie du bâtiment sur lequel l'étanchéité est relevée pour éviter les infiltrations.

Dans la mesure du possible cet ouvrage doit être de faible dimension pour éviter les fissurations dues aux chocs thermiques et au retrait.

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

Le couronnement de l'acrotère est généralement en pente vers l'intérieur pour éviter le ruissellement de pluie sur la façade.

4.1.2 Dimensionnement

La hauteur $h = 60\text{cm}$

L'épaisseur $e_p = 10$

4.1.3 Calcul des sollicitations

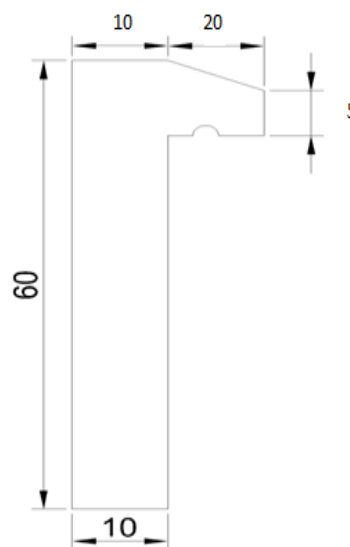


Figure 4.1 : Dimensionnement d'acrotère.

A- Poids propre

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

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

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

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

B- Surcharge

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

$$N_u = 1.35 \times G = 1.35 \times 2.625 = 3.543kN$$

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

La section d'encastrement sera soumise à la flexion composée

C- Enrobage

Vu que la fissuration préjudiciable $c = c' = 2cm$

D- L'excentricité

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

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

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

4.1.4 Vérification si la section est Partiellement ou entièrement comprimée

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

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

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

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

$$(0.337 \times h - 0.81 \times c') \times f_{bc} \times b \times h = (0.337 \times 0.1 - 0.81 \times 0.02) \times 14.17 \times 10^3 \times 0.1 \times b = 24.80kN.m$$

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

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

4.1.5 Calcul du ferrailage à l'ELU

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

$$f_e=400MPa \quad \gamma_s=1.5 \quad \sigma_s=348MPa$$

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

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

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

Armature tendu seulement

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

$$\alpha = 0.144$$

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

$$Z = 7.539$$

$$A_u = \frac{0.992 \times 10^3}{7.539 \times 348} = 0.378cm^2$$

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

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

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

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

Les armatures de répartition

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

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

$$0.28 < A_r < 0.565$$

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

4.1.6 Vérification de la contrainte de cisaillement

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

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

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

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

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

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

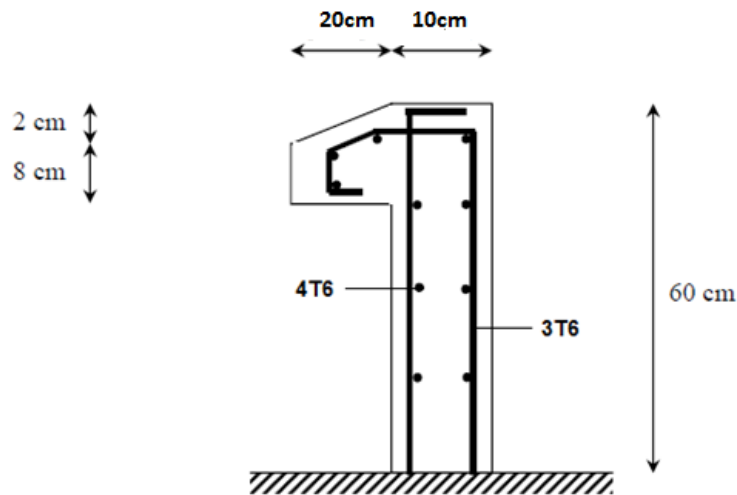


Figure 4.2 : Ferrailage d'acrotère.

4.2 LES ESCALIERS METALLIQUES

4.2.1 Introduction

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

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

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

4.2.2 Calcul des sollicitations

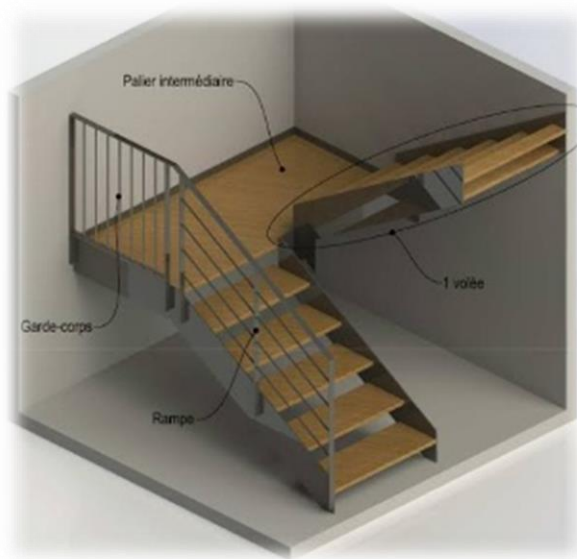


Figure 4.3 : Les escaliers métalliques.

H : hauteur d'étage $H=4.08$

h : hauteur de la marche $h=17\text{cm}$

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

$$n = \frac{H}{h} = \frac{4.08}{0.17} = 12$$

$$m = n - 1 = 12 - 1 = 11$$

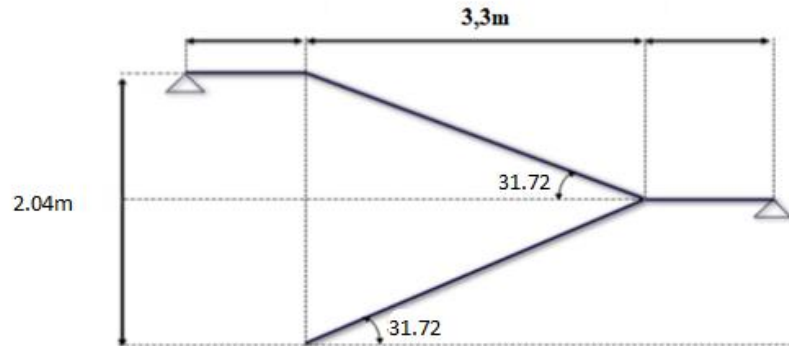
Longueur de la ligne de foulée

$$L = g \times (n - 1) = 12 - 1$$

$$L = 3.3\text{m}$$

L'inclinaison de la paillese

$$\text{tanga} = \frac{\frac{H}{2}}{3.3} = \frac{204}{330} = 31.72$$

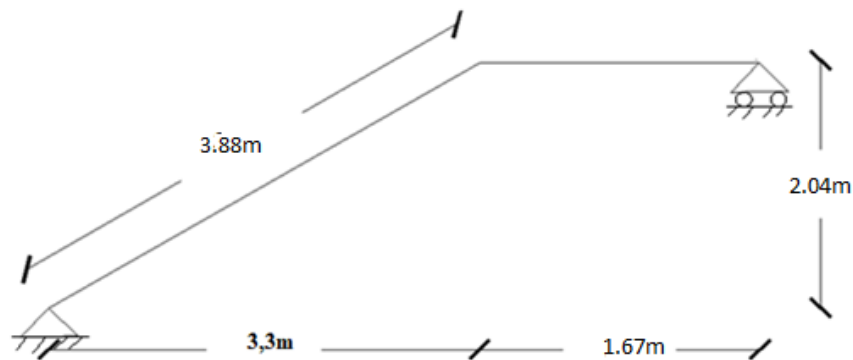
**Figure 4.4 :** L'inclinaison de la paillese.**A- La longueur de la paillese**

$$L^2 = (3.3)^2 + (2.04)^2$$

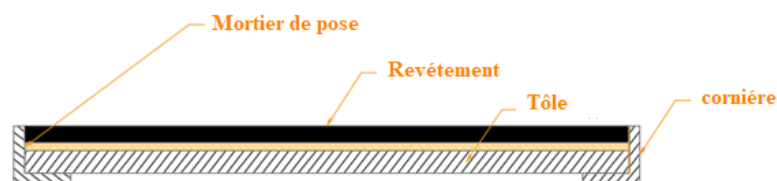
$$L^2 = 15.0516$$

$$L = \sqrt{15.0516}$$

$$L = 3.88\text{m}$$

**Figure 4.5 :** La longueur de la paillese.**4.2.3 Conception d'une marche**

On modélise la marche comme une poutre simplement appuyé

**Figure 4.6 :** 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 = 3.12 KN/m²	

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

Chaque cornière reprend la moitié de la charge.

- **Combinaison de charge**

ELU

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

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

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

ELS

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

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

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

- **Condition de la flèche**

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

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

$$I \geq \frac{5 \times 0,84 \times (167,5)^3 \times 250}{384 \times 2,1 \times 10^6} = 6,1 \text{ cm}^4$$

On prend **une cornière 40 × 40 × 6**

$$I = 6,31 \text{ cm}^4$$

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

$$W_{el} = 2,26 \text{ cm}^4$$

- **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

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

$$(1 \times 1,675) / \cos \alpha = 1,97 \text{ kN/m}^2$$

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

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

- Charges d'exploitation

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

Combinaison de charge**ELU**

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

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

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

ELS

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

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

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

Condition de la flèche

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

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

$$I \geq \frac{5 \times 3,442 \times (388)^3 \times 250}{384 \times 2.1 \times 10^6} = 299,755 \text{ cm}^4$$

On prend un **UPN 120**

$$I_y = 368 \text{ cm}^4$$

$$W_{pl} = 72,6 \text{ cm}^3$$

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

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

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

$$M_{sd} = \frac{5,01 \times 3,88^2}{8} = 9,427 \text{ kN.m}$$

$$M_{plrd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{M_o}} = \frac{72,6 \times 235}{1 \times 10^3} = 17,06 \text{ kN.m}$$

$$M_{p.rd} = 17,06 \text{ kN.m} > M_{sd} = 9,427 \text{ kN.m}$$

Donc la condition de la résistance est vérifiée.

ETUDE DYNAMIQUE

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 attribué une contrainte de type diaphragme ce qui correspond à des planchers infiniment rigides dans leur plan.
- Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastres (6DDL bloqués).

b) Modélisation de la masse

- La charge des planchers est supposée uniformément répartie sur toute la surface du plancher.
- La masse est calculée par l'équation $(G+\beta Q)$ imposée par les **RPA99 version2003** avec $(\beta=0,3)$ pour un bureau.

- La charge des murs extérieurs (maçonnerie) a été répartie aux niveaux des poutres qui se trouvent sur le périmètre des planchers.

C) 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 la non 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 satisfaisants 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 donnés si on évalue les réponses maximales en fonction de la période (T), on obtient plusieurs points sur un graphe qui est nommé spectre de réponse et qui aide à faire une lecture directe des déplacements maximaux d'une structure.

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

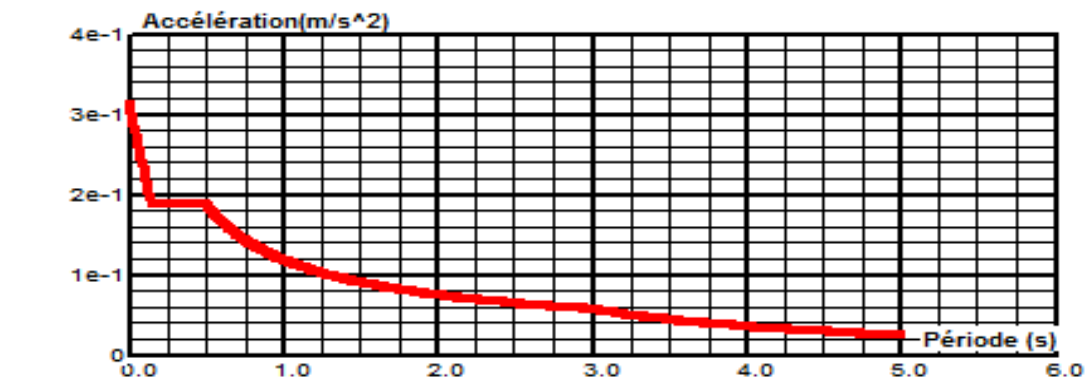


Figure 5.1 : Spectre de réponse.

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.

T₁, T₂: 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 déterminées par la méthode statique équivalente « V » pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

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

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

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 : **2**

$$\longrightarrow \quad A = 0.25$$

- Zone sismique : **III**

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 $\xi=5\%$ (Portique en acier dense) $\eta=1 \implies$ (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**.

Etude de la superstructure

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

$$C_t = 0.05 \quad \text{et} \quad h_N = 36.12 \quad T = 0.737 \text{ second}$$

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

$$T_{exp} = 1.3 \times T \quad T_{exp} = 0.958 \text{ second}$$

❖ **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 5.1 : 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	0,00	0,00
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
$Q = 1 + 0 + 0 + 0.05 + 0.05 + 0 + 0.1 = 1.20$		

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 5.2 : Les sections et les profils des éléments de 1ere choix.

ELEMENTS	ETAGES	PROFILE
poteaux	RDC - 1 ^{eme} -2 ^{étage}	HEA400
	3 ^{eme} -4 ^{eme} -5 ^{eme}	HEA300
	6 ^{eme} étage -terrasse	HEA200
Poutres principales	RDC - 7 ^{eme} étage	IPE200
Poutres secondaires	RDC - 7 ^{eme} étage	IPE180
Solives	RDC - 7 ^{eme} étage	IPE180

5.7.1 Model 1

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

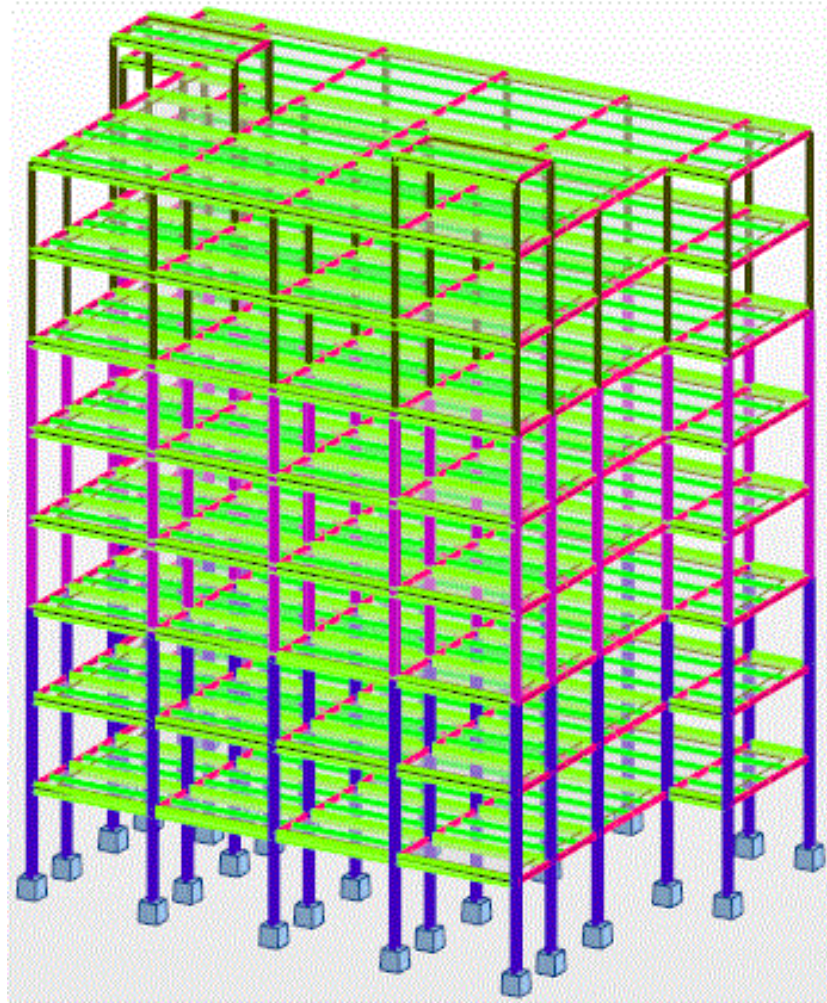


Figure 5.2 : Vue en 3D du 1er modèle.

- **Caractéristiques dynamiques propres du modèle 1**

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

Tableau 5.3 : Participation massique du 1^{er} modèle.

Cas/Mode	Périod (sec)	Masses	Masses	Masse	Masse
		Cumulées UX %	Cumulées UY %	Modale UX %	modale UY %
1	6.13	76.95	0.01	76.95	0.01
2	4.70	77.01	44.63	0.06	44.62
3	3.98	77.03	73.16	0.02	28.54
4	2.11	87.52	73.16	10.49	0.00
5	1.53	87.52	80.18	0.00	7.02
6	1.32	87.53	84.64	0.01	4.47
7	1.16	92.43	84.65	4.90	0.00
8	0.82	92.45	87.67	0.01	2.97
9	0.76	92.63	87.61	2.19	0.08
10	0.71	94.66	87.70	0.03	1.92
11	0.64	94.67	89.61	0.00	0.02
12	0.59	94.67	89.63	0.00	0.01
13	0.59	94.67	89.64	0.00	0.00
14	0.57	94.69	89.66	0.02	0.02
15	0.57	96.63	89.66	1.93	0.00

❖ **Constatation :**

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale $T = 6.13$ 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.

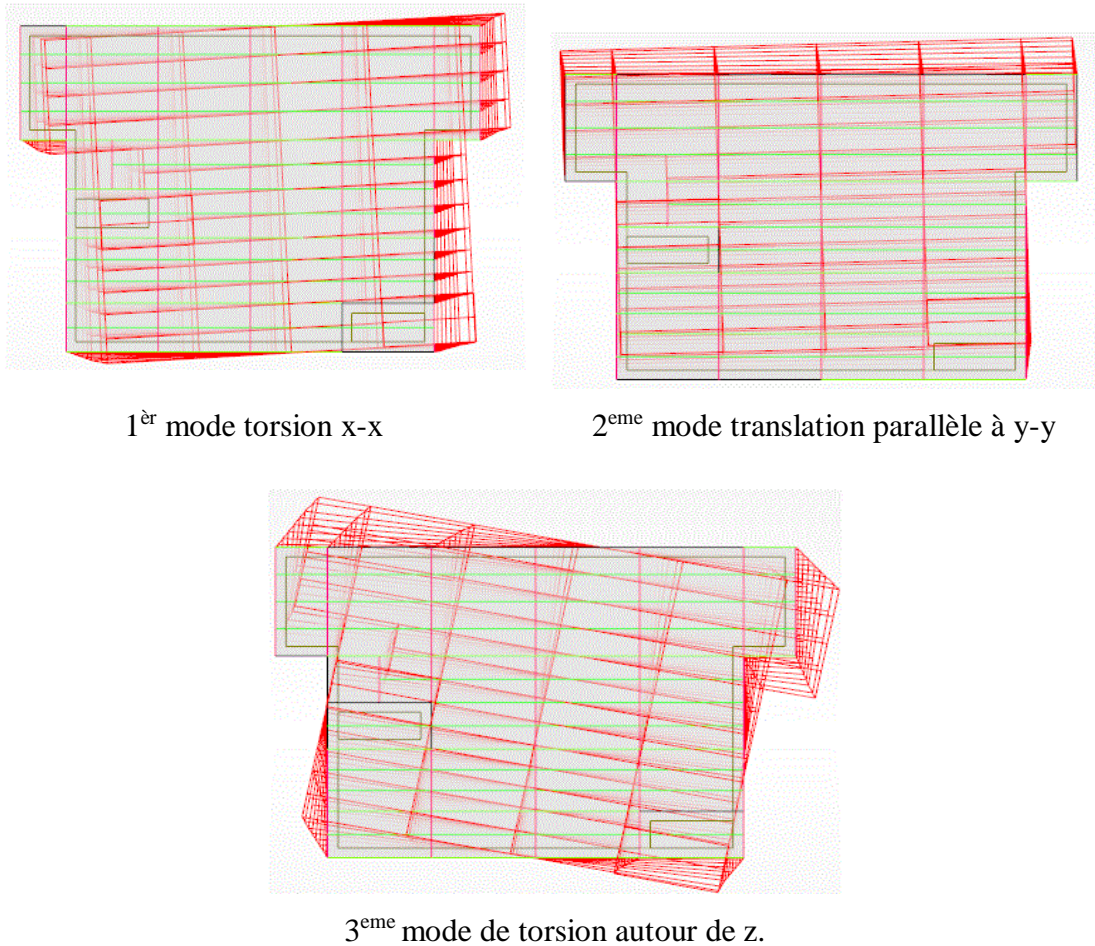


Figure 5.3 : Les trois premiers modes de 1^{er} modèle.

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 280** et la nouvelle variante sera comme suivante :

Tableau 5.4 : Les sections et les profilés des éléments de 2eme choix.

ELEMENTS	ETAGES	PROFILE
Poteaux	RDC - 1 ^{eme} -2 ^{étage}	HEA500
	3 ^{eme} -4 ^{eme} -5 ^{eme}	HEA400
	6 ^{eme} étage –terrasse	HEA300
Poutres principales	RDC - 7 ^{eme} étage	IPE 500
Poutres secondaires	RDC - 7 ^{eme} étage	IPE400
Solives	RDC - 7 ^{eme} étage	IPE220

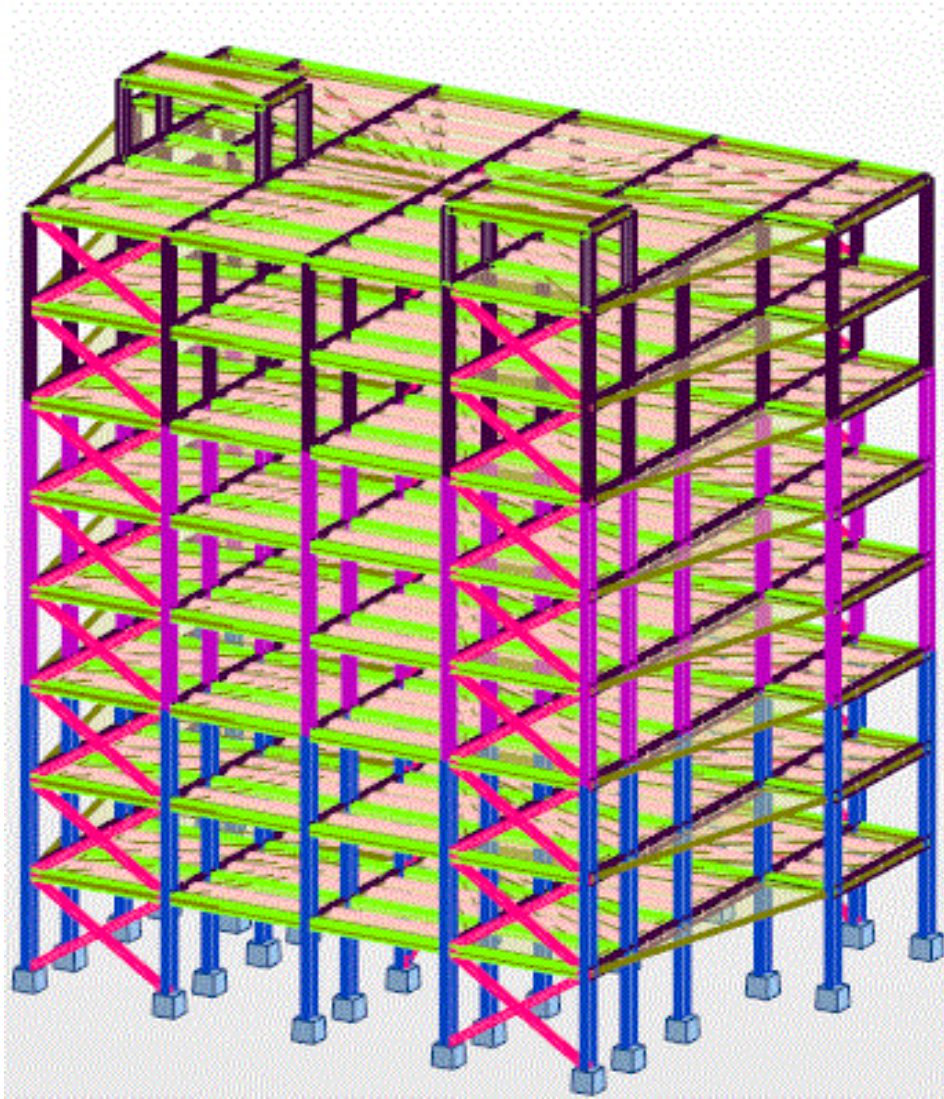


Figure 5.4 : Vue en 3D du 2^{ème} modèle.

- **Caractéristiques dynamiques propres du modèle 2**

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

Tableau 5.5 : Participation massique du 2^{ème} modèle.

Cas/Mode	Périod (sec)	Masses	Masses	Masse	Masse
		Cumulées UX %	Cumulées UY %	Modale UX %	modale UY %
1	1.29	0.16	74.25	0.16	74.25
2	1.24	71.11	74.49	70.95	0.24
3	0.97	71.48	75.86	0.36	1.37
4	0.40	71.48	90.29	0.00	14.43
5	0.30	89.71	90.30	18.23	0.00
6	0.27	90.12	90.35	0.00	0.06
7	0.22	90.12	39.19	0.00	2.84
8	0.21	90.12	93.30	0.00	0.10
9	0.21	90.12	93.30	0.00	0.00
10	0.20	90.12	95.32	0.00	2.02
11	0.19	90.14	95.43	0.01	0.10
12	0.19	90.14	95.43	0.00	0.00
13	0.19	90.16	95.43	0.03	0.00
14	0.18	90.16	95.57	0.00	0.13
15	0.18	90.42	95.58	0.26	0.01

❖ Constatation

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale $T = 1.29$ 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.

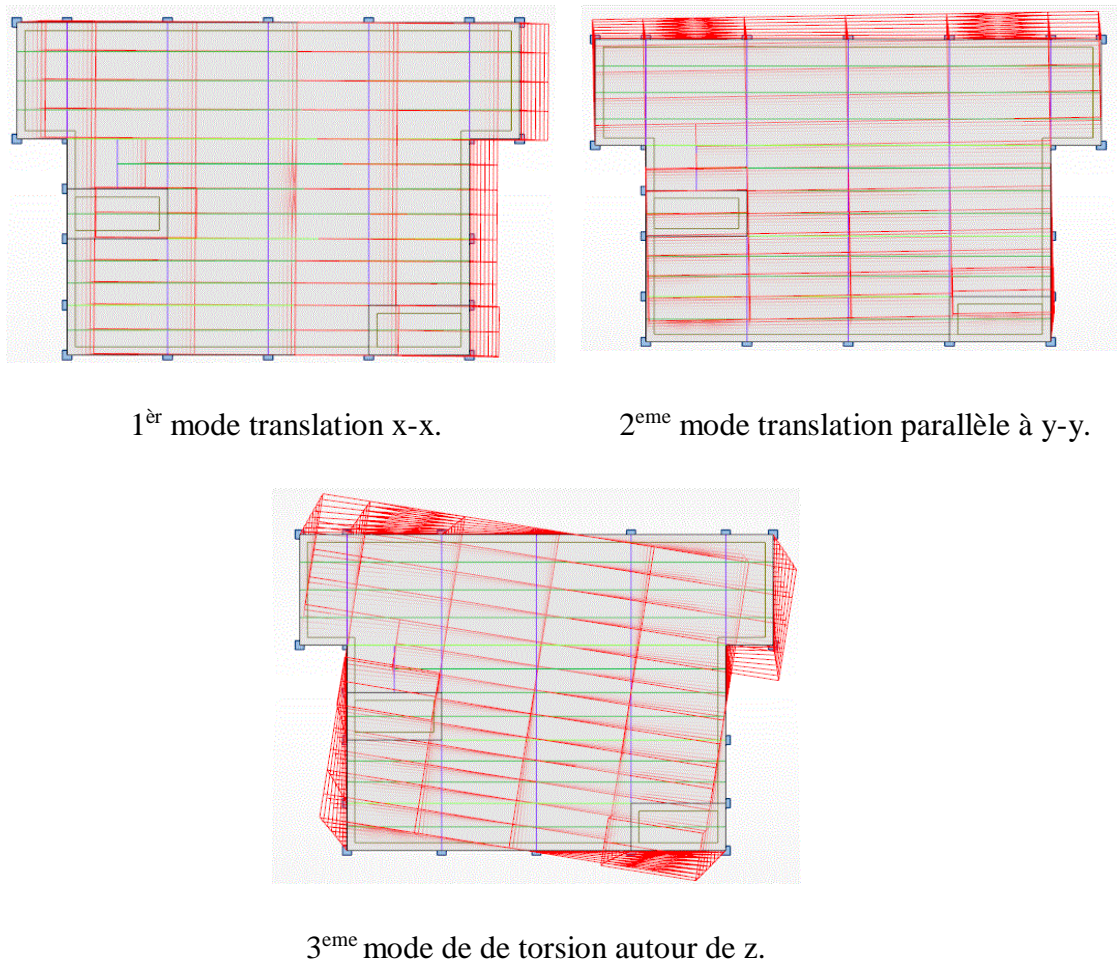


Figure 5.5 : Les trois premiers modes du 2^{eme} modèle.

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 diminué la période.

(C.V = 2UPN320)

Tableau 5.6 : Les sections et les profilés des éléments de 3ere choix.

ELEMENTS	ETAGES	PROFILE
Poteaux	RDC - 1 ^{eme} -2 ^{étage}	HEA700
	3 ^{eme} -4 ^{eme} -5 ^{eme}	HEA600
	6 ^{eme} étage -terrasse	HEA500
Poutres principales	RDC - 7 ^{eme} étage	IPE 600
Poutres secondaires	RDC - 7 ^{eme} étage	HEA400
Solives	RDC - 7 ^{eme} étage	IPE360

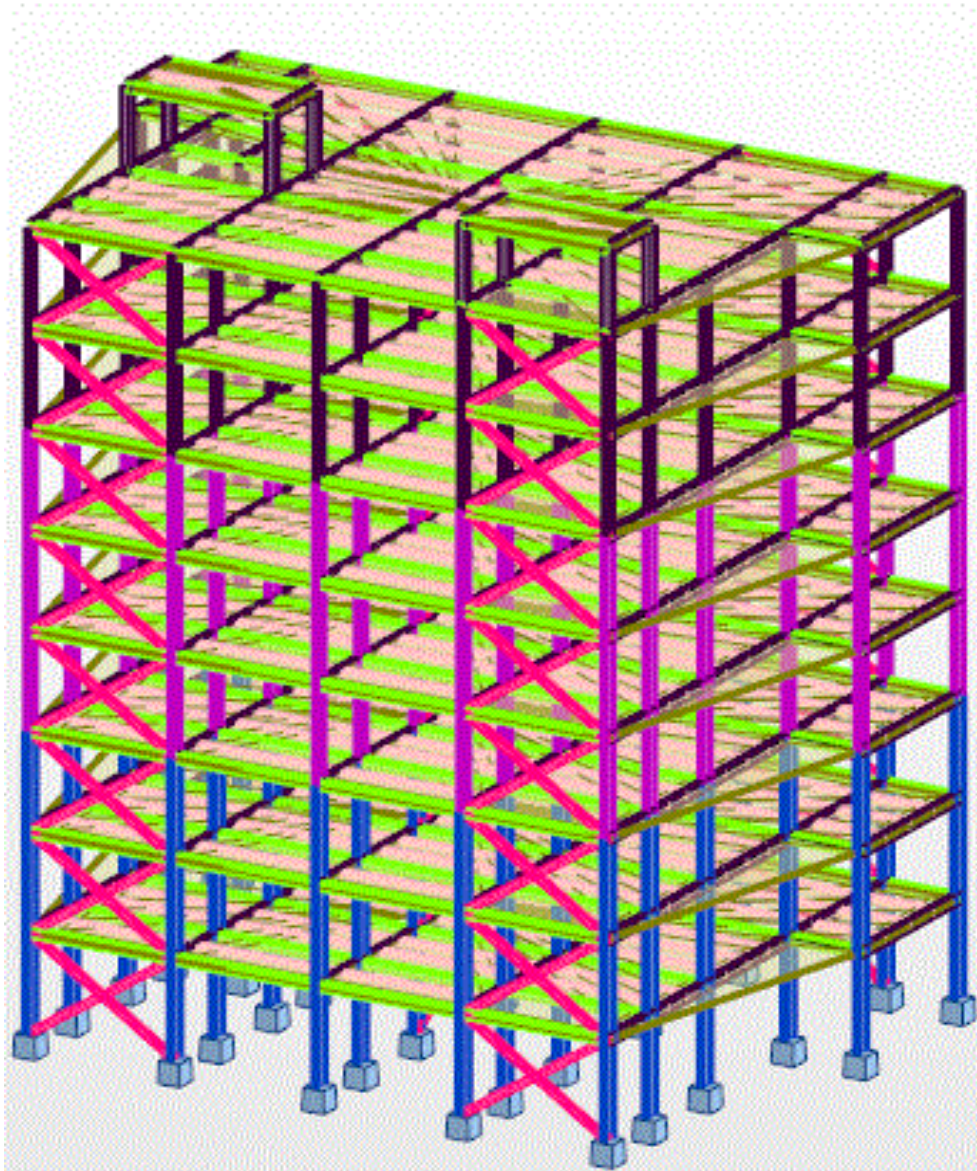


Figure 5.6 : Vue en 3D du 3^{ème} modèle.

- **Caractéristiques dynamiques propres du modèle 3**

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

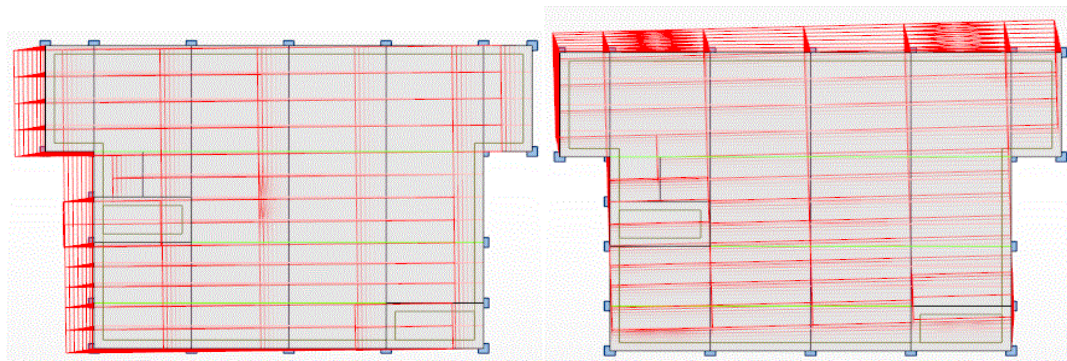
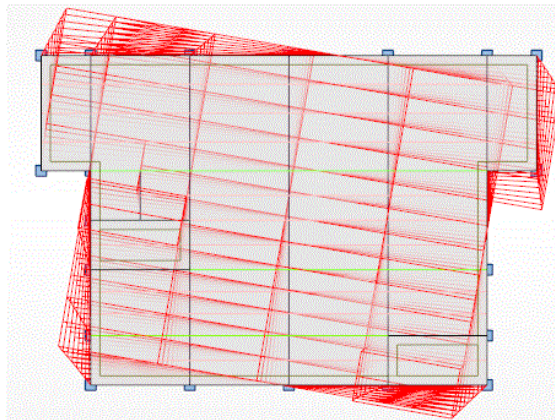
Tableau 5.7 : Participation massique du 3^{ème} modèle.

Cas/Mode	Périod (sec)	Masses	Masses	Masse	Masse
		Cumulées UX %	Cumulées UY %	Modale UX %	modale UY %
1	0.92	78.37	0.29	70.37	0.29
2	0.87	70.80	73.09	0.42	72.79
3	0.68	71.23	75.56	0.43	2.47
4	0.28	71.24	89.21	0.01	13.65
5	0.25	90.10	89.23	18.86	0.02
6	0.21	90.28	89.44	0.18	0.21
7	0.17	90.28	90.59	0.00	1.15
8	0.17	90.28	90.65	0.00	0.06
9	0.15	90.29	90.68	0.01	0.03
10	0.14	90.29	90.70	0.00	0.02
11	0.14	90.29	91.51	0.00	0.81
12	0.14	90.30	94.05	0.01	2.54
13	0.14	90.33	94.69	0.03	0.64
14	0.12	92.40	94.69	2.07	0.00

❖ Constatation

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale $T = 0.92$ 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 parallèle à y-y.3^{eme} mode de de torsion autour de z.**Figure 5.7** : Les trois premiers modes du 3^{eme} modèle.

Remarque : le profile IPE 600 il ne vérifier pas a ELU (condition de la flèche) donc on va changer le profile

5.7.4 Model 4

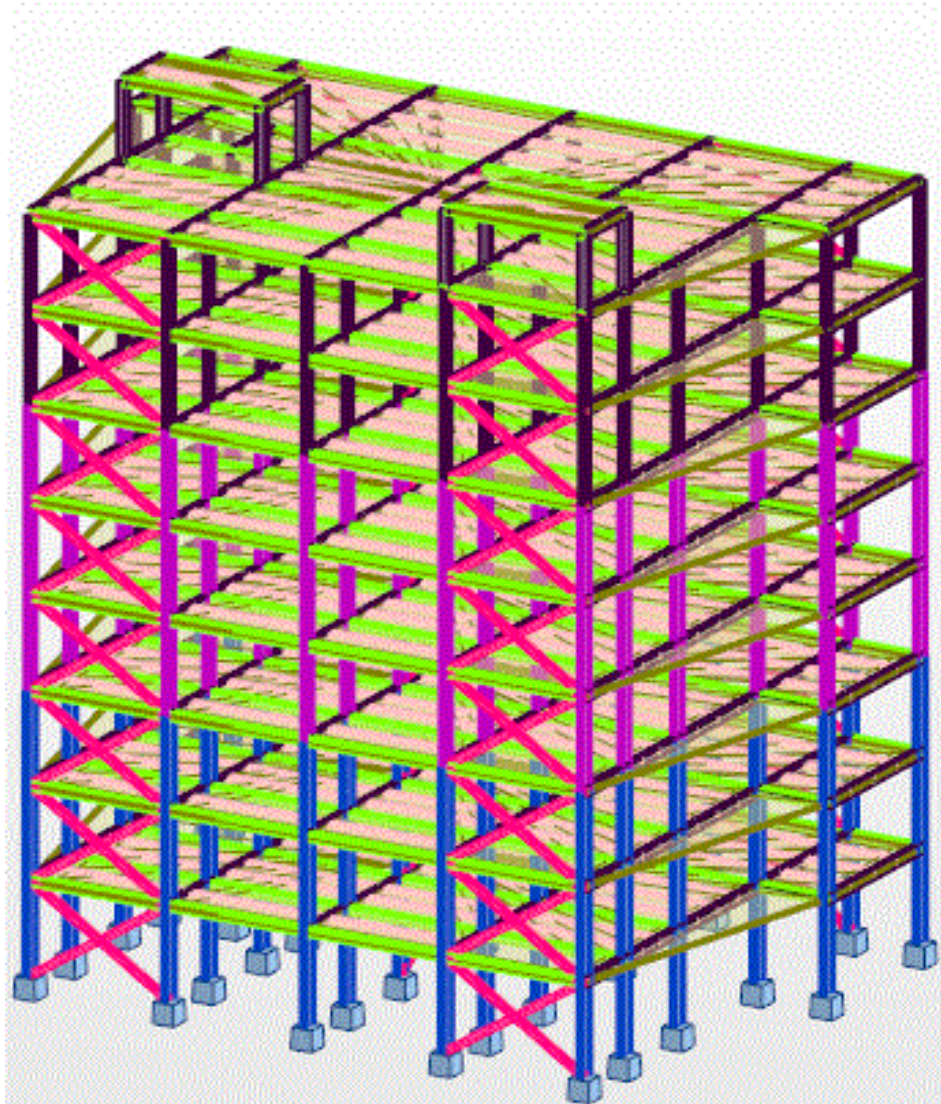


Figure 5.8 : Vue en 3D du modèle final.

Tableaux 5.8 : Les sections et les profils des éléments (choix final).

ELEMENTS	ETAGES	PROFILE
poteau	RDC - 1 ^{eme} -2 ^{étage}	HEA700
	3 ^{eme} -4 ^{eme} -5 ^{eme}	HEA600
	6 ^{eme} étage – terrasse	HEA500
Poutre principales	RDC - 7 ^{eme} étage	HEA500
Poutre secondaire	RDC - 7 ^{eme} étage	HEA400
Solive	RDC - 7 ^{eme} étage	IPE360

(C.V = 2UPN320)

5.8 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 :

$$\left. \begin{array}{l} T_{numérique} \leq T_{exp} \\ T_{numérique} = 0.92 \text{ S} < T_{exp} = 0.958 \text{ S} \end{array} \right\} \text{ La période est vérifiée}$$

5.8.1 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 :

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

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

$$\left. \begin{array}{l} \text{Groupe d'usage 2} \\ \text{Zone sismique III} \end{array} \right\} \mathbf{A = 0.25}$$

- 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 : S3 donc $T_2 = 0.5 \text{ s}$

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

$$T = C_T \times (h_N)^{\frac{3}{4}} \rightarrow T = 0.74 \text{ S}$$

$$T = \frac{(0.09 \times h_N)}{\sqrt{L_{x,y}}}$$

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

$$L_x = 30\text{m} \quad T_x = 0.549\text{s} \quad T_x = 0.59\text{s}$$

$$L_y = 20\text{m} \quad T_y = 0.727\text{s} \quad T_y = 0.73\text{s}$$

$$D_x = 2.230\text{s} \text{ et } D_y = 1.948\text{s}$$

- Le facteur de qualité (Q) $Q = 1.20$
- Le coefficient de comportement global (R) $R = 4$
- Le poids de la structure (W) $W = 34970.8 \text{ KN}$

$$V_x = 4679.04 \text{ KN} \quad \text{et} \quad V_y = 4087.52 \text{ KN}$$

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

Tableau 5.9 : vérification des efforts V sur le sens X-X et Y-Y.

	$V_{dyn} (KN)$	$0.8 * V_{st} (KN)$	Observation
Sens X-X	3761.08	3743.235849	Vérifier
Sens Y-Y	3315	3270.017712	Vérifier

• **Caractéristiques dynamiques propres du modèle final**

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

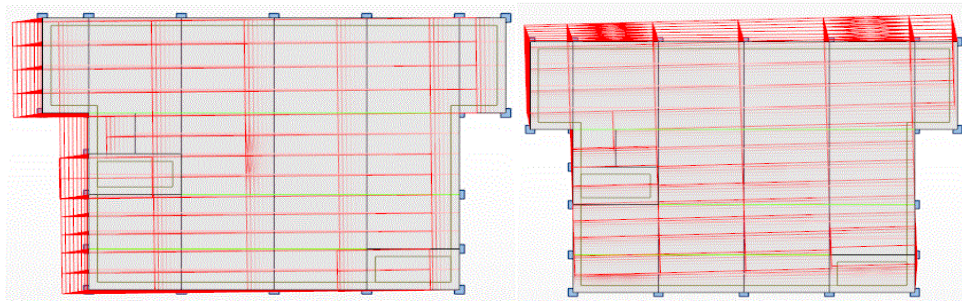
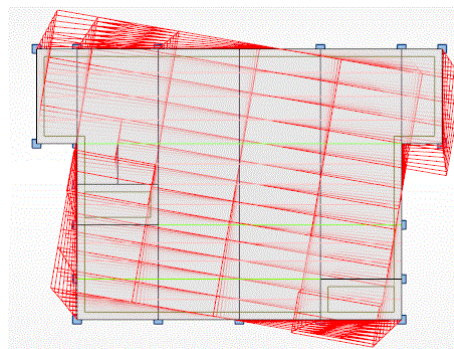
Tableau 5.10 : Participation massique du 4^{ème} modèle.

Cas/Mode	Périod (sec)	Masses	Masses	Masse	Masse
		Cumulées UX %	Cumulées UY %	Modale UX %	modale UY %
1	0.92	70.13	0.48	70.13	0.48
2	0.89	70.77	73.12	0.64	72.64
3	0.69	71.21	75.51	0.44	2.40
4	0.28	71.22	89.18	0.01	13.67
5	0.25	90.08	89.20	18.86	0.02
6	0.21	90.27	89.40	0.19	0.20
7	0.17	90.27	90.58	0.00	1.18
8	0.17	90.27	90.64	0.00	0.06
9	0.15	90.28	90.67	0.01	0.03
10	0.14	90.28	90.73	0.00	0.06
11	0.14	90.28	93.06	0.00	2.33
12	0.14	90.29	94.14	0.01	1.08
13	0.14	90.32	94.66	0.03	0.52
14	0.13	91.80	94.66	1.48	0.00
15	0.12	95	94.86	3.20	0.00

❖ **Constatation**

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale $T=0.92$ 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 parallèle à x-x.2^{eme} mode translation parallèle à y-y.3^{eme} mode torsion autour de z.**Figure 5.9** : Les trois premiers modes du modèle Final.

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

Tableau 5.11 : déplacements inter étage du modèle final.

Etage	H (mm)	Δx (mm)	Δy (mm)	$\Delta x * R * r_x$ (mm)	$\Delta y * R * r_y$ (mm)	Δ_{adm} (mm)	observation
RDC	4080	2.41	2.48	9.59	9.78	40.8	vérifiée
1 ^{er}	4080	3.95	4.21	15.72	16.60	40.8	vérifiée
2 ^{eme}	4080	4.99	4.70	19.86	18.53	40.8	vérifiée
3 ^{eme}	4080	5.68	5.09	22.60	20.07	40.8	vérifiée
4 ^{eme}	4080	6.05	4.86	24.08	19.16	40.8	vérifiée
5 ^{eme}	4080	6.12	4.42	24.35	17.43	40.8	vérifiée
6 ^{eme}	4080	5.98	4.13	23.80	16.29	40.8	vérifiée
7 ^{eme}	4080	5.69	3.29	22.64	12.97	40.8	vérifiée

5.9 Vérification des conditions du facteur de comportement R

Suivant l'article de **RPA99/version 2003**, dans le cas des ossatures avec contreventements la structure doit satisfaire les deux conditions suivantes :

5.9.1 Justification des contreventements sous charges verticales

Les palées de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

L'effort normal total à la base de la structure $P_{Tot} = 34970.8kn$

L'effort normal à la base repris par les contreventements $P_{CV} = 4005.46 kn$

$$\frac{P_{CV}}{P_{tot}} = 11.45 < 20\% \text{ condition vérifié}$$

5.9.2 Justification des portiques sous charges horizontale

Les cadres auto-stables ductiles doivent pouvoir reprendre à eux seuls, au moins 25% des charges horizontales globales.

Tableau 5.12 : Vérification des portiques sous l'effort tranchant d'étage.

Étage	Total		Portique		Ratio		
	Vx (KN)	Vy (KN)	Vx (KN)	Vy (KN)	X	Y	25%
RDC	3832.64	3548.01	2897,71	3149,55	75.60%	88.76%	25%
1 ^{er}	3703.54	3453.55	2760,83	3068,02	74.54%	88.83%	25%
2 ^{eme}	3453.91	3239.21	2555,75	2871,84	73.99%	88.65%	25%
3 ^{eme}	3139.91	2949.45	2308,57	2603,00	73.52%	88.25%	25%
4 ^{eme}	2778.41	2587.60	2011,86	2279,93	72.41%	88.10%	25%
5 ^{eme}	2354.27	2151.58	1664,58	1898,70	70.70%	77.44%	25%
6 ^{eme}	1862.77	1632.39	1272,15	1460,19	68.29%	89.45%	25%
7 ^{eme}	1107.14	954.81	745,66	870,10	67.35%	91.12%	25%

Alors, le choix du coefficient de comportement global de la structure ($R = 4$) est justifié.

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

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

Les effets du 2^o ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

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

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 5.13 : Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ .

Etage	Hi [mm]	Pk [kN]	Vx [kN]	Vy [kN]	Δx [cm]	Δy [cm]	Θ_x	Θ_y	Observation x/y
RDC	4080	125596.07	3832.64	3548.01	0.241	0.248	0,019	0,022	Vérifier
1^{er}	4080	67721.83	3703.54	3453.55	0.065	0.421	0.018	0,020	Vérifier
2^{ème}	4080	73276.69	3453.91	3239.21	0.113	0.470	0,020	0,020	Vérifier
3^{ème}	4080	56870.62	3139.91	2949.45	0.167	0.509	0,032	0,031	Vérifier
4^{ème}	4080	42233	2778.41	2587.60	0.221	0.486	0,023	0,019	Vérifier
5^{ème}	4080	29002.8	2354.27	2151.58	0.272	0.442	0,012	0,015	Vérifier
6^{ème}	4080	19777.37	1862.77	1632.39	0.320	0.413	0,014	0,006	Vérifier
7^{ème}	4080	9683.55	1107.15	954.73	0.362	0.329	0,016	0.002	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.

VERIFICATION DES PORTIQUES

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^{ème} étage)

• **Vérification du flambement**

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

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

Les efforts repris par le poteau sont :

$N_{sd}^{\max} = 2153.06 \text{KN}$ $N_{sd}^{\min} = 2144.88 \text{KN}$

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.

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

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

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

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

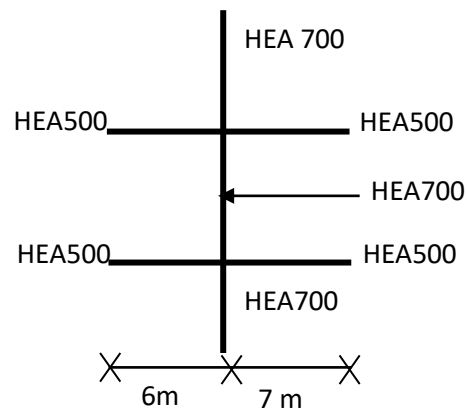


Figure 6.1: Vérification de poteau HEA700.

$$K_{poteaux} = \frac{215300}{4080} = 527696.078 \text{ mm}^3$$

$$K_{poutre} \text{ i}_{=6m} = \frac{869700 \times 10^3}{6000} = 144950 \text{ mm}^3$$

$$K_{poutre} \text{ i}_{=7m} = \frac{869700 \times 10^3}{7000} = 124242.857 \text{ mm}^3$$

$\eta_1 = 0.796$

$\eta_2 = 0$

$L_{fy} = 503.265 \text{cm}$

$$L_{fz}=L=408\text{cm}$$

$$\lambda_y = \frac{503.265}{28.75} = 17.504$$

$$\lambda_z = \frac{408}{6.84} = 59.65$$

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

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

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

Sur Y-Y

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda_y}{93.91\epsilon} = \frac{17.504}{86.81} = 0.201 \text{ AVEC } \alpha = 0.21$$

$$\phi = 0,5 \times (1 + \alpha \times (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2) = 0,5 \times (1 + 0,21 \times (0,201 - 0,2) + 0,201^2) = 0,520$$

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = \frac{1}{0,520 + \sqrt{0,520^2 - 0,201^2}} = 1$$

Sur Z-Z

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda_z}{93,91\epsilon} = \frac{59.65}{86.81} = 0.687 \text{ avec : } \alpha = 0.34$$

$$\phi = 0,5 \times (1 + \alpha \times (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2) = 0,5 \times (1 + 0,34 \times (0,687 - 0,2) + 0,687^2) = 0,782$$

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = \frac{1}{0,782 + \sqrt{0,782^2 - 0,687^2}} = 0,861$$

$$\chi_y > \chi_z \text{ donc } \chi_{\min} = 0.861$$

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y} \text{ mais : } k_y \leq 1.50$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y \times (2 \times \beta_{My} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \text{ mais : } \mu_y \leq 0.90$$

Avec :

β_{My} : Facteur de moment uniforme équivalent.

$$\beta_{M\phi} = 1.8 - 0.7 \times \phi$$

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

$$\phi = \frac{M_{\min}}{M_{\max}} = \frac{2144.88}{2153.06} = 0.996$$

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

A.N :

$$\beta_{My} = 1.1028$$

$$\mu_y = -0.24 < 0.90 \quad (\text{OK})$$

$$K_y = 1 - \frac{0.24 \times 2153.06 \times 10^3}{1 \times 26050 \times 275} = 1.072 \leq 1.5 \quad \text{ok}$$

$$K_z = 1 - \frac{\mu_z \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y} \quad \text{avec : } k_z \leq 1.5$$

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

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

$$\phi = \frac{M_{\min}}{M_{\max}} = \frac{0.08}{0.17} = 0.470$$

Avec

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

A.N :

$$\beta_{Mz} = 1.471$$

$$\mu_z = -0.373 < 0.9 \quad (\text{OK})$$

$$K_z = 1 + \frac{0.373 \times 2153.06 \times 10^3}{0.861 \times 26050 \times 275} = 1.130 \leq 1.5$$

- **Vérification :**

$$\frac{2153.06 \times 10^3}{0.861 \times 26050 \times 275 / 1.1} + 1.072 \frac{12320 \times 10^3}{6241000 \times 275 / 1.1} + 1.130 \frac{170 \times 10^3}{811900 \times 275 / 1.1} = 0.4 \leq 1$$

Condition vérifiée.

6.2.2 Poteaux HEA 600 (3^{eme}, 4^{eme}, 5^{eme} étage) :

- **Vérification du flambement :**

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

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

Le tableau suivant regroupe les résultats calculés manuellement :

Tableau 6.1: Vérification de flambement poteau HEA 600.

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 600	3.022	1.00	0,801	1.154	1.289	0.313	Vérifiée

6.2.3 Poteaux HEA 500 (6^{eme} et 7^{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 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	2.27	1.00	0.808	1.026	1.043	0.2	Vérifiée

6.3 Vérification la poutre principale au déversement

La valeur maximale du moment obtenue après l'étude dynamique dans les poutres

$M_{\max} = 36.06 \text{ KN.m}$ est inférieure à celle calculée manuellement dans le chapitre II

$M_{\max} = 550.15 \text{ KN.m}$, donc la vérification des poutres n'est pas nécessaire.

6.4 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.

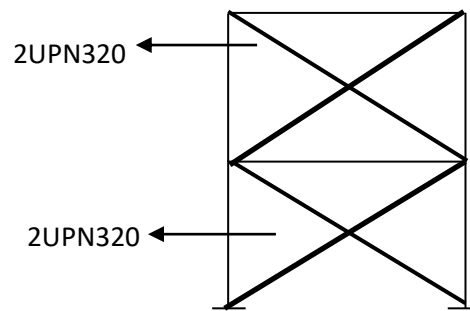


Figure 6.2 : Stabilité en X (2UPN320).

Vérifications à la compression simple

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

$$N_{sd} = 280.47 \text{KN}$$

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

$$A = 75.80 \text{ cm}^2$$

$$i_y = 12.1 \text{ cm}$$

$$i_z = 2.81 \text{ cm}$$

$$L = 3.36 \text{ m}$$

$$\begin{cases} \lambda_y = \frac{L_f}{i_y} = \frac{363}{12.1} = 30 \\ \lambda_z = \frac{L_f}{i_z} = \frac{363}{2.81} = 129.181 \end{cases} \Rightarrow \lambda_z > \lambda_y \text{ (Axede flambement } z - z \text{)}$$

Remarque :

Pour les sections en 2UPN320 la courbe de flambement est " B ":

$$\bar{\lambda}_z = 1.48$$

$$\chi_{\min} = 0.35$$

Donc :

$$N_{sd} = 280.47 \text{KN} < N_R = 0.35 \times 1 \times 75.80 \times 10^2 \times \frac{275}{1.1} = 663.250 \text{KN} \quad \text{condition vérifiée.}$$

Vérifications à la traction simple

$$N_{sd} = 280.47 \text{KN} \leq N_{pl,rd} = 75.80 \times 10^2 \times \frac{275}{1.1} = 1895 \text{KN} \quad \text{condition vérifiée.}$$

ASSEMBLAGES

7.1 Rôle des assemblages

Les assemblages ont pour fonction d'assurer la liaison ou la continuité des composants élémentaires entre eux en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations souvent importantes généralement statiques, mais quelque fois dynamiques (effets de chocs, vibration etc...) entre les pièces, sans générer de sollicitations parasites notamment de torsion afin de réaliser l'ossature de l'ouvrage projeté. Ces organes critiques pour l'ouvrage, tant sous l'aspect de l'intégrité structurelle que sous l'aspect économique, doivent être conçus et dimensionnés avec au moins autant de soin que les composants élémentaires.

Pour réaliser une structure métallique, on dispose de pièces individuelles, qu'il convient d'assembler :

- Soit bout à bout (éclissage, rabouages),
- Soit concourantes (attaches poutre / poteau, treillis et systèmes réticulés).

Pour conduire les calculs selon les schémas classiques de la résistance des matériaux, il y a lieu de distinguer, parmi les assemblages :

- Les assemblages articulés, qui transmettent uniquement les efforts tranchants.
- Les assemblages rigides, qui transmettent en outre les divers moments.

7.2 Calcul des assemblages

7.2.1 Assemblages solive – poutre

- **Caractéristiques géométriques des profilés et données mécaniques**

Solive IPE360

$H = 360\text{mm}$; $b = 170\text{mm}$; $t_f = 12.7\text{mm}$; $t_w = 8\text{mm}$; $A = 64\text{cm}^2$

Poutre HEA500

$H = 490\text{mm}$; $b = 300\text{mm}$; $t_f = 23\text{mm}$; $t_w = 12\text{mm}$; $A = 197.5\text{cm}^2$

L'effort tranchant : $V_{sd} = 66.54\text{KN}$

- **Dimensionnement de l'assemblage**

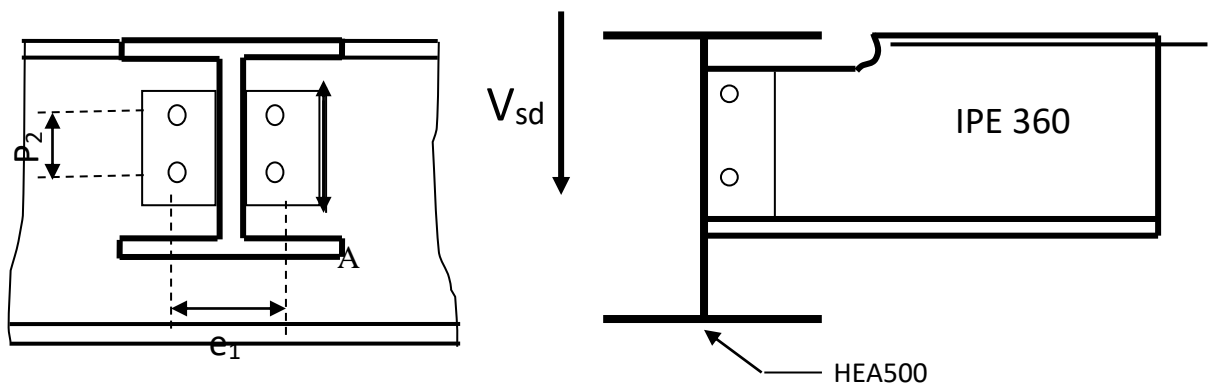


Figure 7.1 : Schéma d'assemblage solive –poutre (IPE360-HEA500).

- **Le choix des boulons**

On choisit **8 boulons de 16mm** de diamètre (**M16**) de classe **4.6**

$$M16 \Rightarrow d = 16mm \quad d_0 = 18mm$$

Cornière 140×13

- **Disposition constructive des boulons (EC3.art.6.5.1.4)**

$$1.2d_0 \leq e_1 \leq \max(12t; 150mm) \quad 21.6mm \leq e_1 \leq 150mm$$

$$2.2d_0 \leq p_1 \leq \min(14t; 200mm) \quad 39.6mm \leq p_1 \leq 177.8mm$$

$$1.5d_0 \leq e_2 \leq \max(12t; 150mm) \quad 27mm \leq e_2 \leq 150mm$$

$$3d_0 \leq p_2 \leq \min(14t; 200mm) \quad 54mm \leq p_2 \leq 177.8mm$$

D'où :

$$P_1 = 60mm$$

$$P_2 = 60mm$$

$$\text{Avec : } e_1 = e_2 = 45mm$$

$$A \geq 0.6h \quad (h \text{ est hauteur de l'âme})$$

- **Vérification de la résistance des boulons au cisaillement par plan de cisaillement**

Il faut vérifier que : $F_{v,rd} > V_{sd}$

$$F_{v,rd} = 0.6 \times f_{ub} \times \frac{A_s}{\gamma_{Mb}}$$

$$f_{ub} = 400MPa$$

$$\text{Section résistante en traction : } A_s = 157mm^2$$

$$\text{Résistance des boulons à la traction : } \gamma_{Mb} = 1.25$$

$$F_{v,rd} = 0.6 \times 400 \times \frac{1.57 \times 10^2}{1.25} = 30.144KN$$

Il y a 2 boulons en double cisaillement donc

$$F_{v,rd}^* = 8 \times 30.144 = 241.152 > V_{sd} = 66.54KN$$

Donc la condition est vérifiée.

- **Vérification de la pression diamétrale**

Il faut vérifier que : $F_1 > F_b$

$$F_b = 2.5 \times a \times f_u \times d \times \frac{t}{\gamma_{MB}}$$

$$\alpha = \min \left\{ \frac{e_1}{3 \times d_0}; \frac{p_1}{3 \times d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right\} = \alpha = 0.83$$

$$F_{b,rd} = 2.5 \times 0.83 \times 365 \times 16 \times \frac{8}{1.25} = 77.56KN$$

Pour un boulon on a :

$$F_{vsd} = \frac{V_{sd}}{8} = \frac{66.54}{8} = 8.32KN \leq 77.56KN$$

Donc la pression diamétrale est vérifiée.

7.2.2 Assemblage poteau- poteau

Il y'a (02) types d'assemblages des poteaux seront traités dans ce chapitre qui sont:

Premier assemblage

HEA 700avec HEA600

Deuxième assemblage

HEA 600avec HEA500

7.2.2.1 Assemblage poteau- poteau (HEA600-HEA500)

Données de calcul :

$$M_{sd} = 183.64KN$$

$$V_{sd} = 93.09KN$$

$$N_{sd} = 487.78KN$$

- **Le choix des boulons**

On choisit **12** boulons de **14 mm** de diamètre $e_1 = e_2$

(**M14**) de classe **HR .10.9** $\Rightarrow f_{ub} = 1000MPa$

Épaisseur de la platine : $e_p = 20mm$

- **Disposition constructive des boulons**

$$1.2d_0 \leq e_1 \leq \max(12t, 150mm)$$

$$2.2d_0 \leq p_1 \leq \min(14t, 200mm)$$

$$1.5d_0 \leq e_2 \leq \max(12t, 150mm)$$

$$3d_0 \leq p_2 \leq \min(14t, 200mm)$$

On choisit une platine de (**590X300X20**) mm

$$e_1=e_2 = 110mm$$

$$P_1=75mm$$

$$P_2= 185mm$$

- **Moment résistant effectif de l'assemblage**

$$M_R = \frac{N_1 \times \sum d_i^2}{d_1}$$

Où :

$$N_1 = n \times F_p = 276.556 \text{KN} \text{ Pour une rangé}$$

$$M_R = \frac{276.556 \times 0.606}{0.405} = 413.809 \text{KN} > 183.64 \text{KN} \text{ condition vérifier}$$

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

$$V_{sd} = 93.09 \text{KN}$$

Condition a vérifié $V_1 \leq F_{s,Rd}$

- **L'effort tranchant Par boulon V_1**

$$V = \frac{V_{sd}}{n_p \times n_b} = \frac{93.09}{2 \times 6} = 7.76 \text{KN}$$

- **La résistance au glissement $F_{s,Rd}$**

$$F_{s,Rd} = \frac{k_s \times n \times \mu \times F_p}{\gamma_{Ms,u}}$$

$K_s = 1$: Coefficient fonction de la dimension des trous de perçage (tolérances normales)

$\mu = 0.2$: Coefficient de frottement des pièces dépend de la classe de la surface

$n = 2$: Nombre d'interfaces de frottement

$\gamma_{Ms} = 1.25$: Coefficient partiel de sécurité

$F_p = 138.28 \text{KN}$: La résistance du boulon

$$\text{Donc : } F_{s,Rd} = \frac{1 \times 2 \times 0.2 \times 138.28}{1.25} = 44.25 \text{KN}$$

$V = 7.76 \text{KN} < F_{s,Rd} = 44.25 \text{KN}$ condition vérifier

- **Résistance de l'âme du poteau en traction**

$$F_t = \frac{f_y \times t_{wc} \times b_{eff}}{\gamma_M}$$

t_{wc} : Épaisseur âme poteau = 13mm

$b_{eff} = p$: Entraxe rangées boulons = 70mm

$$F_t = \frac{275 \times 13 \times 70}{1.25} = 250.25 \text{KN}$$

$$F_v = \frac{M_{sd}}{h - t_f} = \frac{183.64}{590 - 25} = 325.026 \text{KN}$$

$F_v < F_t$ La condition n'est pas vérifié d'où il est nécessaire d'ajoutée un raidisseur

Soit un raidisseur d'épaisseur 12mm

$$F_t = \frac{(11+23) \times 70 \times 275}{1} = 442.76 \text{KN}$$

$$F_v < F_t' \Rightarrow CV$$

7.2.3 Assemblage poteau- poutre (HEA600-HEA500)

Msd=319.01KN

Vsd=215.03KN

N=232.46KN

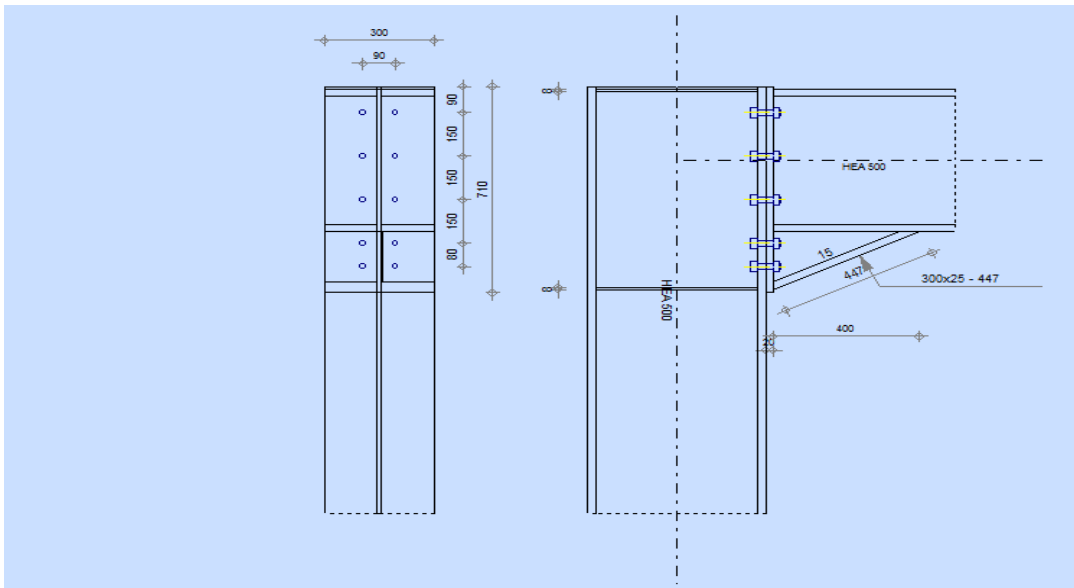


Figure 7.3 : Assemblage poteau- poutre (HEA600-HEA500).

Calcul de la soudure poutre HEA500

$L1 = 300 \text{mm}$

$L2 = 138 \text{mm}$

$L3 = 444 \text{mm}$

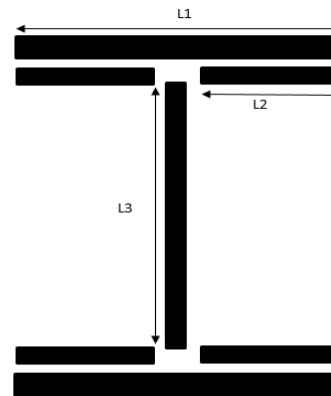


Figure 7.4 : Assemblage soudé poutres –platine.

$$A_s = \sum l_i \times a_i = (2l_1 \times a) + (4l_2 \times a) + (2l_3 \times a)$$

$$A_s = (2 \times 300 \times 17) + (4 \times 138 \times 17) + (2 \times 444 \times 9) = 27576 \text{mm}^2$$

h : la hauteur du profilé.

La nuance d’acier utilisé est S275 donc : $\gamma_{mw} = 1,3$; $\beta_w = 0,85$; $f_u = 430$

- **Calcul de l'épaisseur du cordon sur semelle**

$$af \geq t_{fb} \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}} \times \frac{\beta_w \times \gamma_{m2}}{f_{us} \times \sqrt{2}}$$

$$af \geq 23 \times \frac{275}{1} \times \frac{0.85 \times 1.3}{430 \times \sqrt{2}} = 11,49 \text{ mm}$$

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

$$a_w \geq t_{wb} \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}} \times \frac{\beta_w \times \gamma_{m2}}{f_{us} \times \sqrt{3}}$$

$$a_{fw} \geq 12 \times \frac{275}{1} \times \frac{0.85 \times 1.3}{430 \times \sqrt{3}} = 5,99 \text{ mm}$$

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

- **Vérification de la soudure**

$$A_s = \sum l_i \times a_i = (2l_1 \times a) + (4l_2 \times a) + (2l_3 \times a)$$

$$A_s = (2 \times 300 \times 15) + (4 \times 138 \times 15) + (2 \times 444 \times 15)$$

$$A_s = 20400 \text{ mm}^2$$

h : la hauteur du profilé.

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

- **Vérification le moment et l'effort normal (M et N)**

$$\sqrt{2} \left[\frac{N_{sd}}{\sum l_i \times a_i} + \left(\frac{M_{sd}}{I_{ys}} \times \frac{h}{2} \right) \right] \leq \frac{f_{us}}{\beta_w \times \gamma_{m2}}$$

$$I_{ys} = (2l_1 \times a \times d_1^2) + (4l_2 \times a \times d_2^2) = 1083.219 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$d_1 = \frac{h}{2} + \frac{a}{2} = 253.5$$

$$d_2 = \frac{h}{2} - t_f - \frac{a}{2} = 213.5 \text{ mm}$$

$$\sqrt{2} \left[\frac{232.46}{27576} + \left(\frac{1014,4319.01}{1083.219 \times 10^6} \times \frac{490}{2} \right) \right] \leq \frac{430}{0.85 \times 1.3}$$

$120.235 \leq 389.14$ la conditions est vérifiée

- **Vérification l'effort tranchons et l'effort normal (V et N)**

$$\sqrt{2 \times \left(\frac{N_{sd}}{\sum l_i \times a_i} \right)^2 + 3 \times \left(\frac{V_{sd}}{2 l_3 \times a} \right)^2} \leq \frac{f_{us}}{\beta_w \times \gamma_{m2}}$$

$$\sqrt{2 \times \left(\frac{232.46}{27576} \right)^2 + 3 \times \left(\frac{215.03}{7992} \right)^2} \leq \frac{430}{0.85 \times 1.3}$$

$48.102 \leq 389.14$ la conditions est vérifiée

- **Choix de diamètre du boulon**

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

$$t \leq 10 \text{ mm} \quad d = (12 ; 14) \text{ mm}$$

$$10 \leq t \leq 25 \text{ mm} \quad d = (16 ; 20 ; 24) \text{ mm}$$

$$t \geq 25 \text{ mm} \quad d = (24 ; 27 ; 30) \text{ mm}$$

On a l'épaisseur de la platine $t = 20 \text{ mm}$

- **Disposition constructives**

Distance entre axe des boulons

$$d_0 = \emptyset + 2 = 27 + 3 = 30 \text{ mm.}$$

$$1.5d_0 \leq e_1 \leq \max(12t ; 150\text{mm}) \quad e_1 = 90\text{mm}$$

$$2.2d_0 \leq p_1 \leq \max(14t ; 200\text{mm}) \quad p_1 = 150\text{mm}$$

$$1.5d_0 \leq e_2 \leq \max(12t ; 150\text{mm}) \quad e_2 = 150\text{mm}$$

$$3d_0 \leq p_2 \leq \max(14t ; 200\text{mm}) \quad p_2 = 220\text{mm}$$

- **Détermination des efforts dans les boulons**

NB : Vu le nombre important de boulons que cet assemblage nécessite, on doit procéder au dimensionnement d'un jarret.

- **Position de l'axe neutre**

$$X = t_f \sqrt{\frac{b}{t_w}} = 23 \times \sqrt{\frac{300}{12}} = 115 \text{ mm}$$

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

$$d_1 = 620\text{mm}$$

$$d_2 = 470\text{mm}$$

$$d_3 = 320\text{mm}$$

$$d_4 = 170\text{mm}$$

$$\sum d_i^2 = (0.62)^2 + (0.470)^2 + (0.320)^2 + (0.17)^2 = 0.736\text{m}^2$$

$$N_1 = \frac{M \cdot d_1}{\sum d_i^2}$$

$$N_1 = \frac{M \times d_1}{\sum d_i^2} = \frac{319.01 \times 0.62}{0.736} = 268.73\text{KN}$$

$$N_2 = 203.715\text{KN}$$

$$N_3 = 138.7 \text{ KN}$$

$$N_4 = 73.684\text{KN}$$

Il faut vérifier que :

$$N_1 \leq n_0 \times F_{p.c.d}$$

$$n_0 = 2 \text{ pour une rangée}$$

Avec :

$$F_{pc.d} = 0.7 \times f_{ub} \times A_s$$

$F_{pc.d}$: L'effort de précontrainte autorisé dans les boulons.

f_{ub} : La contrainte de rupture du boulon, vaut 100 Mpa pour les boulons **HR10.9**

A_s : L'aire de la section du boulon.

$A_s = 275.76 \text{mm}^2$ (aire de section filetée) .

D'où $N_1 \leq n_0 \times 0.7 \times f_{ub} \times A_s$

$N_1 = 268.73 < 0.7 \times 2 \times 1000 \times 275.76 = 386.064 \text{KN}$ condition vérifier

- **Moment résistant effectif de l'assemblage**

$$M_{Rd} = \frac{N_{1c} \times \sum d_i^2}{d_1}$$

pour un boulon soit

$$N_c = F_{p.cd} = 0.7 \times 1000 \times 275.76 = 193.032 \text{KN}$$

Pour une rangée (de deux boulons)

$$2 \times n = 2 \times 193.032 = 386.064 \text{KN}$$

D'où

$$M_{rd} = \frac{N_{1c} \times \sum d_i^2}{d_1}$$

$$M_{rd} = \frac{386.064 \times (0.736^2)}{0.62} = 337.305 \text{KNm}$$

$$M_{rd} = 319.01 \text{KNm} \leq M_{rd} = 337.305 \text{KNm} \quad \text{condition}$$

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

$$V = 215.03 \text{KN}$$

L'effort de cisaillement de calcul par boulon à L'ELU égale :

$$F_{v.sd} = \frac{V}{n} = \frac{215.03}{10} = 21.503 \text{KN}$$

Il faut vérifier que :

$$F_{Vsd} \leq F_{s.Rd}$$

$$F_{s.Rd} = \frac{k_s \times n \times \mu}{\gamma_{Ms.ult}} \times F_{p.cd}$$

Avec :

$F_{s.Rd}$: Résistance de calcul au glissement à L'ELU.

$\mu = 0.3$: Surfaces nettoyées par brassage métallique ou à la flamme avec enlèvement de la rouille.

$n = 1$: Nombres d'interfaces de frottement.

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

$\gamma_{Ms,ult} = 1.1$: Pour les résistances au glissement à L'ELU

$$F_{s,rd} = \frac{1 \times 1 \times 0.3}{1.1} \times 215.03 = 58.645KN$$

$$F_{Vsd} \leq F_{s,Rd} \Rightarrow \text{Vérfiée}$$

- **Résistance de l'âme du poteau en traction**

Il faut vérifier que :

$$F_t \leq F_{t,Rd}$$

$$F_{t,Rd} = f_y \times t_{wc} \times \frac{b_{eff}}{\gamma_{M0}}$$

t_w : Epaisseur d'âme de poteau = 12mm

b_{eff} : Entraxe-rangées-boulons = 90mm

$$F_{t,rd} = 275 \times 12 \times \frac{90}{1} = 297KN$$

Avec:
$$F_t = \frac{M}{h - t_f}$$

$H = 490mm$, $t_f = 23mm$



Donc:

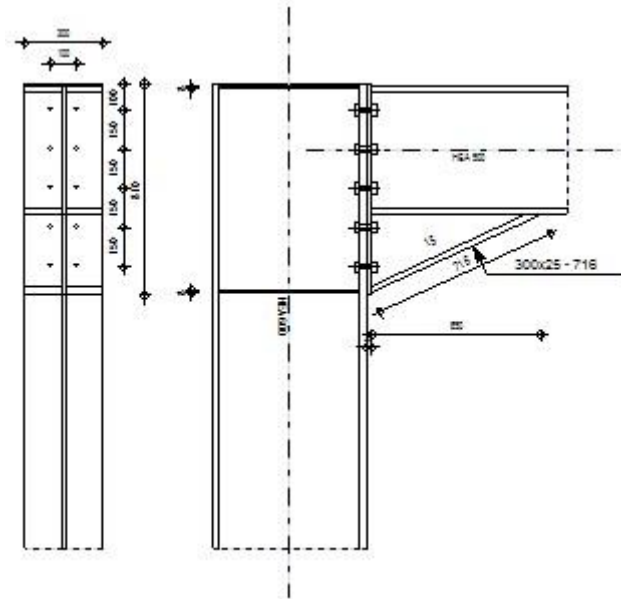
$$F_{t,rd} = \frac{319.01}{490 - 23} = 683.104KN$$

$$F_t > F_{t,Rd} \Rightarrow \text{Condition non vérifiée (déformation de l'âme du poteau)}$$

La condition n'étant pas satisfaite, on choisit un raidisseur d'épaisseur égale à l'épaisseur de la semelle du poteau $e_p = 8mm$.

Calcul a été fait avec logiciel rebot structural 2019

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019	
	Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau EN 1993-1-8:2005/AC:2009	



1.1 Général

Assemblage N°: 75

Nom de l'assemblage: Angle de portique

Noeud de la structure: 238

Barres de la structure: 1037, 285

1.2 Géométrie

1.2.1 Poteau

Profilé: HEA 600

Barre N°: 1037

$\alpha = -90,0$ [Deg] Angle d'inclinaison

$h_c = 590$ [mm] Hauteur de la section du poteau

$b_{fc} = 300$ [mm] Largeur de la section du poteau

$t_{wc} = 13$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau

$t_{fc} = 25$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau

$r_c = 27$ [mm] Rayon de congé de la section du poteau

$A_c = 226,46$ [cm²] Aire de la section du poteau

$I_{xc} = 141208,00$ [cm⁴] Moment d'inertie de la section du poteau

Matériau: ACIER E28

$f_{yc} = 275,00$ [MPa] Résistance

1.2.2 Poutre

Profilé: HEA 500

Barre N°: 285

$\alpha = -0,0$ [Deg] Angle d'inclinaison

$h_b = 490$ [mm] Hauteur de la section de la poutre

$b_f = 300$ [mm] Largeur de la section de la poutre

$t_{wb} = 12$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre

$t_{fb} = 23$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre

$r_b = 27$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre

$r_b = 27$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre

$A_b = 197,54$ [cm²] Aire de la section de la poutre

$I_{xb} = 86974,80$ [cm⁴] Moment d'inertie de la poutre

Matériau: ACIER E28

$f_{yb} = 275,00$ [MPa] Résistance

1.2.3 Boulons

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$d = 20$ [mm] Diamètre du boulon

Classe = 10.9 Classe du boulon

$F_{tRd} = 176,40$ [kN] Résistance du boulon à la traction

$n_h = 2$ Nombre de colonnes des boulons

$n_v = 5$ Nombre de rangées des boulons

$h_1 = 100$ [mm] Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about

Ecartement e_i
= 100 [mm]

Entraxe $p_i = 150; 150; 150; 150$ [mm]

1.2.4 Platine

$h_p = 810$ [mm] Hauteur de la platine

$b_p = 300$ [mm] Largeur de la platine

$t_p = 20$ [mm] Epaisseur de la platine

Matériau: ACIER E28

$f_{yp} = 275,00$ [MPa] Résistance

1.2.5 Jarret inférieur

$w_d = 300$ [mm] Largeur de la platine

$t_{fd} = 25$ [mm] Epaisseur de l'aile

$h_d = 300$ [mm] Hauteur de la platine

$t_{wd} = 15$ [mm] Epaisseur de l'âme

$l_d = 650$ [mm] Longueur de la platine

$\alpha = 24,8$ [Deg] Angle d'inclinaison

Matériau: ACIER

$f_{ybu} = 235,00$ [MPa] Résistance

1.2.6 Raidisseur poteau

Supérieur

$h_{su} = 540$ [mm] Hauteur du raidisseur

$b_{su} = 144$ [mm] Largeur du raidisseur

$t_{hu} = 8$ [mm] Epaisseur du raidisseur

Matériau: ACIER

$f_{ysu} = 235,00$ [MPa] Résistance

Inférieur

$h_{sd} = 540$ [mm] Hauteur du raidisseur

$b_{sd} = 144$ [mm] Largeur du raidisseur

$t_{hd} = 8$ [mm] Epaisseur du raidisseur

Matériau: ACIER

$f_{ysu} = 235,00$ [MPa] Résistance

1.2.7 Soudures d'angle

$a_w = 15$ [mm] Soudure âme

$a_f = 15$ [mm] Soudure semelle

$a_s = 15$ [mm] Soudure du raidisseur

$a_{fd} = 5$ [mm] Soudure horizontale

1.2.8 Coefficients de matériau

$\gamma_{M0} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

$\gamma_{M1} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

$\gamma_{M2} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

$\gamma_{M3} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

1.3 Efforts

Etat limite: ultime

Cas: 14: GQEY (1+2+9) *1.00

$M_{b1,Ed} = 473,01$ [kN*m] Moment fléchissant dans la poutre droite

$V_{b1,Ed} = 225,33$ [kN] Effort tranchant dans la poutre droite

$M_{c1,Ed} = -11,83$ [kN*m] Moment fléchissant dans la poteau inférieur

$V_{c1,Ed} = -116,39$ [kN] Effort tranchant dans le poteau inférieur

$N_{c1,Ed} = -1023,30$ [kN] Effort axial dans le poteau inférieur

$M_{c2,Ed} = -9,32$ [kN*m] Moment fléchissant dans la poteau supérieur

$V_{c2,Ed} = -4,58$ [kN] Effort tranchant dans le poteau supérieur

$N_{c2,Ed} = -756,00$ [kN] Effort axial dans le poteau supérieur

1.4 Résultats

1.4.1 Résistances de la poutre

CISAILLEMENT

$A_{vb} = 119,72$ [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$$

$V_{cb,Rd} = 1900,81$ [kN] Résistance de calcul de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]

$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$ $0,12 < 1,00$ **vérifié** (0,12)

FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)

$W_{plb} = 3948,86$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

$$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$M_{b,pl,Rd} = 1085,9$ [kN*m] Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts) EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

FLEXION AU CONTACT DE LA PLAQUE AVEC L'ELEMENT ASSEMBLE

$W_{pl} = 6771,10$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5]

$$M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$M_{cb,Rd} = 1862,05$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

AILE ET AME EN COMPRESSION

$M_{cb,Rd} = 1862,05$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]

$h_f = 765$ [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]

$$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$$

$F_{c,fb,Rd} = 2434,91$ [kN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]

AME OU AILE DU RENFORT EN COMPRESSION - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$\beta = 0,0$ [Deg] Angle entre la platine d'about et la poutre

$\gamma = 24,8$ [Deg] Angle d'inclinaison du renfort

$b_{eff,c,wb} = 352$ [mm] Largeur efficace de l'âme à la compression [6.2.6.2.(1)]

$A_{vb} = 74,72$ [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$\omega = 0,84$ Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement [6.2.6.2.(1)]

$\sigma_{com,Ed} = 106,05$ [MPa] Contrainte de compression maximale dans l'âme [6.2.6.2.(2)]

$\beta = 0,0$ [Deg] Angle entre la platine d'about et la poutre

$k_{wc} = 1,00$ Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression [6.2.6.2.(2)]

$$F_{c,wb,Rd1} = [\omega k_{wc} b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$$

$F_{c,wb,Rd1} = 2115,80$ [kN] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]

Flambement:

$d_{wb} = 390$ [mm] Hauteur de l'âme comprimée [6.2.6.2.(1)]

$\lambda_p = 1,04$ Elancement de plaque [6.2.6.2.(1)]

$\rho = 0,78$ Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément [6.2.6.2.(1)]

$$F_{c,wb,Rd2} = [\omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M1}] \cos(\gamma) / \sin(\gamma - \beta)$$

$F_{c,wb,Rd2} = 1641,42$ [kN] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]

Résistance de l'aile du renfort

$$F_{c,wb,Rd3} = b_b t_b f_{yb} / (0.8 \gamma_{M0})$$

$F_{c,wb,Rd3} = 2578,13$ [kN] Résistance de l'aile du renfort [6.2.6.7.(1)]

Résistance finale:

$$F_{c,wb,Rd,low} = \text{Min} (F_{c,wb,Rd1}, F_{c,wb,Rd2}, F_{c,wb,Rd3})$$

$F_{c,wb,Rd,low} = 1641,42$ [kN] Résistance de l'âme de la poutre [6.2.6.2.(1)]

1.4.2 Résistances du poteau

PANNEAU D'AME EN CISAILLEMENT

$M_{b1,Ed} = 473,01$ [kN*m] Moment fléchissant dans la poutre droite [5.3.(3)]

$M_{b2,Ed} = 0,00$ [kN*m] Moment fléchissant dans la poutre gauche [5.3.(3)]

$V_{c1,Ed} = -116,39$ [kN] Effort tranchant dans le poteau inférieur [5.3.(3)]

$V_{c2,Ed} = -4,58$ [kN] Effort tranchant dans le poteau supérieur [5.3.(3)]

$z = 611$ [mm] Bras de levier [6.2.5]

$$V_{wp,Ed} = (M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed}) / z - (V_{c1,Ed} - V_{c2,Ed}) / 2$$

$V_{wp,Ed} = 829,77$ [kN] Panneau d'âme en cisaillement [5.3.(3)]

$A_{vs} =$	$\frac{93,2}{1}$ [cm ²]	Aire de cisaillement de l'âme du poteau	EN1993-1-1:6.2.6.(3)
$A_{vc} =$	$\frac{93,2}{1}$ [cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:6.2.6.(3)
$d_s =$	782 [mm]	Distance entre les centres de gravités des raidisseurs	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,fc,Rd} =$	$\frac{12,8}{9}$ [kN*m]	Résistance plastique de l'aile du poteau en flexion	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,stu,Rd} =$	$\frac{1,13}{1}$ [kN*m]	Résistance plastique du raidisseur transversal supérieur en flexion	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,sti,Rd} =$	$\frac{1,13}{1}$ [kN*m]	Résistance plastique du raidisseur transversal inférieur en flexion	[6.2.6.1.(4)]
$V_{wp,Rd} = 0.9 (A_{vs} * f_{y,wc}) / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) + \text{Min}(4 M_{pl,fc,Rd} / d_s , (2 M_{pl,fc,Rd} + M_{pl,stu,Rd} + M_{pl,sti,Rd}) / d_s)$			
$V_{wp,Rd} =$	1367,77 [kN]	Résistance du panneau d'âme au cisaillement	[6.2.6.1]

$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0$	0,61 < 1,00	vérifié	(0,61)
----------------------------------	-------------	---------	--------

AME EN COMPRESSION TRANSVERSALE - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$t_{wc} =$	13 [mm]	Epaisseur efficace de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(6)]
$b_{eff,c,wc} =$	370 [mm]	Largeur efficace de l'âme à la compression	[6.2.6.2.(1)]
$A_{vc} =$	93,21 [cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:6.2.6.(3)
$\omega =$	0,86	Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement	[6.2.6.2.(1)]
$\sigma_{com,Ed} =$	47,22 [MPa]	Contrainte de compression maximale dans l'âme	[6.2.6.2.(2)]
$k_{wc} =$	1,00	Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression	[6.2.6.2.(2)]
$A_s =$	20,84 [cm ²]	Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme	EN1993-1-1:6.2.4
$F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s f_{ys} / \gamma_{M0}$			
$F_{c,wc,Rd1} =$	1629,76 [kN]	Résistance de l'âme du poteau	[6.2.6.2.(1)]
Flambement:			
$d_{wc} =$	486 [mm]	Hauteur de l'âme comprimée	[6.2.6.2.(1)]

$d_{wc} = 486$ [mm]	Hauteur de l'âme comprimée	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_p = 1,10$	Elancement de plaque	[6.2.6.2.(1)]
$\rho = 0,74$	Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément	[6.2.6.2.(1)]
$\lambda_s = 5,49$	Elancement du raidisseur	EN1993-1-1:[6.3.1.2]
$\chi_s = 1,00$	Coefficient de flambement du raidisseur	EN1993-1-1:[6.3.1.2]

$$F_{c,wc,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1} + A_s \chi_s f_{ys} / \gamma_{M1}$$

$$F_{c,wc,Rd2} = 1337,66 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Résistance finale:

$$F_{c,wc,Rd,low} = \text{Min} (F_{c,wc,Rd1}, F_{c,wc,Rd2})$$

$$F_{c,wc,Rd} = 1337,66 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

1.4.3 Paramètres géométriques de l'assemblage

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - SEMELLE DU POTEAU

Nr	m	m_x	e	e_x	p	$l_{eff,cp}$	$l_{eff,nc}$	$l_{eff,1}$	$l_{eff,2}$	$l_{eff,cp,g}$	$l_{eff,nc,g}$	$l_{eff,1,g}$	$l_{eff,2,g}$
1	22	-	100	-	150	138	175	138	175	219	144	144	144
2	22	-	100	-	150	138	213	138	213	300	150	150	150
3	22	-	100	-	150	138	213	138	213	300	150	150	150
4	22	-	100	-	150	138	213	138	213	300	150	150	150
5	22	-	100	-	150	138	175	138	175	219	144	144	144

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - PLATINE D'ABOUT

Nr	m	m_x	e	e_x	p	$l_{eff,cp}$	$l_{eff,nc}$	$l_{eff,1}$	$l_{eff,2}$	$l_{eff,cp,g}$	$l_{eff,nc,g}$	$l_{eff,1,g}$	$l_{eff,2,g}$
1	27	-	100	-	150	170	216	170	216	235	175	175	175
2	27	-	100	-	150	170	233	170	233	300	150	150	150
3	27	-	100	-	150	170	233	170	233	300	150	150	150
4	27	-	100	-	150	170	233	170	233	300	150	150	150
5	27	-	100	-	150	170	233	170	233	235	192	192	192

- m – Distance du boulon de l'âme
- m_x – Distance du boulon de l'aile de la poutre
- e – Pince entre le boulon et le bord extérieur
- e_x – Pince entre le boulon et le bord extérieur horizontal
- p – Entraxe des boulons
- $l_{eff,cp}$ – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes circulaires
- $l_{eff,nc}$ – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes non circulaires
- $l_{eff,1}$ – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1
- $l_{eff,2}$ – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2
- $l_{eff,cp,g}$ – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes circulaires
- $l_{eff,nc,g}$ – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes non circulaires
- $l_{eff,1,g}$ – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 1
- $l_{eff,2,g}$ – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 2

1.4.4 Résistance de l'assemblage à la flexion

$F_{t,Rd} = 176,40$ [kN] Résistance du boulon à la traction [Tableau 3.4]

$B_{p,Rd} = 366,44$ [kN] Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement [Tableau 3.4]

$F_{t,fc,Rd}$ – résistance de la semelle du poteau à la flexion

$F_{t,wc,Rd}$ – résistance de l'âme du poteau à la traction

$F_{t,ep,Rd}$ – résistance de la platine fléchie à la flexion

$F_{t,wb,Rd}$ – résistance de l'âme à la traction

$F_{t,fc,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,fc,Rd}, F_{T,2,fc,Rd}, F_{T,3,fc,Rd})$ [6.2.6.4] , [Tab.6.2]

$F_{t,wc,Rd} = \omega b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0}$ [6.2.6.3.(1)]

$F_{t,ep,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,ep,Rd}, F_{T,2,ep,Rd}, F_{T,3,ep,Rd})$ [6.2.6.5] , [Tab.6.2]

$F_{t,wb,Rd} = b_{eff,t,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0}$ [6.2.6.8.(1)]

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1

$F_{t1,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t1,Rd,comp}$	Composant

F_{t1,Rd,comp} - Formule	F_{t1,Rd,comp}	Composant
$F_{t1,Rd} = \text{Min} (F_{t1,Rd,comp})$	352,80	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(1)} = 352,80$	352,80	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(1)} = 480,56$	480,56	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(1)} = 352,80$	352,80	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(1)} = 560,44$	560,44	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 732,87$	732,87	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta = 1367,77$	1367,77	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} = 1337,66$	1337,66	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} = 2434,91$	2434,91	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} = 1641,42$	1641,42	Ame de la poutre - compression

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2

F_{t2,Rd,comp} - Formule	F_{t2,Rd,comp}	Composant
$F_{t2,Rd} = \text{Min} (F_{t2,Rd,comp})$	332,83	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(2)} = 352,80$	352,80	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(2)} = 480,56$	480,56	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(2)} = 352,80$	352,80	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(2)} = 560,44$	560,44	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 732,87$	732,87	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 1367,77 - 352,80$	1014,97	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 1337,66 - 352,80$	984,86	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 2434,91 - 352,80$	2082,11	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 1641,42 - 352,80$	1288,62	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 705,60 - 352,80$	352,80	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 951,87 - 352,80$	599,07	Ame du poteau - traction - groupe

F_{t2,Rd,comp} - Formule	F_{t2,Rd,comp}	Composant
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 685,63 - 352,80$	332,83	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{ij,Rd} = 1071,43 - 352,80$	718,63	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t2,Rd} = F_{t1,Rd} h_2/h_1$$

$$F_{t2,Rd} = 275,68 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3

F_{t3,Rd,comp} - Formule	F_{t3,Rd,comp}	Composant
$F_{t3,Rd} = \text{Min} (F_{t3,Rd,comp})$	352,80	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(3)} = 352,80$	352,80	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(3)} = 480,56$	480,56	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(3)} = 352,80$	352,80	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(3)} = 560,44$	560,44	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 732,87$	732,87	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 1367,77 - 628,48$	739,29	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 1337,66 - 628,48$	709,17	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 2434,91 - 628,48$	1806,42	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^2 F_{ij,Rd} = 1641,42 - 628,48$	1012,94	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 705,60 - 275,68$	429,92	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 967,99 - 275,68$	692,31	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 1058,40 - 628,48$	429,92	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 1296,48 - 628,48$	667,99	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 663,31 - 275,68$	387,63	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{ij,Rd} = 990,00 - 275,68$	714,32	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 1017,28 - 628,48$	388,80	Platine d'about - traction - groupe

F_{t3,Rd,comp} - Formule	F_{t3,Rd,comp}	Composant
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{ij,Rd} = 1566,43 - 628,48$	937,95	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t3,Rd} = F_{t1,Rd} h_3/h_1$$

$$F_{t3,Rd} = 198,57 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4

F_{t4,Rd,comp} - Formule	F_{t4,Rd,comp}	Composant
$F_{t4,Rd} = \text{Min} (F_{t4,Rd,comp})$	352,80	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(4)} = 352,80$	352,80	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(4)} = 480,56$	480,56	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(4)} = 352,80$	352,80	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(4)} = 560,44$	560,44	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 732,87$	732,87	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^3 F_{ti,Rd} = 1367,77 - 827,05$	540,72	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^3 F_{ij,Rd} = 1337,66 - 827,05$	510,61	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^3 F_{ij,Rd} = 2434,91 - 827,05$	1607,86	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum_1^3 F_{ij,Rd} = 1641,42 - 827,05$	814,37	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 705,60 - 198,57$	507,03	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 967,99 - 198,57$	769,42	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 1058,40 - 474,25$	584,15	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{ij,Rd} = 1308,29 - 474,25$	834,04	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 1411,20 - 827,05$	584,15	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{ij,Rd} = 1543,61 - 827,05$	716,56	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 663,31 - 198,57$	464,74	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{ij,Rd} = 990,00 - 198,57$	791,43	Ame de la poutre - traction - groupe

F_{t4,Rd,comp} - Formule	F_{t4,Rd,comp}	Composant
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{tj,Rd} = 994,96 - 474,25$	520,71	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum 3^2 F_{tj,Rd} = 1485,00 - 474,25$	1010,75	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{tj,Rd} = 1348,93 - 827,05$	521,88	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)} - \sum 3^1 F_{tj,Rd} = 2061,43 - 827,05$	1234,38	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t4,Rd} = F_{t1,Rd} h_4/h_1$$

$$F_{t4,Rd} = 121,45 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 5

F_{t5,Rd,comp} - Formule	F_{t5,Rd,comp}	Composant
$F_{t5,Rd} = \text{Min}(F_{t5,Rd,comp})$	352,80	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(5)} = 352,80$	352,80	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(5)} = 480,56$	480,56	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(5)} = 352,80$	352,80	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(5)} = 560,44$	560,44	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 732,87$	732,87	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum 1^4 F_{tj,Rd} = 1367,77 - 948,50$	419,27	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum 1^4 F_{tj,Rd} = 1337,66 - 948,50$	389,16	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^4 F_{tj,Rd} = 2434,91 - 948,50$	1486,41	Aile de la poutre - compression
$F_{c,wb,Rd} - \sum 1^4 F_{tj,Rd} = 1641,42 - 948,50$	692,92	Ame de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(5+4)} - \sum 4^4 F_{tj,Rd} = 705,60 - 121,45$	584,15	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4)} - \sum 4^4 F_{tj,Rd} = 951,87 - 121,45$	830,42	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3)} - \sum 4^3 F_{tj,Rd} = 1058,40 - 320,02$	738,38	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3)} - \sum 4^3 F_{tj,Rd} = 1296,48 - 320,02$	976,46	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3+2)} - \sum 4^2 F_{tj,Rd} = 1411,20 - 595,70$	815,50	Aile du poteau - traction - groupe

F_{t5,Rd,comp} - Formule	F_{t5,Rd,comp}	Composant
$F_{t,wc,Rd(5+4+3+2)} - \sum 4^2 F_{ij,Rd} = 1543,61 - 595,70$	947,91	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 4^1 F_{ij,Rd} = 1764,00 - 948,50$	815,50	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 4^1 F_{ij,Rd} = 1710,98 - 948,50$	762,48	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4)} - \sum 4^4 F_{ij,Rd} = 700,89 - 121,45$	579,44	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4)} - \sum 4^4 F_{ij,Rd} = 1127,14 - 121,45$	1005,69	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3)} - \sum 4^3 F_{ij,Rd} = 1032,55 - 320,02$	712,53	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3)} - \sum 4^3 F_{ij,Rd} = 1622,14 - 320,02$	1302,13	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2)} - \sum 4^2 F_{ij,Rd} = 1364,20 - 595,70$	768,50	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2)} - \sum 4^2 F_{ij,Rd} = 2117,14 - 595,70$	1521,44	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 4^1 F_{ij,Rd} = 1718,17 - 948,50$	769,67	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 4^1 F_{ij,Rd} = 2693,58 - 948,50$	1745,08	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t5,Rd} = F_{t1,Rd} h_5/h_1$$

$$F_{t5,Rd} = 44,33 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS

Nr	h _j	F _{tj,Rd}	F _{t,fc,Rd}	F _{t,wc,Rd}	F _{t,ep,Rd}	F _{t,wb,Rd}	F _{t,Rd}	B _{p,Rd}
1	686	352,80	352,80	480,56	352,80	560,44	352,80	732,87
2	536	275,68	352,80	480,56	352,80	560,44	352,80	732,87
3	386	198,57	352,80	480,56	352,80	560,44	352,80	732,87
4	236	121,45	352,80	480,56	352,80	560,44	352,80	732,87
5	86	44,33	352,80	480,56	352,80	560,44	352,80	732,87

RÉSISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION M_{j,Rd}

$$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$$

$$M_{j,Rd} = 499,14 \text{ [kN*m]} \quad \text{Résistance de l'assemblage à la flexion} \quad [6.2]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,95 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,95)$$

1.4.5 Résistance de l'assemblage au cisaillement

$$\alpha_v = 0,60 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{v,Rd} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$\beta_{Lf} = 0,93 \quad \text{Coefficient réducteur pour les assemblages longs} \quad [3.8]$$

$$F_{v,Rd} = 139,49 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance d'un boulon au cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{t,Rd,max} = 176,40 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance d'un boulon à la traction} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,int} = 324,00 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon intérieur en pression diamétrale} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,ext} = 324,00 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon de rive en pression diamétrale} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

Nr	$F_{tj,Rd,N}$	$F_{tj,Ed,N}$	$F_{tj,Rd,M}$	$F_{tj,Ed,M}$	$F_{tj,Ed}$	$F_{vj,Rd}$
1	352,80	0,00	352,80	334,33	334,33	90,14
2	352,80	0,00	275,68	261,25	261,25	131,41
3	352,80	0,00	198,57	188,17	188,17	172,69
4	352,80	0,00	121,45	115,09	115,09	213,97
5	352,80	0,00	44,33	42,01	42,01	255,24

$F_{tj,Rd,N}$ – Résistance d'une rangée de boulons à la traction pure

$F_{tj,Ed,N}$ – Effort dans une rangée de boulons dû à l'effort axial

$F_{tj,Rd,M}$ – Résistance d'une rangée de boulons à la flexion pure

$F_{tj,Ed,M}$ – Effort dans une rangée de boulons dû au moment

$F_{tj,Ed}$ – Effort de traction maximal dans la rangée de boulons

$F_{vj,Rd}$ – Résistance réduite d'une rangée de boulon

$$F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{tj,Rd,M} / M_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed} = F_{tj,Ed,N} + F_{tj,Ed,M}$$

$$F_{vj,Rd} = \text{Min} (n_h F_{v,Ed} (1 - F_{tj,Ed} / (1.4 n_h F_{t,Rd,max})), n_h F_{v,Rd}, n_h F_{b,Rd})$$

$$V_{j,Rd} = n_h \sum_{i=1}^n F_{vj,Rd} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$V_{j,Rd} = 863,46$ [kN] Résistance de l'assemblage au cisaillement [Tableau 3.4]

$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0$ $0,26 < 1,00$ **vérifié** (0,26)

1.4.6 Résistance des soudures

$A_w = 345,44$ [cm²] Aire de toutes les soudures [4.5.3.2(2)]

$A_{wy} = 146,70$ [cm²] Aire des soudures horizontales [4.5.3.2(2)]

$A_{wz} = 198,74$ [cm²] Aire des soudures verticales [4.5.3.2(2)]

$I_{wy} = 189523,0$ [cm⁴] Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe [4.5.3.2(5)]
0 horiz.

$\sigma_{\perp \max} = \tau_{\perp \max} = 68,67$ [MPa] Contrainte normale dans la soudure [4.5.3.2(6)]

$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = 65,23$ [MPa] Contraintes dans la soudure verticale [4.5.3.2(5)]

$\tau_{\parallel} = 11,34$ [MPa] Contrainte tangentielle [4.5.3.2(5)]

$\beta_w = 0,85$ Coefficient de corrélation [4.5.3.2(7)]

$\sqrt{[\sigma_{\perp \max}^2 + 3*(\tau_{\perp \max}^2)]} \leq f_u/(\beta_w * \gamma_{M2})$ $137,35 < 381,18$ **vérifié** (0,36)

$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u/(\beta_w * \gamma_{M2})$ $131,94 < 381,18$ **vérifié** (0,35)

$\sigma_{\perp} \leq 0.9*f_u/\gamma_{M2}$ $68,67 < 291,60$ **vérifié** (0,24)

1.4.7 Rigidité de l'assemblage

$t_{wash} = 4$ [mm] Epaisseur de la plaquette [6.2.6.3.(2)]

$h_{head} = 14$ [mm] Hauteur de la tête du boulon [6.2.6.3.(2)]

$h_{nut} = 20$ [mm] Hauteur de l'écrou du boulon [6.2.6.3.(2)]

$L_b = 70$ [mm] Longueur du boulon [6.2.6.3.(2)]

$k_{10} = 6$ [mm] Coefficient de rigidité des boulons [6.3.2.(1)]

RIGIDITES DES RANGEES DE BOULONS

Nr	h _j	k ₃	k ₄	k ₅	k _{eff,j}	k _{eff,j} h _j	k _{eff,j} h _j ²
					Somme	30,52	1535,04
1	686	2	184	62	2	10,87	745,83
2	536	2	184	55	2	8,46	453,88
3	386	2	184	55	2	6,10	235,47
4	236	2	184	55	2	3,73	88,09
5	86	2	184	62	2	1,37	11,78

$$k_{eff,j} = 1 / (\sum 3^5 (1 / k_{i,j})) \quad [6.3.3.1.(2)]$$

$$z_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j^2 / \sum_j k_{eff,j} h_j$$

$$z_{eq} = 503 \text{ [mm]} \text{ Bras de levier équivalent} \quad [6.3.3.1.(3)]$$

$$k_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j / z_{eq}$$

$$k_{eq} = 6 \text{ [mm]} \text{ Coefficient de rigidité équivalent du système de boulons} \quad [6.3.3.1.(1)]$$

$$A_{vc} = 93,2 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:}[6.2.6.(3)]$$

$$\beta = 1,00 \text{ Paramètre de transformation} \quad [5.3.(7)]$$

$$z = 503 \text{ [mm]} \text{ Bras de levier} \quad [6.2.5]$$

$$k_1 = 7 \text{ [mm]} \text{ Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en cisaillement} \quad [6.3.2.(1)]$$

$$k_2 = \infty \text{ Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en compression} \quad [6.3.2.(1)]$$

$$S_{j,ini} = E z_{eq}^2 / \sum_i (1 / k_1 + 1 / k_2 + 1 / k_{eq}) \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_{j,ini} = 173145,89 \text{ [kN*m]} \text{ Rigidité en rotation initiale} \quad [6.3.1.(4)]$$

$$\mu = 2,58 \text{ Coefficient de rigidité de l'assemblage} \quad [6.3.1.(6)]$$

$$S_j = S_{j,ini} / \mu \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_j = 66990,61 \text{ [kN*m]} \text{ Rigidité en rotation finale} \quad [6.3.1.(4)]$$

Classification de l'assemblage par rigidité.

$$S_{j,rig} = 208739,52 \text{ [kN*m]} \text{ Rigidité de l'assemblage rigide} \quad [5.2.2.5]$$

$S_{j,rig} = 208739,52$ [kN*m] Rigidité de l'assemblage rigide [5.2.2.5]

$S_{j,pin} = 13046,22$ [kN*m] Rigidité de l'assemblage articulé [5.2.2.5]

$S_{j,pin} \leq S_{j,ini} < S_{j,rig}$ SEMI-RIGIDE

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,95

7.2.4 Assemblage des diagonales pour palée de stabilité (2UPN320)

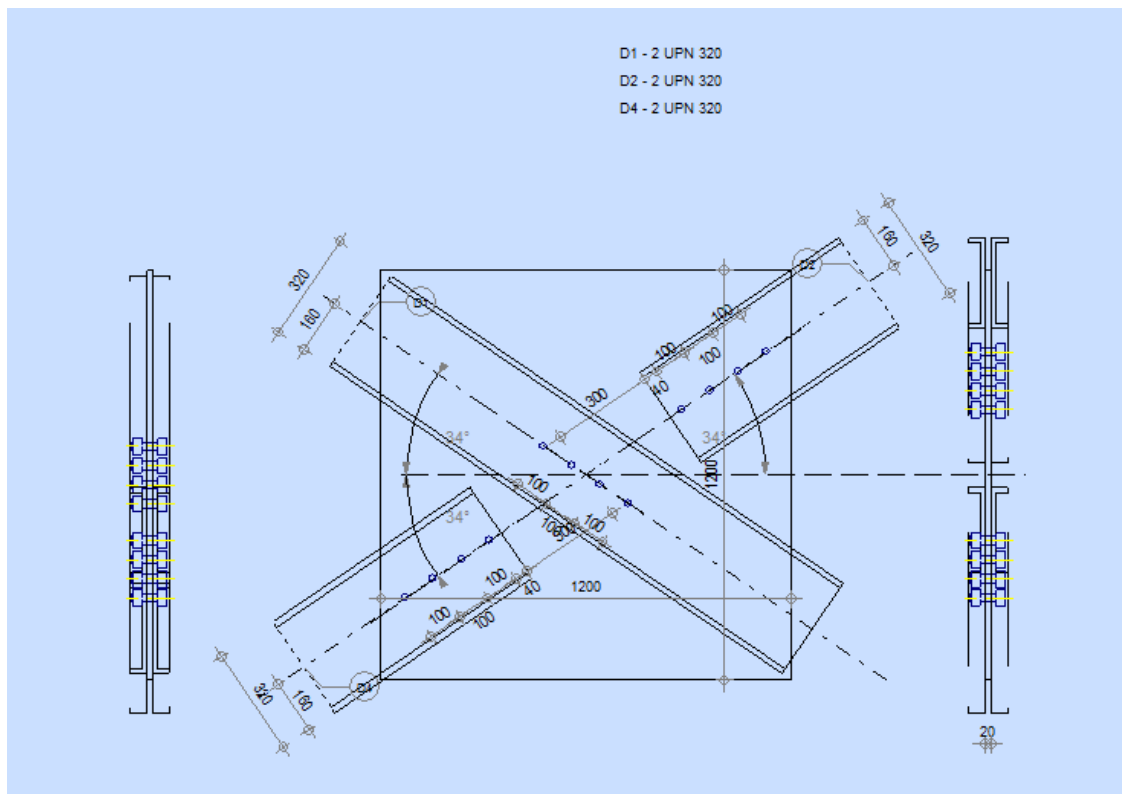


Figure 7.5 : Assemblage des diagonales pour palée de stabilité (2UPN320).

7.3 Calcul des pieds de poteaux (HEA 700)

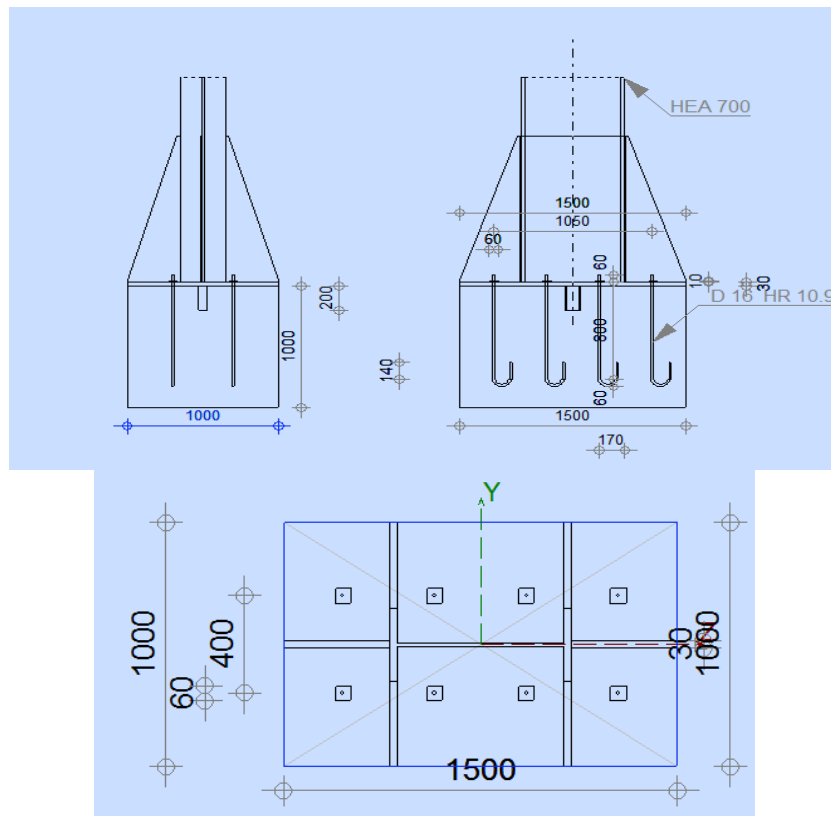


Figure 7.6 : Schéma statique des pieds de poteaux (HEA700).

Remarque :

Calcul de tous les assemblages a été fait avec logiciel rebot structural 2019 (voir l'annexe).

ETUDE DE FONDATION

8.1 Introduction

Dans ce chapitre, nous allons dans un premier temps nous concentrer sur le calcul et la vérification du poteau mixte.

Ensuite en procède au calcul des voiles périphérique ce dernier est prévue dans toute zone sismique son rôle est d'ancrer la structure au sol en dernier en clôture ce chapitre par l'étude et l'analyse de la fondation.

8.2 Poteaux Mixtes

Les poteaux mixtes acier-béton sont deux types :

- Les poteaux partiellement ou totalement enrobés de béton.
- Les poteaux en profilés creux remplis de béton.

Pour les poteaux totalement enrobés, les semelles et l'âme des profilé les constituant sont enrobé d'une couche de béton par contre, pour les poteaux partiellement enrobés, seulement l'espace

entre les semelles qui est remplis de béton.

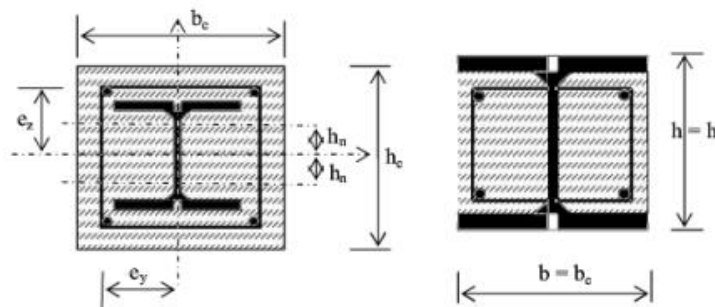


Figure 8.1 : Coupes transversales poteaux mixtes.

8.2.1 Hypothèses de calcul

- ❖ Il y a une interaction complète entre la section en acier et la section de béton et ce, jusqu'à la ruine.
- ❖ Les imperfections géométriques et structurales sont prises en compte dans le calcul.
- ❖ Les sections droites restent planes lors de la déformation du poteau.

Méthodes de calcul

L'Euro code 4 présentes deux méthodes de dimensionnement des poteaux mixtes. La première est une **Méthode Générale** qui impose de prendre explicitement en compte les effets du second ordre et les imperfections. Cette méthode peut notamment s'appliquer à des sections de poteaux qui ne sont pas symétriques ainsi qu'à des poteaux de section variable sur leur hauteur. Elle nécessite l'emploi d'outils de calcul numérique et ne peut être envisagée que si l'on dispose des logiciels appropriés.

La seconde est une **Méthode Simplifiée** utilisant les courbes de flambement européennes des poteaux en acier qui tiennent implicitement compte des imperfections affectant ces poteaux.

Cette méthode est en pratique limitée au calcul des poteaux mixtes présentant une section doublement symétrique et uniforme sur leur hauteur.

8.3 Vérification du poteau du sous-sol

On propose un poteau mixte totalement enrobé avec un profile HEA700 et de section (900*900) et armateur $8 \phi 25$ ($A_s=3927\text{mm}^2$).

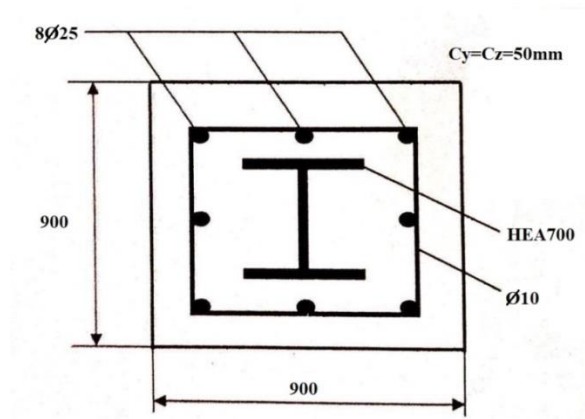


Figure 8.2 : Caractéristiques du poteau mixte.

Dimension

$L_f = l_o \rightarrow$ poteau articulé

Profilé	Béton	Armature
$h=690\text{mm}$	$E_c=32000\text{Mpa}$	$E_s=21 \times 10^4\text{Mpa}$
$b=300\text{mm}$	$\gamma_c = 1,5$	$\gamma_s = 1,15$
$t=27\text{mm}$	$F_{ck}=25\text{Mpa}$	$8\phi 25$
$E_a=21 \times 10^4\text{N/mm}^2$		
$\gamma_{ma} = 1,1$		
$f_y=275\text{Mpa}$		

Remarque : Le poteau est symétrie dans les deux sens les calculs si dessous sont les mêmes pour l'axe Y-Y et Z-Z.

Tableau 8.1 : Caractéristiques géométriques du profilé HEA700.

HEA	Aa	Wply=Wplz	Iy=Iz	Wely=Welz	Iz=Iy	
	mm ²	mm ³	mm ⁴ × 10 ⁶	mm ³	mm	
700	Y-Y	26050	7032000	2153	6241000	287.5
	Z-Z		1257000	121,8	811900	68.4

8.3.1 La rigidité élastique réelle de flexion (EI_a)

$$I_s = n_s \times \frac{\pi \times d^2}{4} \times \left(\frac{h}{2} - \left(\frac{\phi_A}{2} + \phi_t + C \right) \right)^2$$

Avec :

n_s : Nombre des armatures dans la file.

n_f : Nombre des files.

C : enrobage.

ϕ_A : Diamètre des armatures.

ϕ_t : Diamètres de cadre.

$$I_s = 8 \times \frac{\pi \times 25^2}{4} \times \left(\frac{900}{2} - \left(\frac{25}{2} + 10 + 50 \right) \right)^2$$

$$I_s = 5,60 \times 10^8 \text{mm}^4$$

$$I_c = \frac{b \times h^3}{12} - [I_s + I_a]$$

Avec :

$I_a, I_s \text{ et } I_c$: sont des moments d'inertie de flexion pour plan de flexion considéré de l'acier de construction, de béton et de l'armature.

$$I_{cy} = \frac{900 \times 900^3}{12} - [5.60 \times 10^8 + 2153000000]$$

$$I_{cy} = 5.20 \times 10^{10} \text{mm}^4$$

$$I_{cz} = \frac{900 \times 900^3}{12} - [5.60 \times 10^8 + 121800000]$$

$$I_{cz} = 5.40 \times 10^{10} \text{mm}^4$$

$$EI = E_a \times I_a + 0,6EC \times I_c + I_s \times E_s$$

$$EI_y = (2.1 \times 10^5 \times 2153000000) + (0,6 \times 32000 \times 5.20 \times 10^{10}) + (2.1 \times 10^5 \times 5.60 \times 10^8) = 1.57 \times 10^{15} \text{mm}^4$$

$$EI_z = (2.1 \times 10^5 \times 121800000) + (0,6 \times 32000 \times 5.40 \times 10^{10}) + (2.1 \times 10^5 \times 5.60 \times 10^8)$$

$$EI_z = 1,18 \times 10^{15} \text{mm}^4$$

8.3.2 La résistance plastique en compression de la section mixte N_{plrd}

$$N_{plrd} = \frac{(A_a \times f_y)}{\gamma_{ma}} + \frac{0.85 \times A_c \times f_{ck}}{\gamma_c} + \frac{A_s \times f_{sk}}{\gamma_s}$$

N_{plr} est la valeur de N_{plrd} lorsque les coefficients γ_{ma} ; γ_c ; γ_s sont égaux à 1.

$$N_{plr} = (A_a \times f_y) + (0.85 \times A_c \times f_{ck}) + (A_s \times f_{sk})$$

$$A_c = (900 \times 900) - (26050 + 3927)$$

$$A_c = 780023 \text{ mm}^2$$

$$N_{plrd} = \frac{(26050 \times 275)}{1,1} + \frac{(0.85 \times 780023 \times 25)}{1,5} + \frac{(3927 \times 500)}{1,15} \times 10^{-3}$$

$$N_{plrd} = 19270,22 \text{ Kn}$$

$$N_{plr} = (26050 \times 275) + (0.85 \times 780023 \times 25) + (3927 \times 500) \times 10^{-3}$$

$$N_{plr} = 25702,74 \text{ Kn}$$

8.4 Vérification de flambement

A partir de logiciel de ROBOT en tire $N_{sd} = 5236,95 \text{ Kn}$

$$N_{Ed} \leq \chi N_{plrd}$$

D'élancement réduit

$$\bar{\lambda} = \sqrt{N_{plr} / N_{cr}}$$

avec:

$$N_{cr} = \pi^2 \cdot E_I / L_f^2$$

N_{cr} : la charge critique pour la longueur de poteau.

N_{plr} : La résistance plastique en compression de la section mixte.

A_a, A_c, A_s : Aire de la section de l'acier de construction, de béton et de l'armature.

$\gamma_a, \gamma_c, \gamma_s$: Les coefficients partiels de sécurité aux états limites ultimes.

f_y : Limite élastique de l'acier de construction.

f_{ck} : Résistance en compression de béton.

f_{sk} : Limite élastique de l'acier d'armature.

Calcul λ_y

$$N_{cry} = \frac{\pi^2 \times E I_y}{l_f^2} = \frac{\pi^2 \times 1.57 \times 10^{15}}{2800^2} \times 10^{-3} = 1.97 \times 10^6 \text{ kn}$$

$$\lambda_{yy} = \sqrt{\frac{25702,74}{1.97 \times 10^6}} = 0.11 < 2 \text{ risque de flambement}$$

Choix de la courbe

$$t_f = 27 \leq 40 \quad h/b = 1.63 > 1.2 \quad \text{Courbe a}=0,21$$

$$\phi_y = 0.5(1 + 0.21(0.11 - 0.2) + 0.11^2) = 0.49$$

$$x_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \lambda_y^2}} = \frac{1}{0.49 + \sqrt{0.49^2 - 0.11^2}} = 1.0336.$$

$$N_{ED} = 5236.95 \text{Kn} \leq 1.0336 \times 19270.22 \text{kn} = 19917.7 \text{Kn} \rightarrow C.V$$

Calcul λ_z

$$N_{crz} = \frac{\pi^2 \times EI_z}{l_{fy}^2} = \frac{\pi^2 \times 1.18 \times 10^{15}}{2800^2} \times 10^{-3} = 1.48 \times 10^6 \text{kn}$$

$$\lambda_{zz} = \frac{\sqrt{25702.74}}{\sqrt{1.48 \times 10^6}} = 0.13 < 2 \text{ risque de flambement}$$

Choix de la courbe

$$t_f = 27 \leq 40 \quad h/b = 1.63 > 1.2 \quad \text{Courbe b} = 0.34$$

$$y = 0.5(1 + 0.34(0.13 - 0.2) + 0.13^2) = 0.49$$

$$x_z = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \lambda_z^2}}$$

$$x_z = \frac{1}{0.49 + \sqrt{0.49^2 - 0.13^2}} = 1.039$$

$$N_{crz} = \frac{\pi^2 \times EI_z}{l_{fy}^2} = \frac{\pi^2 \times 1.18 \times 10^{15}}{2800^2} \times 10^{-3} = 1.48 \times 10^6 \text{KN}$$

8.5 Vérification de la méthode simplifiée

- La section symétrique

$$- 0.2 < \delta < 0.9 \delta = \frac{A_a \cdot f_y / \gamma_{m0}}{N_{plrd}} \quad 0.2 < 0.33 < 0.9$$

$$- \bar{\lambda}_y = 0.11 \text{ et } \bar{\lambda}_z = 0.13 < 2$$

$$- A_s = 3927 \text{ mm}^2 > (0.3/100) A_c = 2340.07 \text{ mm}^2$$

$$- 0.2 < \frac{h}{b} = \frac{690}{300} = 2.3 < 5$$

$$- \frac{A_s}{A_c} = \frac{3927}{780023} \times 100 = 0.50\% < 6\%$$

$$- 40 \text{mm} \leq C_y = 50 \text{mm} \leq 0.4 b_c = 360 \text{mm}$$

$$- 40 \text{mm} \leq C_z = 50 \text{mm} \leq 0.3 h_c = 270 \text{mm}$$

Les conditions de la méthode simplifiée vérifient.

8.6 Etude de fondation

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure ; elles sont constituées donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

Le calcul des fondations ne peut se faire que lorsque l'on connaît :

- La charge totale qui doit être transmise aux fondations.

- Les caractéristiques du sol sur lequel doit reposer la structure.

8.6.1 Les types des fondations

- Fondation superficielle :
 - Semelle isolée sous Poteau
 - Semelle filante continue sous mur
 - Semelle filante sous plusieurs poteaux
 - Radiers généraux ou nervurés
- Fondation profonde (semelle sous pieux)

8.6.2 Fonctions assurées par les fondations

La fondation est un élément de structure qui a pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par la structure.

Dans le cas le plus général, un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
- Une force horizontale résultante, par exemple, de l'action du vent ou du séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- Un moment qui peut être de grandeur variable et s'exercer dans des plans différents.

Compte tenu de ces sollicitations, la conception générale des fondations doit assurer la cohérence du projet vis-à-vis du site, du sol, de l'ouvrage et interaction sol structure.

8.6.3 Choix des fondations

Un certain nombre des problèmes se pose lorsqu'il s'agit de choisir un type de fondation, qui dépend essentiellement de la contrainte du sol.

Le choix du type de fondation se fait suivant trois paramètres :

- La nature et le poids de la superstructure.
- La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction
- La qualité du sol de fondation.
- L'ossature a une trame serrée (chevauchement des semelles isolées, filantes).
- La profondeur à atteindre pour fonder sur un sol résistant est important.
- Il est difficile de réaliser des pieux (cout, vibration nuisibles).
- Il existe des charges excentrées en rive de bâtiment.

Donc son calcul ne peut être effectuée que lorsqu'on connaît :

- La superstructure et ces charges.
- Les caractéristiques du sol (concernant le projet la contrainte admissible du sol=2.00 bars
À 5m de profondeur).

Afin de satisfaire la sécurité et l'économie, tout en respectant les caractéristiques de l'ouvrage nous devons prendre en considération :

- la charge que comporte l'ouvrage.
- la portance du sol.
- l'ancrage et les différentes données du rapport du sol. On commence le choix de fondation par les semelles isolées, filantes et radier, chaque étape fera l'objet d'une vérification.

On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (C.D.G) des fondations.

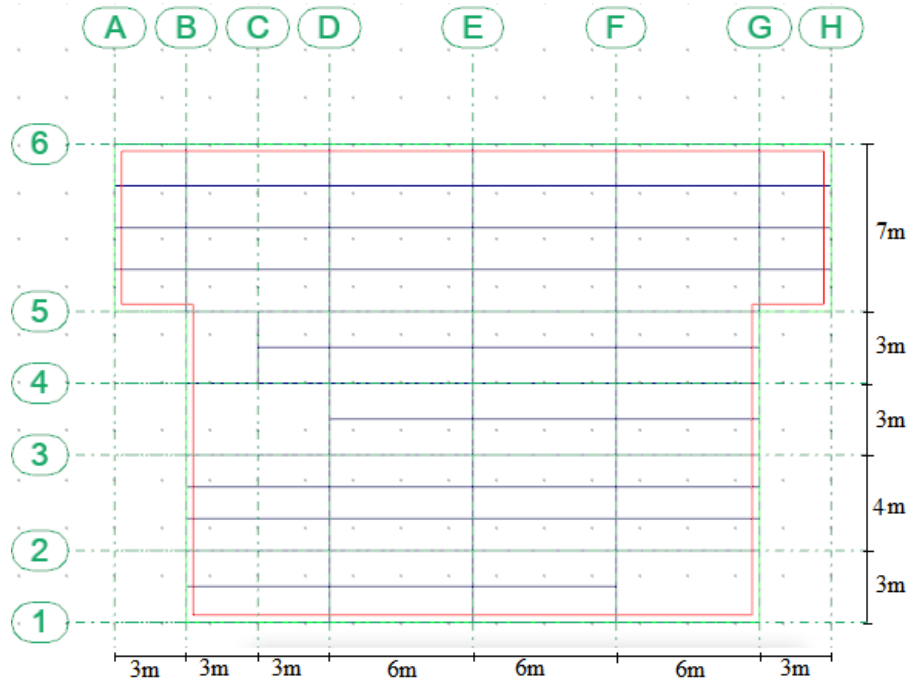


Figure 8.3 : Vue en plan du niveau +0,00.

8.6.4 Semelle isolée sous poteaux

Pré dimensionnement

Selon logiciel ROBOT et sous la combinaison à l'ELS (1.10G + Q)

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire :

Le rapport de A sur B est égal au rapport a sur b : $\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$

Pour les poteaux carrés : a=b donc A=B et S=A²

A est déterminé par : $S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$ d'où $S = \left[\frac{N}{\sigma_{sol}} \right]$

Avec : $A = \sqrt{S}$; $\sigma_{sol} = 2,00 \text{ bar}$

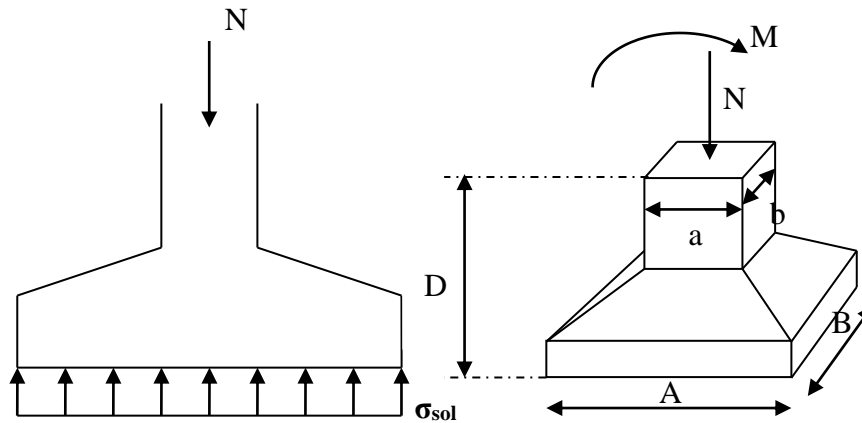


Figure 8.4 : Semelle isolée sous poteau.

Pour Vérification l’interférence entre deux semelles Il faut vérifier que : $L_{min} > 1,5 \times A$

Tel que L_{min} l’entraxe minimum entre deux poteaux.

Les résultats des sections des semelles isolées sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau 8.2 : Vérification des sections de semelle isolé.

Nœud / cas	Combo	P(kn)	σ_{sol} (kn/m ²)	S (m ²)	A (m)	1,5*A(m)	Lmin (m)	note
62/19 (C)	1.1G+Q	3070,86	200	15,35	3,92	5,88		non
59/19 (C)	1.1G+Q	3029,08	200	15,14	3,89	5,84		non
39/19 (C)	1.1G+Q	2600,66	200	13,00	3,61	5,42		non
58/19 (C)	1.1G+Q	2415,01	200	12,07	3,48	5,22		non
60/19 (C)	1.1G+Q	1885,42	200	9,42	3,07	4,61		non
63/19 (C)	1.1G+Q	1865,33	200	9,33	3,06	4,59		non
68/19 (C)	1.1G+Q	1832,47	200	9,16	3,03	4,55	3	non
67/19 (C)	1.1G+Q	1752,43	200	8,76	2,96	4,44		non
37/19 (C)	1.1G+Q	1656,31	200	8,28	2,88	4,32		non
66/19 (C)	1.1G+Q	1646,63	200	8,23	2,88	4,32		non
40/19 (C)	1.1G+Q	1634,44	200	8,17	2,88	4,32		non
52/19 (C)	1.1G+Q	1628,07	200	8,14	2,86	4,29		non
54/19 (C)	1.1G+Q	1596,64	200	7,98	2,83	4,25		non
36/19 (C)	1.1G+Q	1595,80	200	7,98	2,83	4,25		non
61/19 (C)	1.1G+Q	1482,45	200	7,41	2,73	4,10		non

49/19 (C)	1.1G+Q	1460,34	200	7,30	2,70	4,05	non
57/19 (C)	1.1G+Q	1323,01	200	6,61	2,57	3,86	non
46/19 (C)	1.1G+Q	1113,97	200	5,67	2,38	3,57	non
51/19 (C)	1.1G+Q	1065,16	200	5,32	2,31	3,47	non
47/19 (C)	1.1G+Q	1033,06	200	5,16	2,27	3,41	non
55/19 (C)	1.1G+Q	1016,34	200	5,08	2,26	3,39	non
53/19 (C)	1.1G+Q	983,95	200	4,92	2,22	3,33	non
50/19 (C)	1.1G+Q	952,90	200	4,76	2,18	3,27	non
56/19 (C)	1.1G+Q	927,45	200	4,64	2,16	3,24	non
48/19 (C)	1.1G+Q	918,66	200	4,59	2,14	3,21	non
43/19 (C)	1.1G+Q	885,79	200	4,43	2,11	3,17	non
44/19 (C)	1.1G+Q	839,41	200	4,20	2,05	3,08	non
42/19 (C)	1.1G+Q	822,61	200	4,11	2,03	3,05	non
65/19 (C)	1.1G+Q	735,10	200	3,67	1,92	2,88	oui
45/19 (C)	1.1G+Q	726,64	200	3,63	1,91	2,87	oui
35/19 (C)	1.1G+Q	718,84	200	3,59	1,90	2,85	oui
64/19 (C)	1.1G+Q	651,00	200	3,25	1,80	2,7	oui
69/19 (C)	1.1G+Q	619,92	200	3,10	1,76	2,64	oui

En remarque qu'il Ya un chevauchement entre les semelles des poteaux donc le choix des semelles isolées dans notre cas ne convient pas. Ce qui nous a conduits à vérifier les semelles filantes croisées.

8.6.5 Semelles filantes croisées

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.

On doit vérifier que : $\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S}$

Tel que :

$N = \sum N_i$ de chaque file de poteaux.

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur de la file considérée

$$S = B \times L$$

$$\Rightarrow B \geq \frac{N}{L \sigma_{sol}}$$

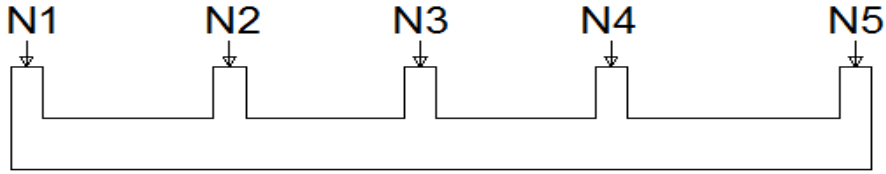


Figure 8.5 : la forme de semelle filante.

NB : Mais tout d'abord il faut calculer les coefficients de répartition des charges pour retrouver la charge revenant à chaque semelle filante.

Très souvent... $b_1 = b_2$

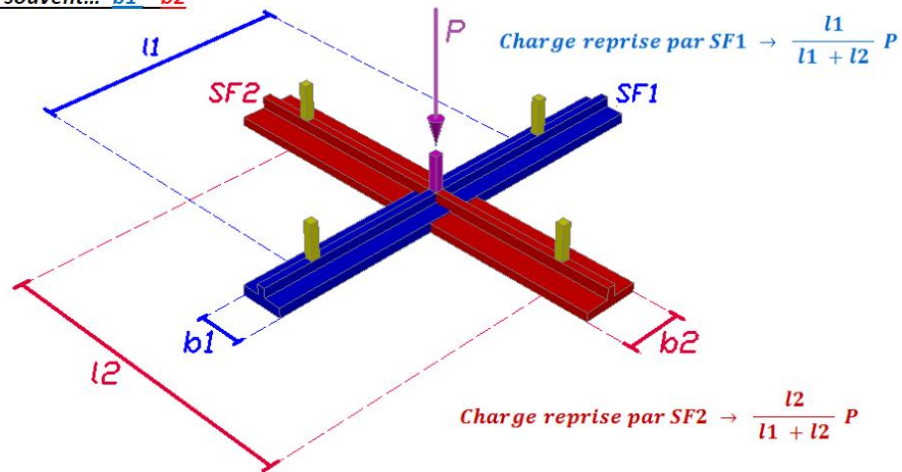


Figure 8.6 : Pourcentage de la charge pour chaque nervure dans un poteau central.

Cas $b_1 = b_2$

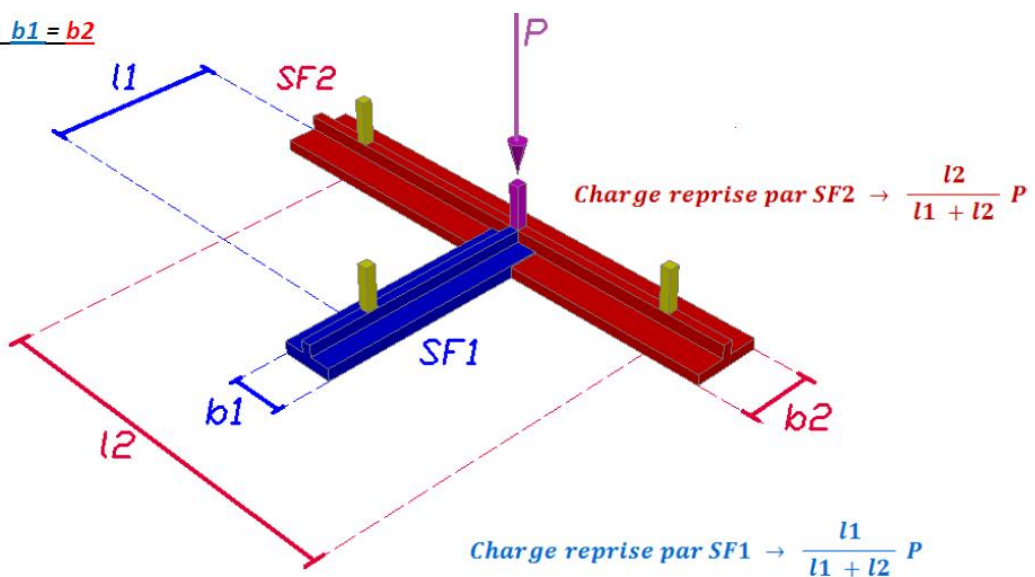


Figure 8.7 : pourcentage de la charge pour chaque nervure dans un poteau de rive.

Cas $b1 = b2$

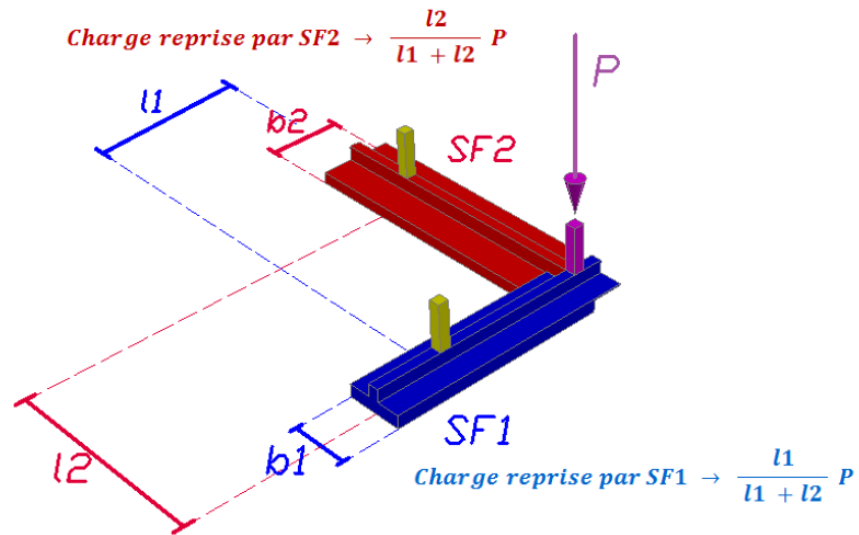


Figure 8.8 : Pourcentage de la charge pour chaque nervure dans un poteau d'angle.

Tableau 8.3 : la répartition pour les poteaux centraux

Poteaux centrale					
	% sens x-x	% sens y-y	Pk (kn)	Nx (kn)	Ny (kn)
N_{B-5}	0.375	0.625	1113,97	417.739	696.231
N_{D-2}	0.632	0.368	1460,34	922.935	537.405
N_{D-3}	0.632	0.368	1634,44	1032.966	601.474
N_{D-5}	0.474	0.526	1885,42	893.689	991.731
N_{E-2}	0.632	0.368	1628,07	1028.940	599.130
N_{E-3}	0.545	0.455	2600,66	1417.360	1183.300
N_{E-5}	0.48	0.52	3029,08	1453.958	1575.122
N_{F-2}	0.632	0.368	3029,08	1914.379	1114.701
N_{F-3}	0.545	0.445	2415,01	1316.180	1074.679
N_{F-5}	0.48	0.52	3070,86	1474.013	1596.847
N_{G-5}	0.409	0.591	1865,33	762.920	1102.410

Tableau 8.4 : la répartition pour les poteaux d'angles.

Poteaux d'angle					
	% sens x-x	% sens y-y	Pk (kn)	Nx (kn)	Ny (kn)
N_{A-5}	0.3	0.7	619,92	185.976	433.944
N_{A-6}	0.3	0.7	718,84	215.652	503.188
N_{B-1}	0.667	0.333	822,61	548.681	273.929
N_{G-1}	0.667	0.333	927,45	618.609	308.841
N_{H-5}	0.3	0.7	651,00	195.300	455.700
N_{H-6}	0.3	0.7	735,10	220.530	514.570

Tableau 8.5 : la répartition pour les poteaux de rive.

Poteaux de rive					
	% sens x-x	% sens y-y	Pk (kn)	Nx (kn)	Ny (kn)
N_{B-2}	0.462	0.538	885,79	409.235	476.555
N_{B-3}	0.462	0.538	839,41	387.807	451.603
N_{B-4}	0.333	0.667	726,64	241.971	484.669
N_{B-6}	0.563	0.437	1595,80	898.435	697.365
N_{C-4}	0.667	0.333	918,66	612.746	305.914
N_{C-5}	0.667	0.333	1033,06	689.051	344.009
N_{D-1}	0.8	0.2	952,90	762.320	190.580
N_{D-4}	0.333	0.667	1482,45	493.656	988.794
N_{D-6}	0.632	0.368	1656,31	1046.788	609.522
N_{E-1}	0.8	0.2	1065,16	852.128	213.032
N_{E-6}	0.333	0.667	1832,47	610.213	1222.257
N_{F-1}	0.8	0.2	983,95	787.160	196.790
N_{F-6}	0.333	0.667	1752,43	583.559	1168.871
N_{G-2}	0.462	0.538	1016,34	469.549	546.791

N_{G-3}	0.375	0.625	1323,01	496.129	826.881
N_{G-6}	0.563	0.437	1646,63	927.053	719.577

Les charges qui reviennent pour chaque fille

Tableau 8.6 : Section des semelles filante sens y-y.

Fille	P (kn)	σ (Kn/m ²)	L (m)	B calcul (m)	B chois 2 (m)	S_f (m ²)
SFA	937.132	200	7	0.67	1	7
SFB	3080.352	200	20	0.77	1	20
SFC	649.923	200	3	1.08	1.3	3.9
SFD	3919.506	200	20	0.98	1	20
SFE	4792.841	200	20	1.20	1.3	26
SFF	5151.888	200	20	1.29	1.3	26
SFG	3504.500	200	20	0.88	1	20
SFH	970.270	200	7	0.69	1	7
						129.9

Tableau 8.7 : Section des semelles filante sens x-x.

Fille	P (kn)	σ (Kn/m ²)	L (m)	B calcul (m)	B chois 2 (m)	S_f (m ²)
SF1	3568.898	200	24	0.74	1	24
SF2	4745.038	200	24	0.99	1	24
SF3	4650.442	200	24	0.97	1	24
SF4	1348.373	200	6	1.12	1.3	7.8
SF5	6072.646	200	30	1.01	1.3	39
SF6	4502.23	200	30	0.75	1	30
						148.8
S_s (m ²)		S_{total} (m ²)	%	Remarque		
278.7		522	53.39	Acceptable		

8.6.6 Vérification de l'interférence entre deux semelles

Il faut vérifier que $L_{\min} \geq 1,5 \times B$

L_{\min} : l'entre axe minimum entre deux poteaux.

B : Largeur maximum de la semelle ($B = 1.3\text{m}$).

On $L_{\min} = 3\text{ m} > 1,5 \times 1.3 = 1.95\text{ m}$ La condition vérifiée.

8.6.6.1 Pré dimensionnement de la semelle filante

La fondation est constituée par semelles filantes dans le sens X file F.

1. Dalle

• Condition de l'épaisseur minimale

La hauteur de la semelle doit avoir au minimum 25 cm ($h_{\min} \geq 25\text{ cm}$)

On prend $h = 30\text{ cm}$

$$h_t = \left(\frac{B - b}{4}\right) + 5\text{cm} = \left(\frac{130 - 40}{4}\right) + 5\text{cm}$$

$$h_t = 27.5\text{ cm} \rightarrow h_t = 30\text{cm}$$

2. Nervure

Pour étudier la raideur d'une nervure nous utilisons la théorie de la poutre sur sol élastique ; La

nervure est rigide : $L_{\max} \leq \left(\frac{\pi}{2} \times l_e\right) + a$

$$\left(\frac{\pi}{2} \times l_e\right) \geq (\text{entre axe poteaux}) \text{ c\`a d } \frac{\pi}{2} \times l_e \geq \text{longueur travée}$$

Avec :

E: Module de Young

K: Coefficient de raideur du sol (selon le rapport du sol)

I: Inertie de la section transversale du semelle isolé

b_n : largeur de la nervure

b_{sf} : largeur utile

a : largeur de poteau

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times B_{sf}}}$$

$$I = \frac{b_n \times h_n^3}{12} \quad ; \quad b_n = 40\text{ cm}$$

$$b_{sf} = 1.4\text{ m}$$

$$E = 20000\text{ Mpa}$$

$$K = 40\text{ Mn/m}^3$$

Alors la relation devient :

1^{er} cas $l = 6.1\text{m}$ entre nus d'appuis

$$h_n \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times K \times b_{sf} \times l^4}{E \times b_n \times \pi^4}} = \sqrt[3]{\frac{48 \times 0,040 \times 1300 \times 6100^4}{20000 \times 400 \times \pi^4}} \quad \mathbf{h_n = 1.643\text{m}}$$

Le choix final :

- Epaisseur de la dalle du semelle filante $h=30\text{cm}$
- Les dimensions de la nervure : $\begin{cases} h_n = 170\text{cm} \\ b_n = 40\text{cm} \end{cases}$

Vérification des contraintes à L'ELS

$$\sigma_{\text{structure}} < \sigma_{\text{sol}}$$

Tableau 8.8 : vérification de la contrainte à l'ELS sens Y.

Sens y-y					
File	P (kn)	S _r (m ²)	σ (Kn/m ²)	σ (kn/m ²)	Observation
SFA	937.132	7	133.876	200	ok
SFB	3080.352	20	154.018	200	ok
SFC	649.923	3.9	166.647	200	ok
SFD	3919.506	20	195.975	200	ok
SFE	4792.841	26	184.340	200	ok
SFF	5151.888	26	198.150	200	ok
SFG	3504.500	20	175.225	200	ok
SFH	970.270	7	138.610	200	ok

Tableau 8.9 : vérification de la contrainte à l'ELS sens X.

Sens x-x					
File	P (kn)	S _r (m ²)	σ (Kn/m ²)	σ (kn/m ²)	observation
SF1	3568.898	24	148.704	200	ok
SF2	4745.038	24	197.710	200	ok
SF3	4650.442	24	193.768	200	ok
SF4	1348.373	7.8	172.686	200	ok
SF5	6072.646	39	155.709	200	ok
SF6	4502.23	30	150.074	200	ok

Conclusion :

Les contraintes sont vérifiées suivant les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

8.7 Ferrailage des semelles filantes

a) Ferrailage de la dalle

Armatures principales et Armatures de répartitions

$f_{c28}=25\text{Mpa}$ $f_{t28}=2,1\text{Mpa}$ $\sigma_{bc}=14,17\text{Mpa}$ $f_e=500\text{Mpa}$ $\sigma_s=348\text{Mpa}$ $B=1,3\text{m}$ $b=40\text{cm}$
 $h=30\text{cmd}=0.9h=27\text{cm}$

À l'état limite ultime

$$N_u = \sum N_{if} = 362.39\text{kn/m}$$

q_u : L'effort normal reparti à l'ELU

Exemple de calcul

$$A_s = \frac{q_u(B - b)}{8 \times d \times \sigma_s} = \frac{362.39 \times 1000 \times (1.3 - 0.4)}{8 \times 0.27 \times \frac{500}{1.15}} = 3.48\text{cm}^2$$

$$\text{CNF: } 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1300 \times 270 \times \frac{2.1}{500} = 3.39\text{cm}^2$$

Choix 5T10 (3.93cm², e = 15cm)

$$A_r = \frac{A_s \times B}{4} = \frac{3.93 \times 1.4}{4} = 1.38\text{cm}^2 \text{ on prend } 4\text{HA8 (2.01cm}^2)$$

Tableau 8.10 : Ferrailage pour les semelles sens Y.

File	P (kN)	L (m)	q_u kn/m	A_s cm ²	Choix	A_r cm ²	Choix
SFA	1200.115	7	171.45	1.65			
SFB	3952.789	20	197.64	1.90			
SFC	835.381	3	278.46	2.67			
SFD	5043.253	20	252.16	2.42			
SFE	6171.823	20	308.59	2.96	5T10, e = 15cm	1.17	4HA8
SFF	5954.497	20	297.73	1.86			
SFG	4503.438	20	225.17	2.16			
SFH	1508.020	7	215.43	2.07			

Tableau 8.11 : Ferrailage pour les semelles sens X.

Fille	P (kn)	L (m)	qukn/m	As cm ²	Choix	Ar cm ²	Choix
SF1	4569.55	24	190.40	1.83	5T10, e = 15cm	1.17	4HA8
SF2	4936.874	24	205.70	1.98			
SF3	5986.01	24	249.42	2.39			
SF4	1732.737	6	288.79	2.77			
SF5	10871.64	30	362.39	3.48			
SF6	5785.814	30	192.86	1.85			

b) Ferrailage des nervures

Les charges revenant pour chaque fille a L'ELU

$$q_{ELU} = N/L = 362,39 \text{ kn/m}$$

Moment en travée et sur appuis

$$M_0 = qL^2/8 = 362,39 \times 7^2/8 = 2219,64 \text{ Kn.m}$$

- **Moments en travées**

$$M_t = 0,85 \times M_0 = 0,85 \times 2219,64 = 1886,69 \text{ Kn.m}$$

- **Moments sur appuis**

$$M_a = 0,5 \times M_0 = 0,5 \times 2219,64 = 1109,82 \text{ Kn.m}$$

Condition de non fragilité :

$$A_S^{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 40 \times (170 - 5) \times \frac{2,1}{500} = 6,38 \text{ cm}^2$$

Condition A_S^{min} de RPA99 :

$$A_S^{min} = 0,5\% \times (h \times b) = 0,005 \times 170 \times 40 = 34 \text{ cm}^2$$

$$A_S^{max} = 6\% \times (h \times b) = 0,06 \times 170 \times 40 = 408 \text{ cm}^2 \text{ Zone recouvrement.}$$

$$A_S^{max} = 4\% \times (h \times b) = 0,04 \times 170 \times 40 = 272 \text{ cm}^2 \text{ Zone courante.}$$

$$\Rightarrow \text{Max}(A_{scal}, A_{S \text{ min RPA}}, A_{SCNF}) \rightarrow A_s = 34 \text{ cm}^2$$

Tableau 8.12 : Ferrailage des nervures.

Position	q _u kn/ml	M ₀ Knm	M _u Knm	A _s cm ²	Choix	A _s adopté
Travée	362,39	2219,64	1886.69	34	8HA25	39.27
Appuis			1109,82	34	8HA25	39.27

Tableau 8.13 : Vérification des contraintes à l'ELS.

Position	M _{ser} (kNm)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
Travée	1053.86	4.54	15	196.36	240	Oui
Appuis	526.93	2.27	15	98.18	240	Oui

Ferraillage transversal• **Vérification de la contrainte tangentielle du béton**

Il faut vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u$

Avec :

$$\bar{\tau}_u = \min(0,1f_{c28}; 4Mpa) = 2,5Mpa$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$T_u = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{362,39 \times 7}{2} = 1268.365 Kn$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{1268.365 \times 10^3}{400 \times 1650} = 1,92 Mpa$$

$$\tau_u = 1,92 Mpa < \bar{\tau}_u = 2,5Mpa \quad \text{Condition vérifiée}$$

Ferraillage transversal**RPA99 version 2003**

- $\frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0$
- $S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\varphi_l\right) = 30cm \dots \dots \dots \text{Zonenodale}$
- $S_t \leq \frac{h}{2} = 85 cm \dots \dots \dots \text{Zoncourante}$

Avec :

$$\varphi_l \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \varphi_l; \frac{b}{10}\right) = 2.5 cm$$

$$f_e = 500MPa; f_{t28} = 2,1Mpa; b = 40 cm; d = 165cm$$

$$S_t = 15mm \dots \dots \dots \text{Zonenodale}$$

$$S_t = 25mm \dots \dots \dots \text{Zoncourante}$$

$$A_t \geq 0,003b_0 \times S_t = 0,003 \times 40 \times 25 = 3cm^2$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{T_{ELU}}{0,9 \times d \times \sigma_s} \rightarrow S_t = 15 cm$$

$$A_t = \left(\frac{1268.365 \times 10^3}{0,9 \times 1650 \times \left(\frac{500}{1,15}\right)} \right) \times 150 = 2.95 cm^2 \rightarrow \mathbf{4T10(3.14cm^2)}$$

Armature de peau

$$A_p = \frac{5 \text{ cm}^2}{\text{m}} \times 1.7 = 8.5 \text{ cm}^2 \text{ Par paroi on prend } \mathbf{6HA14} \text{ (} \mathbf{9.24 \text{ cm}^2} \text{)}$$

SEMELLE FILANTE, B=130 cm

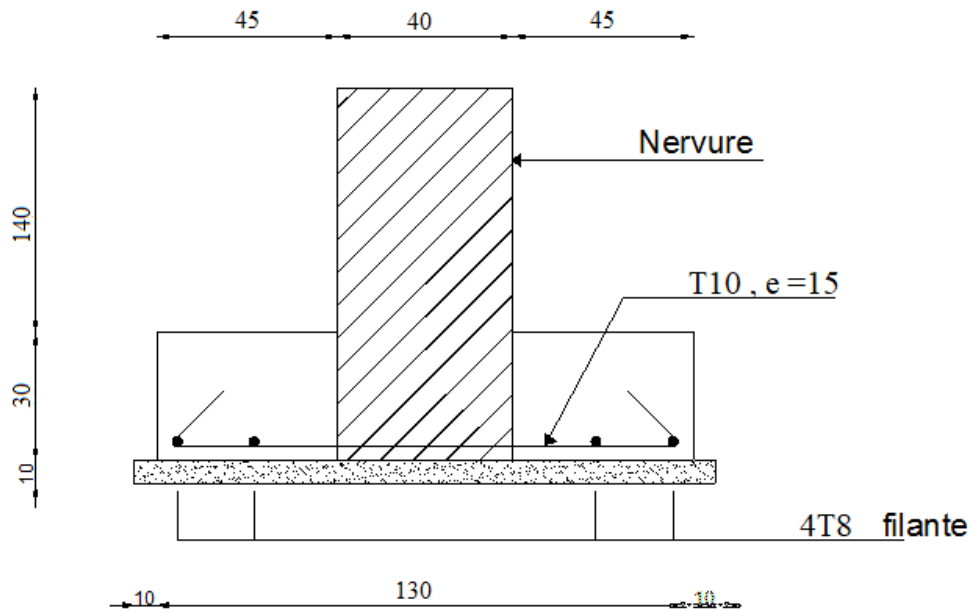


Figure 8.9 : Ferrailage de semelle filante.

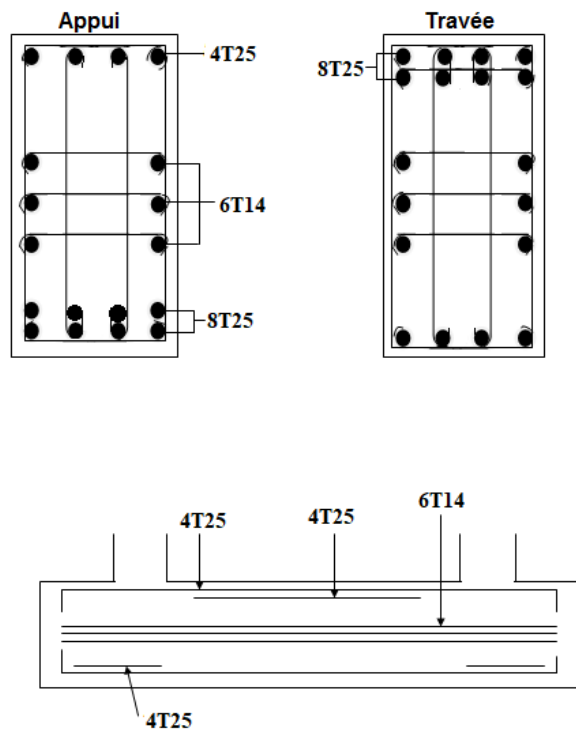


Figure 8.10 : Ferrailage de nervure.

8.8 Voile périphérique

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.

8.8.1 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 $50\varnothing$ avec disposition d'équerres de renforcement dans les angles.

Avec : $B=20\text{ cm}$ (Section du voile).

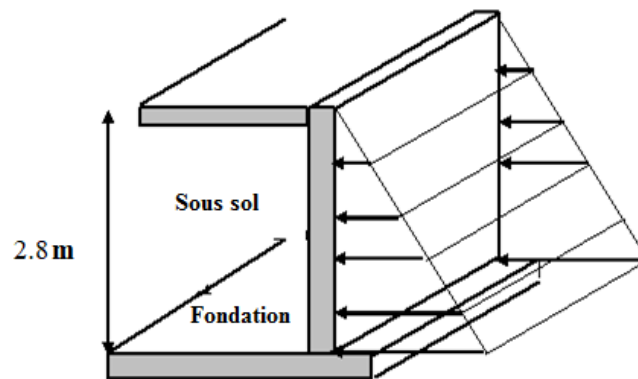


Figure 8.11 : évaluation des charges.

8.8.2 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).

$H= 2.8$ $L_x=6\text{ m}$; $L_y=7\text{ m}$; $e =20\text{ cm}$.

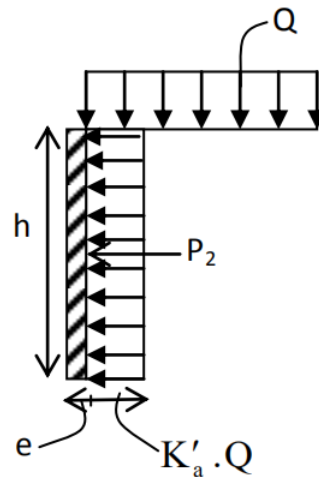


Figure 8.12 : poussées des terres.

On fait le calcul pour une bande de 1 m largeur :

γ : Poids spécifique des terres ($\gamma = 17 \text{ Kn/m}^3$).

h : Hauteur du voile.

φ : angle de frottement interne du sol $\varphi = 35^\circ$

A : coefficient de poussée des terres en fonction de l'angle de frottement interne.

Q : charge d'exploitation $Q = 2.5 \text{ kn/m}^2$

Ka : coefficient de poussée des terres $Ka = tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$

$$Ka' = \frac{Ka}{\cos(\beta - \lambda)} \text{ avec } \beta = \lambda = 0^\circ$$

$$Ka' = Ka = tg^2\left(45 - \frac{35}{2}\right) = 0.271$$

8.8.3 Le dimensionnement

a- Poussée des terres

$$P_1 = ka \times \gamma \times \frac{h^2}{2} = 0.271 \times 17 \times \frac{2.8^2}{2} = 18.06 \text{ Kn/m}$$

b- Poussée supplémentaire due au surcharge :

$$P_2 = ka' \times \varphi \times h = 0.271 \times 2.5 \times 2.8 = 1.90 \text{ Kn/m}$$

Le diagramme des pressions correspondant à P_2 est alors un rectangle de hauteur h et de base $Ka' \cdot \varphi$, et la résultante P_2 passe au milieu de la hauteur du mur.

c- La charge pondérée

$$Q = 1,35P_1 + 1,5P_2$$

$$Q = 1,35 \times 18.06 + 1,5 \times 1.90 = 27.23 \text{ Kn/m}$$

Ferrailage du voile périphérique a ELU

L'étude se fait pour le cas d'une dalle uniformément chargée.

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{6}{7} = 0.86 > 0.4 \rightarrow \text{la dalle qui est appuyée sur 4 cotés travaille dans les deux sens.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = 0.86 \\ \nu = 0 \text{ (ELU)} \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0496 \\ \mu_y = 0.7052 \end{array} \right.$$

$$M_{ox} = \mu_x q L_x^2 \text{ et } M_{oy} = \mu_y M_{ox}$$

$$M_{ox} = 0.0496 \times 27.23 \times 6^2 = 48.62 \text{ Kn.m}$$

$$M_{oy} = 0.7052 \times 48.62 = 34.29 \text{ Kn.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.5M_x = 40.6 \times 0.5 = 20.3 \text{ Kn.m}$$

Les valeurs des moments en travée sont :

$$M_{tx} = 0.75M_{ox} = 36.47 \text{ Kn.m}$$

$$M_{ty} = 0.75M_{oy} = 25.72 \text{ Kn.m}$$

Les valeurs des moments en appuie sont :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.5M_x = 40.6 \times 0.5 = 20.3 \text{ Kn.m}$$

Sens x :

$$M_{tx} = 36.47 \text{ Kn.mh} = 20 \text{ cmd} = 0.9h = 18 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{36470}{100 \times 18^2 \times 14.17} = 0.079 < \mu_e = 0.371 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0.103$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 17.258 \text{ cm}$$

$$A_s(x) = \frac{M_{tx}}{z\sigma_s} = \frac{36470}{17.258 \times 435} = 4.86 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Sens y :

$$M_{ty} = 25.72 \text{ Kn.mh} = 20 \text{ cmd} = 0.9h = 18 \text{ cm}$$

$$\mu = 0.056 < \mu_e = 0.371, \alpha = 0.072, z = 17.481 \text{ cm}$$

$$A_s(y) = 4.80 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Les valeurs des moments en Appuis sont

$$M_u = 20.3 \text{ kn.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{20300}{100 \times 18^2 \times 14.17} = 0.044 < \mu_e = 0.371 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0.056$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 17.6 \text{ cm}$$

$$A_s(x) = \frac{M_u}{z\sigma_s} = \frac{20300}{17.6 \times 435} = 2.651 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Condition de non fragilité**Sens y :**

$$A_{s(y)}^{min} = 0.10\% \times b \times h = 0.001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2/ml$$

$$\text{Et d'après B.A.E.L.91 : } A_{s(y)}^{min} = 8h_0 = 8 \times 0.20 = 1.6 \text{ cm}^2/ml$$

$$A_{adoptée(y)} = \max(4.80, 2, 1.6) = 4.80 \text{ cm}^2/ml$$

En prend : **4T14/ml** ; A=6.16cm² ; espacement **St = 25cm**

Sens x :

$$A_{s(x)}^{min} = 0.10\% \times b \times h = 0.001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2/ml$$

$$A_{s(x)}^{min} = A_{s(y)}^{min} \times \left(\frac{3-\alpha}{2}\right) = 1.6 \times \left(\frac{3-0.86}{2}\right) = 1.71 \text{ cm}^2/ml$$

$$A_{adoptée(x)} = \max(4.52, 2, 1.71) = 4.86 \text{ cm}^2/ml$$

En prend : **4T12/ml** ; A = 4.52 cm² ; espacement **St = 25cm**

Sur appuie

$$A_s^{min} = 0.10\% \times b \times h = 0.001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2/ml$$

$$A_s^{min} = A_{s(y)}^{min} \times \left(\frac{3-\alpha}{2}\right) = 1.6 \times \left(\frac{3-0.86}{2}\right) = 1.71 \text{ cm}^2/ml$$

$$A_{adoptée} = \max(2.651, 2, 1.71) = 2.651 \text{ cm}^2/ml$$

En prend : **4T14/ml** ; A = 6.16cm² ; espacement **St = 25cm**

Vérification de l'effort tranchant

$$V_{max} = q \times \frac{L_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} = 27,23 \times \frac{6}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0.86}{2}} = 57.13 \text{ Kn}$$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b_0 d} = \frac{57.13 \times 10^3}{100 \times 18 \times 10^2} = 0.32 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{u \text{ lim } i} = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.07 \times \frac{25}{1.5} = 1.17$$

La dalle est bétonnée sans reprise. Alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires

8.8.4 Vérification des contraintes à L'E.L.S

$$\begin{cases} \alpha = 0.86 \\ \nu = 0.2 \text{ (ELU)} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0565 \\ \mu_y = 0.7933 \end{cases}$$

$$Q = P_1 + P_2 = 18.06 + 1.90 = 19.96 \text{ Kn / ml}$$

$$M_{ox} = 0.0565 \times 19.96 \times 6^2 = 40.6 \text{ Kn.m}$$

$$M_{oy} = 0.7933 \times 40.6 = 32.21 \text{ Kn.m}$$

Sur travée

$$M_{tx} = 30.45 \text{ Kn.m}$$

$$M_{ty} = 24.16 \text{ Kn.m}$$

Sur appuis

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.5M_x = 40.6 \times 0.5 = 20.3 \text{ Kn.m}$$

Sur travée**Sens x :**

$$M_{ser} = 30.45 \text{ Kn.m}$$

$$b \times y \times \frac{y}{2} + n \times A'_s \times (y - d') + n \times A_s \times (d - y) \text{ avec } A' = 0 \rightarrow n = \frac{b \times y^2}{2 \times A_s \times (d - y)}$$

$$n = \frac{100 \times 10^2}{2 \times 6.16 \times (18 - 10)} = 101.461$$

$$I = b \times \frac{y^3}{3} + n \times A'_s \times (y - d')^2 + n \times A_s \times (d - y)^2$$

$$I = \left(100 \times \frac{10^3}{3} + 101.461 \times 6.16 \times (18 - 10)^2 \right) \times 10^4 = 7333.33 \times 10^5 \text{ mm}^4$$

$$\sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 101.461 \times \frac{30.45 \times 10^6}{7333.33 \times 10^5} \times (180 - 100) = 337.04 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; \max(240 \text{ MPa} ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}})\right) = \min\left(\frac{2}{3} \times 500 ; \max(240 ; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1})\right)$$

$$\bar{\sigma}_s = \min(333.33 ; \max(240 ; 201.63)) = 240 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 337.04 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_s = 240 \rightarrow \text{en augmente la section d'acier}$$

En prend : **10T12/ml** ; A=11.31 cm² ; espacement **St=25cm**

$$n = 55.26 ; I = 7333.27 \times 10^5 \text{ mm}^4$$

$$\sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 55.26 \times \frac{30.45 \times 10^6}{7333.27 \times 10^5} \times (180 - 100) = 183.57 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 183.57 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{30.45 \times 10^6}{7333.27 \times 10^5} \times 100 = 11.14 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 11.14 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Sens y :

$$M_{ser} = 24.16 \text{ Kn.m}$$

$$n = 101.461 ; I = 7333.33 \times 10^5 \text{ mm}^4$$

$$\sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 101.461 \times \frac{24.16 \times 10^6}{7333.33 \times 10^5} \times (180 - 100) = 267.41 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; \max(240 \text{ MPa} ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}})\right) = \min\left(\frac{2}{3} \times 500 ; \max(240 ; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1})\right)$$

$$\bar{\sigma}_s = \min(333.33 ; \max(240 ; 201.63)) = 240 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 267.41 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa} \rightarrow \text{en augmente la section d'acier}$$

En prend : **8T12/ml** ; A = 9.05 cm² ; espacement **St = 25cm**

$$n = 69.06 ; I = 7333.288 \times 10^5 \text{ mm}^4$$

$$\sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 69.06 \times \frac{24.16 \times 10^6}{7333.288 \times 10^5} \times (180 - 100) = 182.02 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 182.02 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{24.16 \times 10^6}{7333.288 \times 10^5} \times 100 = 3.29 MPa$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 MPa$$

$$\sigma_{bc} = 3.29 MPa < \overline{\sigma}_{bc} = 15 MPa \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Sur appuis (4T12)

$$n = \frac{100 \times 10^2}{2 \times 4.52 \times (18 - 10)} = 138.27$$

$$I = b \times \frac{y^3}{3} + n \times A'_s \times (y - d')^2 + n \times A_s \times (d - y)^2$$

$$I = \left(100 \times \frac{10^3}{3} + 138.27 \times 4.52 \times (18 - 10)^2 \right) \times 10^4 = 7333.21 \times 10^5 mm^4$$

$$\sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 138.27 \times \frac{20.30 \times 10^6}{7333.21 \times 10^5} \times (180 - 100) = 306.21 MPa$$

$$\overline{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; \max(240 MPa ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}) \right) = \min \left(\frac{2}{3} \times 500 ; \max(240 ; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1}) \right)$$

$$\overline{\sigma}_s = \min(333.33 ; \max(240 ; 201.63)) = 240 MPa$$

$$\sigma_s = 306.21 MPa > \overline{\sigma}_s = 240 \rightarrow \text{en augmente la section d'acier}$$

En prend : **4T14/ml** ; A = 6.16 cm² ; espacement **St = 25cm**

$$n = 101.46, I = 7333.29 \times 10^5 mm^4$$

$$\sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 101.46 \times \frac{20.30 \times 10^6}{7333.29 \times 10^5} \times (180 - 100) = 224.69 MPa$$

$$\sigma_s = 224.69 MPa < \overline{\sigma}_s = 240 MPa \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{20.30 \times 10^6}{7333.29 \times 10^5} \times 100 = 2.77 MPa$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 MPa$$

$$\sigma_{bc} = 2.77 MPa < \overline{\sigma}_{bc} = 15 MPa \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

Notre cursus universitaire de formation d'ingénieur était très riche en matière d'information techniques et théoriques. Cette étude a fait à notre sens de recherche et du savoir-faire ainsi que l'assimilation des différentes techniques et logiciel de calcul de structure par élément finis à savoir ROBOT 2019 et de la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment, d'où le calcul de ce dernier doit se faire en prenant en considération le séisme comme l'un des plus dangereux effets vue que notre ouvrage étudié se situe à la wilaya de ALGER classée comme zone de forte sismicité.

Ce projet de fin d'étude nous a ouvert les portes de maitre en évidence et développer les connaissances acquises à travers les difficultés et les problèmes rencontrés durant l'étude.

Parmi eux on cite :

- ✓ Cette structure possède une forme irrégulière en plan. Ce qui nous a causé des difficultés pour avoir une structure stable à cause de l'emplacement des paliers de stabilités.
- ✓ Actuellement, le séisme, en tant que chargement dynamique, reste l'une des plus importantes et dangereuses actions à considérer dans le cadre de la conception et du calcul des structures. Et de ce fait, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes.
- ✓ La quantité des paliers de stabilité n'implique pas nécessairement un bon comportement de la structure, c'est la disposition optimale qui permet de donner des résultats satisfaisants se traduisant d'une part par un bon comportement de l'ouvrage et d'autre part par une économie.
- ✓ Les récents développements de l'analyse numérique, dus aux grandes possibilités offertes par l'ordinateurs, ont influencé profondément sur les méthodes de calcul en effet on peut dire que l'emploi de logiciels de calcul nous y était d'une précieuse aide en termes de temps et d'effort à condition de maîtriser les notions de bases des sciences de l'ingénieur, ainsi que le logiciel lui-même.
- ✓ Vue les charges importantes qui sont appliquer sur le dispositif d'assemblage au niveau d'assemblage poteau poutre, il en résulte que l'ajout des jarrets est la solution la plus économique.
- ✓ La disposition des palés de stabilités en respectant l'aspect architecturale de l'ouvrage, est souvent un obstacle majeur pour l'ingénieur de génie civil, ces contraintes architecturales influences directement sur le comportement adéquat de la structure vis-à-vis des sollicitations extérieures, telles que le séisme.
- ✓ L'objectif principal de l'ingénieur concepteur est de réduire le risque sismique à un niveau minimal et de facilité l'exécution de l'ouvrage en adoptant une conception optimale qui satisfait les exigences architecturales et les exigences sécuritaires.

CONCLUSION GENERALE

Notons qu'enfin ce projet qui constitue pour nous une première expérience et nous a été très bénéfique en utilisant l'outil informatique, mais sa maîtrise reste une étape très importante qui demande les connaissances de certaines notions de base qui doivent être prises en considération dans la conception des structures en charpente métallique. Enfin, le travail que nous avons présenté est le couronnement de cinq années d'études.

Il nous permet de faire une rétrospective de nos connaissances accumulées pendant notre cursus universitaire. Nous espérons avoir atteint nos objectifs et nous permettrons d'exploiter ces connaissances dans la vie pratique.

D'un point de vue personnel, le PFE a été une étape nécessaire et complémentaire à notre formation master en structure, il a été un véritable tremplin à un futur métier d'ingénieur structures. Cela a été l'occasion de développer nos compétences dans le calcul des structures en zone sismique.

REFERENCE BIBLIOGRAPHIQUE

Règlement

- [1] RNV2013 (règlement neige et vent).
- [2] RPA99 « version2003 » (règlement parasismique algérien).
- [3] CCM97 (règles de conception et de calcul des structures en acier).
- [4] DTR D.C.2.2 charge et surcharge.
- [5] Eurocode 2,3 et 4.

Logiciels

- Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019.
- Word 2010.
- Excel 2010.
- AutoCAD 2018.
- Paramètres RPA99.

1. DISPOSITION DES CONTREVENTEMENTS

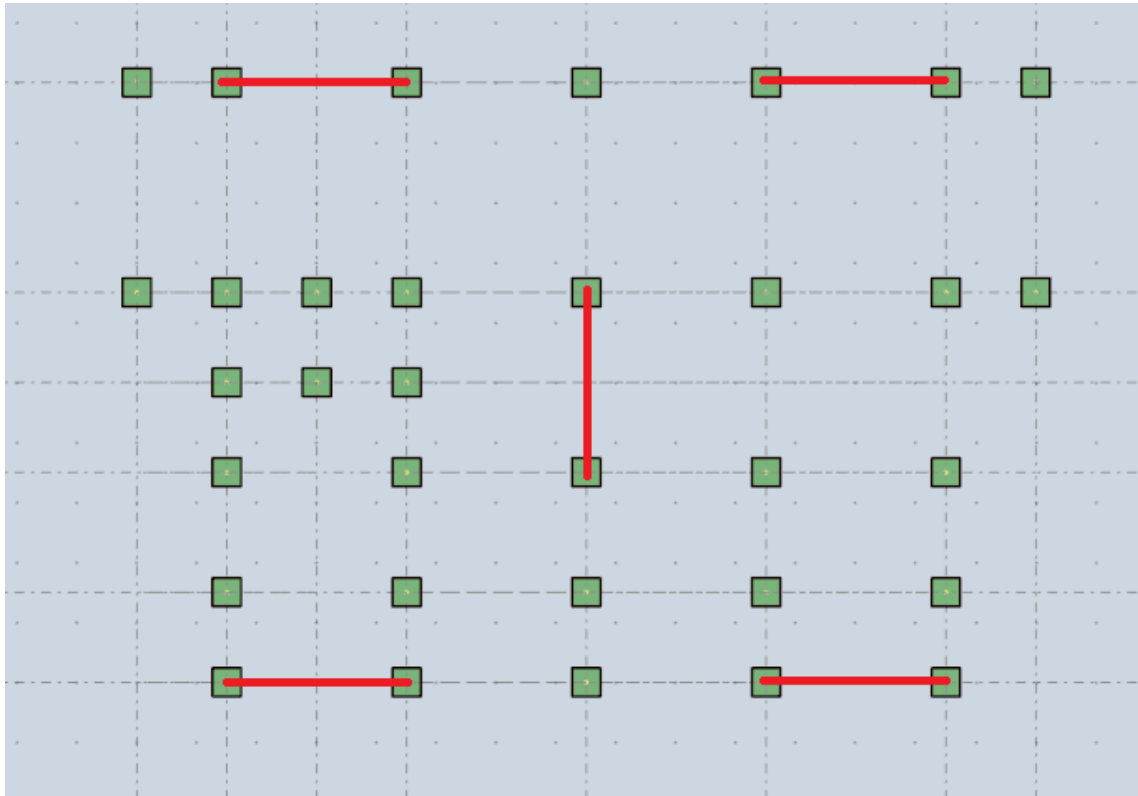


Figure : Vue en plan du modèle finale

ANNEXE

Profilé: HEA 500

$r_g = 27$ [mm] Rayon de congé de l'âme de la section de la poutre principale

$A_p = 197,54$ [cm²] Aire de la section de la poutre principale

$I_{yp} = 86974,80$ [cm⁴] Moment d'inertie de la section de la poutre principale

Matériau: ACIER E28

$f_{yg} = 275,00$ [MPa] Résistance de calcul

$f_{ug} = 405,00$ [MPa] Résistance à la traction

POUTRE

Profilé: IPE 360

Barre N°: 223

$\alpha = 0,0$ [Deg] Angle d'inclinaison

$h_b = 360$ [mm] Hauteur de la section de la poutre

$b_b = 170$ [mm] Largeur de la section de la poutre

$t_{wb} = 8$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre

$t_{fb} = 13$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre

$r_b = 18$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre

$A_b = 72,73$ [cm²] Aire de la section de la poutre

$I_{yb} = 16265,60$ [cm⁴] Moment d'inertie de la poutre

Matériau: ACIER

$f_{yb} = 235,00$ [MPa] Résistance de calcul

$f_{ub} = 365,00$ [MPa] Résistance à la traction

ENCOCHE DE LA POUTRE

$h_1 = 35$ [mm] Encoche supérieur

$h_2 = 0$ [mm] Encoche inférieure

$l = 140$ [mm] Longueur de l'encoche

CORNIERE

Profilé: CAE 140x13

$h_k = 140$ [mm] Hauteur de la section de la cornière

$b_k = 140$ [mm] Largeur de la section de la cornière

$t_{fk} = 13$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la cornière

$r_k = 15$ [mm] Rayon de congé de l'âme de la section de la cornière

$l_k = 150$ [mm] Longueur de la cornière

Matériau: ACIER E28

ANNEXE

$f_{yk} = 275,00$ [MPa] Résistance de calcul

$f_{uk} = 405,00$ [MPa] Résistance à la traction

BOULONS

BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE PRINCIPALE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 4.6 Classe du boulon
d = 16 [mm] Diamètre du boulon
d₀ = 18 [mm] Diamètre du trou de boulon
A_s = 1,57 [cm²] Aire de la section efficace du boulon
A_v = 2,01 [cm²] Aire de la section du boulon
f_{ub} = 400,00 [MPa] Résistance à la traction
k = 2 Nombre de colonnes des boulons
w = 2 Nombre de rangées des boulons
e₁ = 45 [mm] Niveau du premier boulon
p₂ = 60 [mm] Ecartement
p₁ = 60 [mm] Entraxe

BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 4.6 Classe du boulon
d = 16 [mm] Diamètre du boulon
d₀ = 18 [mm] Diamètre du trou de boulon
A_s = 1,57 [cm²] Aire de la section efficace du boulon
A_v = 2,01 [cm²] Aire de la section du boulon
f_{ub} = 400,00 [MPa] Résistance à la traction
k = 2 Nombre de colonnes des boulons
w = 2 Nombre de rangées des boulons
e₁ = 45 [mm] Niveau du premier boulon
p₂ = 60 [mm] Ecartement
p₁ = 60 [mm] Entraxe

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

$\gamma_{M2} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

EFFORTS

Cas: 11 : ELU 1*1.35+2*1.50

ANNEXE

$N_{b,Ed} = -0,00$ [kN] Effort axial
 $V_{b,Ed} = 66,54$ [kN] Effort tranchant
 $M_{b,Ed} = -0,00$ [kN*m] Moment fléchissant

RESULTATS

BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE PRINCIPALE

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 38,60$ [kN] Résistance du boulon au cisaillement dans la partie non filetée d'un boulon $F_{v,Rd} = 0.6 * f_{ub} * A_v * m / \gamma_{M2}$

$F_{t,Rd} = 45,22$ [kN] Résistance d'un boulon à la traction $F_{t,Rd} = 0.9 * f_u * A_s / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur l'âme de la poutre principale

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 * (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bx} = 0,86$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bx} = \min[e_2/(3*d_0), p_2/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $0,86 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd1x} = 133,9$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd1x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bz} = 0,86$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ $0,86 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd1z} = 133,9$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd1z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la cornière

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 * (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bx} = 0,56$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bx} = \min[e_2/(3*d_0), p_2/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $0,56 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd2x} = 93,6$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd2x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

ANNEXE

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ vérifié

$\alpha_{bz} = 0,83$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ $0,83 > 0,00$ vérifié

$F_{b,Rd2z} = 140,4$ [kN Résistance d'un boulon en pression] $F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma$
 = 0] diamétrale M2

FORCES AGISSANT SUR LES BOULONS DANS L'ASSEMBLAGE POUTRE PRINCIPALE -

CORNIERE

cisaillement des boulons

$e = 84$ [m Distance du centre de gravité du groupe de boulons de la
 m] cornière du centre de l'âme de la poutre

$M_0 = 2,7$ [kN Moment fléchissant réel] $M_0 = 0.5 \cdot V_{b,Ed} \cdot e$
 = 9 *m]

$F_{Vz} = 8,3$ [kN Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort
 = 2] tranchant $F_{Vz} = 0.5 \cdot |V_{b,Ed}| / n$

$F_{Mx} = 11,64$ [kN Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment] $F_{Mx} = |M_0| \cdot z_i / \sum z_i^2$

$F_{x,Ed} = 11,64$ [kN Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x] $F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$

$F_{z,Ed} = 19,96$ [kN Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z] $F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$

$F_{Ed} = 23,11$ [kN Effort tranchant résultant dans le boulon] $F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$

$F_{Rdx} = 93,60$ [kN Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x] $F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$

$F_{Rdz} = 133,92$ [kN Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z] $F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$

$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ 11,64 < 93,60$	vérifié	(0,12)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ 19,96 < 133,92$	vérifié	(0,15)
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$	$23,11 < 93,60$	vérifié	(0,60)

ANNEXE

Traction des boulons

$e = 86$ [m Distance du centre de gravité du groupe de boulons du
m] centre de l'âme de la poutre principale

$M_{0t} = 2,86$ [kN] Moment fléchissant réel $M_{0t} = 0.5 * (M_{b,Ed} + V_{b,Ed} * e)$

$F_{t,E} = 11,92$ [kN] Effort de traction dans le boulon extrême $F_{t,Ed} = M_{0t} * z_{max} / \sum z_i^2 + 0.5 * N_{b2,Ed} / n$

$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$ $11,92 < 45,22$ vérifié (0,26)

Action simultanée de l'effort de traction et de cisaillement dans le boulon

$F_{v,Ed} = 23,11$ [kN] Effort tranchant résultant dans le boulon $F_{v,Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$

$F_{v,Ed} / F_{v,Rd} + F_{t,Ed} / (1.4 * F_{t,Rd}) \leq 1.0$ $0,79 < 1,00$ vérifié (0,79)

BOULONS ASSEMBLANT LA CORNIERE A LA POUTRE

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 77,21$ [kN] Résistance du boulon au cisaillement dans la partie non
= [N] fileté d'un boulon $F_{v,Rd} = 0.6 * f_{ub} * A_v * m / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la poutre

Direction x

$k_{1x} = 2,5$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 * (e_1 / d_0) - 1.7, 1.4 * (p_1 / d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ vérifié

$\alpha_{bx} = 0,65$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bx} = \min[e_2 / (3 * d_0), p_2 / (3 * d_0) - 0.25, f_{ub} / f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $0,65 > 0,00$ vérifié

$F_{b,Rd1x} = 60,5$ [kN] Résistance d'un boulon en pression $F_{b,Rd1x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t / \gamma$
= [N] diamétrale M2

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 * (e_2 / d_0) - 1.7, 1.4 * (p_2 / d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ vérifié

$\alpha_{bz} = 0,86$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_1 / (3 * d_0), p_1 / (3 * d_0) - 0.25, f_{ub} / f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ $0,86 > 0,00$ vérifié

$F_{b,Rd1z} = 80,4$ [kN] Résistance d'un boulon en pression $F_{b,Rd1z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t / \gamma$
= [N] diamétrale M2

Pression du boulon sur la cornière

Direction x

ANNEXE

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bx} = 0,56$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), p_2/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $0,56 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd2x} = 187,2$ [kN Résistance d'un boulon en pression] $F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma$
 = 0] diamétrale M2

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bz} = 0,83$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ $0,83 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd2z} = 280,8$ [kN Résistance d'un boulon en pression] $F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma$
 = 0] diamétrale M2

FORCES AGISSANT SUR LES BOULONS DANS L'ASSEMBLAGE CORNIERE - POUTRE

cisaillement des boulons

$e = 86$ [m Distance du centre de gravité du groupe de boulons du centre de l'âme de la poutre principale]

$M_0 = 5,7$ [kN Moment fléchissant réel] $M_0 = M_{b,Ed} + V_{b,Ed} \cdot e$

$F_{Nx} = 0,0$ [kN Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial] $F_{Nx} = |N_{b,Ed}|/n$

$F_{Vz} = 16,63$ [kN Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant] $F_{Vz} = |V_{b,Ed}|/n$

$F_{Mx} = 23,84$ [kN Force résultante dans le boulon due au moment sur la direction x] $F_{Mx} = |M_0| \cdot z_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$

$F_{Mz} = 23,84$ [kN Force résultante dans le boulon due au moment sur la direction z] $F_{Mz} = |M_0| \cdot x_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$

$F_{x,E} = 23,84$ [kN Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x] $F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$

$F_{z,E} = 40,48$ [kN Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z] $F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$

$F_{Ed} = 46,98$ [kN Effort tranchant résultant dans le boulon] $F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$

$F_{Rd} = 60,56$ [kN Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x] $F_{Rdx} = \min(F_{b,Rd1x}, F_{b,Rd2x})$

ANNEXE

$e = 86$ [m Distance du centre de gravité du groupe de boulons du
m] centre de l'âme de la poutre principale

$F_{Rd} = 80,4$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z $F_{Rdz} = \min(F_{bRd}$
 $z = 46$ $1z, F_{bRd2z})$

$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ 23,84 < 60,56$	véri fié	(0,39)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ 40,48 < 80,46$	véri fié	(0,50)
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$	$46,98 < 77,21$	véri fié	(0,61)

VERIFICATION DE LA SECTION POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC (EFFORT TRANSVERSAL)

CORNIERE

$A_{nt} = 8,19$ [cm Aire nette de la zone de la section en
 2] traction

$A_{nv} = 10,14$ [cm Aire de la zone de la section en traction
 2]

$V_{effRd} = 293,67$ [kN Résistance de calcul de la section
] affaiblie par les trous $V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$

$|0.5 * V_{b,Ed}| \leq V_{effRd}$ $|33,27| < 293,67$ vérifié (0,11)

POUTRE

$A_{nt} = 5,44$ [cm Aire nette de la zone de la section en
 2] traction

$A_{nv} = 11,84$ [cm Aire de la zone de la section en traction
 2]

$V_{effRd} = 240,07$ [kN Résistance de calcul de la section affaiblie
] par les trous $V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$

$|V_{b,Ed}| \leq V_{effRd}$ $|66,54| < 240,07$ vérifié (0,28)

VERIFICATION DE LA RESISTANCE DE LA SECTION DE LA CORNIERE AFFAIBLIE PAR LES

TROUS

$A_t = 9,75$ [cm²] Aire de la zone tendue de la section brute

$A_{t,net} = 7,41$ [cm²] Aire nette de la zone de la section en traction

$0.9 * (A_{t,net} / A_t) \geq (f_y * \gamma_{M2}) / (f_u * \gamma_{M0})$ $0,68 < 0,85$

$W_{net} = 48,10$ [cm³] Facteur élastique de la section

ANNEXE

$$W_{net} = 48,10 \text{ [cm}^3\text{]} \text{ Facteur élastique de la section}$$

$$M_{c,Rdnet} = 13,23 \text{ [kN}\cdot\text{m Résistance de calcul de la section à la flexion]}$$

$$M_{c,Rdnet} = W_{net} \cdot f_{yp} / \gamma_{M0}$$

$$|M_0| \leq M_{c,Rdnet} \quad |2,86| < 13,23 \quad \text{vérifié} \quad (0,22)$$

$$A_v = 19,50 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la section efficace en cisaillement}$$

$$A_v = I_a \cdot t_{fa}$$

$$A_{v,net} = 14,82 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la section efficace nette en cisaillement}$$

$$A_{v,net} = A_v - n_v \cdot d_0$$

$$V_{pl,Rd} = 309,60 \text{ [kN]} \text{ Résistance plastique de calcul pour le cisaillement}$$

$$V_{pl,Rd} = (A_{v,net} \cdot f_y) / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})$$

$$|0.5 \cdot V_{b,Ed}| \leq V_{pl,Rd} \quad |33,27| < 309,60 \quad \text{vérifié} \quad (0,11)$$

VERIFICATION DE LA RESISTANCE DE LA SECTION DE LA POUTRE AFFAIBLIE PAR LES TROUS

$$A_t = 13,00 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la zone tendue de la section brute}$$

$$A_{t,net} = 10,12 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire nette de la zone de la section en traction}$$

$$0.9 \cdot (A_{t,net} / A_t) \geq (f_y \cdot \gamma_{M2}) / (f_u \cdot \gamma_{M0}) \quad 0,70 < 0,80$$

$$W_{net} = 132,84 \text{ [cm}^3\text{]} \text{ Facteur élastique de la section}$$

$$M_{c,Rdnet} = 31,22 \text{ [kN}\cdot\text{m Résistance de calcul de la section à la flexion]}$$

$$M_{c,Rdnet} = W_{net} \cdot f_{yp} / \gamma_{M0}$$

$$|M_0| \leq M_{c,Rdnet} \quad |5,72| < 31,22 \quad \text{vérifié} \quad (0,18)$$

$$A_v = 26,00 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la section efficace en cisaillement}$$

$$A_{v,net} = 23,12 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la section efficace nette en cisaillement}$$

$$A_{v,net} = A_v - n_v \cdot d_0$$

$$V_{pl,Rd} = 352,76 \text{ [kN]} \text{ Résistance plastique de calcul pour le cisaillement}$$

$$V_{pl,Rd} = (A_{v,net} \cdot f_y) / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})$$

$$V_{b,Ed} \leq V_{pl,Rd} \quad |66,54| < 352,76 \quad \text{vérifié} \quad (0,19)$$

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,79

ANNEXE

- **Assemblage poteau- poteau (HEA700-HEA600)**

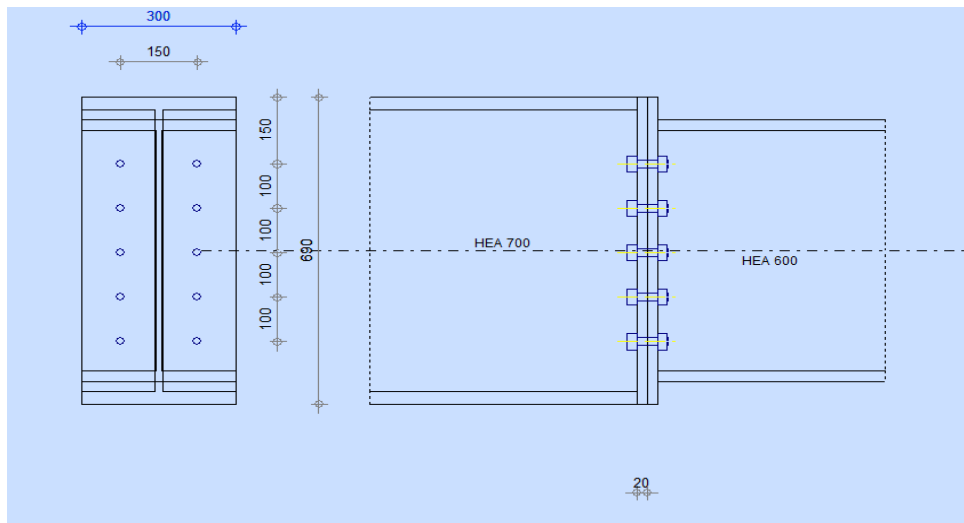
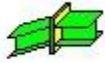

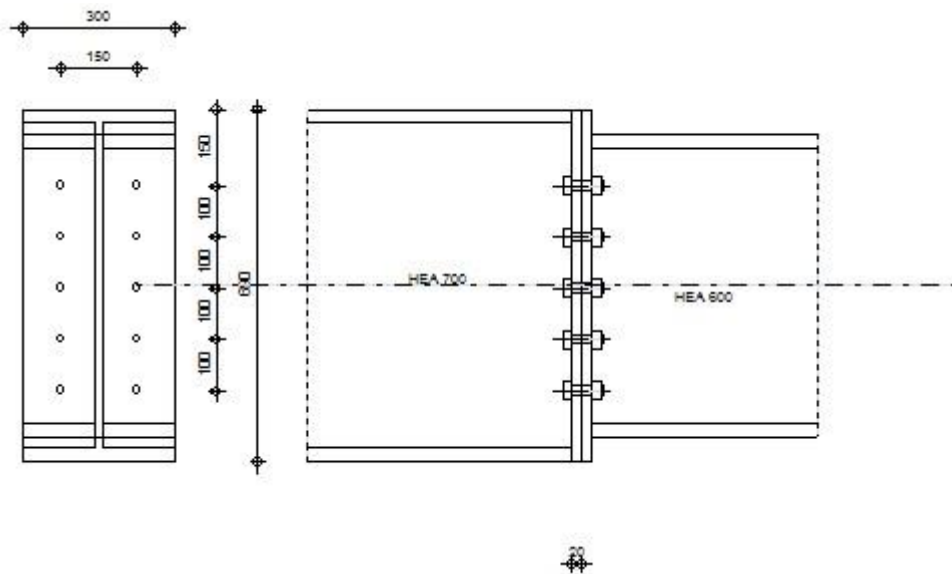


Figure : Assemblage poteau- poteau (HEA700-HEA600).

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019	
	Calcul de l'Encastrement Poutre-Poutre EN 1993-1-8:2005/AC:2009	



GENERAL

Assemblage N°: 35
Nom de l'assemblage : Poutre - poutre
Noeud de la structure: 690
Barres de la structure: 931, 1179

GEOMETRIE

GAUCHE

POUTRE

ANNEXE

Profilé:	HEA 700	
Barre N°:	931	
$\alpha =$	-180,0 [Deg]	Angle d'inclinaison
$h_{bl} =$	690 [mm]	Hauteur de la section de la poutre
$b_{fbl} =$	300 [mm]	Largeur de la section de la poutre
$t_{wbl} =$	14 [mm]	Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
$t_{fbl} =$	27 [mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
$r_{bl} =$	27 [mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$A_{bl} =$	260,48 [cm ²]	Aire de la section de la poutre
$I_{xbl} =$	215301,00 [cm ⁴]	Moment d'inertie de la poutre
Matériau:	ACIER E28	
$f_{yb} =$	275,00 [MPa]	Résistance

DROITE

POUTRE

Profilé:	HEA 600	
Barre N°:	1179	
$\alpha =$	-0,0 [Deg]	Angle d'inclinaison
$h_{br} =$	590 [mm]	Hauteur de la section de la poutre
$b_{fbr} =$	300 [mm]	Largeur de la section de la poutre
$t_{wbr} =$	13 [mm]	Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
$t_{fbr} =$	25 [mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
$r_{br} =$	27 [mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$A_{br} =$	226,46 [cm ²]	Aire de la section de la poutre
$I_{xbr} =$	141208,00 [cm ⁴]	Moment d'inertie de la poutre
Matériau:	ACIER E28	
$f_{yb} =$	275,00 [MPa]	Résistance

BOULONS

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$d =$	18 [mm]	Diamètre du boulon
Classe =	HR 10.9	Classe du boulon
$F_{tRd} =$	165,89 [kN]	Résistance du boulon à la traction
$n_h =$	2	Nombre de colonnes des boulons
$n_v =$	5	Nombre de rangées des boulons

ANNEXE

$d = 18$ [mm] Diamètre du boulon

$h_1 = 150$ [mm] Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine
] d'about

Ecartement e_i
= 150 [mm]

Entraxe $p_i = 100; 100; 100; 100$ [mm]

PLATINE

$h_{pr} = 690$ [mm] Hauteur de la platine

$b_{pr} = 300$ [mm] Largeur de la platine

$t_{pr} = 20$ [mm] Epaisseur de la platine

Matériau: ACIER

$f_{ypr} = 235,00$ [MPa] Résistance

SOUDURES D'ANGLE

$a_w = 10$ [mm] Soudure âme

$a_f = 18$ [mm] Soudure semelle

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

$\gamma_{M1} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

$\gamma_{M2} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

$\gamma_{M3} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

EFFORTS

Etat limite: ultime

Cas: 14: GQEY (1+2+9) *1.00

$M_{b1,Ed} = 240,81$ [kN*m] Moment fléchissant dans la poutre droite

$V_{b1,Ed} = 119,40$ [kN] Effort tranchant dans la poutre droite

$N_{b1,Ed} = -999,62$ [kN] Effort axial dans la poutre droite

RESULTATS

RESISTANCES DE LA POUTRE

COMPRESSION

$A_b = 226,46$ [cm²] Aire de la section EN1993-1-1:[6.2.4]

$N_{cb,Rd} = A_b f_{yb} / \gamma_{M0}$

$N_{cb,Rd} = 6227,6$ [kN] Résistance de calcul de la section à la compression EN1993-1-1:[6.2.4]

ANNEXE

CISAILLEMENT

$A_{vb} = 93,21$ [cm²] Aire de la section au cisaillement EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]

$$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$$

$V_{cb,Rd} = 1479,9$ [kN Résistance de calcul de la section au cisaillement] EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]

$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$ $0,08 < 1,00$ **vérifié** (0,08)

FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)

$W_{plb} = 5350,39$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

$$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$M_{b,pl,Rd} = 1471,36$ [kN*m Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts)] EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

FLEXION AU CONTACT DE LA PLAQUE AVEC L'ELEMENT ASSEMBLE

$W_{pl} = 5350,39$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5]

$$M_{cb,Rd} = W_{pl} f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$M_{cb,Rd} = 1471,36$ [kN*m Résistance de calcul de la section à la flexion] EN1993-1-1:[6.2.5]

AILE ET AME EN COMPRESSION

$M_{cb,Rd} = 1471,36$ [kN*m Résistance de calcul de la section à la flexion] EN1993-1-1:[6.2.5]

$h_f = 565$ [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]

$$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$$

$F_{c,fb,Rd} = 2604,17$ [kN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]

PARAMETRES GEOMETRIQUES DE L'ASSEMBLAGE

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - PLATINE D'ABOUT

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
1	57	-	75	-	100	359	332	332	332	280	220	220	220
2	57	-	75	-	100	359	322	322	322	200	100	100	100
3	57	-	75	-	100	359	322	322	322	200	100	100	100
4	57	-	75	-	100	359	322	322	322	200	100	100	100
5	57	-	75	-	100	359	322	322	322	280	211	211	211

m – Distance du boulon de l'âme

ANNEXE

- m – Distance du boulon de l'âme
- m_x – Distance du boulon de l'aile de la poutre
- e – Pince entre le boulon et le bord extérieur
- e_x – Pince entre le boulon et le bord extérieur horizontal
- p – Entraxe des boulons
- $l_{eff,cp}$ – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes circulaires
- $l_{eff,nc}$ – Longueur efficace pour un boulon dans les mécanismes non circulaires
- $l_{eff,1}$ – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1
- $l_{eff,2}$ – Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2
- $l_{eff,cp,g}$ – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes circulaires
- $l_{eff,nc,g}$ – Longueur efficace pour un groupe de boulons dans les mécanismes non circulaires
- $l_{eff,1,g}$ – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 1
- $l_{eff,2,g}$ – Longueur efficace pour un groupe de boulons pour le mode 2

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA COMPRESSION

$$N_{j,Rd} = \text{Min} (N_{cb,Rd})$$

$$N_{j,Rd} = 6227,65 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'assemblage à la compression} \quad [6.2]$$

$$N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,16 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,16)$$

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION

$$F_{t,Rd} = \frac{165,8}{9} \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon à la traction} \quad \begin{matrix} \text{[Tableau} \\ \text{3.4]} \end{matrix}$$

$$B_{p,Rd} = \frac{297,2}{2} \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement} \quad \begin{matrix} \text{[Tableau} \\ \text{3.4]} \end{matrix}$$

$F_{t,fc,Rd}$ – résistance de la semelle du poteau à la flexion

$F_{t,wc,Rd}$ – résistance de l'âme du poteau à la traction

$F_{t,ep,Rd}$ – résistance de la platine fléchie à la flexion

$F_{t,wb,Rd}$ – résistance de l'âme à la traction

$$F_{t,fc,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,fc,Rd} , F_{T,2,fc,Rd} , F_{T,3,fc,Rd}) \quad [6.2.6.4] , [Tab.6.2]$$

$$F_{t,wc,Rd} = \omega b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} \quad [6.2.6.3.(1)]$$

$$F_{t,ep,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,ep,Rd} , F_{T,2,ep,Rd} , F_{T,3,ep,Rd}) \quad [6.2.6.5] , [Tab.6.2]$$

$$F_{t,wb,Rd} = b_{eff,t,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0} \quad [6.2.6.8.(1)]$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1

$F_{t1,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t1,Rd,comp}$ Composant
--	--

ANNEXE

F_{t1,Rd,comp} - Formule	F_{t1,Rd,comp}	Composant
$F_{t1,Rd} = \text{Min} (F_{t1,Rd,comp})$	305,47	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(1)} = 305,47$	305,47	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(1)} = 1185,73$	1185,73	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 594,44$	594,44	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} = 2604,17$	2604,17	Aile de la poutre - compression

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2

F_{t2,Rd,comp} - Formule	F_{t2,Rd,comp} p	Composant
$F_{t2,Rd} = \text{Min} (F_{t2,Rd,comp})$	180,21	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(2)} = 302,12$	302,12	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(2)} = 1152,92$	1152,92	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 594,44$	594,44	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 2604,17 - 305,47$	2298,70	Aile de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 485,68 - 305,47$	180,21	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 1145,52 - 305,47$	840,05	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3

F_{t3,Rd,comp} - Formule	F_{t3,Rd,comp} p	Composant
$F_{t3,Rd} = \text{Min} (F_{t3,Rd,comp})$	148,54	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(3)} = 302,12$	302,12	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(3)} = 1152,92$	1152,92	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 594,44$	594,44	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^2 F_{tj,Rd} = 2604,17 - 485,68$	2118,49	Aile de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 328,75 - 180,21$	148,54	Platine d'about - traction - groupe

ANNEXE

F_{t3,Rd,comp} - Formule	F_{t3,Rd,comp} p	Composant
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 715,00 - 180,21$	534,79	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 691,08 - 485,68$	205,39	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 1503,02 - 485,68$	1017,34	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4

F_{t4,Rd,comp} - Formule	F_{t4,Rd,comp} p	Composant
$F_{t4,Rd} = \text{Min} (F_{t4,Rd,comp})$	164,38	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(4)} = 302,12$	302,12	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(4)} = 1152,92$	1152,92	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 594,44$	594,44	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^3 F_{tj,Rd} = 2604,17 - 634,22$	1969,95	Aile de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 328,75 - 148,54$	180,21	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 715,00 - 148,54$	566,46	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 493,13 - 328,75$	164,38	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 1072,50 - 328,75$	743,75	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 855,45 - 634,22$	221,23	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 1860,52 - 634,22$	1226,30	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 5

F_{t5,Rd,comp} - Formule	F_{t5,Rd,comp} p	Composant
$F_{t5,Rd} = \text{Min} (F_{t5,Rd,comp})$	302,12	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,ep,Rd(5)} = 302,12$	302,12	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(5)} = 1152,92$	1152,92	Ame de la poutre - traction

ANNEXE

$F_{t5,Rd,comp}$ - Formule	$F_{t5,Rd,comp}$ p	Composant
$B_{p,Rd} = 594,44$	594,44	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$F_{c,fb,Rd} - \sum 1^4 F_{tj,Rd} = 2604,17 - 798,60$	1805,57	Aile de la poutre - compression
$F_{t,ep,Rd(5+4)} - \sum 4^4 F_{tj,Rd} = 482,33 - 164,38$	317,96	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4)} - \sum 4^4 F_{tj,Rd} = 1112,71 - 164,38$	948,34	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3)} - \sum 4^3 F_{tj,Rd} = 675,99 - 312,91$	363,07	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3)} - \sum 4^3 F_{tj,Rd} = 1470,21 - 312,91$	1157,30	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2)} - \sum 4^2 F_{tj,Rd} = 840,36 - 493,13$	347,24	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2)} - \sum 4^2 F_{tj,Rd} = 1827,71 - 493,13$	1334,58	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 4^1 F_{tj,Rd} = 1188,86 - 798,60$	390,27	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 4^1 F_{tj,Rd} = 2615,73 - 798,60$	1817,14	Ame de la poutre - traction - groupe

TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS

N	h_j	$F_{tj,Rd}$	$F_{t,fc,Rd}$	$F_{t,wc,Rd}$	$F_{t,ep,Rd}$	$F_{t,wb,Rd}$	$F_{t,Rd}$	$B_{p,Rd}$
1	528	305,47	-	-	305,47	1185,73	331,78	594,44
2	428	180,21	-	-	302,12	1152,92	331,78	594,44
3	328	148,54	-	-	302,12	1152,92	331,78	594,44
4	228	164,38	-	-	302,12	1152,92	331,78	594,44
5	128	302,12	-	-	302,12	1152,92	331,78	594,44

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION $M_{j,Rd}$

$$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$$

$$M_{j,Rd} = 362,74 \text{ [kN*m]} \text{ Résistance de l'assemblage à la flexion} \quad [6.2]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,66 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,66)$$

VERIFICATION DE L'INTERACTION M+N

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} + N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1 \quad [6.2.5.1.(3)]$$

ANNEXE

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} + N_{b1,Ed} / N_{j,Rd} \quad 0,82 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,82)$$

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE AU CISAILLEMENT

$\alpha_v =$	0,60	Coefficient pour le calcul de $F_{v,Rd}$	[Tableau 3.4]
$\beta_{Lf} =$	0,96	Coefficient réducteur pour les assemblages longs	[3.8]
$F_{v,Rd} =$	141,2 [kN 8]	Résistance d'un boulon au cisaillement	[Tableau 3.4]
$F_{t,Rd,max} =$	165,8 [kN 9]	Résistance d'un boulon à la traction	[Tableau 3.4]
$F_{b,Rd,int} =$	262,8 [kN 0]	Résistance du boulon intérieur en pression diamétrale	[Tableau 3.4]
$F_{b,Rd,ext} =$	262,8 [kN 0]	Résistance du boulon de rive en pression diamétrale	[Tableau 3.4]

Nr	$F_{tj,Rd,N}$	$F_{tj,Ed,N}$	$F_{tj,Rd,M}$	$F_{tj,Ed,M}$	$F_{tj,Ed}$	$F_{vj,Rd}$
1	331,78	-199,92	305,47	202,79	2,86	280,82
2	331,78	-199,92	180,21	119,63	-80,29	282,56
3	331,78	-199,92	148,54	98,61	-101,32	282,56
4	331,78	-199,92	164,38	109,12	-90,80	282,56
5	331,78	-199,92	302,12	200,56	0,64	282,17

$F_{tj,Rd,N}$ – Résistance d'une rangée de boulons à la traction pure

$F_{tj,Ed,N}$ – Effort dans une rangée de boulons dû à l'effort axial

$F_{tj,Rd,M}$ – Résistance d'une rangée de boulons à la flexion pure

$F_{tj,Ed,M}$ – Effort dans une rangée de boulons dû au moment

$F_{tj,Ed}$ – Effort de traction maximal dans la rangée de boulons

$F_{vj,Rd}$ – Résistance réduite d'une rangée de boulon

$$F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{tj,Rd,M} / M_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed} = F_{tj,Ed,N} + F_{tj,Ed,M}$$

$$F_{vj,Rd} = \text{Min} (n_h F_{v,Ed} (1 - F_{tj,Ed} / (1.4 n_h F_{t,Rd,max})), n_h F_{v,Rd}, n_h F_{b,Rd})$$

$$V_{j,Rd} = n_h \sum_1^n F_{vj,Rd} \quad \text{[Tableau 3.4]}$$

$$V_{j,Rd} = 1410,68 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'assemblage au cisaillement} \quad \text{[Tableau 3.4]}$$

$$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,08 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,08)$$

RESISTANCE DES SOUDURES

ANNEXE

$A_w =$	181,08	$[\text{cm}^2]$	Aire de toutes les soudures	[4.5.3.2(2)]
$A_{wy} =$	83,88	$[\text{cm}^2]$	Aire des soudures horizontales	[4.5.3.2(2)]
$A_{wz} =$	97,20	$[\text{cm}^2]$	Aire des soudures verticales	[4.5.3.2(2)]
$I_{wy} =$	76294,42	$[\text{cm}^4]$	Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz.	[4.5.3.2(5)]
$\sigma_{\perp\text{max}} = \tau_{\perp\text{max}}$ $x =$	-97,29	$[\text{MPa}]$	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.2(6)]
$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} =$	-93,27	$[\text{MPa}]$	Contraintes dans la soudure verticale	[4.5.3.2(5)]
$\tau_{\parallel} =$	12,28	$[\text{MPa}]$	Contrainte tangentielle	[4.5.3.2(5)]
$\beta_w =$	0,80		Coefficient de corrélation	[4.5.3.2(7)]

$\sqrt{[\sigma_{\perp\text{max}}^2 + 3*(\tau_{\perp\text{max}}^2)]} \leq f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$	194,57 < 365,00	vérifié	(0,53)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$	187,75 < 365,00	vérifié	(0,51)
$\sigma_{\perp} \leq 0.9*f_u/\gamma_{M2}$	97,29 < 262,80	vérifié	(0,37)

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

$t_{\text{wash}} =$	4	[mm]	Epaisseur de la plaquette	[6.2.6.3.(2)]
$h_{\text{head}} =$	13	[mm]	Hauteur de la tête du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$h_{\text{nut}} =$	18	[mm]	Hauteur de l'écrou du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$L_b =$	71	[mm]	Longueur du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$k_{10} =$	4	[mm]	Coefficient de rigidité des boulons	[6.3.2.(1)]

RIGIDITES DES RANGEES DE BOULONS

Nr	h _j	k ₃	k ₄	k ₅	k _{eff,j}	k _{eff,j} h _j	k _{eff,j} h _j ²
					Somme	27,14	1088,70
1	528	∞	∞	8	2	11,34	598,19
2	428	∞	∞	4	1	5,71	244,01
3	328	∞	∞	4	1	4,37	143,20
4	228	∞	∞	4	1	3,04	69,10
5	128	∞	∞	8	2	2,68	34,19

$$k_{\text{eff},j} = 1 / (\sum_{i=1}^5 (1 / k_{i,j})) \quad [6.3.3.1.(2)]$$

ANNEXE

$$z_{eq} = \frac{\sum_j k_{eff,j} h_j^2}{\sum_j k_{eff,j} h_j}$$

$$z_{eq} = 401 \text{ [mm]} \text{ Bras de levier équivalent} \quad [6.3.3.1.(3)]$$

$$k_{eq} = \frac{\sum_j k_{eff,j} h_j}{z_{eq}}$$

$$k_{eq} = 7 \text{ [mm]} \text{ Coefficient de rigidité équivalent du système de boulons} \quad [6.3.3.1.(1)]$$

$$S_{j,ini} = E z_{eq}^2 k_{eq} \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_{j,ini} = 228626,16 \text{ [kN*m]} \text{ Rigidité en rotation initiale} \quad [6.3.1.(4)]$$

$$\mu = 1,00 \text{ Coefficient de rigidité de l'assemblage} \quad [6.3.1.(6)]$$

$$S_j = S_{j,ini} / \mu \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_j = 228626,16 \text{ [kN*m]} \text{ Rigidité en rotation finale} \quad [6.3.1.(4)]$$

Classification de l'assemblage par rigidité.

$$S_{j,rig} = 581444,71 \text{ [kN*m]} \text{ Rigidité de l'assemblage rigide} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,pin} = 36340,29 \text{ [kN*m]} \text{ Rigidité de l'assemblage articulé} \quad [5.2.2.5]$$

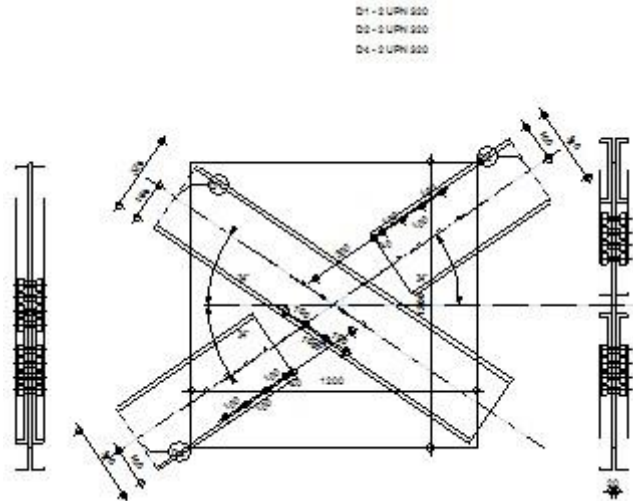
$$S_{j,pin} \leq S_{j,ini} < S_{j,rig} \text{ SEMI-RIGIDE}$$

ANNEXE

- Assemblage des diagonales pour palée de stabilité

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,82

	<p style="font-size: small;">Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019</p> <h3 style="margin: 0;">Calcul de l'assemblage au gousset</h3> <p style="margin: 0;">EN 1993-1-8:2005/AC:2009</p>	 <p style="margin: 0;">Ratio 0,91</p>
---	--	---



1.1 Général

Assemblage N°: 126
 Nom de l'assemblage : Gousset - contreventement
 Noeud de la structure: 661
 Barres de la structure: 1104, 1102, 1103, 1101,

1.2 Géométrie

1.2.1 Barres

	Barre 1-3	Barre 2	Barre 4	
Barre N° :	1104	1102	1101	
Profilé :	2 UPN 320	2 UPN 320	2 UPN 320	
h	320	320	320	mm
b _f	100	100	100	mm
t _w	14	14	14	mm
t _f	18	18	18	mm
r	18	18	18	mm
A	151,60	151,60	151,60	cm ²
Matériau :	ACIER E28	ACIER E28	ACIER E28	
f _y	275,00	275,00	275,00	MPa
f _u	405,00	405,00	405,00	MPa
Angle	α	34,2	34,2	Deg

ANNEXE

		Barre 1-3	Barre 2	Barre 4	
Longueur	1	0,00	0,00	0,00	m

1.2.2 Boulons

Barre 1-3

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = HR 10.9	Classe du boulon	
d = 24 [mm]	Diamètre du boulon	
d ₀ = 26 [mm]	Diamètre du trou de boulon	
A _s = 3,53 [cm ²]	Aire de la section efficace du boulon	
A _v = 4,52 [cm ²]	Aire de la section du boulon	
f _{yb} = 900,00 [MPa]	Limite de plasticité	
f _{ub} = 1200,00 [MPa]	Résistance du boulon à la traction	
n = 4	Nombre de colonnes des boulons	
Espacement des boulons	100;100;100 [mm]	
e ₂ = 160 [mm]	Distance de l'axe des boulons du bord de la barre	

Barre 2

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = HR 10.9	Classe du boulon	
d = 24 [mm]	Diamètre du boulon	
d ₀ = 26 [mm]	Diamètre du trou de boulon	
A _s = 3,53 [cm ²]	Aire de la section efficace du boulon	
A _v = 4,52 [cm ²]	Aire de la section du boulon	
f _{yb} = 900,00 [MPa]	Limite de plasticité	
f _{ub} = 1200,00 [MPa]	Résistance du boulon à la traction	
n = 4	Nombre de colonnes des boulons	
Espacement des boulons	100;100;100 [mm]	
e ₁ = 40 [mm]	Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre	
e ₂ = 160 [mm]	Distance de l'axe des boulons du bord de la barre	
e _c = 300 [mm]	Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres	

Barre 4

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = HR 10.9	Classe du boulon	
d = 24 [mm]	Diamètre du boulon	
d ₀ = 26 [mm]	Diamètre du trou de boulon	
A _s = 3,53 [cm ²]	Aire de la section efficace du boulon	
A _v = 4,52 [cm ²]	Aire de la section du boulon	
f _{yb} = 900,00 [MPa]	Limite de plasticité	
f _{ub} = 1200,00 [MPa]	Résistance du boulon à la traction	
n = 4	Nombre de colonnes des boulons	
Espacement des boulons	100;100;100 [mm]	

ANNEXE

$e_1 = 40$ [mm] Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
 $e_2 = 160$ [mm] Distance de l'axe des boulons du bord de la barre
 $e_c = 300$ [mm] Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

1.2.3 Gousset

$l_p = 1200$ [mm] Longueur de la platine
 $h_p = 1200$ [mm] Hauteur de la platine
 $t_p = 20$ [mm] Epaisseur de la platine

Paramètres

$h_1 = 0$ [mm] Grugeage
 $v_1 = 0$ [mm] Grugeage
 $h_2 = 0$ [mm] Grugeage
 $v_2 = 0$ [mm] Grugeage
 $h_3 = 0$ [mm] Grugeage
 $v_3 = 0$ [mm] Grugeage
 $h_4 = 0$ [mm] Grugeage
 $v_4 = 0$ [mm] Grugeage

Centre de gravité de la tôle par rapport au centre de gravité des barres (0;0)

$e_v = 600$ [mm] Distance verticale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres

$e_H = 600$ [mm] Distance horizontale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des barres

Matériau: ACIER E28

$f_y = 275,00$ [MPa] Résistance

1.2.4 Coefficients de matériau

$\gamma_{M0} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

$\gamma_{M2} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel [2.2]

1.3 Efforts

Cas: 14: GQEY (1+2+9) *1.00

$N_{b1,Ed} = -1059,24$ [kN] Effort axial

$N_{b2,Ed} = -1006,24$ [kN] Effort axial

$N_{b3,Ed} = -1069,75$ [kN] Effort axial

$N_{b4,Ed} = -1019,82$ [kN] Effort axial

1.4 Résultats

1.4.1 Barre 1-3

1.4.1.1 Résistance des boulons

$F_{v,Rd} = 521,15$ [kN] Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement $F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la barre

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

ANNEXE

$\alpha_{bx} = 0,51$ Coefficient dépendant de l'espacement des boulons $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0)-0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $0,51 > 0,00$ vérifié

$F_{b,Rd1x} = 279,1$ [kN Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi $F_{b,Rd1x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t / \gamma$
 = 4] du trou M2

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8*(e_1/d_0)-1.7, 1.4*(p_1/d_0)-1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ vérifié

$\alpha_{bz} = 1,00$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ $1,00 > 0,00$ vérifié

$F_{b,Rd1z} = 544,32$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd1z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la platine

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_1 = \min[2.8*(e_2/d_0)-1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ vérifié

$\alpha_{bx} = 1,00$ Coefficient dépendant de l'espacement des boulons $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0)-0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $1,00 > 0,00$ vérifié

$F_{b,Rd2x} = 388,8$ [kN Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du $F_{b,Rd2x} = k_1 * \alpha_{bx} * f_u * d * t / \gamma$
 = 0] trou M2

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8*(e_1/d_0)-1.7, 1.4*(p_1/d_0)-1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ vérifié

$\alpha_{bz} = 1,00$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ $1,00 > 0,00$ vérifié

$F_{b,Rd2z} = 388,80$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd2z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t / \gamma_{M2}$

1.4.1.2 Vérification de l'assemblage pour les efforts agissant sur les

boulons

cisaillement des boulons

$F_{NSd} = 2,63$ [kN Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort $F_{NSd} = N_{b1,Ed}/n$
 =] axial

$F_{x,Ed} = 2,63$ [kN Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x $F_{x,Ed} = F_{NSd}$
 =]

$F_{z,Ed} = 0,00$ [kN Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z $F_{z,Ed} = F_{MSd}$
 =]

$F_{Ed} = 2,63$ [kN Effort tranchant résultant dans le boulon $F_{Ed} = \sqrt{(F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2)}$
 =]

$F_{Rdx} = 279,1$ [kN Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x $F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
 = 4]

$F_{Rdz} = 388,8$ [kN Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z $F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$
 = 0]

$|F_{x,Ed}| \leq F_{Rdx}$ $|2,63| < 279,14$ vérifié (0,01)

ANNEXE

$$F_{NSd} = 2,63 \text{ [kN Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial]} \quad F_{NSd} = N_{b1,Ed}/n$$

$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ 0,00 < 388,80$	vérifié	(0,00)
$F_{Ed} \leq F_{VRd}$	$2,63 < 521,15$	vérifié	(0,01)

1.4.1.3 Vérification de la section de la poutre affaiblie par les trous

$A = 75,80 \text{ [cm}^2\text{] Aire de la section transversale du profilé en U}$			
$A_{net} = 72,16 \text{ [cm}^2\text{] Aire de la section nette}$	$A_{net} = A - t \cdot d_0$		
$N_{u,Rd} = 2104,19 \text{ [kN] Résistance de calcul de la section nette}$	$N_{u,Rd} = (0.9 \cdot A_{net} \cdot f_{u1}) / \gamma_{M2}$		
$N_{pl,Rd} = 2084,50 \text{ [kN] Résistance de calcul plastique de la section brute}$	$N_{pl,Rd} = A \cdot f_{y1} / \gamma_{M0}$		
$ 0.5 \cdot N_{b1,Ed} \leq N_{tRd}$	$ 5,26 < 2104,19$	vérifié	(0,00)
$ 0.5 \cdot N_{b1,Ed} \leq N_{pl,Rd}$	$ 5,26 < 2084,50$	vérifié	(0,00)

1.4.1.4 Vérification de la barre pour le cisaillement de bloc

$A_{nt} = 20,58 \text{ [cm}^2\text{] Aire nette de la zone de la section en traction}$			
$A_{nv} = 34,86 \text{ [cm}^2\text{] Aire de la zone de la section en traction}$			
$V_{effRd} = 886,87 \text{ [kN] Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous}$	$V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$		
$ 0.5 \cdot N_{b1,Ed} \leq V_{effRd}$	$ 5,26 < 886,87$	vérifié	(0,01)

1.4.2 Barre 2

1.4.2.1 Résistance des boulons

$$F_{v,Rd} = 521,15 \text{ [kN] Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement} \quad F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$$

Pression du boulon sur la barre

Direction x

$$k_{1x} = 2,50 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1x} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$\alpha_{bx} = 0,51 \quad \text{Coefficient dépendant de l'espacement des boulons} \quad \alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bx} > 0.0 \quad 0,51 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd1x} = 279,1 \text{ [kN] Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou} \quad F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$$

Direction z

$$k_{1z} = 2,50 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1z} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$\alpha_{bz} = 1,00 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bz} > 0.0 \quad 1,00 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd1z} = 544,32 \text{ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale} \quad F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t_i / \gamma_{M2}$$

Pression du boulon sur la platine

ANNEXE

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_1 = \min[2.8*(e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bx} = 1,00$ Coefficient dépendant de l'espacement des boulons $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $1,00 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd2x} = 388,8$ [kN] Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou $F_{b,Rd2x} = k_1 * \alpha_b * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8*(e_1/d_0) - 1.7, 1.4*(p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bz} = 1,00$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_2/(3*d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ $1,00 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd2z} = 388,80$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd2z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t_i / \gamma_{M2}$

1.4.2 Vérification de l'assemblage pour les efforts agissant sur les boulons

cisaillement des boulons

$F_{NSd} = 251,56$ [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort axial $F_{NSd} = N_{b2,Ed}/n$

$F_{x,Ed} = 251,56$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x $F_{x,Ed} = F_{NSd}$

$F_{z,Ed} = 0,00$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z $F_{z,Ed} = F_{MSd}$

$F_{Ed} = 251,56$ [kN] Effort tranchant résultant dans le boulon $F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$

$F_{Rdx} = 279,14$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x $F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$

$F_{Rdz} = 388,80$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z $F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$

$|F_{x,Ed}| \leq F_{Rdx}$ $|-251,56| < 279,14$ **vérifié** (0,90)

$|F_{z,Ed}| \leq F_{Rdz}$ $|0,00| < 388,80$ **vérifié** (0,00)

$F_{Ed} \leq F_{VRd}$ $251,56 < 521,15$ **vérifié** (0,48)

1.4.2.3 Vérification de la section de la poutre affaiblie par les trous

$A = 75,80$ [cm²] Aire de la section transversale du profilé en U

$A_{net} = 72,16$ [cm²] Aire de la section nette $A_{net} = A - t * d_0$

$N_{u,Rd} = 2104,19$ [kN] Résistance de calcul de la section nette $N_{u,Rd} = (0.9 * A_{net} * f_{u2}) / \gamma_{M2}$

$N_{pl,Rd} = 2084,50$ [kN] Résistance de calcul plastique de la section brute $N_{pl,Rd} = A * f_{y2} / \gamma_{M0}$

$|0.5 * N_{b2,Ed}| \leq N_{t,Rd}$ $|-503,12| < 2104,19$ **vérifié** (0,24)

$|0.5 * N_{b2,Ed}| \leq N_{pl,Rd}$ $|-503,12| < 2084,50$ **vérifié** (0,24)

1.4.2.4 Vérification de la barre pour le cisaillement de bloc

$A_{nt} = 20,58$	$[\text{cm}^2]$	Aire nette de la zone de la section en traction	
$A_{nv} = 34,86$	$[\text{cm}^2]$	Aire de la zone de la section en traction	
$V_{\text{effRd}} = 886,87$	$[\text{kN}]$	Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous	$V_{\text{effRd}} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$
$ 0.5 \cdot N_{b2,Ed} \leq V_{\text{effRd}}$		$ -503,12 < 886,87$	vérifié (0,57)

1.4.3 Barre 4

1.4.3.1 Résistance des boulons

$F_{v,Rd} = 521,15$ [kN] Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement $F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{ub} \cdot A_v \cdot m / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la barre

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bx} = 0,51$ Coefficient dépendant de l'espacement des boulons $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $0,51 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd1x} = 279,1$ [kN] Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou $F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bz} = 1,00$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ $1,00 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd1z} = 544,32$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la platine

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bx} = 1,00$ Coefficient dépendant de l'espacement des boulons $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $1,00 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd2x} = 388,8$ [kN] Résistance de calcul à l'état limite de plastification de la paroi du trou $F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bz} = 1,00$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ $1,00 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd2z} = 388,80$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$

1.4.3.2 Vérification de l'assemblage pour les efforts agissant sur les boulons

cisaillement des boulons

F_{NSd}	- [kN Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort	$F_{NSd} = N_{b4,Ed}/n$
= 254,96]	axial	
$F_{x,Ed}$	- [kN Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed} = F_{NSd}$
= 254,96]		
$F_{z,Ed}$	[kN Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z	$F_{z,Ed} = F_{MSd}$
= 0,00]		
$F_{Ed} = 254,96$	[kN Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed} = \sqrt{(F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2)}$
$F_{Rdx} = 279,14$	[kN Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$
$F_{Rdz} = 388,80$	[kN Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z	$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$

$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ -254,96 < 279,14$	vérifié	(0,91)
)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ 0,00 < 388,80$	vérifié	(0,00)
)
$F_{Ed} \leq F_{VRd}$	$254,96 < 521,15$	vérifié	(0,49)
)

1.4.3.3 Vérification de la section de la poutre affaiblie par les trous



$A = 75,80$	[cm ² Aire de la section transversale du profilé en U		
$A_{net} = 72,16$	[cm ² Aire de la section nette	$A_{net} = A - t \cdot d_0$	
$N_{u,Rd} = 2104,19$	[kN Résistance de calcul de la section nette	$N_{u,Rd} = (0.9 \cdot A_{net} \cdot f_{u4}) / \gamma_{M2}$	
$N_{pl,Rd} = 2084,50$	[kN Résistance de calcul plastique de la section brute	$N_{pl,Rd} = A \cdot f_{y4} / \gamma_{M0}$	
$ 0.5 \cdot N_{b4,Ed} \leq N_{t,Rd}$	$ -509,91 < 2104,19$	vérifié	(0,24)
$ 0.5 \cdot N_{b4,Ed} \leq N_{pl,Rd}$	$ -509,91 < 2084,50$	vérifié	(0,24)

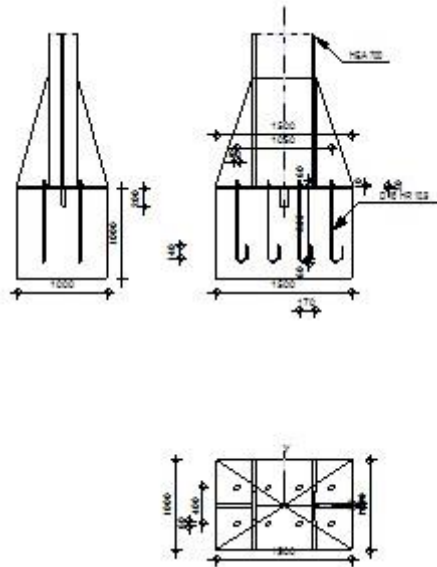
1.4.3.4 Vérification de la barre pour le cisaillement de bloc

$A_{nt} = 20,58$	[cm ² Aire nette de la zone de la section en traction		
$A_{nv} = 34,86$	[cm ² Aire de la zone de la section en traction		
$V_{effRd} = 886,87$	[kN Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous	$V_{effRd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$	
$ 0.5 \cdot N_{b4,Ed} \leq V_{effRd}$	$ -509,91 < 886,87$	vérifié	(0,57)

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,91

• Calcul des pieds de poteaux

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019	
	Calcul du Pied de Poteau encastré Eurocode 3: EN 1993-1-8:2005/AC:2009 + CEB Design Guide: Design of fastenings in concrete	



1.5 Général

Assemblage N°: 2
 Nom de l'assemblage : Pied de poteau encastré
 Noeud de la structure: 59
 Barres de la structure: 73

1.6 Géométrie

1.6.1 Poteau

Profilé: HEA 700
 Barre N°: 73

$L_c =$	4,08	[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	[cm ²]	Aire de la section du poteau

ANNEXE

$L_c = 4,08$ [m] Longueur du poteau
 $I_{yc} = 215301,00$ [cm⁴] Moment d'inertie de la section du poteau

Matériau: ACIER E28

$f_{yc} = 275,00$ [MPa] Résistance

$f_{uc} = 405,00$ [MPa] Résistance ultime du matériau

1.6.2 Platine de prescellement

$l_{pd} = 1500$ [mm] Longueur

$b_{pd} = 1000$ [mm] Largeur

$t_{pd} = 30$ [mm] Epaisseur

Matériau: ACIER E28

$f_{ypd} = 275,00$ [MPa] Résistance

$f_{upd} = 405,00$ [MPa] Résistance ultime du matériau

1.6.3 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

$d = 16$ [mm] Diamètre du boulon

$A_s = 1,57$ [cm²] Aire de la section efficace du boulon

$A_v = 2,01$ [cm²] Aire de la section du boulon

$n_H = 4$ Nombre de colonnes des boulons

$n_V = 2$ Nombre de rangées des boulons

Ecartement $e_{Hi} = 350; 350$ [mm]

Entraxe $e_{Vi} = 400$ [mm]

Dimensions des tiges d'ancrage

$L_1 = 60$ [mm]

$L_2 = 800$ [mm]

$L_3 = 120$ [mm]

$L_4 = 140$ [mm]

Platine

$l_{wd} = 60$ [mm] Longueur

$b_{wd} = 60$ [mm] Largeur

$t_{wd} = 10$ [mm] Epaisseur

1.6.4 Bêche

Profilé: IPE 100

$l_w = 200$ [mm] Longueur

Matériau: ACIER E28

$f_{yw} = 275,00$ [MPa] Résistance

1.6.5 Raidisseur

$l_s = 1500$ [mm] Longueur

$w_s = 1000$ [mm] Largeur

$h_s = 1200$ [mm] Hauteur

$t_s = 30$ [mm] Epaisseur

$d_1 = 20$ [mm] Grugeage

$d_2 = 20$ [mm] Grugeage

1.6.6 Coefficients de matériau

$\gamma_{M0} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel

$\gamma_{M2} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel

$\gamma_C = 1,50$ Coefficient de sécurité partiel

1.6.7 Semelle isolée

$L = 1500$ [mm] Longueur de la semelle

$B = 1000$ [mm] Largeur de la semelle

$H = 1000$ [mm] Hauteur de la semelle

Béton

Classe BETON30

$f_{ck} = 30,00$ [MPa] Résistance caractéristique à la compression

Mortier de calage

$t_g = 0$ [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

1.6.8 Soudures

$a_p = 12$ [mm] Plaque principale du pied de poteau

$a_w = 12$ [mm] Bêche

$a_s = 12$ [mm] Raidisseurs

1.7 Efforts

Cas: 14: GQEY (1+2+9) *1.00

$N_{j,Ed} = -5236,95$ [kN] Effort axial

$V_{j,Ed,y} = 0,57$ [kN] Effort tranchant

$N_{j,Ed} = -5236,95$ [kN] Effort axial
 $V_{j,Ed,z} = 248,18$ [kN] Effort tranchant
 $M_{j,Ed,y} = 216,68$ [kN*m] Moment fléchissant
 $M_{j,Ed,z} = 1,13$ [kN*m] Moment fléchissant

1.8 Résultats

1.8.1 Zone comprimée

COMPRESSION DU BETON

$f_{cd} = 20,0$ [MPa] Résistance de calcul à la compression EN 1992-1:3.1.6.(1)

$f_j = 13,3$ [MPa] Résistance de calcul du matériau du joint sous la plaque d'assise [6.2.5.(7)]

$c = t_p \sqrt{(f_{yp} / (3 * f_j * \gamma_{M0}))}$

$c = 79$ [mm] Largeur de l'appui additionnelle [6.2.5.(4)]

$b_{eff} = 184$ [mm] Largeur efficace de la semelle de tronçon T [6.2.5.(3)]

$l_{eff} = 457$ [mm] Longueur efficace de la semelle de tronçon en T [6.2.5.(3)]

$A_{c0} = 842,94$ [cm²] Zone de contact de la plaque d'assise avec la fondation EN 1992-1:6.7.(3)

$A_{c1} = 5529,6$ [cm²] Aire de calcul maximale de la répartition de la charge EN 1992-1:6.7.(3)

$F_{rd,u} = A_{c0} * f_{cd} * \sqrt{(A_{c1} / A_{c0})} \leq 3 * A_{c0} * f_{cd}$

$F_{rd,u} = 4317,94$ [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)]

$f_{jd} = \beta_j * F_{rd,u} / (b_{eff} * l_{eff})$

$f_{jd} = 34,15$ [MPa] Résistance de calcul du matériau du joint [6.2.5.(7)]

$A_{c,n} = 5773,50$ [cm²] Aire de compression efficace [6.2.8.2.(1)]

$A_{c,y} = 2475,52$ [cm²] Aire de flexion My [6.2.8.3.(1)]

$A_{c,z} = 1864,21$ [cm²] Aire de flexion Mz [6.2.8.3.(1)]

$F_{c,Rd,i} = A_{c,i} * f_{jd}$

$F_{c,Rd,n} = 19716,43$ [kN] Résistance du béton à la compression [6.2.8.2.(1)]

$F_{c,Rd,y} = 8453,85$ [kN] Résistance du béton à la flexion My [6.2.8.3.(1)]

$F_{c,Rd,z} = 6366,26$ [kN] Résistance du béton à la flexion Mz [6.2.8.3.(1)]

ANNEXE

AILE ET AME DU POTEAU EN COMPRESSION

CL =	3,00	Classe de la section	EN 1993-1-1:[5.5.2]
$W_{el,y} =$	$\frac{19128,2}{5}$	[cm ³] Facteur élastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{c,Rd,y} =$	$5260,27$	[kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_{f,y} =$	789	[mm] Distance entre les centres de gravité des ailes	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fc,Rd,y} = M_{c,Rd,y} / h_{f,y}$			
$F_{c,fc,Rd,y} =$	6666,14	[kN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées	[6.2.6.7.(1)]
$W_{el,z} =$	$\frac{9977,2}{2}$	[cm ³] Facteur élastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{c,Rd,z} =$	2743,7	[kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion	EN1993-1-1:[6.2.5]
$h_{f,z} =$	502	[mm] Distance entre les centres de gravité des ailes	[6.2.6.7.(1)]
$F_{c,fc,Rd,z} = M_{c,Rd,z} / h_{f,z}$			
$F_{c,fc,Rd,z} =$	5468,99	[kN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées	[6.2.6.7.(1)]
RESISTANCE DE LA SEMELLE DANS LA ZONE COMPRIMEE			
$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$			
$N_{j,Rd} =$	19716,43	[kN] Résistance de la semelle à l'effort axial	[6.2.8.2.(1)]
$F_{C,Rd,y} = \min(F_{c,Rd,y}, F_{c,fc,Rd,y})$			
$F_{C,Rd,y} =$	6666,14	[kN] Résistance de la semelle dans la zone comprimée	[6.2.8.3]
$F_{C,Rd,z} = \min(F_{c,Rd,z}, F_{c,fc,Rd,z})$			
$F_{C,Rd,z} =$	5468,99	[kN] Résistance de la semelle dans la zone comprimée	[6.2.8.3]
1.8.2 Contrôle de la résistance de l'assemblage			
$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24)	$0,27 < 1,00$	vérifié	(0,27)
$e_y =$	41	[mm] Excentricité de l'effort axial	[6.2.8.3]
$z_{c,y} =$	395	[mm] Bras de levier $F_{C,Rd,y}$	[6.2.8.1.(2)]
$z_{t,y} =$	525	[mm] Bras de levier $F_{T,Rd,y}$	[6.2.8.1.(3)]
$M_{j,Rd,y} =$	499,26	[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)	$0,43 < 1,00$	vérifié	(0,43)
$e_z =$	0	[mm] Excentricité de l'effort axial	[6.2.8.3]
$z_{c,z} =$	251	[mm] Bras de levier $F_{C,Rd,z}$	[6.2.8.1.(2)]

ANNEXE

$e_z =$	0 [mm]	Excentricité de l'effort axial	[6.2.8.3]
$z_{t,z} =$	200 [mm]	Bras de levier $F_{T,Rd,z}$	[6.2.8.1.(3)]
$M_{j,Rd,z} =$	2,36 [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)	0,48 < 1,00	vérifié	(0,48)
$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} + M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$	0,91 < 1,00	vérifié	(0,91)

1.8.3 Cisaillement

PRESSION DU BOULON D'ANCRAGE SUR LA PLAQUE D'ASSISE

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$

$\alpha_{d,y} = \frac{5,5}{6}$ Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement [Tableau 3.4]

$\alpha_{b,y} = \frac{1,0}{0}$ Coef. pour les calculs de la résistance $F_{1,vb,Rd}$ [Tableau 3.4]

$k_{1,y} = \frac{2,5}{0}$ Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement [Tableau 3.4]

$$F_{1,vb,Rd,y} = k_{1,y} \cdot \alpha_{b,y} \cdot f_{up} \cdot d \cdot t_p / \gamma_{M2}$$

$F_{1,vb,Rd,y} = 388,8$ [kN] Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise [6.2.2.(7)]

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$\alpha_{d,z} = \frac{4,1}{7}$ Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement [Tableau 3.4]

$\alpha_{b,z} = \frac{1,0}{0}$ Coef. pour les calculs de la résistance $F_{1,vb,Rd}$ [Tableau 3.4]

$k_{1,z} = \frac{2,5}{0}$ Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement [Tableau 3.4]

$$F_{1,vb,Rd,z} = k_{1,z} \cdot \alpha_{b,z} \cdot f_{up} \cdot d \cdot t_p / \gamma_{M2}$$

$F_{1,vb,Rd,z} = 388,8$ [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)]

$A_{vb} = 2,01$ [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)]

$$F_{2,vb,Rd} = \alpha_b \cdot f_{ub} \cdot A_{vb} / \gamma_{M2}$$

ANNEXE

$F_{2,vb,Rd} = 47,8$ [kN Résistance du boulon au cisaillement - sans bras de levier] [6.2.2.(7)]

RUPTURE DU BETON PAR EFFET DE LEVIER

$N_{Rk,c} = 94,04$ [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]

$$F_{v,Rd,cp} = k_3 \cdot N_{Rk,c} / \gamma_{Mc}$$

$F_{v,Rd,cp} = 87,07$ [kN] Résistance du béton à l'effet de levier CEB [9.3.1]

ECRASEMENT DU BORD DU BETON

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$

$V_{Rk,c,y} = 452,14$ [kN] Résistance caractéristique du boulon d'ancrage CEB [9.3.4.(a)]

$\psi_{A,V,y} = 0,50$ 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)]

$\psi_{s,V,y} = 0,85$ 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]

$$F_{v,Rd,c,y} = V_{Rk,c,y} \cdot \psi_{A,V,y} \cdot \psi_{h,V,y} \cdot \psi_{s,V,y} \cdot \psi_{ec,V,y} \cdot \psi_{\alpha,V,y} \cdot \psi_{ucr,V,y} / \gamma_{Mc}$$

$F_{v,Rd,c,y} = 88,96$ [kN] Résistance du béton pour l'écrasement du bord CEB [9.3.1]

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$V_{Rk,c,z} = 293,67$ [kN] Résistance caractéristique du boulon d'ancrage CEB [9.3.4.(a)]

$\psi_{A,V,z} = 0,89$ Coef. dépendant de l'entraxe et de la pince des boulons d'ancrage CEB [9.3.4]

$\psi_{h,V,z} = 1,00$ Coef. dépendant de l'épaisseur de la fondation CEB

ANNEXE

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$V_{Rk,c,z}$	293, [kN]	Résistance caractéristique du boulon d'ancrage	CEB
γ_{Mc}	1,67		[9.3.4.(a)]
$\psi_{s,V,z}$	0,97	Coef. d'influence des bords parallèles à l'effort de cisaillement	CEB [9.3.4.(c)]
$\psi_{ec,V,z}$	1,00	Coef. d'irrégularité de la répartition de l'effort tranchant sur le boulon d'ancrage	CEB [9.3.4.(d)]
$\psi_{\alpha,V,z}$	1,00	Coef. dépendant de l'angle d'action de l'effort tranchant	CEB [9.3.4.(e)]
$\psi_{ucr,V,z}$	1,00	Coef. dépendant du mode de ferrailage du bord de la fondation	CEB [9.3.4.(f)]
γ_{Mc}	2,16	Coefficient de sécurité partiel	CEB [3.2.3.1]

$$F_{v,Rd,c,z} = V_{Rk,c,z} \cdot \psi_{A,V,z} \cdot \psi_{h,V,z} \cdot \psi_{s,V,z} \cdot \psi_{ec,V,z} \cdot \psi_{\alpha,V,z} \cdot \psi_{ucr,V,z} / \gamma_{Mc}$$

$$F_{v,Rd,c,z} = 116,82 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du béton pour l'écrasement du bord} \quad \text{CEB [9.3.1]}$$

GLISSEMENT DE LA SEMELLE

$C_{f,d}$	0,30	Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton	[6.2.2.(6)]
$N_{c,Ed}$	5236,95 [kN]	Effort de compression	[6.2.2.(6)]
$F_{f,Rd}$	$C_{f,d} \cdot N_{c,Ed}$		
$F_{f,Rd}$	1571,08 [kN]	Résistance au glissement	[6.2.2.(6)]

CONTACT DE LA CALE D'ARRET AVEC BETON

$F_{v,Rd,wg,y}$	$1.4 \cdot l_w \cdot b_{wy} \cdot f_{ck} / \gamma_c$	
$F_{v,Rd,wg,y}$	560,00 [kN]	Résistance au contact de la cale d'arrêt avec béton
$F_{v,Rd,wg,z}$	$1.4 \cdot l_w \cdot b_{wz} \cdot f_{ck} / \gamma_c$	
$F_{v,Rd,wg,z}$	308,00 [kN]	Résistance au contact de la cale d'arrêt avec béton

CONTROLE DU CISAILLEMENT

$V_{j,Rd,y}$	$n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,y}) + F_{v,Rd,wg,y} + F_{f,Rd}$	
$V_{j,Rd,y}$	2514,04 [kN]	Résistance de l'assemblage au cisaillement
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0$	0,00 < 1,00	vérifié (0,00)
$V_{j,Rd,z}$	$n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}, F_{v,Rd,cp}, F_{v,Rd,c,z}) + F_{v,Rd,wg,z} + F_{f,Rd}$	
$V_{j,Rd,z}$	2262,04 [kN]	Résistance de l'assemblage au cisaillement
$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	0,11 < 1,00	vérifié (0,11)
$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	0,11 < 1,00	vérifié (0,11)

1.8.4 Contrôle des raidisseurs

Raidisseur parallèle à l'âme (sur le prolongement de l'âme du poteau)

M_1	256,16	[kN* m]	Moment fléchissant du raidisseur	
Q_1	1264,99	[kN]	Effort tranchant du raidisseur	
Z_s	350	[mm]	Position de l'axe neutre (à partir de la base de la plaque)	
I_s	1051138,64	[cm ⁴]	Moment d'inertie du raidisseur	
σ_d	7,81	[MPa]	Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
σ_g	21,43	[MPa]	Contrainte normale dans les fibres supérieures	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
τ	35,14	[MPa]	Contrainte tangentielle dans le raidisseur	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
σ_z	61,36	[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)

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

M_1	191,31	[kN* m]	Moment fléchissant du raidisseur	
Q_1	1093,20	[kN]	Effort tranchant du raidisseur	
Z_s	393	[mm]	Position de l'axe neutre (à partir de la base de la plaque)	
I_s	955864,90	[cm ⁴]	Moment d'inertie du raidisseur	
σ_d	7,27	[MPa]	Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
σ_g	16,74	[MPa]	Contrainte normale dans les fibres supérieures	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
τ	30,37	[MPa]	Contrainte tangentielle dans le raidisseur	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
σ_z	53,10	[MPa]	Contrainte équivalente au contact du raidisseur	EN 1993-1-

ANNEXE

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$M_1 = 191,31$ [kN* m] Moment fléchissant du raidisseur
 et de la dalle 1:[6.2.1.(5)]

$$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp}/\gamma_{M0}) \leq 1.0 \quad (6.1) \quad 0,19 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,19)$$

1.8.5 Soudures entre le poteau et la plaque d'assise

$\sigma_{\perp} = 38,62$ [MPa] Contrainte normale dans la soudure [4.5.3.(7)]
 $\tau_{\perp} = 38,62$ [MPa] Contrainte tangentielle perpendiculaire [4.5.3.(7)]
 $\tau_{yII} = 0,01$ [MPa] Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,y}$ [4.5.3.(7)]
 $\tau_{zII} = 7,15$ [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)]

$$\sigma_{\perp} / (0.9 * f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0 \quad (4.1) \quad 0,13 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,13)$$

$$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0 \quad (4.1) \quad 0,20 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,20)$$

$$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{zII}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0 \quad (4.1) \quad 0,20 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,20)$$

1.8.6 Soudures verticales des raidisseurs

Raidisseur parallèle à l'âme (sur le prolongement de l'âme du poteau)

$\sigma_{\perp} = 31,45$ [MPa] Contrainte normale dans la soudure [4.5.3.(7)]
 $\tau_{\perp} = 31,45$ [MPa] Contrainte tangentielle perpendiculaire [4.5.3.(7)]
 $\tau_{II} = 43,92$ [MPa] Contrainte tangentielle parallèle [4.5.3.(7)]
 $\sigma_z = 98,71$ [MPa] Contrainte totale équivalente [4.5.3.(7)]
 $\beta_W = 0,85$ Coefficient dépendant de la résistance [4.5.3.(7)]

$$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0 \quad (4.1) \quad 0,26 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,26)$$

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$\sigma_{\perp} = 23,49$ [MPa] Contrainte normale dans la soudure [4.5.3.(7)]
 $\tau_{\perp} = 23,49$ [MPa] Contrainte tangentielle perpendiculaire [4.5.3.(7)]
 $\tau_{II} = 37,96$ [MPa] Contrainte tangentielle parallèle [4.5.3.(7)]
 $\sigma_z = 80,80$ [MPa] Contrainte totale équivalente [4.5.3.(7)]
 $\beta_W = 0,85$ Coefficient dépendant de la résistance [4.5.3.(7)]

$$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0 \quad (4.1) \quad 0,21 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,21)$$

1.8.7 Soudures horizontales des raidisseurs

ANNEXE

Raidisseur parallèle à l'âme (sur le prolongement de l'âme du poteau)

$\sigma_{\perp} =$	92,02	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	92,02	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} =$	50,47	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	203,76	[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)				0,53 < 1,00 vérifié (0,53)

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$\sigma_{\perp} =$	92,02	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	92,02	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} =$	47,73	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	201,76	[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)				0,53 < 1,00 vérifié (0,53)

1.8.8 Rigidité de l'assemblage

Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$

$b_{eff} =$	184	[mm]	Largeur efficace de la semelle de tronçon T	[6.2.5.(3)]
$l_{eff} =$	457	[mm]	Longueur efficace de la semelle de tronçon en T	[6.2.5.(3)]
$k_{13,y} = E_c * \sqrt{(b_{eff} * l_{eff}) / (1.275 * E)}$				
$k_{13,y} =$	37	[mm]	Coef. de rigidité du béton comprimé	[Tableau 6.11]
$l_{eff} =$	1061	[mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m =$	171	[mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$k_{15,y} = 0.850 * l_{eff} * t_p^3 / (m^3)$				
$k_{15,y} =$	5	[mm]	Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction	[Tableau 6.11]
$L_b =$	176	[mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	[Tableau 6.11]
$k_{16,y} = 1.6 * A_b / L_b$				
$k_{16,y} =$	1	[mm]	Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction	[Tableau 6.11]
$\lambda_{0,y} =$	0,16		Elancement du poteau	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,y} =$	2410482,33	[kN*m]	Rigidité en rotation initiale	[Tableau 6.12]
$S_{j,rig,y} =$	3324500,74	[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 $M_{j,Ed,z}$

$$k_{13,z} = E_c * \sqrt{(A_{c,z}) / (1.275 * E)}$$

ANNEXE

$k_{13,z} = 55$ [mm]	Coef. de rigidité du béton comprimé	[Tableau 6.11]
$l_{eff} = 835$ [mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m = 154$ [mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$k_{15,z} = 0.850 \cdot l_{eff} \cdot t_p^3 / (m^3)$		
$k_{15,z} = 5$ [mm]	Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction	[Tableau 6.11]
$L_b = 176$ [mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	[Tableau 6.11]
$k_{16,z} = 1.6 \cdot A_b / L_b$		
$k_{16,z} = 1$ [mm]	Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction	[Tableau 6.11]
$\lambda_{0,z} = 0,69$	Elancement du poteau	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,z} = 1448961,81$ [kN*m]	Rigidité en rotation initiale	[6.3.1.(4)]
$S_{j,rig,z} = 188055,00$ [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)]

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,91