

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université Saad Dahlab Blida 1



Faculté De Technologie

Département de Génie Civil



MEMOIRE DE PROJET DE FIN D'ETUDE

Pour l'obtention du diplôme master en Génie Civil

Option : Construction métalliques et mixtes

THÈME

Etude d'un hôtel (R+6+1 sous-sol) en charpente métallique

Etudié et réaliser par :

- M^r CHIHOUB Abdelkader
- M^r KAOUI Brahim

Devant le jury composé de :

Dr. SI AHMED

U. Saad Dahleb-Blida

Président

Mme. BOULEGHBAR

U. Saad Dahleb-Blida

Examinatrice

Mme. W.BADIS

U. Saad Dahleb-Blida

Promotrice

**Promotion
2022/2023**

Remerciements

Avant tous, nous remercions ALLAH le tout puissant pour nous donné la force, le courage et la patience pour terminer ce modeste travail.

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

Notre promotrice **Mme W. BADIS** Pour ses précieuses orientations, sa disponibilité et ses judicieux conseils a contribué et assuré la direction de ce travail

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

Nos vifs remerciements pour l'ensemble des enseignants du département de génie civil qui ont contribué à notre formation en génie civil.

Un grand merci à Mr NEDJMAOUI Nourelislam et toute l'équipe de **CTC** et spécialement à MR TOUMI Nour-Eldinne et Mr Mokhtar concernant la base de données, ils ont grandement facilité notre travail.

Nous voudrions exprimer notre gratitude envers nos amis et collègues qui ont apporté leur support moral et intellectuel tout au long notre cursus universitaire.

Tous ceux qui ont participé de près ou de loin à la réussite de ce modeste travail.

Dédicace

Pour chaque début il y a une fin, et ce qu'est beau dans toute fin c'est la Réussite et l'atteinte du but.

À l'idole de ma vie, mon cher **père**, tu as toujours été pour moi un exemple du père respectueux, méticuleux et honnête, je tiens à honorer l'homme que tu es.

Grace à toi papa j'ai appris le sens du travail et de responsabilité. Je voudrais te remercier pour ton amour, ta générosité, ta source de joie et de bonheur... ton soutien fut une lumière dans tout mon parcours. Aucune dédicace ne saurait exprimer l'amour l'estime et le respect que j'ai toujours eu pour toi

À la lumière de mes jours, la source de mes efforts, la flamme de mon cœur, ma vie et mon bonheur ; **maman** qui m'a entouré d'amour, d'affection et qui fait tout pour a réussite, que dieu te guérisse et te garde pour nous.

À ma sœur, j'en aurais long et beaucoup a dire, mais ce que je ressens le besoin de faire, c'est de te dire **merci** pour pleines de choses, mais pour une en particulier, celle d'avoir toujours cru en moi.

Fouad, mon petit adoré, qui je voudrais être un bon exemple.

à l'âme de ma grand-mère aicha

Aux personnes qui m'ont toujours aidé et encouragé, qui étaient toujours à mes côtés et qui m'ont accompagné durant mon chemin d'études supérieures, mes amis, collègues d'étude particulièrement à Hakim, Farida, Achor, Maria, Chaima et Bendoumia

ABDELKADER

Dédicaces

Je tiens à dédier ce modeste travail d'abord

Mes très chers parents qui ont sacrifié pour moi !

A ma très chère maman qui m'a soutenu et encouragé durant ces années d'études. Qu'elle trouve ici le témoignage de ma profonde reconnaissance. Je t'aime beaucoup maman.

À mon très cher père, son grand soutien et permanent encouragement pour donner le meilleur de moi-même, et qui m'a fourni les moyens d'être ce que je suis aujourd'hui ! Que dieu les protège et les garde pour moi.

Aux personnes dont j'ai bien aimé la présence dans ce jour, à ma petite famille, mes frères et sans oublier mes sœurs, à toute la famille

KAOUI et GHANEM.

À tous mes amis qui m'ont toujours encouragé, et à qui je souhaite plus de succès, à mon binôme Abdelkader et je souhaite à sa maman un bon établissement.

Mes frères Krimo, Mounir, Aymen, Youssef, Mohamed, Ismail
et Amira

Et tous mes amis et mes collègues de prés et de loin sans
exceptions

BRAHIM

ملخص

في إطار التحضير لمناقشة مذكرة التخرج، قمنا بدراسة بناية ذات بنية حديدية مكونة من طابق ارضي + 6 طوابق + طابق تحت الارض.

يتمركز هذا المشروع في ولاية تيبازة المصنفة ضمن المناطق الزلزالية رقم III وفقا للقواعد الجزائرية المضادة للزلازل. تمت دراسة الهيكل على عدة مراحل :

أولاً وصف الهيكل ثم الأبعاد المسبقة وكذلك خواص المواد المستعملة وقياس الابعاد واختيار مختلف العناصر المشكلة للبنية وفقا للمعايير المعمول بها في الجزائر (CCM97, EC3, BAEL91, RPA 99V2009)

ثم دراسة تأثيرات الثلج والرياح وفقاً لـ (RNV99)، ثم الدراسة الزلزالية والديناميكية وفقاً لـ (RPA99) باستخدام برنامج ETABS، بالإضافة لدراسة أنماط الربط بين مختلف العناصر الإنشائية باستعمال برنامج ROBOT STRUCTURA و IDEA STATICA و اخيرا دراسة البنية التحتية.

Abstract

In preparation for discussing the graduation thesis, we studied a building with an iron structure consisting of a ground floor + 6 floors + an underground floor.

This project is located in the state of Tipaza, which is classified within seismic zone No. According to the Algerian anti-seismic rules.

The structure was studied in several stages:

First, describe the structure, then the pre-dimensions, as well as the properties of the materials used, measure the dimensions, and choose the various elements that make up the building in accordance with the standards in force in Algeria (CCM97, EC3, BAEL91, RPA 99V2009).

Then study the effects of snow and wind according to (RNV99), then the seismic and dynamic study according to (RPA99) using the ETABS program, in addition to studying the connection patterns between the various structural elements using the ROBOT STRUCTURA and IDEA STATICA programs, and finally the infrastructure study.

Résumé

En préparation à la discussion de fin d'études, nous avons étudié un bâtiment à structure en fer composé d'un rez-de-chaussée + 6 sous-sols + un sous-sol.

Ce projet est situé dans l'Etat de Tipaza, classé en zone sismique n° selon la réglementation antisismique algérienne.

La structure a été étudiée en plusieurs étapes :

Décrire d'abord la structure, puis les pré-dimensions, ainsi que les propriétés des matériaux utilisés, mesurer les dimensions, et choisir les différents éléments qui composent le bâtiment selon les normes en vigueur en Algérie (CCM97, EC3, BAEL91, RPA 99V2009).

Ensuite étudier les effets de la neige et du vent selon (RNV99), puis l'étude sismique et dynamique selon (RPA99) en utilisant Il s'agit d'un projet d'ETABS pour la construction de ROBOT STRUCTURA et IDEA STATICA. Une étude des infrastructures.

Sommaire

Remerciements

Dédicaces

Résumé

Sommaire

List des tableaux

List des figures

Liste des symboles

Plans

Introduction générale

CHAPITRE I : Généralité

I.1.INTRODUCTION :	1
I.2. Présentation de l'ouvrage :	1
I.2.1. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :	1
I.2.2. Elément de l'ouvrage :	2
I.3. Caractéristiques mécaniques des matériaux :	5
I.3.1. Acier :	5
I.3.2. Béton :	6

CHAPITRE II : Pré-dimensionnement

II.1.INTRODUCTION :	7
II.2.Pré-dimensionnement des planchers :	7
II.3.Evaluation des charges et surcharges :	7
II.4.Etude de la solive :	9
II.5.Etude des poutres :	18
II.6.Etude des poteaux :	26

CHAPITRE III : Etude Climatique

III.1.Effet de la neige :	31
III.2.Effet de la variation de la température :	31
III.3.Effet du vent :	32
III.4.Conclusion :	46

CHAPITRE IV : Etude des éléments secondaires

IV.1.Introduction :	47
IV.2.Etude des escaliers :	47
IV.4.L'acrotère :	52

Sommaire

CHAPITRE V : Etude dynamique

V.1.Introduction :	56
V.2.Objectif de l'étude sismique :	56
V.3.Classification selon RPA99v2003 :	56
V.4.La méthode de calcul :	56
V.5.Procédure de calculs :	62

CHAPITRE VI : Vérification des éléments

VI.1.Introduction :	74
VI.2.Vérification des poteaux :	74
VI.3.Vérification des poutres :	81
VI.4.Vérification des palées de stabilité :	85

CHAPITRE VII : Les Assemblages

VII.3.Vérifications des assemblages :	88
VII.1.Introduction :	87
VII.2.Les différents modes d'assemblages :	87

CHAPITRE VIII : Etude de l'infrastructure

VIII.1.Voile périphérique :	99
VIII.1.1. Introduction :	99
VIII.2.Poteaux mixtes :	104
VIII.2.1.Introduction :	104
VIII.2.2.Méthode des calculs des poteaux mixtes :	104
VIII.2.4.Vérification de la résistance du poteau :	109
VIII.3.Etude des fondations :	111
VIII.3.1.Introduction :	111

Conclusion générale

Liste des références

Annexe

Liste des Tableaux

CHAPITRE I :

Tableau I.1 : Caractéristiques des nuances d'acier.....	5
---	---

CHAPITRE II :

Tableau II.1: Charge permanente et d'exploitation du plancher terrasse.	8
Tableau II.2 : Charge permanente et d'exploitation d'un plancher étage courant.	8
Tableau II.3 : Charge permanente et d'exploitation d'un plancher étage RDC.	9
Tableau II.4 : Charge Caractéristique de la tôle.	9
Tableau II.5 : Vérification du profilé en phase de construction pour l'étage courant.	14
Tableau II.6 : Vérification du profilé en phase finale pour l'étage courant.	15
Tableau II.7 : Vérification du profilé en phase de construction pour l'étage RDC.....	16
Tableau II.8 : Vérification du profilé en phase finale pour l'étage courant.	16
Tableau II.9 : Caractéristique du profilé IPE 240	18
Tableau II.10 : Vérification du profilé en phase de construction pour l'étage courant.	23
Tableau II.11 : Vérification du profilé en phase finale pour l'étage courant.	24
Tableau II.12 : Vérification du profilé en phase de construction pour l'étage RDC.....	25
Tableau II.13 : Vérification du profilé en phase finale pour l'étage RDC.....	26
Tableau II.14 : Vérification du profilé en phase finale pour l'étage RDC.....	26
Tableau II.15 : Les charges d'exploitation.....	27
Tableau II.16 : Choix des sections des profilés.....	28
Tableau II.17 : Choix final des sections des profilés.	30

CHAPITRE III :

Tableau III. 1: Coefficient de rugosité.....	33
Tableau III. 2: Coefficient topographique.....	34
Tableau III. 3: Coefficient Intensité de turbulence.....	34
Tableau III. 4: Coefficient d'exposition.....	34
Tableau III. 5: Tableau Récapitulatif	34
Tableau III. 6: Valeurs des pressions Cpe pour les différentes zones de la paroi verticale.....	36
Tableau III.7: Récapitulatif(V1).....	37
Tableau III.8: Coefficient de rugosité.....	37
Tableau III. 9: Coefficient topographique.....	38
Tableau III.10: Coefficient Intensité de turbulence.....	38
Tableau III.11: Coefficient d'exposition.....	38
Tableau III.12: Tableau Récapitulatif.....	39
Tableau III.13: Valeurs des pressions Cpe pour les différentes zones de la paroi verticale (V2).....	40

Liste des Tableaux

Tableau III.14: Récapitulatif pour les valeurs de Cd dans les deux directions.	45
Tableau III. 15: Force d'application d'ensemble direction V1.....	45
Tableau III.16 Force d'application d'ensemble direction V2.....	46

CHAPITRE IV :

Tableau IV.1 : Caractéristiques du profilé L40×40×5	51
Tableau IV.2 : Calcule des sollicitations.....	54
Tableau IV.3 : Calcule de ferrailage	54

CHAPITRE V :

Tableau V.1 : Valeurs du facteur de qualité.....	61
Tableau V.2 : Caractéristique de la force sismique.....	61
Tableau V.3 : Participation massique du modèle initial.....	62
Tableau V.4: Participation massique du 2 ^{émé} modèle.....	65
Tableau V.5: Vérifications des déplacements inter étage pour le 2 ^{émé} modèle.	67
Tableau V.6: Vérification des portiques sous l'effort tranchant pour chaque étage.	68
Tableau V.7 : Participation massique du modèle final.....	70
Tableau V.8: Vérifications des déplacements inter étage pour le modèle final.	72
Tableau V.9: Vérification de l'effet P-Δ.	73

CHAPITRE VI :

Tableau VI.1 : caractéristique de profilé HEA300.....	75
Tableau VI.2 : Efforts internes des poteaux sous Nmax pour chaque niveau	77
Tableau VI.3 : Vérification au flambement par flexion pour Nmax	78
Tableau VI.4 : Efforts internes des poteaux sous Msd, ymax pour chaque niveau.	79
Tableau VI.5 : Vérification au flambement par flexion pour Msd, ymax	79
Tableau VI.6 : Efforts internes des poteaux sous Msd, zmax pour chaque niveau.....	80
Tableau VI.7 : Vérification au flambement par flexion pour Msd, zmax	80
Tableau VI.8 : Vérification du déversement (Poteaux).....	81

CHAPITRE VII :

Tableau VII.1 : Caractéristiques mécaniques des boulons selon leur classe d'acier.....	87
--	----

CHAPITRE VIII :

Tableau VIII. 1: Calcul des moments en travée et sur appuis	101
Tableau VIII. 2: Ferrailage du voile périphérique	102

Liste des Tableaux

Tableau VIII. 3: Calcul des moments en travée et sur appuis	103
Tableau VIII.4 : Vérification des contraintes à l'ELS	103
Tableau VIII.5 : Caractéristiques des matériaux	106
Tableau VIII.6 : Caractéristique de profilé	106
Tableau VIII.7 : Caractéristiques de section d'armateurs	107
Tableau VIII.8 : Caractéristiques de section de béton.	108
Tableau VIII.9 : Décence des charges dans les poteaux du sous-sol	111
Tableau VIII.10 : section des semelles filante.	113
Tableau VIII. 11: Vérification de la contrainte à ELS	117
Tableau VIII. 12: Ferrailage pour les semelles	118
Tableau VIII. 13: Calcul des charges	118
Tableau VIII. 14: Dimensionnement des armatures	120

Liste des Figures

CHAPITRE I :

Figure I.1 : vue en plan du bâtiment (étage courant)	2
Figure I.2 : vue en plan de bâtiment (RDC)	2
Figure I.3 : Vue en élévation du bâtiment	2
Figure I.4 : composition du plancher collaborant.....	3
Figure I.5 : Goujon soudé.....	4
Figure I.6 : Escalier en charpente métallique.	4

CHAPITRE II :

Figure II.1 : La solive la plus sollicitée.	10
Figure II.2 : Largeur effective de la dalle.....	13

CHAPITRE III :

Figure III. 1: Hauteur de référence Z_e et profil correspondant de la pression dynamique.	33
Figure III. 2: Légende pour la paroi verticale.	35
Figure III. 3: Légende pour la paroi verticale	36
Figure III.4: Légende pour la paroi verticale	39

CHAPITRE IV :

Figure IV. 1: Schéma représentatif d'un escalier.	47
Figure IV.2: Schème représentant les dimensions de l'escalier	48
Figure IV.3: Les constituants d'une marche.	48
Figure IV.4 : Vue en plan de l'escalier	49
Figure IV.5 : Dimension de l'acrotère.	52
Figure IV. 6: Schéma statique de l'acrotère	53
Figure IV.7: Schéma de ferrailage de l'acrotère	55

CHAPITRE V :

Figure V.1 : Spectre de réponse	58
Figure V.3 : Modèle initial « Vue en 3D ».....	62
Figure V.4 : La déformée pour les modes du modèle initial.	63
Figure V.5 : Disposition des contreventements pour le 2 ^{émé} modèle.	64
Figure V.6 : 2 ^{émé} modèle « Vue en 3D »	64
Figure V.7: La déformée pour les modes du 2 ^{émé} modèle.	65
Figure V.8 : Disposition des contreventements pour le modèle final.	69
Figure V.9 : Modèle final « Vue en 3D ».....	69

Liste des Figures

Figure V.10: La déformée pour les modes du modèle final. 70

CHAPITRE VII :

Figure VII.1 : Schéma de l'assemblage poutre – solive. 88

Figure VII.2 : Disposition constructif de l'assemblage poutre – solive. 89

Figure VII.3 : Assemblage poutre platine. 91

Figure VII.4 : Disposition constructive de l'assemblage Poteau – Poutre 93

Figure VII.5 : Vue « 3D » de l'assemblage Poteau – Poutre 94

Figure VII.6 : vue d'assemblage poutre HEA300- tube 320×320×17.5 95

Figure VII.7: Disposition constructive de l'assemblage dans la platine 95

Figure VII.8: Disposition constructive de l'assemblage au niveau de gousset 96

Figure VII.9 : Vue en 3D de l'assemblage pied de poteau. 97

Figure VII.10: Vue en plan de l'assemblage pied de poteau. 97

Figure VII.11 : Vue « 3D » de l'assemblage continuité de poteau 98

Figure VII.12 : Disposition constructive de l'assemblage continuité de poteau. 98

CHAPITRE VIII :

Figure VIII.1: voile périphérique 99

Figure VIII.2 : Ferrailage du voile périphérique. 99

Figure VIII. 3: Poteau partiellement ou totalement enrobé 105

Figure VIII.4 : Dimensions du poteau enrobe 108

Figure VIII.6 : Schéma des semelles filantes 113

Figure VIII.7 : Schéma de ferrailage Semelle et libage.

..... 121

Liste des symboles

A :	Coefficient d'accélération de zone.
A_s :	Aire d'une section d'acier.
φ :	Angle de frottement.
Q :	Charge d'exploitation.
γ_s :	Coefficient de sécurité dans l'acier.
γ_b :	Coefficient de sécurité dans le béton.
σ_s :	Contrainte de traction de l'acier.
σ_{bc} :	Contrainte de compression du béton.
$\bar{\sigma}_s$:	Contrainte de traction admissible de l'acier.
$\bar{\sigma}_{bc}$:	Contrainte de compression admissible du béton.
τ_u :	Contrainte ultime de cisaillement.
τ :	Contrainte tangentielle.
β :	Coefficient de pondération.
σ_{sol} :	Contrainte du sol.
σ_m :	Contrainte moyenne.
G :	Charge permanente.
ξ :	Déformation relative.
V_0 :	Effort tranchant a la base.
$E.L.U$:	Etat limite ultime.
$E.L.S$:	Etat limite service
N_u :	Effort normal pondéré aux états limites ultime.
T_u :	Effort tranchant ultime.
T :	Période.
S_t :	Espacement.
λ :	Elancement.
F :	Force concentrée.
f :	Flèche.

f_{adm} :	Flèche admissible.
L :	Longueur ou portée.
L_f :	Longueur de flambement.
F_e :	Limite d'élasticité de l'acier.
M_u :	Moment à l'état limite ultime.
M_{ser} :	Moment à l'état limite de service.
M_t :	Moment en travée.
M_a :	Moment sur appuis.
M_0 :	Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres, Moment a la base.
I :	Moment d'inertie.
M :	Moment, Masse.
E_{ij} :	Module d'élasticité instantané.
E_{vj} :	Module d'élasticité différé.
E_s :	Module d'élasticité de l'acier.
f_{c28} :	Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'age.
f_{t28} :	Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'age.
F_{cj} :	Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'age.
K :	Coefficient de raideur de sol.
δ_{ek} :	Déplacement dû aux forces sismiques (y compris l'effet de torsion).
E :	Module d'élasticité longitudinale de l'acier ($E = 210\ 000$ MPa).
G :	Module d'élasticité transversale de l'acier ($G = 84\ 000$ MPa).
F_p :	Effort de précontrainte dans les boulons.
M :	Moment sollicitant, en générale.
M_{cr} :	Moment critique élastique de déversement.
M_{el} :	Moment élastique.
M_{pl} :	Moment plastique.
M_R :	Moment résistant.
N_{pl}	Effort normal de plastification.
f_u :	Contrainte de rupture d'une pièce.
f_{ub} :	Contrainte de rupture d'un boulon.
f_y :	Limite d'élasticité d'une pièce.
K :	Coefficient d'encastrement ou de rigidité poteau/ poutre.
k_s :	Coefficient de dimension des trous de perçage pour boulon.

k_y	Coefficient de flambement –flexion.
m	Nombre de plans de cisaillement ou de frottement.
n	Nombre de boulons.
β_M	Facteur de moment uniforme équivalent (flambement).
β_w	Facteur de corrélation (soudure).
ε	Coefficient de réduction élastique de l'acier.
η	Facteur de distribution de rigidité (flambement).
λ	Elancement.
λ_k	Elancement eulérien.
λ	Elancement réduit.
λ_{LT}	Elancement de déversement.
μ	Coefficient de frottement.
χ	Coefficient de réduction de flambement.
χ_{LT}	Coefficient de réduction de déversement.
A_{net}	Section nette d'une pièce.
A_s	Section résistant de la tige d'un boulon en fond de filet.
I_t	Moment d'inertie de torsion.
I_y	Moment d'inertie de flexion maximale.
I_z	Moment d'inertie de flexion minimale.
W_{eff}	Module de résistance efficace.
W_{el}	Module de résistance élastique.
W_{pl}	Module de résistance plastique.
b	Largeur d'une semelle de poutre.
D	Diamètre nominale des tiges des boulons
d_0	Diamètre de perçage des trous de boulonnage.
i	Rayon de giration d'une section.
l	Largeur d'une poutre.
t	Epaisseur d'une pièce ou d'une tôle.
t_f	Epaisseur d'une semelle de poutre.
t_w	Epaisseur d'une âme de poutre.
v_s	Distance de la fibre extrême supérieur à l'axe neutre d'une section.
v_i	Distance de la fibre extrême inférieur à l'axe neutre d'une section.
α	Angle en général.

γ_{Mb}	Résistance des boulons au cisaillement.
γ_{Mb}	Résistance des boulons au à la traction.
F_v	Résistance des boulons au cisaillement par plan de cisaillement.
F_B	Résistance à la pression diamétrale des pièces assemblées.
F_T	Résistance des boulons en traction.
α	Facteur d'imperfection (flambement).
β_{MLT}	Facteur de moment uniforme équivalent pour le déversement.
F_y	Limite d'élasticité.
$F_{t,rd}$	Résistance à la tension du boulon EN 1993-1-8 tab.

INTRODUCTION GENERALE

Dans les grandes villes où la densité de population est plus élevée, le développement urbain favorise la construction verticale dans le but d'économiser l'espace.

Il existe une variété de méthodes de conception et de réalisation pour n'importe quel projet de construction, selon les besoins et les capacités : construction en béton armé, précontrainte, charpente en bois ou charpente métallique.

La charpente en métal est un secteur très important dans le secteur de la construction en métal, car elle permet de créer des structures en un temps record avec une plus grande sécurité.

L'ingénieur civil est chargé d'assurer la stabilité de ces constructions. Des solutions d'ingénierie appropriées doivent garantir cela. L'ingénieur est chargé de trouver la solution appropriée car il existe de nombreuses solutions. Il s'agit d'un exercice créatif qui utilise l'intuition et l'imagination.

Selon l'importance du projet, la conception d'une structure doit être basée sur des exigences esthétiques et sécuritaires imposées par les règlements, sans oublier l'aspect économique.

Le présent travail s'inscrit dans cette démarche, et consiste à faire une étude et une conception d'un hôtel (RDC et 6 étages avec sous-sol) réalisé en charpente métallique, implanté dans la wilaya de TIPAZA. L'étude technique complète de dimensionnement et de vérification pour notre bâtiment sera menée selon les étapes principales suivantes :

- **1^{er} chapitre** : Présentation complète de l'ouvrage, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- **2^{ème} chapitre** : Le pré dimensionnement des éléments de la structure, telles que les poteaux, poutres et les solives.
- **3^{ème} chapitre** : L'étude des effets climatiques sur la structure, tels que le vent et la neige.
- **4^{ème} chapitre** : L'étude des éléments secondaires tels que les escaliers et l'acrotère
- **5^{ème} chapitre** : L'étude dynamique en zone sismique, qui va être faite en introduisant un spectre de réponse au logiciel **ETABS 2018** pour déterminer les efforts dans les éléments.
- **6^{ème} chapitre** : La vérification des différents éléments de la structure tels que poteaux, poutres, contreventements.
- **7^{ème} chapitre** : La conception et l'étude des assemblages des différents éléments.
- **8^{ème} chapitre** : L'étude de l'infrastructure.

CHAPITRE I

I.1.INTRODUCTION :

L'une de phase la plus déterminante dans un projet de construction est la phase De conception et de modélisation d'une structure, l'ingénieur en génie civil doit élaborer ses études en tenant compte des paramètres suivants :

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

I.2. Présentation de l'ouvrage :

Le présent travail a pour but d'étudier un hôtel composé d'un réez-de chaussé (usage commerce) + 6 étages (a usage d'habitation) plus un sous-sol (a usage parking), Implanté a la wilaya de TIPAZA, classé selon le règlement parasismique algérien (RPA99/V.2003) comme une zone de sismicité élevée (zone III).

Cet ouvrage est classé comme étant un ouvrage courant d'importance moyenne, car sa hauteur ne dépasse pas 48m.

I.2.1. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

- **Dimensions en élévation :**
 - Hauteur totale : 21.42 m
 - Hauteur réez-de chaussé : 3.06 m
 - Hauteur de l'étage courant : 3.06 m
 - Hauteur de sous-sol : 30.6 m
- **Dimensions en plan :**
 - Longueur totale (sens longitudinale) : 20.6 m
 - Largeur totale (sens transversale) : 18.9 m

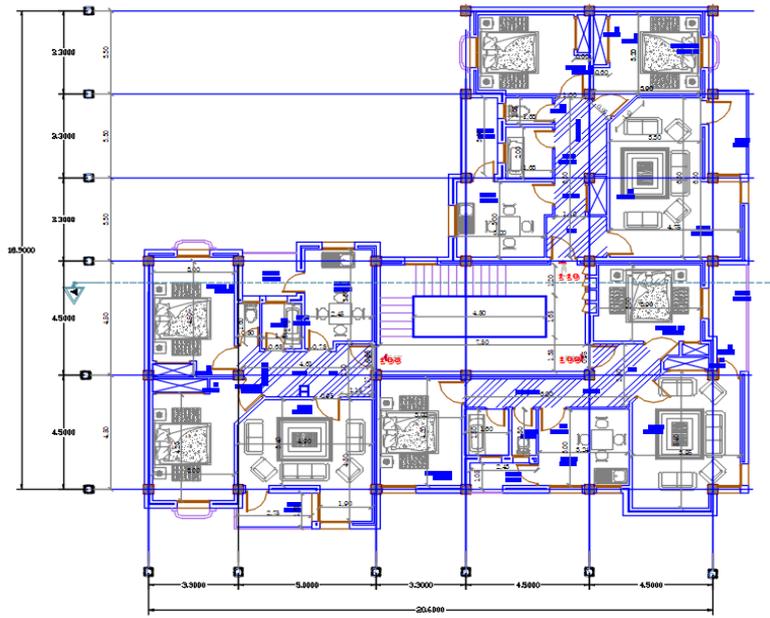


Figure I.1 : vue en plan du bâtiment (étage courant)

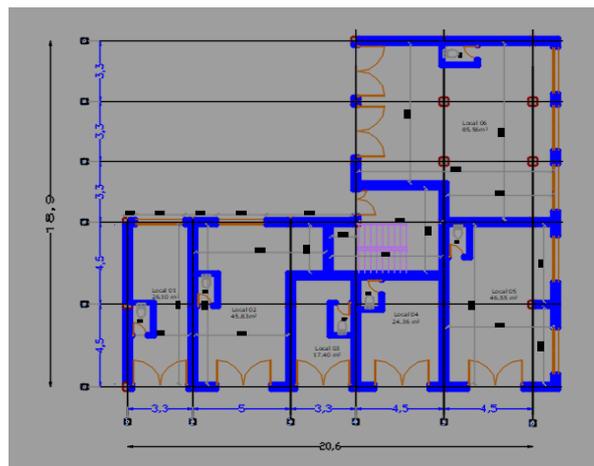


Figure I.2 : vue en plan de bâtiment (RDC)



Figure I.3 : Vue en élévation du bâtiment

I.2.2. Elément de l'ouvrage :

I.2.2.1. Ossature de la structure :

En se référant aux RPA 99 version 2003 qui exige que pour toute structure dépassant une hauteur de 17m en zone III, le type de contreventement sera soit mixte (palées-portiques) ou bien contreventé totalement par des palées triangulées.

I.2.2.2. Les planchers :

Le type de plancher utilisé dans notre structure en charpente est un plancher collaborant :

Les bacs aciers sont type Cofraplus 60.

L'épaisseur totale de la dalle en béton armé est de 15cm.

Les planchers reposent sur un ensemble de solives et des poutres métalliques.

La dalle en béton est reliée aux poutres pour l'intermédiaire des connecteurs (goujons).

Les planchers mixtes à dalle collaborant étant la solution la plus économique et la plus judicieuse techniquement.

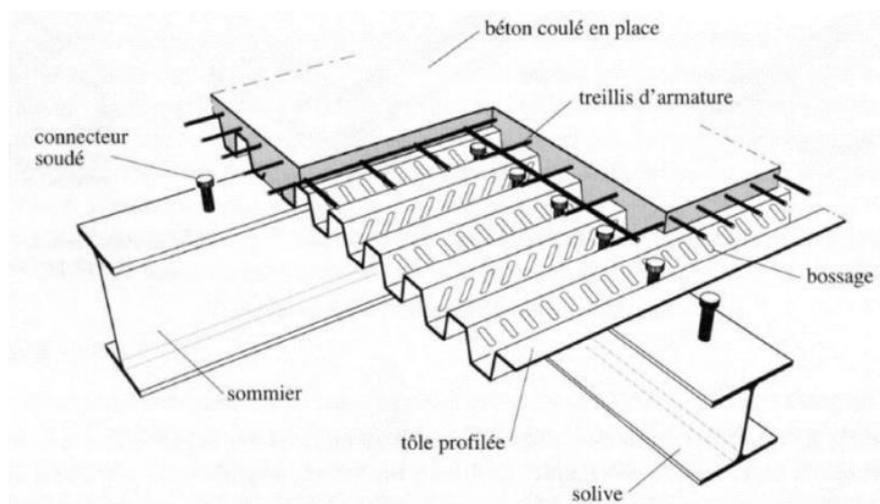


Figure I.4 : composition du plancher collaborant

➤ Bac d'acier :

Le bac d'acier est de type Cofraplus 60, cet élément forme un coffrage pour la dalle en béton, il permet :

- D'assurer un coffrage efficace et supprimant les opérations de décoffrage.
- De constituer une plateforme de travail avant la mise en œuvre du béton.

➤ Les connecteurs :

La liaison acier-béton est réalisée par des connecteurs, ils permettent de développer le comportement mixte entre la poutre en acier et le béton. Deux types des connecteurs principaux sont disponibles, les goujons soudés et les connecteurs cloués.

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



Figure I.5 : Goujon soudé.

I.2.2.3. Les escaliers :

Les escaliers peuvent être droits ou hélicoïdaux. Le champ de création est presque infini, à l'intérieur des règles classiques de dimensionnement des marches et du giron.

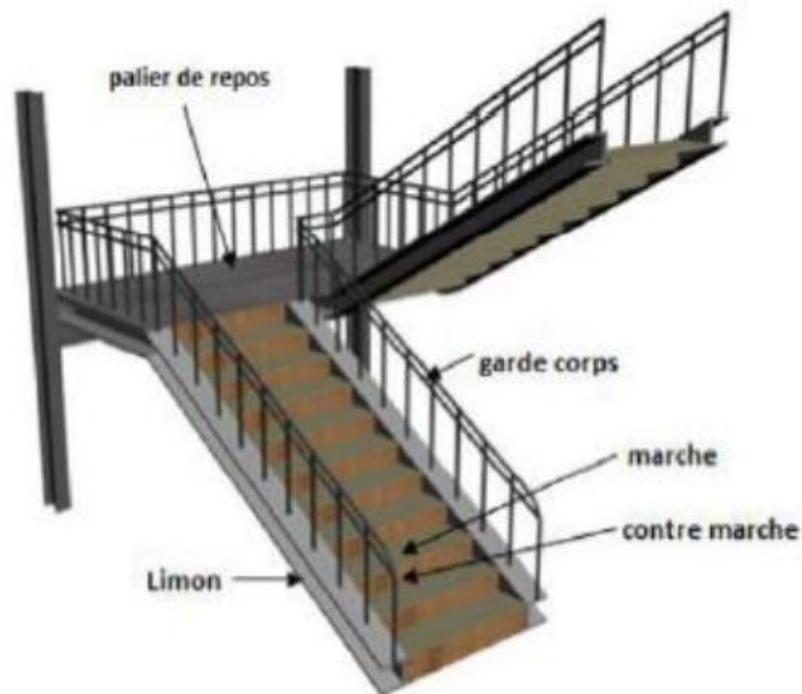


Figure I.6 : Escalier en charpente métallique.

I.2.2.4. Maçonnerie :

- **Murs extérieurs** : le remplissage des façades est en maçonnerie elles sont composées d'une double cloison en briques creuses à 8 trous de 10 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5 cm d'épaisseur.
- **Murs intérieurs** : ils seront des cloisons de séparation de 10 cm d'épaisseur.

I.2.2.5. Infrastructure :

La fondation absorbe les charges et les surcharges supportées par la superstructure, ainsi que les charges horizontales, et dans des conditions appropriées les transfère au sol pour assurer la stabilité de la structure. Le choix du type de fondation dépend de la proportion de bon sol et de la charge qu'il supportera.

Elle doit constituer un ensemble résistant et rigide capable de remplir les fonctions suivantes :

- Réaliser l'encastrement de la structure dans le sol.
- Limiter les tassements différentiels.
- Une contrainte admissible du sol égale à 2.0 bar.

I.3. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction du complexe doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en charpente métallique (EUROCODE 3, CCM 97) et tous les règlements applicables en Algérie (RPA 99 Version 2003)

I.3.1. Acier :

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction. Ces caractéristiques différentes mécaniques sont :

- Module d'élasticité longitudinale : $E_a = 210\,000 \text{ N/mm}^2$.
- Coefficient de poisson : $\nu_a = 0.3$.
- Module de cisaillement : $G_a = \frac{E}{2(1+\nu_a)}$
- Masse volumique : $\rho_a = 78.5 \text{ KN/m}^3$.

Limite élastique f_y (MPa) en fonction de l'épaisseur nominale :

La résistance à la traction : $f_u = 430 \text{ MPa}$

La limite élastique : $f_y = 275 \text{ MPa}$.

Tableau I.1 : Caractéristiques des nuances d'acier.

Nuance nominale de l'acier	Epaisseur t (mm)			
	t ≤ 40 mm		40 mm ≤ t ≤ 100 mm	
	: f_y	f_u	: f_y	f_u
S235	235	460	215	340
S275	275	430	255	460
S355	355	510	335	490

I.3.2. Béton :**➤ Caractéristique du béton :**

Le béton utilisé est défini, du point de vue mécanique par :

La résistance à la compression à 28 jours : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

La résistance à la traction à 28 jours est déduite de celle de compression par la relation :

$$\begin{cases} f_{tj} = 0.06f_{cj} + 0.6 & \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa} \\ f_{tj} = 0.275(f_{cj})^{2/3} & \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa} \end{cases}$$

Pour notre ouvrage, on utilise le même dosage de béton avec une résistance caractéristique à la compression $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ et à la traction $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$.

➤ Module de déformation longitudinal du béton :

Ce module est connu sous le nom de module de Young ou de module d'élasticité longitudinale, il est défini sous l'action des contraintes normales à courte et à longue durée.

– Module de déformation instantané (courte durée) :

Pour un chargement d'une durée d'application inférieure à 24 heures :

$$E_{ij} = 11\,000 (f_{cj})^{1/3} \text{ (MPa)}.$$

Pour : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ on trouve $E_{i28} = 32164.20 \text{ MPa}$.

– Module de déformation différé (longue durée) :

Il est réservé spécialement pour des charges de durée d'application supérieure à 24 heures :

$$E_{vj} = 3700(f_{cj})^{1/3}.$$

Pour : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ on trouve $E_{v28} = 10818.87 \text{ MPa}$.

➤ Coefficient de poisson :

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

$$\nu = \frac{\text{allongement relatif transversal}}{\text{allongement relatif longitudinal}}$$

$\nu = 0$: Pour le calcul des sollicitations et dans le cas des états – limites ultimes (béton fissuré).

$\nu = 0.2$: Pour le calcul des déformations et pour les justifications aux états-limites de service (béton non fissuré).

CHAPITRE II

II.1.INTRODUCTION :

Le pré dimensionnement des éléments porteurs (poteaux, poutres...) d'une structure est une étape essentielle dans tout calcul d'un projet. En se basant sur le principe de la descente de charges verticales transmise par les planchers aux éléments porteurs, qui les transmettent à leur tour aux fondations, le pré dimensionnement des éléments est déterminé, selon les règles de calcul **BAEL91**, **CBA93**, **RPA99**, **CCM97** et **EC3**.

II.2.Pré-dimensionnement des planchers :

➤ Méthode de calcul :

Le calcul de plancher collaborant se fait en deux phases : phase de construction et phase finale.

• Phase de construction :

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

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

• Phase finale :

Le béton ayant durci, donc la section mixte (le profilé et la dalle) travaillant ensemble. On doit tenir compte des charges suivantes :

- Poids propre du profilé.
- Poids propre du béton.
- Surcharge d'exploitation.
- Finition.

II.3.Evaluation des charges et surcharges :

Tous les bâtiments sont exposés aux charges permanentes et surcharges d'exploitation, y compris les influences climatiques. Cette étape consiste à déterminer les charges et les surcharges qui influent sur la résistance et la stabilité de notre ouvrage.

II.3.1. Plancher terrasse inaccessible :**Tableau II.1:** Charge permanente et d'exploitation du plancher terrasse.

Mâtériaux	Epaisseur (cm)	Poids
Gravier	5	0.85
Etanchéité multicouche	5	0.12
Béton de pente	10	2.5
Isolation thermique	4	0.16
Dalle en béton armé	12	2.13
Bac d'acier coffraplus 60	0.1	0.11
Faux plafond	-	0.3
$G = 6.17 \text{ Kn/m}^2$		
$Q = 1 \text{ Kn/m}^2$		

II.3.2 Plancher étage courant :**Tableau II.2 :** Charge permanente et d'exploitation d'un plancher étage courant.

Mâtériaux	Epaisseur (cm)	Poids
Grés cérame	1.2	0.28
Mortier de pose	2	0.4
Dalle en béton armé	12	2.13
Bac d'acier coffraplus 60	0.1	0.11
Faux plafond	-	0.3
Cloisons légères	-	1
$G = 4.22 \text{ Kn/m}^2$		
$Q = 2.5 \text{ Kn/m}^2$		

II.3.3. Plancher étage RDC :**Tableau II.3 :** Charge permanente et d'exploitation d'un plancher étage RDC.

Mâtériaux	Epaisseur (cm)	Poids
Grés cérame	1.2	0.28
Mortier de pose	2	0.4
Dalle en béton armé	12	2.13
Bac d'acier cofraplus 60	0.1	0.11
Faux plafond	-	0.3
Cloisons légères	-	1
G = 4.22 Kn/m²		
Q = 5 Kn/m²		

II.3.4 Caractéristique de la tôle :**Tableau II.4 :** Charge Caractéristique de la tôle.

Nom	Epaisseur (mm)	Degré coupe – feu (min)	Poids de béton seul (DaN/m ²)	Poids de la tôle (DaN/m ²)
Cofraplus 60	1	60	213	11

II.4. Etude de la solive :

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

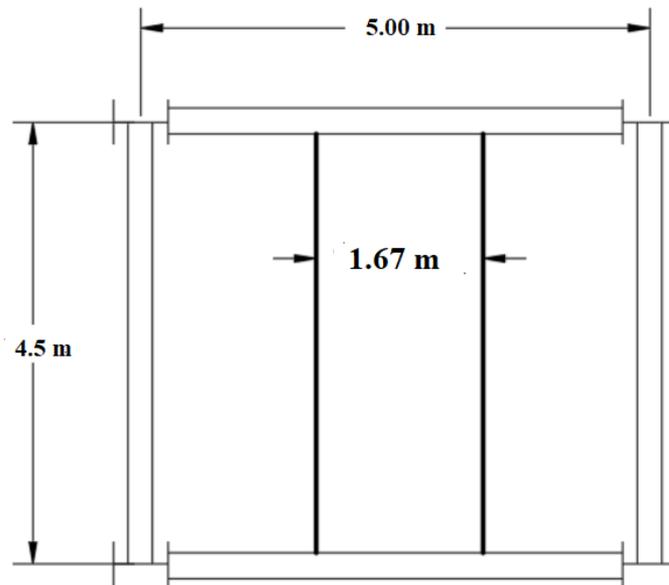


Figure II.1 : La solive la plus sollicitée.

II.4.1. Pré-dimensionnement des solives :

Le pré-dimensionnement se fait par la formule simplifiée avec $L = 4.5$ m et d'espacement entre les solives de 1.67 m.

$$\frac{L}{35} \leq h \leq \frac{L}{30} \rightarrow 128.57 \leq h \leq 150$$

Alors on opte pour un IPE140.

II.4.2. Etude de la solive plancher terrasse :

II.4.2.1. Phase de construction :

– Evaluation des charges :

Poids propre du profilé IPE140 $G_p = 0.129$ Kn/ml

Poids du bac d'acier cofraplus 60 : $G_A = 0.11$ Kn/m

Poids du béton frais : $G_b = 2.13$ Kn/m C

charge d'exploitation : $Q = 0.75$ Kn/m

– Les combinaisons des charges :

- **ELU :** $q_u = 1.35G_p + 1.35 \times 1.67 \times (G_A + G_b) + 1.5 \times 1.67 \times Q$
 $q_u = 1.35 \times 0.129 + 1.35 \times 1.67 \times (0.11 + 2.13) + 1.5 \times 1.67 \times 0.75$
 $q_u = 7.10$ Kn/m
- **ELS :** $q_s = G_p + 1.6 \times (G_A + G_b) + 1.6 \times Q$
 $q_s = 0.129 + 1.67 \times (0.11 + 2.13) + 1.67 \times 0.7$
 $q_s = 5.12$ Kn/m

– **Vérification du moment fléchissant :**

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{7.1 \times 4.5^2}{8} = 17.97 \text{ Kn. m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{1.1} \rightarrow M_{pl,rd} = \frac{88.34 \times 275}{1.1} \times 10^{-3} = 22.09 \text{ Kn. m}$$

$$M_{sd} = 17.97 \text{ Kn. m} < M_{pl,rd} = 22.09 \text{ KN. m} \quad \text{Condition vérifiée}$$

• **Vérification de l'effort tranchant :**

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} \rightarrow V_{sd} = \frac{7.1 \times 4.5}{2} = 15.98 \text{ Kn.}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_{vz} f_y}{\sqrt{3} \times 1.1} \rightarrow V_{pl,rd} = \frac{7.64 \times 275 \times 10^{-1}}{1.1 \times \sqrt{3}} = 110.27 \text{ Kn.}$$

$$V_{sd} = 15.98 \text{ Kn} < V_{pl,rd} = 110.27 \text{ Kn} \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$0.5 V_{pl,rd} = 0.5 \times 110.27 \rightarrow 0.5 V_{pl,rd} = 55.14 \text{ Kn}$$

$$V_{sd} = 15.98 \text{ Kn} < 0.5 V_{pl,rd} = 55.14 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

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

– **Vérification de la flèche :**

$$f_{\max} = \frac{5}{384} \frac{q_{ser} l^4}{EI} \rightarrow f_{\max} = \frac{5}{384} \frac{5.12 \times 4500^4}{2.1 \times 10^5 \times 541.2 \times 10^4} \rightarrow f_{\max} = 24.05 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = \frac{L}{250} \rightarrow f_{adm} = \frac{4500}{250} = 18 \text{ mm}$$

$$f_{\max} = 24.05 \text{ mm} > f_{adm} = 18 \text{ mm} \quad \text{Condition non vérifiée}$$

On doit ajouter un étaielement à $L/2 = m$ pour diminuer la flèche.

$$f_{\max} = \frac{5}{384} \frac{q_{ser} l^4}{EI} \rightarrow f_{\max} = \frac{5}{384} \frac{5.12 \times 2250^4}{2.1 \times 10^5 \times 541.2 \times 10^4} \rightarrow f_{\max} = 1.50 \text{ mm}$$

$$f_{\max} = 1.50 \text{ mm} < f_{adm} = 18 \text{ mm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

– **Vérification du déversement :**

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1}; \lambda_1 = 93.91 \varepsilon; \text{ Avec } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0.924$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{L}{i_z}}{\sqrt{C_1 \left[1 + \frac{1}{20} \left[\frac{L}{i_z} \frac{L}{h} \right]^2 \right]^{0.25}}} \text{ avec } C_1 = 1.132$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{4500}{16.5}}{\sqrt{1.132 \left[1 + \frac{1}{20} \left[\frac{4500}{\frac{16.5}{\frac{140}{6.9}}} \right]^2 \right]^{0.25}}} = 144.03$$

$$\rightarrow \lambda_{LT} = 144.03$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{144.03}{86.81} = 1.66 > 0.2 \text{ Il y a un risque de déversement}$$

$$\varphi = 0.5[1 + \alpha(\lambda - 0.2) + \lambda^2] \rightarrow \varphi = 0.5[1 + 0.21(1.66 - 0.2) + 1.66^2] \rightarrow \varphi = 2.03$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\varphi + \sqrt{\varphi^2 + \lambda^2}} \rightarrow X_{LT} = \frac{1}{2.03 + \sqrt{2.03^2 + 1.66^2}} = 0.21$$

$$M_{b,rd} = \chi_{LT} M_{pl,rd} = 0.21 \times 22.09 = 4.64 \text{ Kn.m}$$

$$M_{sd} = 17.97 \text{ Kn.m}$$

$$\frac{M_{sd}}{2} = 8.98 \text{ Kn.m} > M_{b,rd} = 4.64 \text{ Kn.m.}$$

Condition non vérifiée.

On doit augmenter le profilé

$$\frac{M_{sd}}{2} = 8.98 \leq 0.21 M_{pl,rd} = 0.21 \frac{W_{ply} f_y}{1.1} \rightarrow W_{ply} \geq 171.05 \text{ cm}^3$$

On opte pour IPE 200

II.4.2.2.Phase finale :

– Evaluation des charges :

$$\text{Poids total de la dalle : } \dots\dots\dots G_T = 6.17 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Poids du profilé IPE200: } \dots\dots\dots G_P = 0.224 \text{ KN/m}$$

$$\text{Charge d'exploitation : } \dots\dots\dots Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

– Les combinaisons des charges :

- **ELU** : $q_u = 1.35G_p + 1.35 \times 1.67 \times G_t + 1.5 \times 1.67 \times Q$

$$q_u = 1.35 \times 0.224 + 1.35 \times 1.67 \times 6.17 + 1.5 \times 1.67 \times 1$$

$$q_u = 16.72 \text{ Kn/m}$$

- **ELS** : $q_{ser} = G_p + 1.67 \times G_T + 1.67 \times Q$

$$q_{ser} = 0.224 + 1.67 \times 6.17 + 1.67 \times 1$$

$$q_{ser} = 12.19 \text{ Kn/m}$$

– La largeur effective de la dalle :

$$b_{eff} = \inf \left\{ \begin{array}{l} \frac{L_0}{4} = 1.125 \text{ m} \\ e = 1.67 \text{ m} \end{array} \right. \rightarrow b_{eff} = 1.125 \text{ m.}$$

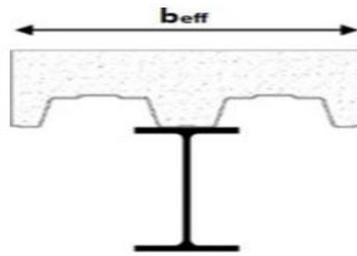


Figure II.2 : Largeur effective de la dalle.

– **Position de l'axe neutre :**

$$R_{\text{beton}} = 0.57 \times b_{\text{eff}} \times h_c \times f_{ck} \rightarrow R_{\text{beton}} = 0.57 \times 1125 \times 62 \times 25 = 993.93 \text{ Kn.}$$

$$R_{\text{acier}} = 0.95 \times f_y \times A = 0.95 \times 275 \times 2848 \rightarrow R_{\text{acier}} = 744.04 \text{ Kn.}$$

$$R_{\text{beton}} = 993.93 \text{ Kn} > R_{\text{acier}} = 744.04 \text{ Kn.}$$

L'axe neutre se trouve dans la dalle de béton.

– **Vérification du moment fléchissant :**

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

$$\rightarrow M_{pl,rd} = 744.04 \left[\frac{200}{2} + 62 + 58 - \left(\frac{744.04}{993.93} \times \frac{62}{2} \right) \right] = 146.42 \text{ KN.m.}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u l^2}{8} \rightarrow M_{sd} = \frac{16.72 \times 4.5^2}{8} \rightarrow M_{sd} = 42.32 \text{ KN.m.}$$

– **Vérification de l'effort tranchant :**

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} \rightarrow V_{sd} = \frac{16.72 \times 4.5}{2} = 37.62 \text{ KN.}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_{vz} f_y}{\sqrt{3} \times 1.1} \rightarrow V_{pl,rd} = \frac{1400 \times 275 \times 10^{-1}}{1.1 \times \sqrt{3}} = 202.07 \text{ KN.}$$

$$V_{sd} = 37.62 \text{ KN} < V_{pl,rd} = 202.07 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$0.5 V_{pl,rd} = 0.5 \times 202.07 \rightarrow 0.5 V_{pl,rd} = 101.04 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 37.62 \text{ KN} < 0.5 V_{pl,rd} = 101.04 \text{ KN}$$

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

– **Vérification de la flèche :**

$$f_{\text{max}} = \frac{5}{384} \frac{q_{\text{ser}} l^4}{E I_c} \quad ; \quad \text{Avec } I_c = A_a \frac{(h_c + 2h_p + h_a)^2}{4(1+mv)} + \frac{b_{\text{eff}} h_c^3}{12m} + I_{\text{acier}}$$

$$m = \frac{E_a}{E_b} \approx 15 \quad ; \quad v = \frac{A_a}{A_b} = \frac{2848}{62 \times 1125} = 0.041$$

$$\rightarrow I_c = 2848 \frac{(62 + 2 \times 58 + 200)^2}{4(1 + 15 \times 0.041)} + \frac{1125 + 62^2}{12 \times 15} + 1943 \times 10^4$$

$$\rightarrow I_c = 82.447 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$f_{\max} = \frac{5}{384} \times \frac{12.19 \times 4500^4}{2.1 \times 10^5 \times 82.447 \times 10^6} \rightarrow f_{\max} = 3.76 \text{ mm}$$

$$f_{\text{adm}} = \frac{L}{250} \rightarrow f_{\text{adm}} = \frac{4500}{250} \Rightarrow f_{\text{adm}} = 18 \text{ mm.}$$

$$f_{\max} = 3.76 \text{ mm} < f_{\text{adm}} = 18 \text{ mm} \text{ Condition vérifiée.}$$

– Vérification du déversement :

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

II.4.3. Etude de la solive plancher étage courant :

II.4.3.1. Phase de construction :

Poids propre du profilé IPE200 $G_p = 0.224 \text{ Kn/ml}$

Poids du bac d'acier cofraplus 60 : $G_A = 0.11 \text{ Kn/m}$

Poids du béton frais : $G_b = 2.13 \text{ Kn/m}$

Charge d'exploitation : $Q = 0.75 \text{ Kn/m}$

– Combinaisons des charges :

$$\text{ELU : } q_u = 1.35G_p + 1.35 \times 1.67 \times (G_A + G_b) + 1.5 \times 1.67 \times Q$$

$$q_u = 1.35 \times 0.224 + 1.35 \times 1.67 \times (0.11 + 2.13) + 1.5 \times 1.67 \times 0.75$$

$$q_u = 7.23 \text{ Kn/m}$$

$$\text{ELS : } q_s = G_p + 1.67 \times (G_A + G_b) + 1.67 \times Q$$

$$q_s = 0.224 + 1.67 \times (0.11 + 2.13) + 1.67 \times 0.75$$

$$q_s = 5.22 \text{ Kn/m}$$

Tableau II.5 : Vérification du profilé en phase de construction pour l'étage courant.

Vérification du profilé en phase de construction			
Moment fléchissant (KN.m)	Effort tranchant (KN)	La flèche (mm)	Déversement (KN.m)
$M_{sd} = 18.30$	$V_{sd} = 16.27$	$f_{\max} = 6.83$	$M_{sd} = 9.15$
$M_{pl,rd} = 55.15$	$V_{pl,rd} = 202.07$	$f_{adm} = 18$	$M_{b,rd} = 12.68$
Condition vérifiée	Condition vérifiée	Condition vérifiée	Condition vérifiée

II.4.3.2.Phase finale :

Poids propre du profilé IPE200 $G_p = 0.224 \text{ Kn/ml}$

Poids du bac d'acier cofraplus 60 : $G_A = 0.11 \text{ Kn/m}$

Poids du béton frais : $G_b = 2.13 \text{ Kn/m Ch}$

arge d'exploitation : $Q = 2.5 \text{ Kn/m}$

– **Combinaison des charges :**

- **ELU :** $q_u = 1.35G_p + 1.35 \times 1.67 \times G_t + 1.5 \times 1.67 \times Q$

$$q_u = 1.35 \times 0.224 + 1.35 \times 1.67 \times 6.17 + 1.5 \times 1.67 \times 2.5$$

$$q_u = 20.48 \text{ Kn/m}$$

- **ELS :** $q_{ser} = G_p + 1.67 \times G_T + 1.67 \times Q$

$$q_{ser} = 14.70 \text{ Kn/m}$$

Tableau II.6 : Vérification du profilé en phase finale pour l'étage courant.

Vérification du profilé en phase finale		
Moment fléchissant (KN.m)	Effort tranchant (KN)	La flèche (mm)
$M_{sd} = 51.84$	$V_{sd} = 46.08$	$f_{max} = 4.53$
$M_{pl,rd} = 146.42$	$V_{pl,rd} = 202.07$	$f_{adm} = 18$
Condition vérifiée	Condition vérifiée	Condition vérifiée

II.4.4 Etude de la solive plancher étage RDC :**II.4.4.1 Phase de construction :**

Poids propre du profilé IPE200 $G_p = 0.224 \text{ Kn/ml}$

Poids du bac d'acier cofraplus 60 : $G_A = 0.11 \text{ Kn/m}$

Poids du béton frais : $G_b = 2.13 \text{ Kn/m}$

Charge d'exploitation : $Q = 0.75 \text{ Kn/m}$

– **Combinaisons des charges :**

- **ELU :** $q_u = 1.35G_p + 1.35 \times 1.67 \times (G_A + G_b) + 1.5 \times 1.67 \times Q$

$$q_u = 1.35 \times 0.224 + 1.35 \times 1.67 \times (0.11 + 2.13) + 1.5 \times 1.67 \times 0.75$$

$$q_u = 7.23 \text{ Kn/m}$$

- **ELS** : $q_s = G_p + 1.67 \times (G_A + G_b) + 1.67 \times Q$
 $q_s = 0.224 + 1.67 \times (0.11 + 2.13) + 1.67 \times 0.75$
 $q_s = 5.22 \text{ Kn/m}$

Tableau II.7 : Vérification du profilé en phase de construction pour l'étage RDC.

Vérification du profilé en phase de construction			
Moment fléchissant (KN.m)	Effort tranchant (KN)	La flèche (mm)	Déversement (KN.m)
$M_{sd} = 18.30$	$V_{sd} = 16.27$	$f_{max} = 6.83$	$M_{sd} = 9.15$
$M_{pl,rd} = 55.15$	$V_{pl,rd} = 202.07$	$f_{adm} = 18$	$M_{b,rd} = 12.68$
Condition vérifiée	Condition vérifiée	Condition vérifiée	Condition non vérifiée

II.4.4.1.Phase finale :

Poids propre du profilé IPE200 $G_p = 0.224 \text{ Kn/ml}$

Poids du bac d'acier cofraplus 60 : $G_A = 0.11 \text{ Kn/m}$

Poids du béton frais : $G_b = 2.13 \text{ Kn/m}$

Charge d'exploitation : $Q = 5 \text{ Kn/m}$

– **Combinaison des charges :**

- **ELU** : $q_u = 1.35G_p + 1.35 \times 1.67 \times G_t + 1.5 \times 1.67 \times Q$
 $q_u = 1.35 \times 0.224 + 1.35 \times 1.67 \times 6.17 + 1.5 \times 1.67 \times 5$
 $q_u = 26.74 \text{ Kn/m}$
- **ELS** : $q_{ser} = G_p + 1.67 \times G_T + 1.67 \times Q$
 $q_{ser} = 0.224 + 1.67 \times 6.17 + 1.67 \times 5$
 $q_{ser} = 18.88 \text{ Kn/m}$

Tableau II.8 : Vérification du profilé en phase finale pour l'étage courant.

Vérification du profilé en phase finale		
Moment fléchissant (KN.m)	Effort tranchant (KN)	La flèche (mm)
$M_{sd} = 67.69$	$V_{sd} = 60.17$	$f_{max} = 5.82$
$M_{pl,rd} = 146.42$	$V_{pl,rd} = 202.07$	$f_{adm} = 18$
Condition vérifiée	Condition vérifiée	Condition vérifiée

II.4.5. Etude des connecteurs :

Type des goujons : $\begin{cases} \text{hauteur} = 95 \text{ mm} \\ \text{diamètre} = 19 \text{ mm} \end{cases}$

– Détermination de (Résistance au cisaillement) :

$$P_{rd} = K_t \times \inf \begin{cases} 0.29\alpha d^2 \times \frac{\sqrt{F_{ck}E_c}}{\gamma^v} & \text{Résistance dans le béton qui entoure le goujon.} \\ 0.8F_u \times \frac{\pi \times d^2}{4 \times \gamma^v} & \text{La force dans le goujon} \end{cases}$$

Avec :

$$F_{ck} = 25 \text{ KN/mm}^2$$

$$E_c = 30.5 \text{ KN/mm}^2$$

$$F_u = 450 \text{ N/mm}^2$$

$$\gamma^v = 1.25$$

$$\alpha = 1 \text{ Si } \frac{h}{d} > 4 ; \quad \alpha = 0.2 \left(\frac{h}{d} + 1 \right) \text{ si } 3 \leq \frac{h}{d} \leq 4$$

Dans notre cas : $\alpha = 1$ car $\frac{h}{d} = 5 > 4$.

$$P_{rd} = K_t \times \inf \begin{cases} 0.29 \times 1 \times 19^2 \times \frac{\sqrt{25 \times 30.5}}{1.25} = 73.13 \text{ KN} \\ 0.8 \times 450 \times \frac{\pi \times 19^2}{4 \times 1.25} = 81.66 \text{ KN} \end{cases}$$

– Influence du sens du bac d'acier :

K_t Coefficient de réduction en fonction du sens des nervures du bac. Pour un bac d'acier dont les nervures sont perpendiculaires à la solive, le coefficient de réduction pour la résistance au cisaillement est calculé par :

$$\begin{cases} N_r: \text{Nombre de goujon par nervure} = 1 \\ h_p = 58 \text{ mm} \\ h_c = 95 \text{ mm (hauteur de connecteur)} \end{cases}$$

$$K_t = 0.7 \times \frac{101}{58} \times \left[\frac{95}{58} - 1 \right] = 0.77$$

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

$$P_{rd} \text{ (Résistance au cisaillement)} \quad K_t=0.77 \rightarrow P_{rd}=56.31 \text{ KN}$$

– Effort tranchant repris par les goujons détermination de RL :

$$R_L = \inf (R_{\text{Béton}} ; R_{\text{Acier}}) ; R_L = \inf (993.4 ; 625.69) \rightarrow R_L = 625.69 \text{ KN}$$

– Nombre de connecteurs : par demi-portée :

$$N_{br} = \frac{R_L}{P_{rd}} = \frac{625.69}{56.31} = 11.11$$

On prend 12 connecteurs pour le demi porté ; c'est-à-dire 24 connecteurs sur toute la longueur totale de la solive.

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

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

$$e_{max} = 7h_{sc} = 7 \times 95 = 665 \text{ mm}$$

$$e = \frac{L}{N_{br} - 1} = \frac{4500}{24 - 1} \rightarrow e = 195.65 \text{ mm}$$

Donc on prend 24 connecteurs, avec un espacement de 195.65 mm

II.5. Etude des poutres :

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.

II.5.1. Pré-dimensionnement des poutres :

Le pré-dimensionnement se fait par la formule simplifiée avec $L = 5 \text{ m}$ et d'espacement entre les poutres de 4.5 m .

$$\frac{L}{25} \leq h \leq \frac{L}{15} \rightarrow 200 < h < 333.33 \text{ Alors on opte pour un IPE 220}$$

Tableau II.9 : Caractéristique du profilé IPE 240

profilé	pois	Section	Caractéristique					
	G (DaN/m)	A (mm ²)	H (mm)	b (mm)	I _y (cm ⁴)	I _z (cm ⁴)	i _y (cm)	i _z (cm)
IPE220	26.2	3337	220	110	2772	204.9	9.11	2.48
			A _{vz} (cm ²)	W ^{ply} (cm ³)	W _{plz} (cm ³)	W _{ely} (cm ³)	W _{elz} (cm ³)	
			15.83	265.4	58.11	259.0	37.25	

II.5.2. Etude de la poutre du plancher terrasse :**II.5.2.1. Phase de construction :****– Evaluation des charges :**

Poids propre du profilé IPE 220 : $G_p = 0.262 \text{ Kn/ml}$ Poids du bac d'acier cofraplus 60 : $G_A = 0.11 \text{ Kn/m}^2$ Poids du béton frais : $G_b = 2.13 \text{ Kn/m}^2$ Charge d'exploitation : $Q = 0.75 \text{ Kn/m}^2$

– Les combinaisons des charges :

- **ELU :** $q_u = 1.35 \times G_p + 1.35 \times 0.11 \times (G_A + G_b) + 1.5 \times 0.11 \times Q$

$$q_u = 1.35 \times 0.262 + 1.35 \times 0.11 \times (0.11 + 2.13) + 1.5 \times 0.11 \times 0.75$$

$$q_u = 0.81 \text{ KN/m}$$

- **ELS :** $q_{ser} = G_p + 0.11 \times (G_A + G_b) + 0.11 \times Q$

$$q_{ser} = 0.262 + 0.11 \times (0.11 + 2.13) + 0.11 \times 0.75$$

$$q_{ser} = 0.59 \text{ KN/m}$$

– Réaction des solives sur la poutre :

- **ELU :** $q_u = 7.23 \text{ KN/m}$

- **ELS :** $q_{ser} = 5.22 \text{ KN/m}$

$$R_1 = \frac{q_u L_{solive}}{2} \rightarrow R_1 = \frac{7.23 \times 4.5}{2} \rightarrow R_1 = 16.27 \text{ KN}$$

$$R_u = 2 \times R_1 \rightarrow R_u = 32.54 \text{ KN}$$

$$R_{solive} = \frac{q_{ser} L_{solive}}{2} \rightarrow R_{solive} = \frac{5.22 \times 4.5}{2} \rightarrow R_{solive} = 11.75 \text{ KN}$$

$$R_{ser} = 2 \times R_{solive} \rightarrow R_{ser} = 23.50 \text{ KN}$$

– Vérification du moment fléchissant :

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} + \frac{R_u \times l}{3} \rightarrow M_{sd} = \frac{0.81 \times 5^2}{8} + \frac{30.96 \times 5}{3} = 54.13 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{1.1} \rightarrow M_{pl,rd} = \frac{285.4 \times 275}{1.1} \times 10^{-3} = 71.35 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 54.13 \text{ Kn.m} < M_{pl,rd} = 71.35 \text{ Kn.m} \text{ Condition vérifiée}$$

– Vérification de l'effort tranchant :

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} + R_u \rightarrow V_{sd} = \frac{0.81 \times 5}{2} + 32.54 = 34.57 \text{ KN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_{vz} f_y}{\sqrt{3} \times 1.1} \rightarrow V_{pl,rd} = \frac{15.83 \times 275 \times 10^{-1}}{1.1 \times \sqrt{3}} = 228.49 \text{ KN.}$$

$$V_{sd} = 34.57 \text{ Kn} < V_{pl,rd} = 228.49 \text{ Kn} \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$0.5 V_{pl,rd} = 0.5 \times 228.49 \rightarrow 0.5 V_{pl,rd} = 114.25 \text{ Kn}$$

$$V_{sd} = 34.57 \text{ Kn} < 0.5 V_{pl,rd} = 114.25 \text{ Kn}$$

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

– **Vérification de la flèche :**

$$f_{max} = f_{qser1} + f_{qser2}$$

$$f_{qser1} = \frac{5}{384} \times \frac{q_{ser} l^4}{EI}$$

$$f_{qser2} = \frac{23}{648} \frac{R_{ser} l^3}{EI}$$

$$\rightarrow f_{qser1} = \frac{5}{384} \frac{0.59 \times 5000^4}{2.1 \times 10^5 \times 2772 \times 10^4} = 0.82 \text{ mm}$$

$$\rightarrow f_{qser2} = \frac{23}{648} \frac{23.50 \times 10^3 \times 5000^3}{2.1 \times 10^5 \times 2772 \times 10^4} = 17.91$$

$$\rightarrow f_{max} = 18.73 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = \frac{L}{250} \rightarrow f_{adm} = \frac{5000}{250} = 20 \text{ mm}$$

$$f_{max} = 18.73 \text{ mm} < f_{adm} = 20 \text{ mm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

– **Vérification du déversement :**

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

II.5.2.2.Phase finale :

– **Evaluation des charges :**

Poids total de la dalle : $G_T = 6.17 \text{ KN/m}^2$

Poids du profilé IPE220 : $G_P = 0.262 \text{ KN/m}$

Charge d'exploitation : $Q = 1.0 \text{ KN/m}^2$

– **Les combinaisons des charges :**

ELU : $q_u = 1.35 \times G_p + 1.35 \times 0.11 G_T + 1.5 \times 0.11 \times Q$

$$q_u = 1.35 \times 0.262 + 1.35 \times 0.11 \times 6.17 + 1.5 \times 0.11 \times 1$$

$$q_u = 1.43 \text{ KN/m}$$

ELS: $q_{ser} = G_p + G_T \times 0.11 + 0.11 \times Q$

$$q_{ser} = 0.262 + 6.17 \times 0.11 + 0.11 \times 1$$

$$q_{ser} = 1.05 \text{ KN/m}$$

– **Réaction des solives sur la poutre :**

ELU : $q_u = 16.72 \text{ KN/m}$

$$R_1 = \frac{q_u L_{solive}}{2} \rightarrow R_1 = \frac{16.72 \times 4.5}{2} \rightarrow R_1 = 37.62 \text{ KN}$$

$$R_u = 2 \times R_1 \rightarrow R_u = 75.24 \text{ KN}$$

$$\text{ELS : } q_{ser} = 12.19 \text{ KN/m}$$

$$R_{solive} = \frac{q_{ser} L_{solive}}{2} \rightarrow R_{solive} = \frac{12.19 \times 4.5}{2} \rightarrow R_{solive} = 27.43 \text{ KN}$$

$$R_{ser} = 2 \times R_{solive} \rightarrow R_{ser} = 54.86 \text{ KN}$$

– **La largeur effective de la dalle :**

$$b_{eff} = \inf \left\{ \begin{array}{l} \frac{L_0}{4} = \frac{5}{4} = 1.25 \text{ m} \\ e = 4.5 \text{ m} \end{array} \right. \rightarrow b_{eff} = 1.25 \text{ m.}$$

– **Position de l'axe neutre :**

$$R_{beton} = 0.57 \times b_{eff} \times h_c \times f_{ck} \rightarrow R_{beton} = 0.57 \times 1250 \times 62 \times 25 = 1104.38 \text{ Kn.}$$

$$R_{acier} = 0.95 \times f_y \times A = 0.95 \times 275 \times 3337 \rightarrow R_{acier} = 871.79 \text{ Kn.}$$

$$R_{beton} = 1104.38 \text{ Kn} > R_{acier} = 871.79 \text{ Kn} .$$

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

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

– **Vérification du moment fléchissant :**

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

$$\rightarrow M_{pl,rd} = 871.79 \left[\frac{220}{2} + 62 + 58 - \left(\frac{871.79}{1104.38} \times \frac{62}{2} \right) \right] = 179.18 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u l^2}{8} + \frac{R_u l}{3} \rightarrow M_{sd} = \frac{1.43 \times 5^2}{8} + \frac{75.24 \times 5}{3} \rightarrow M_{sd} = 129.82 \text{ KN.m.}$$

– **Vérification de l'effort tranchant :**

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} + R_u \rightarrow V_{sd} = \frac{1.43 \times 5}{2} + 75.24 = 78.82 \text{ KN.}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_{vz} f_y}{\sqrt{3} \times 1.1} \rightarrow V_{pl,rd} = \frac{15.83 \times 275 \times 10^{-1}}{1.1 \times \sqrt{3}} = 228.49 \text{ KN.}$$

$$V_{sd} = 78.82 \text{ KN} < V_{pl,rd} = 228.49 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$0.5 V_{pl,rd} = 0.5 \times 228.49 \rightarrow 0.5 V_{pl,rd} = 114.24 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 78.82 \text{ KN} < 0.5 V_{pl,rd} = 114.24 \text{ KN}$$

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.

– **Vérification de la flèche :**

$$f_{max} = f_{qser1} + f_{qser2}$$

$$f_{ser1} = \frac{5}{384} \frac{q_{ser} l^4}{EI_c} ; \text{ Avec } I_c = A_a \frac{(h_c + 2h_p + h_a)^2}{4(1+mv)} + \frac{b_{eff} h_c^2}{12m} + I_{acier}$$

$$m = \frac{E_a}{E_b} \approx 15 ; v = \frac{A_a}{A_b} = \frac{3337}{62 \times 1250} = 0.043$$

$$\rightarrow I_c = 3337 \frac{(62 + 2 \times 58 + 220)^2}{4(1 + 15 \times 0.043)} + \frac{1250 + 62^2}{12 \times 15} + 2772 \times 10^4$$

$$\rightarrow I_c = 108.08 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$f_{ser1} = \frac{5}{384} \times \frac{1.05 \times 5000^4}{2.1 \times 10^5 \times 108.08 \times 10^6} \rightarrow f_{ser1} = 0.38 \text{ mm}$$

$$f_{ser2} = \frac{5}{384} \frac{R_s l^4}{EI_c} \rightarrow f_{ser2} = \frac{23}{648} \times \frac{54.86 \times 10^3 \times 5000^3}{2.1 \times 10^5 \times 108.08 \times 10^6} = 10.72 \text{ mm}$$

$$f_{max} = 0.38 + 10.72 \rightarrow f_{max} = 11.10 \text{ mm}$$

✓ **La valeur de la flèche maximale est :**

$$f_{adm} = \frac{L}{250} \rightarrow f_{adm} = \frac{5000}{250} \Rightarrow f_{adm} = 20 \text{ mm}$$

$$f_{max} = 11.10 \text{ mm} < f_{adm} = 20 \text{ mm} \text{ Condition vérifiée.}$$

– **Vérification du déversement :**

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

II.5.3. Etude de la poutre du plancher étage courant :

II.5.3.1. Phase de construction :

– **Les combinaisons des charges :**

- **ELU :** $q_u = 1.35 \times G_p + 1.35 \times 0.11 \times (G_A + G_b) + 1.5 \times 0.11 \times Q$

$$q_u = 1.35 \times 0.262 + 1.35 \times 0.11 \times (0.11 + 2.13) + 1.5 \times 0.11 \times 0.75$$

$$q_u = 0.81 \text{ KN/m}$$

- **ELS :** $q_{ser} = G_p + 0.11 \times (G_A + G_b) + 0.11 \times Q$

$$q_{ser} = 0.262 + 0.11 \times (0.11 + 2.13) + 0.11 \times 0.75$$

$$q_{ser} = 0.59 \text{ KN/m}$$

– **Réaction des solives sur la poutre :**

$$\text{ELU : } q_u = 7.23 \text{ KN/m} \quad \text{ELS : } q_{ser} = 5.22 \text{ KN/m}$$

$$R_1 = \frac{q_u L_{solive}}{2} \rightarrow R_1 = \frac{7.23 \times 4.5}{2} \rightarrow R_1 = 16.27 \text{ KN}$$

$$R_u = 2 \times R_1 \rightarrow R_u = 32.54 \text{ KN}$$

$$R_{solive} = \frac{q_{ser} L_{solive}}{2} \rightarrow R_{solive} = \frac{5.22 \times 4.5}{2} \rightarrow R_{solive} = 11.75 \text{ KN}$$

$$R_{ser} = 2 \times R_{solive} \rightarrow R_{ser} = 23.5 \text{ KN}$$

Les vérifications de la phase de construction sont regroupées dans le tableau ci-dessous :

Tableau II.10 : Vérification du profilé en phase de construction pour l'étage courant.

Vérification du profilé en phase finale		
Moment fléchissant (KN.m)	Effort tranchant (KN)	La flèche (mm)
$M_{sd} = 56.76$	$V_{sd} = 34.57$	$f_{max} = 18.73$
$M_{pl,rd} = 71.35$	$V_{pl,rd} = 228.49$	$f_{adm} = 20$
Condition vérifiée	Condition vérifiée	Condition vérifiée

II.5.3.1.Phase finale :

– Les combinaisons des charges :

- **ELU :** $q_u = 1.35 \times G_p + 1.35 \times 0.11G_T + 1.5 \times 0.11 \times Q$

$$q_u = 1.35 \times 0.262 + 1.35 \times 0.11 \times 6.17 + 1.5 \times 0.11 \times 2.5$$

$$q_u = 1.64 \text{ KN/m}$$

- **ELS :** $q_{ser} = G_p + G_t \times 0.11 + 0.11 \times Q$

$$q_{ser} = 0.262 + 6.17 \times 0.11 + 0.11 \times 2.5$$

$$q_{ser} = 1.22 \text{ KN/m}$$

– Réaction des solives sur la poutre :

- **ELU :** $q_u = 20.48 \text{ KN/m}$

$$R_1 = \frac{q_u L_{solive}}{2} \rightarrow R_1 = \frac{20.48 \times 4.5}{2} \rightarrow R_1 = 46.08 \text{ KN}$$

$$R_u = 2 \times R_1 \rightarrow R_u = 92.16 \text{ KN}$$

- **ELS :** $q_{ser} = 14.70 \text{ KN/m}$

$$R_{solive} = \frac{q_{ser} L_{solive}}{2} \rightarrow R_{solive} = \frac{14.70 \times 4.5}{2} \rightarrow R_{solive} = 33.08 \text{ KN}$$

$$R_{ser} = 2 \times R_{solive} \rightarrow R_{ser} = 66.16 \text{ KN}$$

Les vérifications de la phase de construction sont regroupées dans le tableau ci-dessous :

Tableau II.11 : Vérification du profilé en phase finale pour l'étage courant.

Vérification du profilé en phase finale		
Moment fléchissant (KN.m)	Effort tranchant (KN)	La flèche (mm)
$M_{sd} = 158.73$	$V_{sd} = 96.26$	$f_{max} = 13.37$
$M_{pl,rd} = 179.18$	$V_{pl,rd} = 228.49$	$f_{adm} = 20$
Condition vérifiée	Condition vérifiée	Condition vérifiée

II.5.4. Etude de la poutre du plancher étage RDC :**II.5.4.1. Phase de construction :**

– Les combinaisons des charges :

- **ELU** : $q_u = 1.35 \times G_p + 1.35 \times 0.11 \times (G_A + G_b) + 1.5 \times 0.11 \times Q$

$$q_u = 1.35 \times 0.262 + 1.35 \times 0.11 \times (0.11 + 2.13) + 1.5 \times 0.11 \times 0.75$$

$$q_u = \mathbf{0.81 \text{ KN/m}}$$

- **ELS** : $q_{ser} = G_p + 0.11 \times (G_A + G_b) + 0.11 \times Q$

$$q_{ser} = 0.262 + 0.11 \times (0.11 + 2.13) + 0.11 \times 0.75$$

$$q_{ser} = \mathbf{0.59 \text{ KN/m}}$$

– Réaction des solives sur la poutre :

- **ELU** : $q_u = 7.23 \text{ KN/m}$

- **ELS** : $q_{ser} = 5.22 \text{ KN/m}$

$$R_1 = \frac{q_u L_{solive}}{2} \rightarrow R_1 = \frac{7.23 \times 4.5}{2} \rightarrow R_1 = 16.27 \text{ KN}$$

$$R_u = 2 \times R_1 \rightarrow R_u = 32.54 \text{ KN}$$

$$R_{solive} = \frac{q_{ser} L_{solive}}{2} \rightarrow R_{solive} = \frac{5.22 \times 4.5}{2} \rightarrow R_{solive} = 11.75 \text{ KN}$$

$$R_{ser} = 2 \times R_{solive} \rightarrow R_{ser} = 23.5 \text{ KN}$$

Les vérifications de la phase de construction sont regroupées dans le tableau ci-dessous :

Tableau II.12 : Vérification du profilé en phase de construction pour l'étage RDC.

Vérification du profilé en phase finale		
Moment fléchissant (KN.m)	Effort tranchant (KN)	La flèche (mm)
$M_{sd} = 56.76$	$V_{sd} = 34.57$	$f_{max} = 18.73$
$M_{pl,rd} = 71.35$	$V_{pl,rd} = 228.49$	$f_{adm} = 20$
Condition vérifiée	Condition vérifiée	Condition vérifiée

II.5.4.2.Phase finale :

– Les combinaisons des charges :

- **ELU** : $q_u = 1.35 \times G_p + 1.35 \times 0.11G_T + 1.5 \times 0.11 \times Q$
 $q_u = 1.35 \times 0.262 + 1.35 \times 0.11 \times 6.17 + 1.5 \times 0.11 \times 5$
 $q_u = 2.09 \text{ KN/m}$

- **ELS** : $q_{ser} = G_p + G_t \times 0.11 + 0.11 \times Q$
 $q_{ser} = 0.262 + 6.17 \times 0.11 + 0.11 \times 5$
 $q_{ser} = 1.49 \text{ KN/m}$

– Réaction des solives sur la poutre :

- **ELU** : $q_u = 26.74 \text{ KN/m}$

$$R_1 = \frac{q_u L_{solive}}{2} \rightarrow R_1 = \frac{26.74 \times 4.5}{2} \rightarrow R_1 = 60.17 \text{ KN}$$

$$R_u = 2 \times R_1 \rightarrow R_u = 120.34 \text{ KN}$$

- **ELS** : $q_{ser} = 18.88 \text{ KN/m}$

$$R_{solive} = \frac{q_{ser} L_{solive}}{2} \rightarrow R_{solive} = \frac{18.88 \times 4.5}{2} \rightarrow R_{solive} = 42.48 \text{ KN}$$

$$R_{ser} = 2 \times R_{solive} \rightarrow R_{ser} = 84.96 \text{ KN}$$

Les vérifications de la phase de construction sont regroupées dans le tableau ci-dessous :

Tableau II.13 : Vérification du profilé en phase finale pour l'étage RDC.

Vérification du profilé en phase finale		
Moment fléchissant (KN.m)	Effort tranchant (KN)	La flèche (mm)
$M_{sd} = 207.09$	$V_{sd} = 125.56$	$f_{max} = 17.36$
$M_{pl,rd} = 179.18$	$V_{pl,rd} = 228.49$	$f_{adm} = 20$
Condition non vérifiée	Condition vérifiée	Condition non vérifiée

On doit augmenter la section, soit le moment vérifié :

Pour un IPE 240 :

Tableau II.14 : Vérification du profilé en phase finale pour l'étage RDC.

Vérification du profilé en phase finale		
Moment fléchissant (KN.m)	Effort tranchant (KN)	La flèche (mm)
$M_{sd} = 207.09$	$V_{sd} = 125.56$	$f_{max} = 13.56$
$M_{pl,rd} = 215.96$	$V_{pl,rd} = 276.26$	$f_{adm} = 20$
Condition vérifiée	Condition vérifiée	Condition vérifiée

II.6. Etude des poteaux :

La surface reprise par le poteau le plus sollicité est : $S = 20.25 \text{ m}^2$

– Poids du plancher :

Plancher terrasse : $G = 20.25 \times 6.17 \rightarrow G = 124.94 \text{ KN}$

Plancher courant : $G = 20.25 \times 4.22 \rightarrow G = 85.46 \text{ KN}$

Plancher RDC : $G = 20.25 \times 4.22 \rightarrow G = 85.46 \text{ KN}$

– Poids des éléments horizontaux :

Poutre principale : $G = 5.0 \times 0.307 \rightarrow G = 1.53 \text{ KN}$.

Poutre secondaire : $G = 4.5 \times 0.307 \rightarrow G = 1.38 \text{ KN}$.

Solive : $G = 4.5 \times 0.224 \rightarrow G = 1.01 \text{ KN}$.

II.6.1.La charge d'exploitation :**Tableau II.15 :** Les charges d'exploitation.

Niveau	Surcharge Q	Q_i KN/m ²	\sum Surcharge Q	\sum Surcharge KN/m ²	\sum Surcharge KN
N1	Q_0	1	Q_0	1	20.25
N2	Q_1	2.5	$Q_0 + Q_1$	3.5	70.88
N3	Q_2	2.5	$Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2)$	5.75	116.44
N4	Q_3	2.5	$Q_0 + 0.90(Q_1 + \dots + Q_3)$	7.75	156.94
N5	Q_4	2.5	$Q_0 + 0.85(Q_1 + \dots + Q_4)$	9.5	192.38
N6	Q_5	2.5	$Q_0 + 0.8(Q_1 + \dots + Q_5)$	11	222.75
N7	Q_6	2.5	$Q_0 + 0.75(Q_1 + \dots + Q_6)$	12.25	248.06
N8	Q_7	5	$Q_0 + 0.714(Q_1 \dots Q_7)$	15.28	309.42

II.6.2 .Calcul des poteaux :

– Calcul du poteau du 6^{ème} étage :

$$\begin{cases} G = 128.80 \text{ KN} \\ Q = 20.25 \text{ KN} \end{cases} \rightarrow q_u = 204.26 \text{ KN}$$

$$N_{sd} \leq N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{1.1} \rightarrow A \geq \frac{N_{sd} \times 1.1}{f_y} \rightarrow A \geq \frac{204.26 \times 10^3 \times 1.1}{275} \rightarrow A \geq 817.04 \text{ mm}^2$$

On opte pour un HEA 100.

La pré-dimensionnement des autres poteaux est regroupé dans le tableau ci-dessous :

Tableau II.16 : Choix des sections des profilés.

Etage	N_G (KN)	N_Q (KN)	N_{sd} (KN)	$A_{calculé}$ (mm ²)	A_{choixi} (mm ²)	Profilé
6 ^{ème}	128.86	20.25	204.26	817.04	2124	HEA100
5 ^{ème}	218.63	70.88	401.47	1605.88	2124	HEA100
4 ^{ème}	308.46	116.44	591.08	2364.32	2534	HEA120
3 ^{ème}	398.39	156.94	773.24	3092.96	3142	HEA140
2 ^{ème}	488.47	192.38	948.00	3792	3877	HEA160
1 ^{ème}	578.72	222.75	1115.39	4055.96	4525	HEA180
RDC	669.12	248.06	1275.40	5101.6	5383	HEA200
SSL	759.73	309.42	1489.77	5959.08	6434	HEA200

II.6.3 .Vérification des poteaux au flambement :

– Hypothèse de calcul :

Il faut vérifier que :

$$N_{sd} \leq N_{b,rd} = \frac{\chi \times \beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{M_1}}$$

Avec : $\beta_A = 1$

$$\gamma_{M_1} = 1.1$$

$$\chi = \frac{1}{\varphi + \sqrt{\varphi^2 - \lambda^2}} \quad \text{Avec :} \quad \varphi = 0.5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2]$$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda_{y,z}}{\lambda_1} \quad \lambda_1 = 93.91\varepsilon \quad \text{Avec} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0.924 \quad \rightarrow \quad \lambda_1 = 86.81$$

$$\lambda_{y,z} = \frac{L_{f,y,z}}{i_{y,z}}$$

– Exemple de calcul :

On suppose que les poteaux sont articulés dans les deux sens.

Calcul du poteau de 6^{ème} étage : HEA 100

$$\lambda_y = \frac{L_{f,y}}{i_y} \rightarrow \lambda_y = \frac{3060}{40.6} \rightarrow \lambda_y = 75.37$$

$$\lambda_z = \frac{L_{f,z}}{i_z} \rightarrow \lambda_z = \frac{3060}{25.1} \rightarrow \lambda_z = 121.91$$

$$\bar{\lambda} = \max\left(\frac{\lambda_y}{\lambda_1}; \frac{\lambda_z}{\lambda_1}\right)$$

$$\frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{75.37}{86.81} \rightarrow \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = 0.86$$

$$\frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{121.91}{86.81} \rightarrow \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = 1.40$$

$$\rightarrow \bar{\lambda} = 1.40$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b} = 0.96 \\ t_f = 8 \end{array} \right. \rightarrow \text{courbe de flambement C} \rightarrow \alpha = 0.49$$

$$\varphi = 0.5 \left[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2 \right] \rightarrow \varphi = 0.5 [1 + 0.49(1.40 - 0.2) + 1.40^2]$$

$$\rightarrow \varphi = 1.77$$

$$\chi = \frac{1}{\varphi + \sqrt{\varphi^2 - \lambda^2}} \rightarrow \chi = \frac{1}{1.77 + \sqrt{1.77^2 + 1.40^2}} \rightarrow \chi = 0.25$$

$$N_{b,rd} = \frac{\chi \times \beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{M_1}} \rightarrow N_{b,rd} = \frac{0.25 \times 1 \times 2124 \times 275}{1.1} \rightarrow N_{b,rd} = 132.75 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 204.23 > N_{b,rd} = 132.75 \text{ KN}$$

On doit augmenter la section du profilé. On opte pour un HEA120.

$$\lambda_y = \frac{L_{fy}}{i_y} \rightarrow \lambda_y = \frac{3060}{48.9} \rightarrow \lambda_y = 62.58$$

$$\lambda_z = \frac{L_{fz}}{i_z} \rightarrow \lambda_z = \frac{3060}{30.2} \rightarrow \lambda_z = 101.32$$

$$\bar{\lambda} = \max\left(\frac{\lambda_y}{\lambda_1}; \frac{\lambda_z}{\lambda_1}\right)$$

$$\frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{62.58}{86.81} \rightarrow \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = 0.72$$

$$\frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{101.32}{86.81} \rightarrow \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = 1.17$$

$$\rightarrow \bar{\lambda} = 1.17$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b} = 0.95 \\ t_f = 8 \end{array} \right. \rightarrow \text{courbe de flambement C} \rightarrow \alpha = 0.49$$

$$\varphi = 0.5 \left[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2 \right] \rightarrow \varphi = 0.5 [1 + 0.49(1.17 - 0.2) + 1.17^2]$$

$$\varphi = 1.42$$

$$\chi = \frac{1}{\varphi + \sqrt{\varphi^2 - \lambda^2}} \rightarrow \chi = \frac{1}{1.42 + \sqrt{1.42^2 + 1.17^2}} \rightarrow \chi = 0.30$$

$$N_{b,rd} = \frac{\chi \times \beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{M_1}} \rightarrow N_{b,rd} = \frac{0.30 \times 1 \times 2534 \times 275}{1.1} \rightarrow N_{b,rd} = 190.05 \text{KN}$$

$$N_{sd} = 265.94 > N_{b,rd} = 190.05 \text{KN}$$

On doit augmenter la section du profilé. On opte pour un HEA140.

$$N_{sd} = 265.94 < N_{b,rd} = 290.64 \text{KN}$$

Tableau II.17 : Choix final des sections des profilés.

Etage	profilé	N_{sd}	$N_{b,rd}$	Ratio (%)	Profilé choisi
6 ^{ème}	HEA100	204.26	290.64	70.28	HEA160
5 ^{ème}	HEA100	401.47	531.89	75.48	HEA 180
4 ^{ème}	HEA120	591.08	949.02	62.28	HEA220
3 ^{ème}	HEA140	773.24	949.02	81.48	HEA220
2 ^{ème}	HEA160	948.00	1094.97	86.57	HEA240
1 ^{er}	HEA180	1115.39	1280.59	87.09	HEA260
RDC	HEA200	1275.40	1580.48	80.69	HEA280
SSL	HEA200	1489.77	1884.38	79.06	HEA300

CHAPITRE III

III.1.Effet de la neige :

Le présent règlement (Règle Neige et Vent Algérien) définit les valeurs représentatives de la charge statique de neige sur toute surface située au-dessus du sol et soumis à l'accumulation de la neige et notamment sur les toitures. Il 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 220m.

III.1.1. Action de la neige sur la construction :**A) Charges de neige sur sol :**

La charge de neige sur le sol S_k par unité de surface est en fonction de la localisation géographique et de l'altitude du lieu considéré.

Notre construction est dans la ZONE B

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

Notre projet avec $H=220m$ (l'altitude par rapport au niveau de mer)

$$S_k = \frac{0,04 \times 21,42 + 10}{100} = 0.1086 \text{KN/ml.}$$

B) Charge de neige sur la toiture :

La charge minimale de neige par unité de surface horizontale de toiture ou de toute autre surface soumise à l'accumulation de la neige s'obtient par la formule suivante :

$$S = \mu \times S_k [\text{kN/m}^2] \quad (\text{Partie 3.1.1 RNV Version 2013}).$$

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

D'après le tableau des coefficients de forme des toitures (**Tableau 6.2. RNVV2013**).

$\mu = 0,8$.

$$\text{Alors: } S = 0,8 \times 0,1086 = 0,0869 \text{kN/m}^2.$$

III.2.Effet de la variation de la température :

On doit tenir compte des effets de la dilatation thermique chaque fois qu'ils risquent d'engendrer des efforts anormaux dans les éléments de la charpente métallique et de produire des désordres dans les appuis et dans les éléments exposés à l'air libre (variation plus élevée de gradient thermique).

Dans cette étude, on n'a pas pris en compte l'effet de la température à cause des justifications suivantes :

- La longueur minimale pour laquelle on doit tenir compte l'effet thermique est de 50m.
- La longueur de notre bâtiment est 22.05m, largement inférieure à 50m.

III.3.Effet du vent :

L'effet du vent sur une construction est assez prépondérant et a une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage. Pour cela, une étude approfondie doit être élaborée pour la détermination des différentes actions dues au vent et ceci dans toutes les directions possibles.

Le calcul sera mené conformément au **Règlement Neige et Vent 2013**.

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.

III.3.1.Nature de la structure :

La classification des structures selon leur nature dépend de leur sensibilité aux excitations dynamiques, on distingue :

- Constructions peu sensibles, pour lesquelles le coefficient dynamique $C_d < 1,2$.
- Constructions sensibles, pour lesquelles le coefficient dynamique $C_d \geq 1,2$.

III.3.2.Hypothèses de calcul :

On suppose que notre structure n'est pas entourée par d'autre structure
(Le vent souffle dans les deux directions).

III.3.3.Données relatives au site :

Coefficient de topographe :Site plat : $C_t(Z) = 1$ pour $\emptyset \leq 0,05$.

Zone I : $q_{\text{réf}} = 375 \text{ N/m}^2$ (Tab 2.3.RNV version 2013).

Terrain catégorie : 0 (Tab 2.4.RNV version 2013).

D'après tableau (**Tab 2.4.RNV version 2013**) :

Facteur de terrain : $K_t = 0,156$.

Paramètre de rugosité : $Z_0 = 0,003$.

Hauteur minimale : $Z_{\text{min}} = 1\text{m}$.

Coefficient (\mathcal{E}) : $\mathcal{E} = 0,36$

III.3.4.Direction du vent V1 :

➤ Hauteur de référence Z_e (§2.3.2.RNV version 2013)

$$h = 21.42\text{m} \quad b = 20.55\text{m}.$$

La hauteur de référence est : $b < h < 2b$.

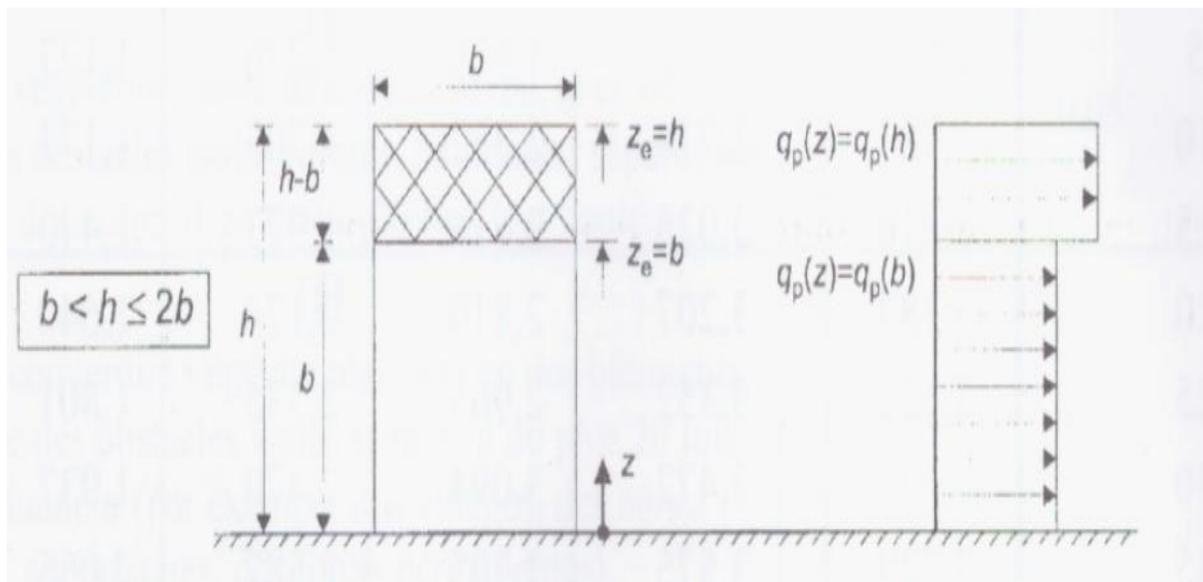


Figure III. 1: Hauteur de référence Z_e et profil correspondant de la pression dynamique.

III.3.4.1.Pression dynamique de pointe :

La pression dynamique de pointe $q_p(Z_e)$ a une hauteur de référence Z_e et donnée par :

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

a-Coefficient de rugosité

$$C_r(Z_e) = K_t \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right)$$

Pour $Z_{\text{min}} \leq Z_e \leq 200\text{m}$ (§2.4.4. RNV Version 2013)

Tableau III. 1: Coefficient de rugosité.

Tronçon	Z [m]	C_r
De 0 à 20.55	20.55	1.378
De 20.6 à 21.42	21.42	1,384

b-Coefficient de topographie

L'ouvrage situé sur un site plat, donc on a :

Tableau III. 2: Coefficient topographique.

Tronçon	Z [m]	C _t
De 0 à 20.55	20.55	1
De 20.6 à 21.42	21.42	1

c-Intensité de turbulence

$$I_v(Z_e) = \frac{1}{c_t(Z_e) \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right)} \quad \text{Pour } Z_{\min} \leq Z \quad (\text{\S 2.4.6. RNVVersion2013}).$$

Tableau III. 3: Coefficient Intensité de turbulence.

Tronçon	Z [m]	I _v
De 0 à 20.55	20.55	0,153
De 20.55 à 21.42	21.42	0,152

d-Coefficient d'exposition

Le cas des structures peu sensibles aux excitations dynamiques

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

Tableau III. 4: Coefficient d'exposition.

Tronçon	Ze [m]	C _e
De 0 à 20.55	20.55	3.932
De 20.55 à 21.42	21.42	3.953

Tableau III. 5: Tableau Récapitulatif.

Tronçon	Ze [m]	C _r	C _t	I _v	C _e	q _p [N/m ²]
De 0 à 28.05	20.55	1.378	1	0,153	3.932	1474.5
De 28.05 à 34	21.42	1,384	1	0,152	3.952	1482

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

III.3.4.2. Calcul de la pression due au vent

a)-Détermination de la pression dynamique

La pression dynamique $W(z_j)$ agissant sur une paroi est obtenue à l'aide de la formule suivante : $W(z_j) = q_p(z_e) \times [C_{pe} - C_{pi}]$ [N/m²] (§2.5.2. RNV version 2013).

1-Coefficients de pressions extérieures C_{pe}

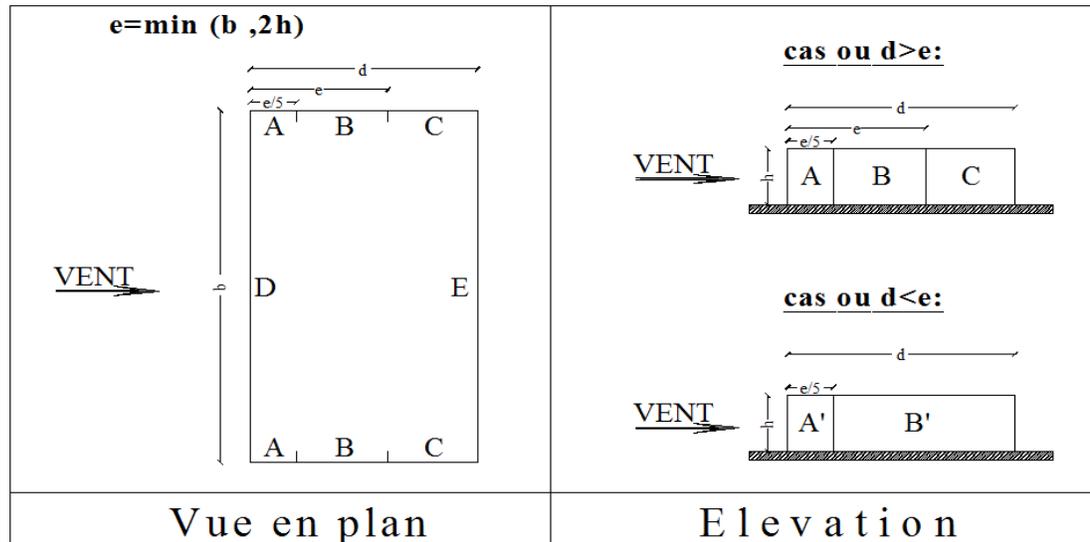


Figure III. 2: Légende pour la paroi verticale.

On détermine le coefficient à partir des conditions suivantes :

$$\left. \begin{aligned}
 C_{pe} &= C_{pe.1} \text{ si } S \leq 1 \text{ m}^2 \\
 C_{pe} &= C_{pe.1} + (C_{pe.10} - C_{pe.1}) \times \log_{10}(S) \quad \text{si } 1 \text{ m}^2 < S < 10 \text{ m}^2 \\
 C_{pe} &= C_{pe.10} \quad \text{si } S \geq 10 \text{ m}^2
 \end{aligned} \right\} \text{ (§ 5.1.1.2 RNV Version 2013).}$$

Paroi vertical (V1)

Cas de vent perpendiculaire à la largeur du bâtiment

$$C_{pe} = C_{pe.10} \text{ pour } S \geq 10,00 \text{ m}^2.$$

- $b = 20.55 \text{ m}$.
- $h = 21.42 \text{ m}$.
- $d = 19.2 \text{ m}$
- $e = \min [b ; 2 \times ht] \Rightarrow e = 20.55 \text{ m}$.
- Donc cas ou $d < e$

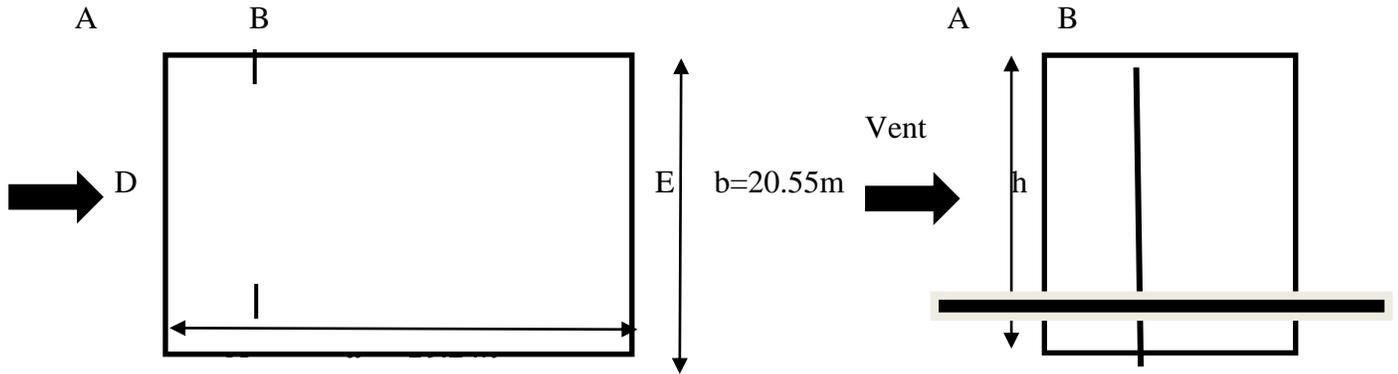


Figure III. 3: Légende pour la paroi verticale

Tableau III. 6: Valeurs des pressions C_{pe} pour les différentes zones de la paroi verticale

(V1). $d < e$

Zone	$S > 10m^2$	C_{pe}
		C_{pe10}
A'	88.036	-1
B'	323.227	-0,8
D	440.181	+0,8
E	440.181	-0,3

a- Coefficient de pression intérieur C_{pi} :

D'après EUROCOOD1 PARTIE 4 :

Donc :

✓ $C_{pi1} = 0,2$

✓ $C_{pi2} = -0,3$

La pression aérodynamique :

$$W(z_j) = qp(z_j) \times (C_{pe} - C_{pi})$$

Tableau III.7: Récapitulatif(V1)

Zone	Z(m)	qp(ze)	C _{pe}	C _{pi}		W (zj) [N/m ²]	
A	28.05	915	-1	0,2	-0,3	-1098	-640.5
	34	945	-1	0,2	-0,3	-1134	-661.5
B	28.05	915	-0.8	0,2	-0,3	-915	-457.5
	34	945	-0.8	0,2	-0,3	-945	-472.5
D	28.05	915	+0,8	0,2	-0,3	549	1006.5
	34	945	+0,8	0,2	-0,3	567	1039.5
E	28.05	915	-0,3	0,2	-0,3	-457.5	0
	34	945	-0.3	0,2	-0,3	-472.5	0

III.3.5.Direction V2 :

h = 34m b = 20m. d = 28.05m

III.3.5.1.Pression dynamique de pointe :

La pression dynamique de pointe q_p (Z_e) a une hauteur de référence Z_e et donnée par :

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

a. Coefficient de rugosité

$$C_r(Z_e) = K_t \times \ln \left(\frac{Z}{Z_0} \right) \quad \text{Pour } Z_{min} \leq Z_e \leq 200m.$$

Tableau III.8: Coefficient de rugosité.

Tronçon	Z [m]	C _r
De 0 à 20	20	0,9
De 20 à 34	34	1,01

b. Coefficient de topographie :

L'ouvrage situé sur un site plat, donc on a :

Tableau III. 9: Coefficient topographique.

Tronçon	Z [m]	C _t
De 0 à 20	20	1
De 20 à 34	34	1

c. Intensité de turbulence :

$$I_v(Z_e) = \frac{1}{c_t(Z_e) \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right)} \quad \text{Pour } Z_{\min} \leq Z.$$

Tableau III.10: Coefficient Intensité de turbulence.

Tronçon	Z [m]	I _v
De 0 à 20	20	0,24
De 20 à 34	34	0,21

d. Coefficient d'exposition :

Cas de structures peu sensibles aux excitations dynamiques

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

Tableau III.11: Coefficient d'exposition.

Tronçon	Ze [m]	C _e
De 0 à 20	20	2.17
De 20 à 34	34	2,52

Tableau III.12: Tableau Récapitulatif.

Tronçon	Ze [m]	C _r	C _t	I _v	C _e	q _p [N/m ²]
De 0 à 20	20	0,9	1	0,24	2,17	813.75
De 20à 34	34	1,01	1	0,21	2,52	945

III.3.5.2. Calcul de la pression due au vent :

a) Détermination de la pression dynamique :

La pression dynamique **W** (z_j) agissant sur une paroi est obtenue à l’aide de la formule suivante : $W(z_j) = q_p(z_e) \times [C_{pe} - C_{pi}]$ [N/m²](§2.5.2. RNV version2013).

1-coefficients de pressions extérieures C_{pe} :

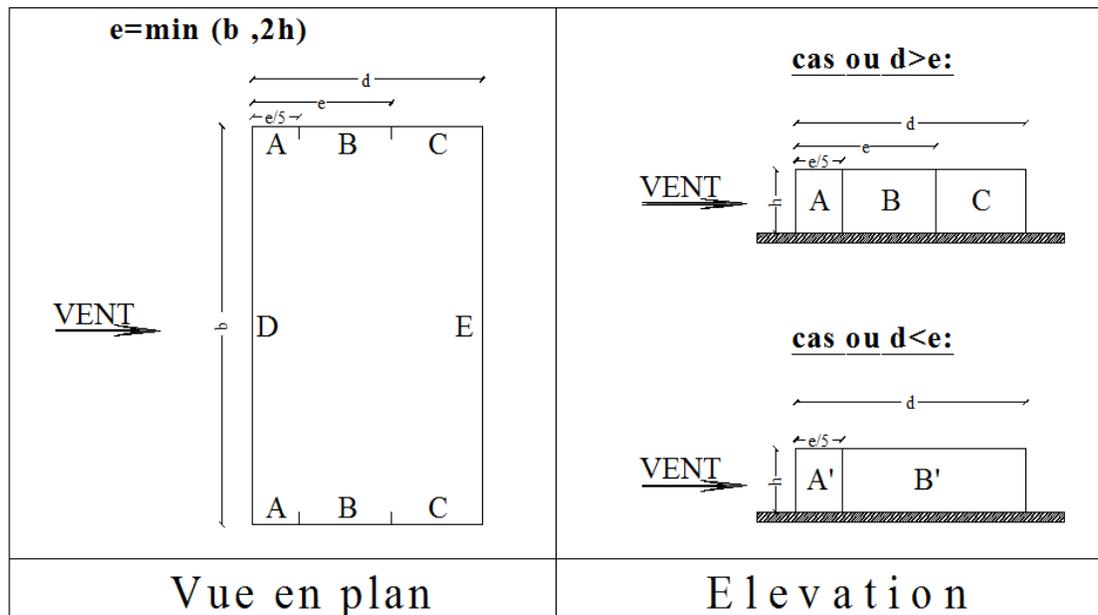


Figure III.4: Légende pour la paroi verticale.

On détermine le coefficient à partir des conditions suivantes :

$$\left. \begin{aligned}
 C_{pe} &= C_{pe.1} \text{ si } S \leq 1 \text{ m}^2 \\
 C_{pe} &= C_{pe.1} + (C_{pe.10} - C_{pe.1}) \times \log_{10}(S) \quad \text{si } 1 \text{ m}^2 < S < 10 \text{ m}^2 \\
 C_{pe} &= C_{pe.10} \quad \text{si } S \geq 10 \text{ m}^2
 \end{aligned} \right\} \text{ (§ 5.1.1.2 RNV Version 2013).$$

Paroi vertical (V2) :

Cas de vent perpendiculaire à la largeur du bâtiment

$$C_{pe} = C_{pe,10} \quad \text{pour} \quad S \geq 10,00 \text{ m}^2.$$

- $b=20\text{m}$.
- $h=34\text{m}$.
- $d= 28.05\text{m}$.
- $e=\min [b ; 2 \times h] \Rightarrow e=20\text{m}$.

1-Coefficients de pressions extérieures C_{pe}

Tableau III.13: Valeurs des pressions C_{pe} pour les différentes zones de la paroi verticale (V2).

Zone	$S > 10\text{m}^2$	C_{pe}
		C_{pe10}
A	136	-1
B	544	-0,8
C	273.7	-0,5
D	680	+0,8
E	680	-0,3

b) Coefficient de pression intérieure C_{pi}

D'après EUROCOOD1 PARTIE 4 :

Donc :

$$\checkmark C_{pi1} = 0,2$$

$$\checkmark C_{pi2} = -0,3$$

La pression aérodynamique :

$$W(z_j) = q_p(z_j) \times (C_{pe} - C_{pi})$$

Tableau III.14: Récapitulatif(V1)

Zone	Z(m)	qp(ze)	C _{pe}	C _{pi}		W (zj) [N/m ²]	
A	20	813.75	-1	0,2	-0,3	-976.5	-569.63
	34	945	-1	0,2	-0,3	-283.5	189
B	20	813.75	-0.8	0,2	-0,3	-813.75	-406.86
	34	945	-0.8	0,2	-0,3	-945	-472.5
D	20	813.75	+0,8	0,2	-0,3	488.25	895.13
	34	945	+0,8	0,2	-0,3	567	1039.5
E	20	813.75	-0,3	0,2	-0,3	-406.9	0
	34	945	-0.3	0,2	-0,3	-472.5	0

III.3.6. Calcul des forces de frottement :

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

Condition à vérifier :

$$2(d \times h) \leq 4(2b \times h).$$

✓ Direction V1

$2 \times (20 \times 34) \leq 4 \times (2 \times 28.05 \times 34)$ Il n'y a pas de force de frottement sur les parois.

$1360 \leq 7626.6$Condition vérifiée.

✓ Direction V2

$2 \times (28.05 \times 34) \leq 4 \times (2 \times 20 \times 34)$

$1907.4 \leq 5440$Condition vérifiée.

III.3.7. Action d'ensemble :

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

$$F_w = C_d \times C_f \times q_p(Z_j) \times A_{ref}[N] \quad (\S 2.6.1)$$

C_d : Coefficient dynamique.

C_f : Coefficient de force.

a-Coefficient dynamique C_d

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

Il est donné par la formule suivant :

$$C_d = \frac{1 + 2 \times g \times I_v(Z_{eq}) \times \sqrt{Q^2 + R^2}}{1 + 7 \times I_v(Z_{eq})} \quad (\text{\S 3.3. RNV version 2013}).$$

Z_{eq} (En m) : Hauteur équivalente de la construction.

$I_v(Z_{eq})$: Intensité de la turbulence pour $Z=Z_{eq}$.

Q^2 : Partie quasi-statique.

R^2 : Partie résonante.

g : Facteur de pointe.

✓ **Construction verticales telles que bâtiments.**

$$Z_{eq} = 0,6 \times h \geq Z_{min}$$

$$Z_{eq} = 0,6 \times 34 = 20.4 \text{ m} > Z_{min}$$

a- Partie quasi-statique

Elle est donnée par la formule suivant :

$$Q^2 = \frac{1}{1 + 0,9 \times \left(\frac{(b+h)}{L_i(Z_{eq})} \right)^{0,63}} \quad (\text{\S 3.3.1. RNV version 2013}).$$

Avec :

b et h (en m) sont la largeur et la hauteur de la construction $\longrightarrow b = 28.05 \text{ m}$ et $h = 34 \text{ m}$

$L_i(Z_{eq})$ est l'échelle de turbulence pour $Z = Z_{eq}$ donnée par :

$$\left. \begin{aligned} L_i(Z_{eq}) &= 300 \times \left(\frac{Z}{200} \right)^\varepsilon \quad \text{pour } Z_{min} \leq Z \leq 200 \text{ m} \\ L_i(z) &= L_i(Z_{min}) \quad \text{pour } Z \leq Z_{min} \end{aligned} \right\} (\text{\S 3.3.1. RNV version 2013}).$$

$$10 \text{ m} \leq 20.4 \text{ m} \leq 200 \text{ m} \longrightarrow L_i(20.4) = 300 \times \left(\frac{20.4}{200} \right)^{0,61} = 74.53$$

$$\longrightarrow Q^2 = \frac{1}{1 + 0,9 \times \left(\frac{(34 + 28.05)}{74.53} \right)^{0,63}} = 0.55$$

b- Partie résonnante

Elle est donnée par la formule suivant :

$$R^2 = \frac{\pi^2}{2 \times \delta} \times R_n \times R_h \times R_b \quad (\text{\S 3.3.2. RNV version 2013}).$$

δ : Décrément logarithmique d'amortissement structural $\longrightarrow \delta = \delta_s + \delta_a$

δ_s : Décrément logarithmique d'amortissement structural.

$\delta_s = 0,05$ (tableau 3.1 §3.3.2 RNV version 2013).

δ_a : Le décrément logarithmique d'amortissement aérodynamique pris égal à 0.

$\delta_a = 0$ (§3.3.2. RNV version 2013).

Alors : $\delta = 0,05 + 0 = 0,05$.

R_N : Fonction adimensionnelle de la densité spectrale de puissance.

$$R_N = \frac{6,8 \times N_x}{(1 + 10,2 \times N_x)^{\frac{5}{3}}} \quad (\text{\S 3.3.2. RNV version 2013}).$$

N_x : Fréquence adimensionnelle dans la direction x du vent.

$$N_x = \frac{n_{1,x} \times Li(Z_{eq})}{V_m(z_{eq})}$$

$n_{1,x}$: Fréquence fondamentale (§3.3.4 RNV version 2013).

$$n_{1,x} = \frac{0,5}{\sqrt{f}}$$

f (en m) : Flèche de la structure dû au poids propre appliqué dans la direction de vibration.

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

h : Hauteur totale de la structure.

$$f = \frac{34}{100} = 0,34 \text{ m.}$$

$$n_{1,x} = \frac{0,5}{\sqrt{0,34}} = 0,857.$$

$V_m(z) = C_r(z) \times C_t(z) \times V_{réf}$ Avec $V_{réf} = 25 \text{ m/s.}$

$$C_r(z) = C_r(Z_e) = K_t \times \ln\left(\frac{Z_e}{Z_0}\right) = 0,215 \times \ln\left(\frac{20,4}{0,3}\right) = 0,91.$$

$V_m(Z_{eq}) = 0,91 \times 1 \times 25 = 22,75 \text{ m/s.}$

$$N_x = \frac{0,857 \times 74,53}{22,75} = 2,80.$$

$$R_N = \frac{6,8 \times 2,80}{(1 + 10,2 \times 2,80)^{\frac{5}{3}}} = 0,067.$$

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

$$R_h = \left(\frac{1}{\eta_h}\right) - \left(\frac{1}{2 \times \eta_h^2}\right) \times (1 - e^{-2 \times \eta_h}) \text{ avec : } \eta_h = \frac{4,6 \times N \times h}{Li(Z_{eq})} = \frac{4,6 \times 2,8 \times 34}{74,53} = 5,88 \rightarrow R_h = 0,16.$$

$$R_b = \left(\frac{1}{\eta_b}\right) - \left(\frac{1}{2 \times \eta_b^2}\right) \times (1 - e^{-2 \times \eta_b}) \text{ avec : } \eta_b = \frac{4,6 \times N \times b}{Li(Z_{eq})} = \frac{4,6 \times 2,8 \times 28,05}{74,53} = 4,85 \rightarrow R_b = 0,18.$$

$$R^2 = \frac{\Pi^2}{2 \times 0,05} \times 0,067 \times 0,16 \times 0,18 = 0,19.$$

c- Facteur de pointe g

Il est donné par la formule suivante :

$$g = \sqrt{2 \times \ln(600 \times v)} + \frac{0,6}{\sqrt{2 \times \ln(600 \times v)}} \geq 3 \quad (\S 3.3.3. RNV99 V2013).$$

La fréquence moyenne v :

$$v = n_{1,x} \times \sqrt{\frac{R^2}{Q^2 + R^2}} \geq 0,08 \quad \longrightarrow \quad v = 0,857 \times \sqrt{\frac{0,19}{0,55 + 0,19}} = 0,43 \geq 0,08 \text{ HZ.}$$

$$g = \sqrt{2 \times \ln(600 \times 0,43)} + \frac{0,6}{\sqrt{2 \times \ln(600 \times 0,43)}} = 3,8 > 3.$$

$$I_v(z) = 0,22.$$

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

$$C_d = \frac{1 + 2 \times 3,8 \times 0,22 \times \sqrt{0,55 + 0,19}}{1 + 7 \times 0,22} = 0,96 < 1.$$

La structure est considéré peu sensible aux excitations dynamiques.

On considère une valeur conservatrice de $C_d=1$, d'après le règlement **RNV99 V2013**

Cas d'un bâtiment à ossature comportant des murs dont la hauteur est à la fois inférieure à 100 m et à 4 fois la dimension du bâtiment mesurée dans la direction perpendiculaire à la direction du vent.

Tableau III.14: Récapitulatif pour les valeurs de C_d dans les deux directions.

	La direction	Le coefficient C_d
h =34 m b =28.05 m d=20	V1	0,96
h =34m b =20 m d=28.05	V2	0,95

B)- calcul de coefficient de forme

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

$C_{f,0}$: Coefficient de force.

✓ **Direction V1**

$$C_f = C_{f,0} \times \psi_\lambda (\text{\S}4.1.)$$

Constructions en considérant un élancement effectif infini

ψ_λ : Facteur d'élancement donné par (figure 4.1 RNV 2013) en fonction de l'élancement effectif λ_e .

$$C_{f,0} = 2.3 \quad (\text{figure 4.4} \text{\S}4.2 \text{ RNV 2013}).$$

$$\lambda_e = \max(0.7 \times l/b ; 70) \quad \text{donc } \lambda_e = 70.$$

$$\text{Pour } \psi = 1 \longrightarrow \psi_\lambda = 0.92 \quad (\text{4.1. 1}).$$

$$C_f = 2,3 \times 0,92 = 2,2116.$$

✓ **Direction V2**

$$C_{f,0} = 1.0 \quad (\text{figure 4.4} \text{\S}4.2 \text{ RNV 2013}).$$

$$\lambda_e = \max(0,7 \times l/b ; 70) \quad \text{donc } \lambda_e = 70.$$

$$\text{Pour } \psi = 1 \longrightarrow \psi_\lambda = 0.92 \quad (\text{\S}4.1. 1).$$

$$C_f = 1,0 \times 0,92 = 0,92.$$

Tableau III. 15: Force d'application d'ensemble direction V1.

Tronçon	H	L (m)	C_d	C_f	Q_p (N/m ²)	$A_{\text{réf}}$ (m ²)	F_w (KN)	F_w (KN) cumulé
0 à 28.05	28.05	28.05	0,96	2,2116	915	786.80	1528.49	1528.49
28.05 à 34	5.95	28.05	0,96	2,2116	945	166.89	334.84	1863.33

Tableau III.16 Force d'application d'ensemble direction V2.

Tronçon	H	L (m)	C_d	C_f	Q_p (N/m²)	A_{réf}(m²)	F_w (KN)	F_w (KN) cumulé
0 à 20	20	20	0,95	0,92	813.75	400	284.49	284.49
20 à 34	14	20	0,95	0,92	945	280	231.26	515.75

III.4.Conclusion :

Afin de prendre le cas le plus défavorable, on doit comparer les résultats de l'étude vent par rapport les résultats sortant de l'étude sismique.

CHAPITRE IV

IV.1.Introduction :

Les éléments secondaires sont des éléments qui ne font pas partie du système de contreventement, leur calcul se fait généralement sous des actions permanentes et surcharges d'exploitation, cependant ils doivent reprendre aux dispositions constructives de la réglementation parasismique.

IV.2.Etude des escaliers :**IV.2.1.Introduction :**

Un escalier est une suite de marches qui permettent de passer d'un niveau à un autre, dont la largeur s'appelle l'embranchement, la largeur des marches s'appelle le giron (g) et la hauteur des marches une contre marche (h), il se compose de plusieurs éléments :

- **Palier** : c'est une aire plane située à chaque étage au départ et à l'arrivée d'une volée d'escalier, sa fonction est de permettre un repos pendant la montée.
- **Palier intermédiaire** : c'est un palier placé entre deux niveaux.
- **Volée** : une partie droite (ou courbe) d'escalier comprise entre deux paliers successifs.
- **Marches** : elles peuvent être encastrées entre deux limons ou reposées sur un ou deux limons

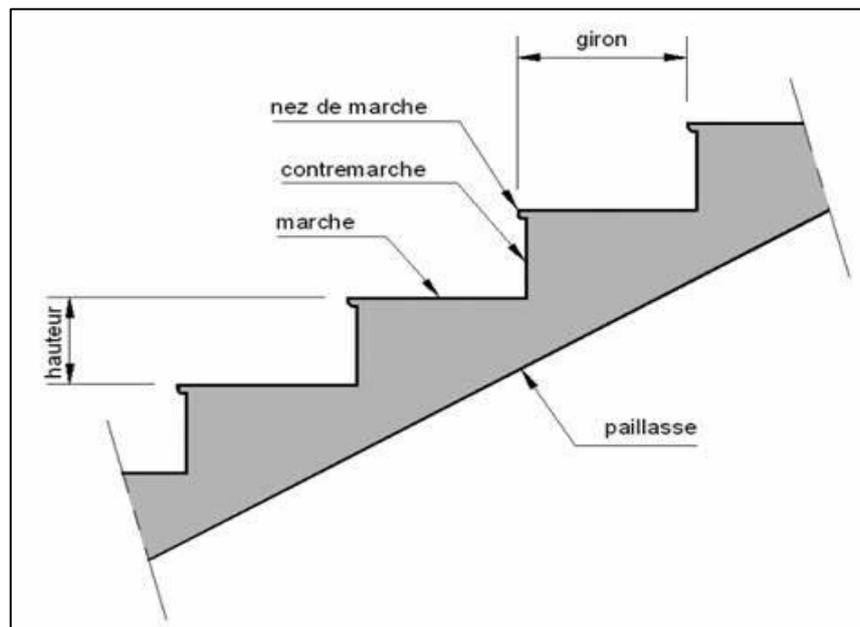


Figure IV. 1: Schéma représentatif d'un escalier.

IV.2.2.Choix des dimensions :

D'après la loi de BLONDEL et pour garantir un bon confort, ses conditions doivent satisfaire :

- H : hauteur de la marche $16.5 \text{ cm} \leq H \leq 18.5 \text{ cm}$; on prend $H = 17 \text{ cm}$
- G (giron) : Largeur de la marche $27 \text{ cm} \leq H \leq 30 \text{ cm}$; on prend $G = 27 \text{ cm}$
- h : hauteur d'étage : $h = 3.06 \text{ m}$

$$60 \leq 2H + G \leq 64 \rightarrow 60 \leq 61 \leq 64 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Sachant que la hauteur du RDC est de 3.06 m, le nombre de marche sera de :

$$n = \frac{H}{h} = \frac{3.06}{0.17} \rightarrow n = 18 \text{ contre marches par niveau}$$

Nombre de marches : $m = n - 1 = 18 - 1 = 17$ marches.

$$\text{L'inclinaison de la paillasse : } \tan \alpha = \frac{1.53}{2.55} = 0.6 ; \alpha = 30.96^\circ$$

$$\text{La longueur de la volée : } L = \sqrt{1.53^2 + 2.55^2} = 2.97 \text{ m}$$

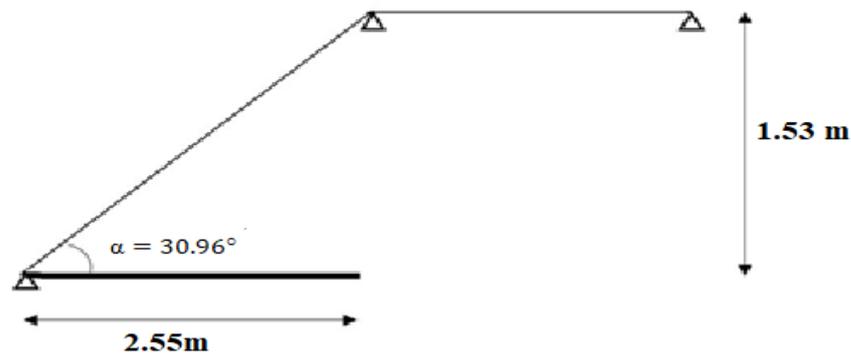


Figure IV.2: Schéma représentant les dimensions de l'escalier.

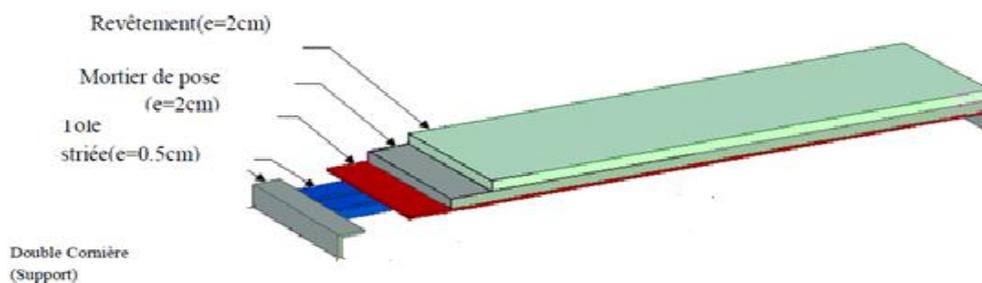
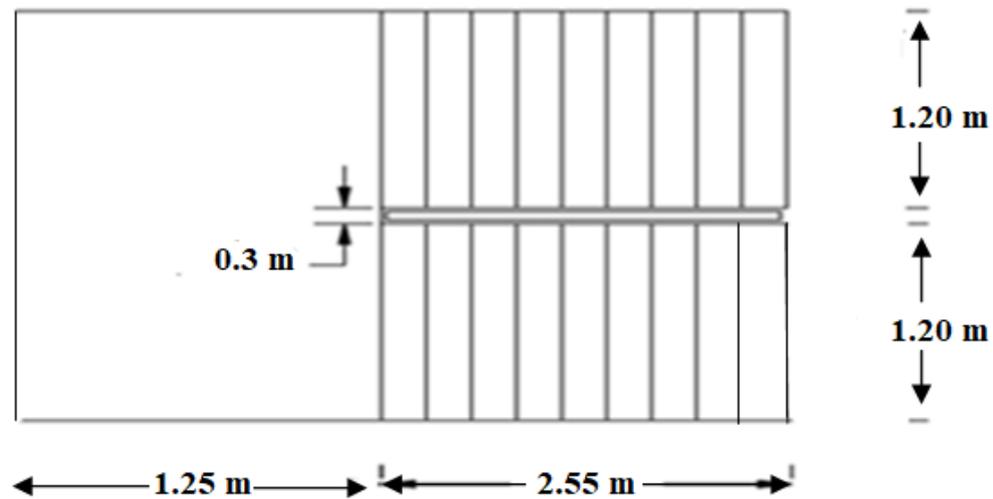


Figure IV.3: Les constituants d'une marche.

IV.2.3. Dimensionnement des limons :**Figure IV.4 :** Vue en plan de l'escalier.**IV.2.3.1. Évaluation des charges :**

- Tôle striée ($e = 0.5 \text{ cm}$) : $0.005 \times 78.5 = 0.40 \text{ KN/m}^2$
 - Béton ($e = 7 \text{ cm}$) : $0.07 \times 25 = 1.75 \text{ KN/m}^2$
 - Chappe : 0.4 KN/m^2
 - Grés cérame : 0.28 KN/m^2
 - Garde-corps : 1 KN/ml
- $G = 2.83 \text{ KN/m}^2$; $Q_{\text{esq}} = 2.5 \text{ KN/m}^2$

IV.2.3.2. Dimensionnement à ELS :

$$G_1 = 2.83 \times (1.2/2) + 1 = 2.70 \text{ KN/m.}$$

$$G_2 = 2.83 \times 1.2/2 = 1.70 \text{ KN/m.}$$

$$Q = 2.5 \times 1.2/2 = 1.5 \text{ KN/m.}$$

$$Q_1 = G_1 + Q \rightarrow Q_1 = 2.70 + 1.5 = 4.20 \text{ KN/m.}$$

$$Q_2 = G_2 + Q \rightarrow Q_2 = 1.70 + 1.5 = 3.2 \text{ KN/m.}$$

$$Q_{u1} = Q_1 \times \cos \alpha \rightarrow Q_{u1} = 3.60 \text{ KN/m.}$$

$$Q_{u2} = Q_2 \times \cos \alpha \rightarrow Q_{u2} = 2.74 \text{ KN/m.}$$

Pour être en sécurité, et dans le but de simplifier nos calculs on prendra :

$$Q_{\text{eq}} = \max(Q_{u1} ; Q_{u2}) = 3.60 \text{ KN/m.}$$

- **Dimensionnement par condition de flèche**

$$f = \frac{5q_s l^4 250}{384EI} \leq f = \frac{l}{250} \rightarrow I \geq \frac{5q_s l^3 250}{384E}$$

$$I \geq \frac{5 \times 250 \times 3.60 \times (2970^3) \times 10^{-4}}{384 \times 2,1 \times 10^5}$$

$$I \geq 146.19 \text{ cm}^4$$

On prendra un profilé UPN 100.

IV.2.3.3 Vérification du moment fléchissant a l'ELU :

$$q_u = 1.35(G + G_{upn}) + 1.5Q \rightarrow q_u = 1.35 \times (2.70 + 0.106) + 1.5 \times 1.5$$

$$q_u = 6.04 \text{ KN/m.}$$

$$M_{sd} = \frac{6.04 \times 2.97^2}{8} = 6.66 \text{ KN.m}$$

$$M_{plrd} = \frac{(49 \times 10^{-3}) \times 275}{1.1} = 12.25 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 6.66 \text{ KN.m} \leq M_{plrd} = 12.25 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification de l'effort tranchant :**

$$V_{sd} = \frac{6.04 \times 2.97}{2} = 8.97 \text{ KN}$$

$$V_{plrd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\gamma_m \sqrt{3}} \rightarrow V_{plrd} = \frac{6.46 \times 275}{1 \times \sqrt{3}} = 102.57 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 8.97 \text{ KN} \leq V_{plrd} = 102.57 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification de la flèche :**

$$f_{max} = \frac{5}{384} \times \frac{q_{ser} l^4}{EI} \rightarrow f_{max} = \frac{5}{384} \times \frac{4.31 \times 2970^4}{2.1 \times 10^5 \times 206 \times 10^4}$$

$$\rightarrow f_{max} = 10.09 \text{ mm.}$$

$$f_{adm} = \frac{L}{250} \rightarrow f_{adm} = \frac{2970}{250} \rightarrow f_{adm} = 11.88 \text{ mm}$$

$$f_{max} = 10.09 \leq f_{adm} = 11.88 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

IV.2.4. Dimensionnement de la cornière de marche**IV.2.4.1. Condition de flèche a l'ELS :**

$$G_{marche} = 2.83 \times \left(\frac{0.27}{2}\right) = 0.382 \text{ KN/ml};$$

(0.27 m étant la largeur de la marche « giron »)

$$Q_{marche} = 2.5 \times \left(\frac{0.27}{2}\right) = 0.338 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{ser} = G_{marche} + Q_{marche} \rightarrow Q_{ser} = 0.382 + 0.338 = 0.72 \text{ KN/ml}$$

- Dimensionnement par condition de flèche

$$f = \frac{5q_s l^4}{384EI} \leq f = \frac{l}{250} \rightarrow I \geq \frac{5q_s l^3}{384E}$$

$$I \geq \frac{5 \times 250 \times 0.72 \times (1200^3) \times 10^{-4}}{384 \times 2,1 \times 10^5} \rightarrow I \geq 1.92 \text{ cm}^4$$

Soit une cornière a aile égale L40x40x5

Tableau IV.1 : Caractéristiques du profilé L40x40x5

Désignation	Poids	Section	Dimensions			Caractéristiques	
	G (kg/m)	A (cm ²)	h = b (mm)	tf (mm)	Iy = Iz (cm ⁴)	Wel-y = Welz (cm ³)	Iy = Iz (cm)
L 40x40x5	3.00	3.80	40	5	5.60	2.00	1.20

IV.2.4.2 Vérification du moment fléchissant a l'ELU :

$$q_u = 1.35(G_{marche} + G_{L40}) + 1.5Q_{marche} \rightarrow q_u = 1.42 \text{ KN/ml.}$$

$$M_{sd} = \frac{1.42 \times 1.2^2}{8} = 0.26 \text{ KN.m}$$

$$M_{plrd} = \frac{1.91 \times 275}{1.1} = 0.48 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 0.26 \text{ m} < M_{plrd} = 0.48 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- Vérification de l'effort tranchant

$$V_{sd} = \frac{1.42 \times 1.2}{2} = 0.85 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{V_{sd} \cdot S}{e \cdot I_y} \leq \tau' = \frac{f_y}{\sqrt{3}}$$

S est le moment statique $S = 4.00 \text{ cm}^3$

$$\tau = 12.52 \text{ MPA} \leq \tau' = 158.77 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

IV.4.L'acrotère :

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse, il forme une paroi contre toute chute. Il est considéré comme une console encastrée à sa base, soumise à son poids propre G et à une surcharge horizontale Q due à une main courante. Le calcul se fera en flexion composée au niveau de la section d'encastrement pour une bande de 1 m linéaire.

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable. Dans ce cas, le calcul se fera à l'ELU et à l'ELS.

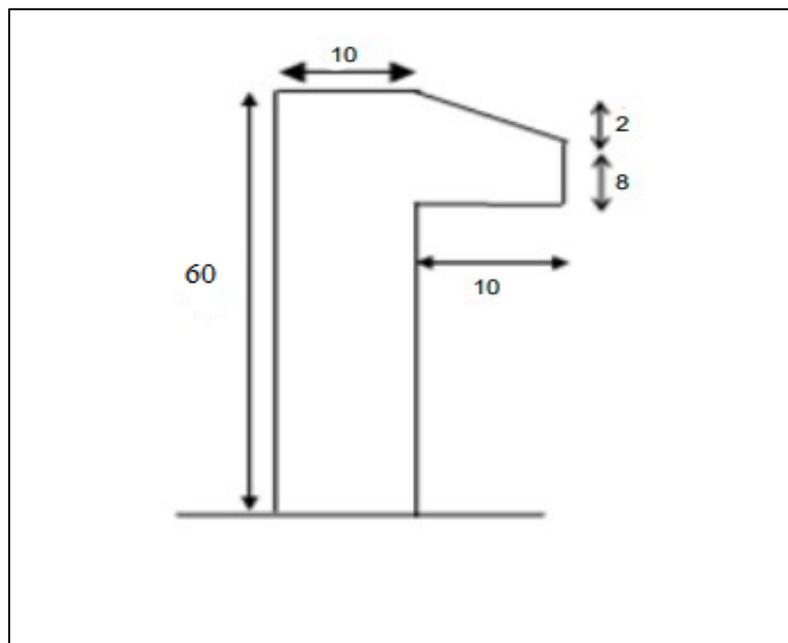


Figure IV.5 : Dimension de l'acrotère.

IV.4.1.Evaluation des charges :**– Charge permanente :****Surface de l'acrotère :**

$$S = 0.1 \cdot 0.6 + 0.08 \cdot 0.1 + (0.02 \cdot 0.1) / 2 = 0.069 \text{ m}^2$$

$$P = (0.6 + 0.1 + 0.1 + 0.02 + 0.08 + 0.5) = 1.4 \text{ m}$$

Revêtement en ciment : ($e = 2 \text{ cm}$; $\rho = 14 \text{ KN/m}^3$)

Poids propre de l'acrotère ($G = \rho_b \times S$)..... $25 \cdot 0.069 = 1.725 \text{ KN/m}$

Revêtement en ciment $14 \cdot 0.02 \cdot 1.4 = 0.392 \text{ KN/m}$

$G = 2.12 \text{ KN/ml}$.

– La force horizontale due à l'effet du séisme :

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

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \quad (6-3 \text{ RPA99/V2003})$$

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) pour la zone et le groupe d'usage appropriés.

C_p: Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 (tableau 6.1).

W: Poids de l'élément considéré.

Dans ce cas : Le groupe d'usage 2 et Zone III.

- $A = 0,25$

- $C_p = 0,8$

- $W_p = 2.12 \text{ KN/ml}$

$$F_p = 4 \times 0.25 \times 0.8 \times 2.12 = 1.70 \text{ KN/ml}$$

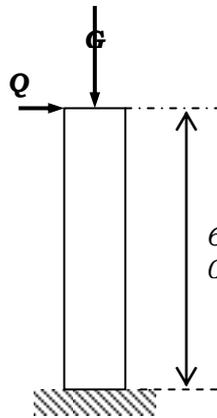


Figure IV. 6: Schéma statique de l'acrotère

– **Charge d'exploitation :**

On prend en considération l'effet de la main courante

D'où : $Q = 1,00 \text{ KN/ml}$

➤ **Calcul des sollicitations**

• **Calcul des efforts à l'ELU :**

$$N_U = 1,35 G$$

$$M_U = 1.5 F_p \times h$$

$$T_U = 1.5 F_p$$

• **Calcul des efforts à l'ELS :**

$$N_S = G$$

$$M_S = F_p \times h$$

$$T_U = F_p$$

Tableau IV.2 : Calcul des sollicitations

Les Sollicitations	ELU		ELS	
	Effort normal (KN)	N_U	2.86	N_S
Effort tranchant (KN)	T_U	2.55	T_S	1.70
Moment fléchissant (KN.m)	M_U	1.53	M_S	1.02

IV.4.2.calcul de Ferrailage :

Le calcul du ferrailage se fait pour une bande de 1 m de largeur.

➤ **ELU**

Données :

$b = 100 \text{ cm}$, $h = 10 \text{ cm}$, $d = 9 \text{ cm}$ et $c = c' = 2 \text{ cm}$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_{tj} = 2,1 \text{ MPa}$; $f_e = 500 \text{ MPa}$,

$\sigma_b = 14.17 \text{ MPa}$; $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$.

$$e_0 = \frac{M_U}{N_U} \quad e_0 = 0.53 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - c = 3 \text{ cm} < e_0 \quad \text{Donc : } M_{as} = M_U + N_U \left(d - \frac{h}{2} \right) = 1.64 \text{ kN.m}$$

D'après l'organigramme : $M = M_f = 1.64 \text{ KN.m}$

$$\mu_u = \frac{M_{as}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = 0.014$$

$$\mu_u = 0.014 < \mu_R = 0.391 \rightarrow A'_s = 0$$

D'après l'organigramme de flexion simple on aura les résultats

Tableau IV.3 : Calcul de ferrailage

μ_u	μ_R	α	$Z \text{ (cm)}$	$\sigma_s \text{ (MPa)}$	$A_s^{\text{calculé}} \text{ (cm}^2\text{)}$
0.014	0.391	0.018	8.94	348	0.52

- **Ferrailage minimale**

$$A_{s \text{ CNF}} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.087 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A_s; A_{s \text{ CNF}}) = 1.087 \text{ cm}^2$$

On adoptera : 6T10 = 4.71 cm².

Espacement :

$$S_h = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} .$$

$$S_v = \frac{60 - 4 - 4(0.10)}{3} = 18.5 \text{ cm} \rightarrow S_v = 18 \text{ cm} .$$

- **Armature de répartition**

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \rightarrow 1.18 < A_r \leq 2.35$$

La section choisie est $A_r = 4T10 = 3.14 \text{ cm}^2$

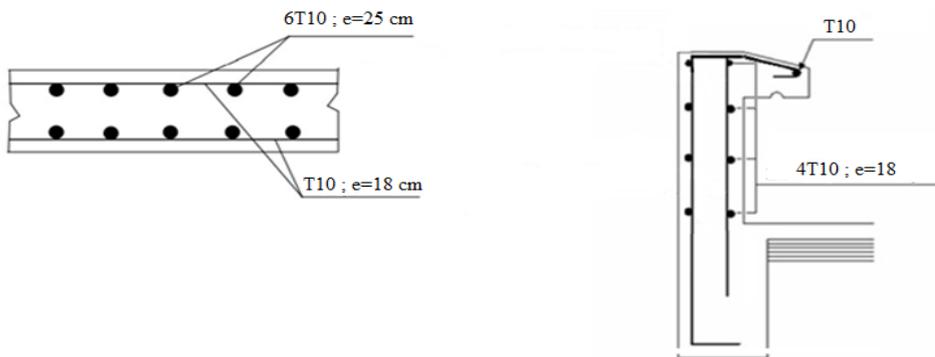


Figure IV.7: Schéma de ferrailage de l'acrotère

CHAPITRE V

V.1.Introduction :

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

Le but de ce chapitre est de définir un modèle de structure qui vérifie les conditions et critères de sécurité imposés par le règlement parasismique Algérien RPA99/version 2003. L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe à cause du nombre de fonctions et éléments existants dans une structure. C'est pour cela qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

La modélisation de notre structure a été effectuée à l'aide du logiciel EABS 2018 qui est un logiciel de calcul automatique des structures.

V.2.Objectif de l'étude sismique :

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

V.3.Classification selon RPA99v2003 :

Pour notre cas, et d'après la classification du RPA, la wilaya de TIPAZA est classée comme une zone de forte sismicité ZONE III. Notre ouvrage est considéré comme ouvrage courant ou d'importance moyenne Groupe 2, « Bâtiment d'habitation collective ou à usage de bureaux dont la hauteur ne dépasse pas 48m ».

V.4.La méthode de calcul :

Le choix des méthodes de calcul et la modélisation de la structure ont comme objectif de prévoir aux mieux le comportement réel de l'ouvrage.

Les règles parasismiques Algériennes proposent trois méthodes de calcul des sollicitations.

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

Le choix de la méthode de calcul dépend des conditions imposées par le règlement, alors dans notre cas nous avons choisi d'utiliser la méthode d'analyse modale spectrale.

V.4.1. Modélisation de la structure :**➤ Modélisation de la rigidité :**

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

- Chaque poutre et chaque poteau de la structure a été modélisé par un élément linéaire type barre (frame) 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

➤ Modélisation de la masse :

- La charge des planchers est supposée uniformément répartie sur toute la surface du plancher. La masse est calculée par l'équation $(G+\beta Q)$ imposée par le RPA99 version 2003 avec $(\beta = 0,2)$ pour un bâtiment d'habitation.
- La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux, voiles et les poutres est prise égale à celle du béton à savoir 25kN/m^3 .

V.4.2. La méthode modale spectrale :**➤ Principe :**

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

➤ Analyse spectrale :

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

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

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^2 & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases}$$



Figure V.1 : Spectre de réponse.

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

η : facteur de correction d'amortissement.

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

Q : Facteur de qualité (tableau 4.4).

T1, T2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (tableau 4.7) RPA99/V2003

➤ **Résultante des forces sismiques de calcul : [3]**

Cette vérification consiste à s'assurer que la résultante des forces sismiques agissant sur la structure est inférieure à la capacité de la structure à les absorber sans subir de déformations irréversibles. Cela permet de garantir que la structure restera stable en cas de séisme et que les occupants ne seront pas mis en danger. Cette vérification doit être

effectuée lors de la conception de la structure, mais aussi lors de toute modification importante ou de tout renforcement de la structure existante.

Permis les premières vérifications recommandées par le RPA99 version 2003 est relative à la résultante des forces sismiques

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:

$$r = \frac{0.8V}{V_t}$$

➤ **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

$$\begin{cases} \text{zone sismique III} \\ \text{groupe d'usage 2} \end{cases} \Rightarrow A = 0.25$$

D : Facteur d'amplification dynamique.

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

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

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associée à la catégorie du site est donnée

(dans le tableau 4.7 des RPA99/version 2003).

$$\text{Catégorie S3 : site meuble} \rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ sec} \\ T_2 = 0.50 \text{ sec} \end{cases}$$

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

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

– **Estimation de la période fondamentale de la structure :**

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

Les formules empiriques à utiliser selon **les RPA99/version 2003 sont :**

$$T = \min (C_t h_N^{3/2} ; 0,09 h_N / \sqrt{D_{x,y}})$$

$C_t = 0.05$ (Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie).

h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$$h_N = 21.42 \text{ m}$$

D : Est la dimension du bâtiment mesurée à base dans la direction de calcul considéré.

$$\begin{cases} D_x = 20.6 \text{ m} \\ D_y = 18.9 \text{ m} \end{cases}$$

$$T = C_t h_N^{3/2} = 0.05 \times 21.42^{3/2} \rightarrow T = 0.498 \text{ sec.}$$

Suivant la direction X-X :

$$T_x = \frac{0.09 \times 21.42}{\sqrt{20.6}} = 0.425 \text{ sec}$$

Suivant la direction Y-Y :

$$T_y = \frac{0.09 \times 21.42}{\sqrt{18.9}} = 0.443 \text{ sec}$$

Le choix de la période de calcul de l'effort tranchant à la base est choisi comme suit :

$$T = \begin{cases} T_{\text{analytique}} & \text{si } T_{\text{analytique}} < 1.3 T_{\text{empirique}} \\ 1.3 T_{\text{empirique}} & \text{si } T_{\text{analytique}} \geq 1.3 T_{\text{empirique}} \end{cases}$$

R : Coefficient de comportement.

L'objet de la classification des systèmes structuraux se traduit dans les règles et les méthodes de calcul par l'attribution pour chacune des catégories de cette classification, d'un coefficient de comportement R qui est un paramètre qui reflète la ductilité de la structure ; il dépend du système de contreventement. Sa valeur unique est donnée par le tableau (4.3) des RPA 99 v2003.

On a choisi un $R = 4$ (Mixte Portique / palée triangulées en V).

Q : Facteur de qualité.

La valeur de Q déterminée par la formule : $Q=1+\Sigma P_q$

Tableau V.1 : Valeurs du facteur de qualité.

Les conditions	Suivant X	Suivant Y
Condition minimale sur les filles des contreventements	0.05	0.05
Redondance en plan	0.05	0.05
Régularité en plan	0.05	0.05
Régularité en élévation	0.05	0.05
Contrôle de la qualité des matériaux	0.05	0.05
Contrôle de la qualité d'exécution	0	0
	$P_{qx} = 1.25$	$P_{qy} = 1.25$

Tableau V.2 : Caractéristique de la force sismique.

Paramètre	Notation	Justifications	Valeurs
Coefficient d'accélération de zone	A	Zone III et Groupe 2	0.25
Pourcentage d'amortissement critique	ξ	Portique en acier dense	5%
Facteur de correction d'amortissement	η	$\sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,7$	1
Catégorie de sol	T_1	Site meuble	0.15
	T_2		0.50
Choix de la période fondamentale	$1.3T$	$C_t h_N^{3/2}$ $0.09 h_N / \sqrt{D_{x,y}}$	0.647
	$1.3T_x$		0.553
	$1.3T_y$		0.576
Facteur de qualité	P_{qx}	$1 + \sum_1^6 p_q$	1.25
	P_{qy}		1.25
Coefficient de comportement de la structure	R	Mixte portique/palées triangulaires	4

V.5.Procédure de calculs :**V.5.1.Modèle initial :**

Cette analyse nous permet de déterminer les efforts et les déplacements maximum d'une structure lors d'un séisme par l'étude de son comportement en vibrations libres non amorties en tenant compte de ses caractéristiques dynamiques propres.

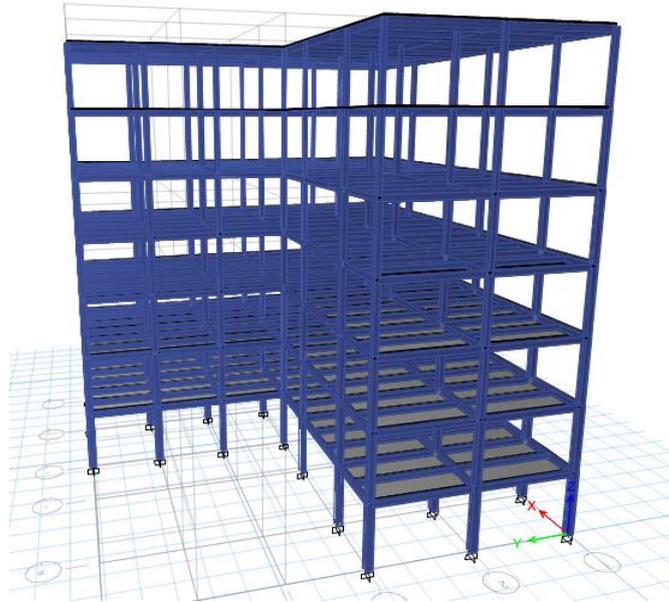


Figure V.3 : Modèle initial « Vue en 3D ».

V.5.2.1.Caractéristique dynamique propre du modèle initial :

Tableau V.3 : Participation massique du modèle initial.

Mode	Période	Facteur de participation massique (%)			
		UX	UY	$\sum UX$	$\sum UY$
1	2,201	1,86E-05	0,7445	1,86E-05	0,7445
2	1,798	0,7342	0,0003	0,7342	0,7447
3	1,761	0,0218	0,0046	0,756	0,7493
4	0,841	1,31E-06	0,122	0,756	0,8713
5	0,646	0,0344	0,0001	0,7904	0,8715
6	0,63	0,0797	3,71E-05	0,8701	0,8715
7	0,491	0	0,0542	0,8701	0,9257
8	0,371	0,0125	1,26E-05	0,8826	0,9257
9	0,356	0,0365	0,0021	0,9191	0,9278
10	0,354	0,0031	0,0225	0,9222	0,9503
11	0,26	0,0006	0,0196	0,9228	0,9699
12	0,257	0,0047	0,0038	0,9275	0,9738

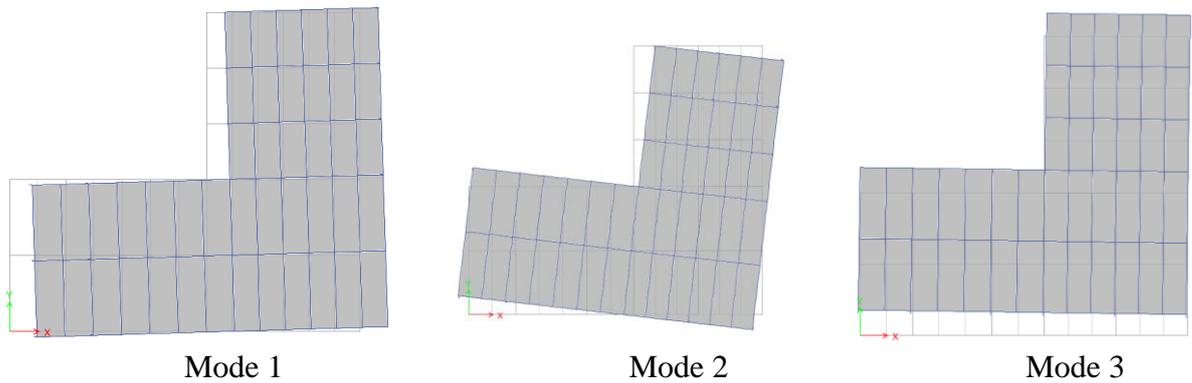


Figure V.4 : La déformée pour les modes du modèle initial.

➤ **Constatations :**

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période du 1^{er} mode $T_1 = 2.201$ sec
- Le premier mode est un mode de translation suivant x-x.
- Le 2^{ème} mode est un mode de translation suivant y-y.
- Le 3^{ème} mode est un mode de torsion.

➤ **Interprétation :**

- Nous devons ajouter des contreventements pour éviter les modes de translation.
- Il faut augmenter la rigidité de la structure.

V.5.3.2^{ème} modèle :

Pour ce modèle on a ajouté des contreventements et on a changé la section des poteaux et des poutres.

- RDC, 1^{er} des poteaux HEA340.
- 2^{ème}, 3^{ème} et 4^{ème} des poteaux HEA300.
- 5^{ème} et 6^{ème} des poteaux HEA260.
- Des poutres IPE360.
- Les contreventements 2 UPN140/30.

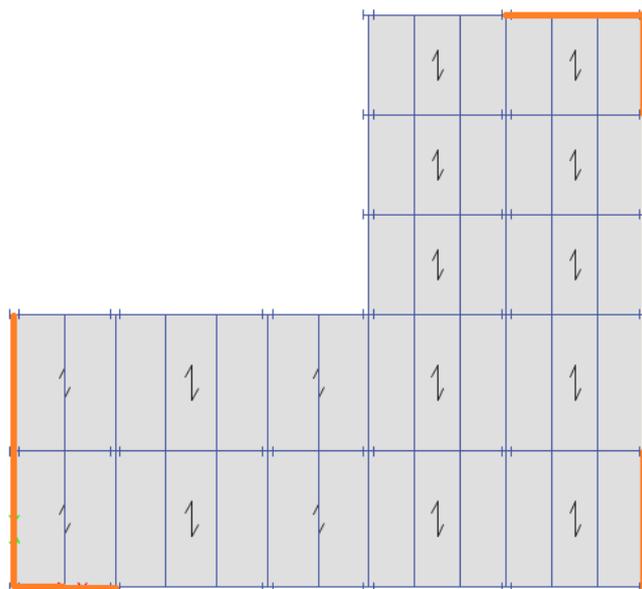


Figure V.5 : Disposition des contreventements pour le 2^{ème} modèle.

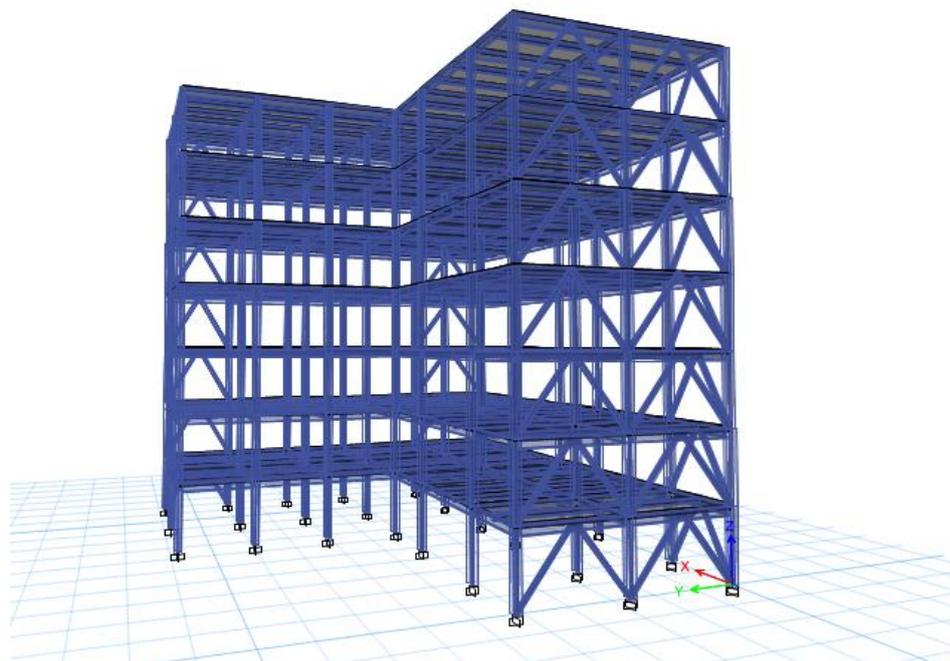


Figure V.6 : 2^{ème} modèle « Vue en 3D »

V.5.2.1. Caractéristique dynamique propre du modèle final :

Tableau V.4: Participation massique du 2^{ème} modèle.

Mode	Période	Facteur de participation massique (%)			
		UX	UY	$\sum UX$	$\sum UY$
1	0,768	0,6475	0,0838	0,6475	0,0838
2	0,617	0,1057	0,6238	0,7531	0,7076
3	0,366	0,0011	0,0493	0,7542	0,7568
4	0,245	0,1406	0,0198	0,8949	0,7766
5	0,2	0,0139	0,1433	0,9088	0,9199
6	0,132	0,0456	0,0025	0,9544	0,9224
7	0,121	0,0021	0,0116	0,9565	0,934
8	0,108	0,0025	0,0379	0,959	0,9719
9	0,091	0,0202	0,0008	0,9792	0,9728
10	0,077	0,0006	0,0158	0,9797	0,9886
11	0,072	0,0094	0,0002	0,9892	0,9887
12	0,067	0,0005	0,0014	0,9896	0,9901

D'après l'analyse dynamique de la structure on obtient :

- une période fondamentale : $T=0.768$ sec.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 5^{ème} mode.
- Le 1^{er} mode est un mode de translation parallèlement à X-X.
- Le 2^{ème} mode est un mode de translation parallèlement à Y-Y.
- Le 3^{ème} mode est un mode de torsion.

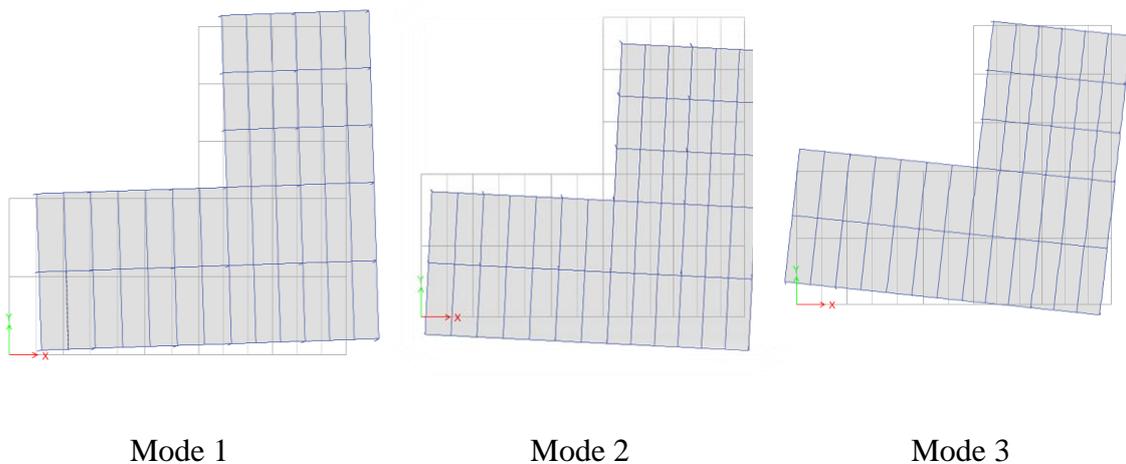


Figure V.7: La déformée pour les modes du 2^{ème} modèle.

V.5.2.2.Choix de la période fondamentale de la structure :

– Sens X-X :

$$T_{\text{Analytique}} = 0.768 \text{ sec} \leq 1.3T_{\text{Empirique}} = 1.3 \times 0.424 = 0.553 \text{ sec}$$

$$T = 1.3T_{\text{Empirique}} = 0.551 \text{ sec}$$

– Sens Y-Y :

$$T_{\text{Analytique}} = 0.768 \text{ sec} \leq 1.3T_{\text{Empirique}} = 1.3 \times 0.443 = 0.576 \text{ sec}$$

$$T = 1.3T_{\text{Empirique}} = 0.576 \text{ sec}$$

V.5.2.3.Calcul du facteur d'amplification dynamique D :– Sens X-X : $T_2 = 0.50 < T = 0.553 < 3\text{s} \rightarrow D_x = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}$

$$D_x = 2.5 \times 1 \times \left(\frac{0.50}{0.551}\right)^{2/3} \rightarrow D_x = 2.34$$

– Sens Y-Y : $T_2 = 0.50 < T = 0.576 < 3\text{s} \rightarrow D_x = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}$

$$D_y = 2.5 \times 1 \times \left(\frac{0.50}{0.576}\right)^{2/3} \rightarrow D_y = 2.27$$

V.5.2.4.Vérification de l'effort tranchant à la base :

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

D'après ETABS on obtient :

$$\begin{cases} W = 11011.98 \text{ KN} \\ V_{\text{dyn}}^x = 1617.21 \text{ KN} \\ V_{\text{dyn}}^y = 1566.22 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\begin{cases} V_{\text{STAT}}^x = \frac{0.25 \times 2.34 \times 1.25}{4} \times 11011.98 = 2013.12 \text{ KN} \rightarrow 0.8V_{\text{STAT}}^x = 1610.50 \text{ KN.} \\ V_{\text{STAT}}^y = \frac{0.25 \times 2.27 \times 1.25}{4} \times 11011.98 = 1952.90 \text{ KN} \rightarrow 0.8V_{\text{STAT}}^y = 1562.32 \text{ KN.} \end{cases}$$

$$0.8V_{\text{STAT}}^x = 1610.50 \text{ KN} > V_{\text{dyn}}^x = 1431.15 \text{ KN} \rightarrow r_x = 1.13 > 1.0$$

$$0.8V_{\text{STAT}}^y = 1562.32 \text{ KN} < V_{\text{dyn}}^y = 1566.22 \text{ KN} \rightarrow r_y = 0.99 < 1.0$$

V.5.2.5.Vérification des déplacements inter étages :

Selon le RPA99 version 2003, il faut vérifier la condition suivante : $\Delta_k^x \leq \bar{\Delta}$

Avec : $\bar{\Delta} = 0.01h_e$

$$\delta_k^x = Rr_x \delta_{ek}^x \quad \text{et} \quad \delta_k^y = Rr_y \delta_{ek}^y \quad \text{si} \quad r_x, r_y > 1.$$

$$\delta_k^x = R\delta_{ek}^x \quad \text{et} \quad \delta_k^y = R\delta_{ek}^y \quad \text{si} \quad r_x, r_y < 1.$$

$$\Delta_k^x = \delta_k^x - \delta_{k-1}^x \quad \text{et} \quad \Delta_k^y = \delta_k^y - \delta_{k-1}^y$$

h_e : La hauteur d'étage

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques

R : Coefficient de comportement.

Tableau V.5: Vérifications des déplacements inter étage pour le 2^{ème} modèle.

δ_{ek}^x	δ_{ek}^y	δ_k^x	δ_k^y	Δ_k^x	Δ_k^y	$\bar{\Delta}$	Ratio %	Ratio %
32,137	23,637	144,657	94,548	18,104	12,692	30,6	59,16%	41,48%
28,115	20,464	126,553	81,856	22,659	14,756	30,6	74,05%	48,22%
23,081	16,775	103,893	67,100	23,091	15,148	30,6	75,46%	49,50%
17,951	12,988	80,802	51,952	24,203	15,352	30,6	79,10%	50,17%
12,574	9,15	56,599	36,600	23,650	14,484	30,6	77,29%	47,33%
7,32	5,529	32,949	22,116	20,031	12,640	30,6	65,46%	41,31%
2,87	2,369	12,919	9,476	12,919	9,476	30,6	42,22%	30,97%

V.5.2.6.justification du coefficient de comportement :

Selon le choix du coefficient de comportement qui a été adopté pour la structure, (R= 4 alors Structure mixte Portique – Contreventement), le RPA99 version 2003, préconise de justifier que :

- **Pourcentage des sollicitations dues aux charges verticales reprises par les palées de contreventement :**

L'effort normal total à la base de la structure : $P_{total} = 15074,5836$ KN.

L'effort normal total reprise par les palées de contreventement : $P_{CV} = 180.20$ KN.

Ratio : $\frac{P_{CV}}{P_{total}} = 1.19 \% < 20 \%$ Donc la condition est vérifiée.

- **Pourcentage des efforts tranchant dus aux charges horizontales reprise par les portiques :**

Tableau V.6: Vérification des portiques sous l'effort tranchant pour chaque étage.

Etage	Effort tranchant total		Effort tranchant portique		Ratio %		Obs X-X	Obs Y-Y
	V _x [KN]	V _y [KN]	V _x [KN]	V _y [KN]	X	Y		
6 ^{ème}	534,9886	505,9005	449,3794	165,6131	84,00%	32,74%	CV	CV
5 ^{ème}	847,8256	812,7117	503,4657	180,5263	59,38%	22,21%	CV	CNV
4 ^{ème}	1087,2201	1051,2349	687,1846	287,8077	63,21%	27,38%	CV	CV
3 ^{ème}	1281,8815	1240,7488	709,7534	286,6719	55,37%	23,10%	CV	CNV
2 ^{ème}	1437,306	1389,1627	688,7292	271,8712	47,92%	19,57%	CV	CNV
1 ^{er}	1549,6167	1497,261	723,7193	270,718	46,70%	18,08%	CV	CNV
RDC	1617,2091	1566,2207	795,4738	278,9724	49,19%	17,81%	CV	CNV

Tan que le coefficient de comportement ne vérifiée pas on doit prendre **R=3**

V.5.3.Model final :

- RDC, 1^{er} des poteaux HEA300.
- 2^{ème}, 3^{ème} et 4^{ème} des poteaux HEA280.
- 5^{ème} et 6^{ème} des poteaux HEA220.
- Des poutres principal IPE400.

- Des poutres secondaires IPE360.
- Les contreventements 2 UPN200/100.

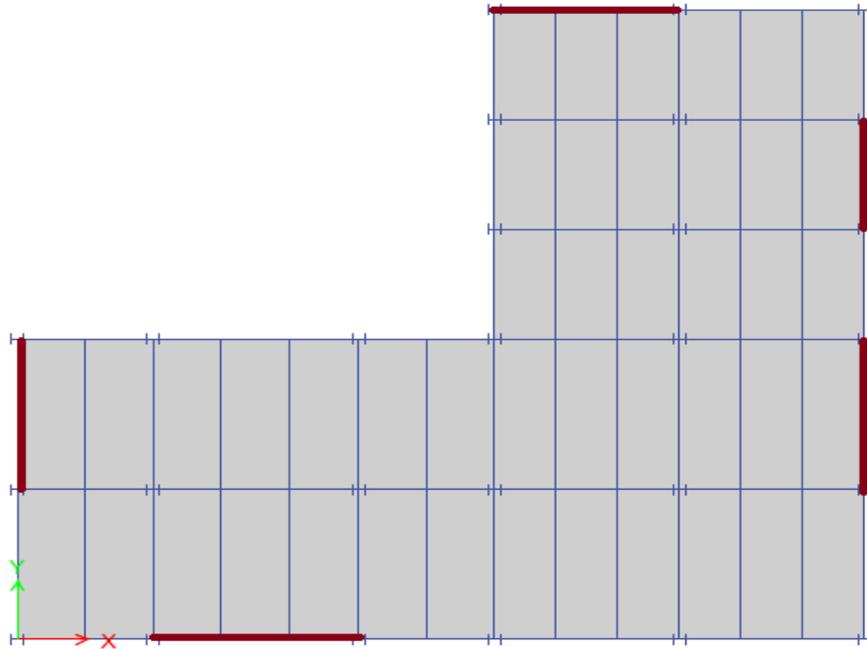


Figure V.8 : Disposition des contreventements pour le modèle final.

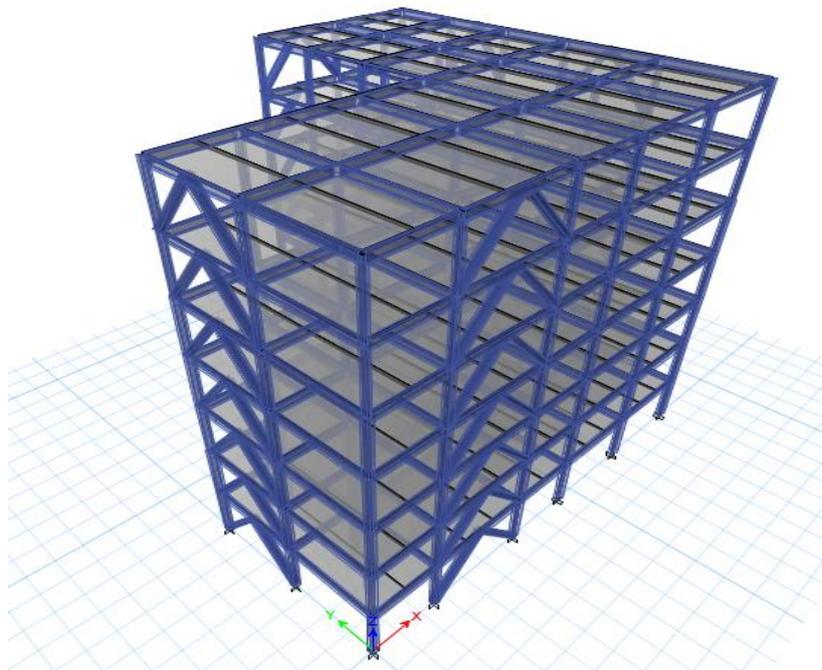


Figure V.9 : Modèle final « Vue en 3D »

V.5.3.1. Caractéristique dynamique propre du modèle final :

Tableau V.7 : Participation massique du modèle final.

Mode	Période	Facteur de participation massique (%)			
		UX	UY	$\sum UX$	$\sum UY$
1	0,689	0,0003	0,7072	0,0003	0,7072
2	0,655	0,731	0,0003	0,7313	0,7075
3	0,434	3,639E-06	0,008	0,7313	0,7154
4	0,21	0,0174	0,1744	0,7488	0,8899
5	0,209	0,1609	0,0197	0,9097	0,9096
6	0,131	0,0004	0,0009	0,91	0,9105
7	0,111	0,0493	0,0059	0,9593	0,9164
8	0,11	0,0058	0,0517	0,9651	0,9681
9	0,078	0,0178	0,0023	0,9829	0,9704
10	0,077	0,0023	0,0182	0,9852	0,9886
11	0,069	0,0005	0,0002	0,9857	0,9887
12	0,062	0,0076	0,0005	0,9933	0,9892

D'après l'analyse dynamique de la structure on obtient :

- une période fondamentale : $T = 0,689$ sec.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 5^{ème} mode.
- Le 1^{er} mode est un mode de translation parallèlement à X-X.
- Le 2^{ème} mode est un mode de translation parallèlement à Y-Y.
- Le 3^{ème} mode est un mode de torsion.

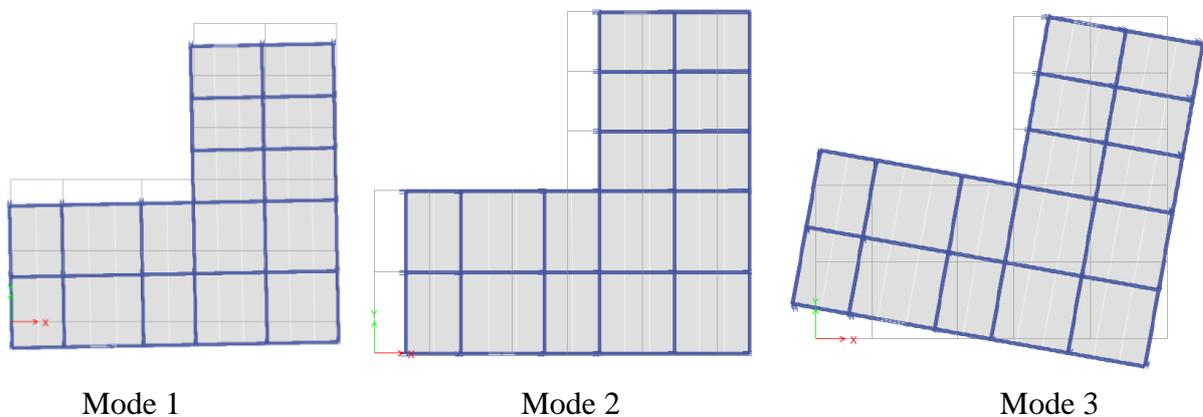


Figure V.10: La déformée pour les modes du modèle final.

V.5.3.2. Choix de la période fondamentale de la structure :

– Sens X-X :

$$T_{\text{Analytique}} = 0.689 \text{ sec} \leq 1.3T_{\text{Empirique}} = 1.3 \times 0.425 = 0.553 \text{ sec}$$

Alors la période adoptée est $T = 1.3T_{\text{Empirique}} = 0.553 \text{ sec}$

– Sens Y-Y :

$$T_{\text{Analytique}} = 0.689 \text{ sec} \leq 1.3T_{\text{Empirique}} = 1.3 \times 0.443 = 0.576 \text{ sec}$$

Alors la période adoptée est $T = 1.3T_{\text{Empirique}} = 0.576 \text{ sec}$

V.5.3.3 Calcul du facteur d'amplification dynamique D :

– Sens X-X : $T_2 = 0.50 < T = 0.553 < 3\text{s} \rightarrow D_x = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}$

$$D_x = 2.5 \times 1 \times \left(\frac{0.50}{0.553}\right)^{2/3} \rightarrow D_x = 2.34$$

– Sens Y-Y : $T_2 = 0.50 < T = 0.576 < 3\text{s} \rightarrow D_x = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}$

$$D_y = 2.5 \times 1 \times \left(\frac{0.50}{0.576}\right)^{2/3} \rightarrow D_y = 2.27$$

V.5.3.4. Vérification de l'effort tranchant à la base :

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

D'après ETABS on obtient :

$$\begin{cases} W = 11039,94 \text{ KN} \\ V_{\text{dyn}}^x = 2297,83 \text{ KN} \\ V_{\text{dyn}}^y = 2184,41 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\begin{cases} V_{\text{STAT}}^x = \frac{0.25 \times 2.34 \times 1.25}{3} \times 11039,94 = 2690,98 \text{ KN} \rightarrow 0.8V_{\text{STAT}}^x = 1598.68 \text{ KN.} \\ V_{\text{STAT}}^y = \frac{0.25 \times 2.27 \times 1.25}{3} \times 11039,94 = 2610,48 \text{ KN} \rightarrow 0.8V_{\text{STAT}}^y = 1550.85 \text{ KN.} \end{cases}$$

$$0.8V_{\text{STAT}}^x = 2152,78 \text{ KN} > V_{\text{dyn}}^x = 2297,83 \text{ KN} \rightarrow r_x = 0.94 < 1.0$$

$$0.8V_{\text{STAT}}^y = 2088,38 \text{ KN} < V_{\text{dyn}}^y = 2184,41 \text{ KN} \rightarrow r_y = 0.96 < 1.0$$

V.5.3.5. Vérification des déplacements inter étages :

Selon le RPA99 version 2003, il faut vérifier la condition suivante : $\Delta_k^x \leq \bar{\Delta}$

Avec : $\bar{\Delta} = 0.01h_e$

$$\delta_k^x = Rr_x \delta_{ek}^x \quad \text{et} \quad \delta_k^y = Rr_y \delta_{ek}^y \quad \text{si} \quad r_x, r_y > 1.$$

$$\delta_k^x = R\delta_{ek}^x \quad \text{et} \quad \delta_k^y = R\delta_{ek}^y \quad \text{si} \quad r_x, r_y < 1.$$

$$\Delta_k^x = \delta_k^x - \delta_{k-1}^x \quad \text{et} \quad \Delta_k^y = \delta_k^y - \delta_{k-1}^y$$

h_e : La hauteur d'étage

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques

R : Coefficient de comportement.

Tableau V.8: Vérifications des déplacements inter étage pour le modèle final.

δ_{ek}^x (mm)	δ_{ek}^y (mm)	δ_k^x (mm)	δ_k^y (mm)	Δ_k^x (mm)	Δ_k^y (mm)	$\bar{\Delta}$ (mm)	Ratio %	Ratio %
39,68	42,234	119,040	126,702	17,601	20,118	30,6	57,52%	65,75%
33,813	35,528	101,439	106,584	20,298	22,113	30,6	66,33%	72,26%
27,047	28,157	81,141	84,471	19,314	21,549	30,6	63,12%	70,42%
20,609	20,974	61,827	62,922	19,500	20,970	30,6	63,73%	68,53%
14,109	13,984	42,327	41,952	18,096	18,651	30,6	59,14%	60,95%
8,077	7,767	24,231	23,301	14,757	14,568	30,6	48,23%	47,61%
3,158	2,911	9,474	8,733	9,474	8,733	30,6	30,96%	28,54%

V.5.3.6. Justification de l'effet P- Δ :

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 :

$$\theta = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0.10.$$

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{gi} + \beta W_{qi})$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau k.

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau « K ».

h_k : Hauteur d'étage « K ».

Tableau V.9: Vérification de l'effet P- Δ .

Etage	P_k	Δ_k		V_k		h_k [mm]	Θ (%)		Obs < 10%
		Sens x	Sens-y	Sens x	Sens-y		Sens x	Sens y	
6^{émé}	1895,2	17,60	20,11	783,23	762,15	3060	1,39	1,63	OK
5^{émé}	3377,14	20,29	22,11	1235,85	1188,17	3060	1,81	2,05	OK
4^{émé}	4878,46	19,31	21,54	1575,98	1504,00	3060	1,95	2,28	OK
3^{émé}	6379,78	19,50	20,97	1848,40	1754,41	3060	2,20	2,49	OK
2^{ème}	7881,10	18,09	18,65	2060,11	1952,74	3060	2,26	2,46	OK
1^{er}	9391,89	14,75	14,56	2209,99	2096,78	3060	2,05	2,13	OK
RDC	11039,93	9,47	8,73	2297,82	2184,41	3060	1,49	1,44	OK

CHAPITRE VI

VI.1.Introduction :

Les structures métalliques sont pour la plupart du temps constituées d'éléments fléchis, comprimés ou simultanément comprimés et fléchis. Ces éléments constituent l'ossature de notre bâtiment. Le calcul de cette dernière exige que sous toutes les combinaisons d'action possibles, définies réglementairement, la stabilité statique soit assurée, globalement au niveau de la structure et individuellement au niveau de chaque élément.

On va vérifier deux types de phénomènes d'instabilité qui sont :

- **Le flambement** : La notion de flambement s'applique généralement à des éléments élancés qui lorsqu'ils sont soumis à un effort normal de compression, ont tendance à fléchir et se déformer dans une direction perpendiculaire à l'axe de compression, en raison d'un phénomène d'instabilité élastique.
- **Le déversement** : C'est un phénomène d'instabilité latérale (une distorsion) qui se manifeste par le flambement latéral des parties comprimées d'une section fléchie par rapport à son axe de forte inertie.

VI.2.Vérification des poteaux :

Les poteaux sont soumis à la flexion composée où chaque poteau est soumis à un effort normal « N_{sd} » et deux moments fléchissant $M_{sd,y}$ et $M_{sd,z}$. La vérification se fait pour toutes les combinaisons inscrites aux règlements sous les sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens.

- ✓ Une compression maximale, un moment $M_{sd,y}$ et $M_{sd,z}$ correspondant.
- ✓ Un moment $M_{sd,y}$ maximal, une compression N_{sd} et $M_{sd,z}$ correspondant.
- ✓ Un moment $M_{sd,z}$ maximal, une compression N_{sd} et $M_{sd,y}$ correspondant.

➤ Procédure de calcul :

Les poteaux sont soumis à la flexion composée, ou chaque poteau est soumis à un effort normal, et deux moments fléchissant et. La vérification se fait pour toutes les combinaisons inscrites aux règlements CCM97 sous les sollicitations les plus défavorables suivant les deux directions.

VI.2.1 Vérification de la stabilité des poteaux au flambement composé :

Les vérifications doivent être faites sous les combinaisons suivantes :

G+Q±E ; 1.35G+1.5Q ; 0.8GEE

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

Avec :

$$N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}} \quad \text{et} \quad \mu_{y,z} = \bar{\lambda}_{y,z} (2 \cdot \beta_{M,y,z} - 4) + \left(\frac{W_{pl,y} - W_{el,y}}{W_{el,y}} \right) < 0.90.$$

$$M_{ply,rd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M1}} \quad \text{et} \quad M_{plz,rd} = \frac{W_{pl,z} \times f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y} \leq 1.50 \quad \text{et} \quad K_z = 1 - \frac{\mu_z \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y} \leq 1.50$$

– Exemple de calcul (Niveau RDC) :

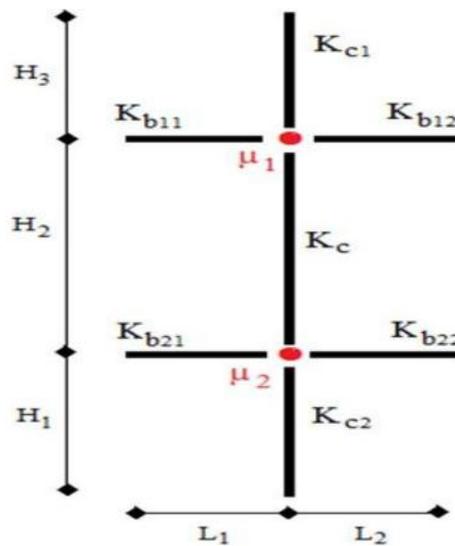


Figure VI.1: Facteurs de distribution de la rigidité.

Tableau VI.1 : caractéristique de profilé HEA300

Profile	A (cm ²)	I _y (cm ⁴)	I _z (cm ⁴)	W _{pl,y} (cm ³)	W _{pl,z} (cm ³)	W _{el,y} (cm ³)	W _{el,z} (cm ³)	i _y (cm)	i _z (cm)
HEA300	112.5	18260	6310	1383	641.2	1260	420.6	12.74	7.49

$$N^{max} = -1907.20 \text{ KN} \quad M_{sd,z}^{corr} = -14.48 \text{ KN}$$

$$M_{sd,y}^{corr} = -6.07 \text{ KN}$$

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

$$\eta_2 = 0 \quad (\text{Les poteaux de RDC sont encastés au niveau du sol}).$$

Avec :

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

$$K_{\text{poutres}}: \text{la rigidités des poutres} = \frac{I}{L}$$

$$H = h_t - h_{\text{poutre}} = 2660 \text{ mm}$$

– **Sens Y-Y :**

$$K_c^{\text{HEA300}} = K_{c,1}^{\text{HEA300}} = \frac{18260}{266} = 68.64 \text{ cm}^3.$$

$$K_{b,11}^{\text{IPE400}} = K_{b,12}^{\text{IPE400}} = \frac{16270}{421} = 38.646 \text{ cm}^3.$$

$$\eta_1 = \frac{2 \times 68.64}{(2 \times 68.64) + 38.646} = 0.780$$

La longueur du flambement pour une structure a nœuds fixes :

$$L_{f,y} = \frac{1 + 0.145 \times 0.78}{2 - 0.364 \times 0.78} \times 3.06 \rightarrow L_{f,y} = 1.73 \text{ m.}$$

– **Sens Z-Z :**

$$K_c^{\text{HEA300}} = K_{c,1}^{\text{HEA300}} = \frac{6310}{266} = 23.72 \text{ cm}^3.$$

$$K_{b,11}^{\text{IPE400}} = K_{b,12}^{\text{IPE400}} = \frac{1318}{421} = 3.14 \text{ cm}^3.$$

$$\eta_1 = \frac{2 \times 23.72}{(2 \times 68.64) + 3.14} = 0.919.$$

La longueur du flambement pour une structure a nœuds fixes :

$$L_{f,z} = \frac{1 + 0.145 \times 0.919}{2 - 0.364 \times 0.919} \times 3.06 \rightarrow L_{f,z} = 1.68 \text{ m.}$$

– **Calcul de l'élancement réduit :**

$$\lambda_y = \frac{L_{f,y}}{i_y} = \frac{173}{12.74} = 13.59. \rightarrow \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{93.91\varepsilon} = 0.16 < 0.2$$

$\bar{\lambda}_y = 0.16 < 0.2$ Alors il y a pas risque de flambement.

$$\lambda_z = \frac{L_{f,z}}{i_z} = \frac{168}{7.49} = 22.52. \rightarrow \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{93.91\varepsilon} = 0.26 > 0.2$$

$\bar{\lambda}_z = 0.26 > 0.2$ Alors il y a un risque de flambement.

$$\beta_{M,z} = 1.8 - 0.7 \cdot \psi \rightarrow \beta_{M,z} = 1.641. \text{ Avec } \psi_z = 0.227$$

$$\varphi_z = 0.5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2] \rightarrow \varphi_z = 0.549$$

$$\chi_z = \frac{1}{\varphi_z + \sqrt{\varphi_z^2 + \bar{\lambda}_z^2}} \rightarrow \chi_z = \frac{1}{0.549 + \sqrt{0.549^2 + 0.26^2}} \rightarrow \chi_z = 0.865.$$

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z(2. \beta_{M,z} - 4) + \left(\frac{W_{pl,z} - W_{el,z}}{W_{el,z}} \right) \leq 0.90 \rightarrow \mu_z = 0.337$$

$$K_z = 1 - \frac{\mu_z \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y} \rightarrow K_z = 0.455$$

$$\beta_{M,y} = 1.8 - 0.7. \psi \rightarrow \beta_{M,y} = 1.641. \text{ Avec } \psi_y = 0.227$$

$$\chi_y = 1.$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_z(2. \beta_{M,y} - 4) + \left(\frac{W_{pl,y} - W_{el,y}}{W_{el,y}} \right) \leq 0.90 \rightarrow \mu_y = 0.482$$

$$K_y = 1 - \frac{\mu_z \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y} \rightarrow K_y = 0.388.$$

$$\frac{1907.2}{0.865 \frac{112.5 \times 10^2 \times 275}{1.1}} + \frac{0.388 \times 14.48 \times 10^6}{1.1} + \frac{0.445 \times 6.07 \times 10^6}{1.1} = 0.817 < 1$$

→ Condition vérifiée.

VI.2.1.2 Vérification des autres poteaux :

– Cas : N^{\max} , $M_{sd,y}^{\text{cor}}$, $M_{sd,z}^{\text{cor}}$:

Les efforts internes du logiciel ETABS sous les combinaisons citées au-dessus sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VI.2 : Efforts internes des poteaux sous N^{\max} pour chaque niveau

Etage	combinaisons	N^{\max}	$M_{sd,y}^{\text{cor}}$	$M_{sd,z}^{\text{cor}}$
6 ^{ème}	1,35G+1,5Q	-201,14	16,18	-1,30
5 ^{ème}	1,35G+1,5Q	-397,48	4,08	-2,30
4 ^{ème}	1,35G+1,5Q	-590,95	7,49	-4,53
3 ^{ème}	1,35G+1,5Q	-782,04	5,74	-3,49
2 ^{ème}	G+Q+Ey	-1004,94	9,80	-15,52
1 ^{ème}	G+Q+Ey	-1424,72	-22,95	-10,03
RDC	G+Q+Ey	-1907,20	-6,07	-14,48

Le tableau ci-dessous regroupe les résultats calculés manuellement et les vérifications faites :

Tableau VI.3 : Vérification au flambement par flexion pour N^{\max} .

flambement par flexion								
étage	profilé	l'élançement réduit		les coefficients			valeur finale	<1
		$\frac{L_{f,y}}{i_y}$	$\frac{L_{f,z}}{i_z}$	χ_{min}	K_y	K_z		
6 ^{ème}	HEA220	17.42	27.15	0.797	0.40	0.410	0.27	CV
5 ^{ème}	HEA220	19.60	29.23	0.785	0.403	0.408	0,36	CV
4 ^{ème}	HEA280	16.45	24.67	0,848	0.399	0.397	0,33	CV
3 ^{ème}	HEA280	16.97	25.41	0.843	0.399	0.398	0.41	CV
2 ^{ème}	HEA380	19.04	25.75	0.84	0.403	0.399	0.66	CV
1 ^{ème}	HEA300	17.38	27.85	0.815	0.40	0.409	0.70	CV
RDC	HEA300	13.59	22.52	0.85	0.388	0.445	0,83	CV

– Cas : $M_{sd,y}^{\max}$, N^{\max} , $M_{sd,z}^{\text{cor}}$:

Les efforts internes du logiciel ETABS sous les combinaisons citées au-dessus sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VI.4 : Efforts internes des poteaux sous $M_{sd,y}^{max}$ pour chaque niveau.

Etage	combinaisons	$M_{sd,z}^{max}$	N^{max}	$M_{sd,y}^{cor}$
6 ^{ème}	G+Q+Ex	-46,3387	-91,3127	-9,97
5 ^{ème}	G+Q+Ex	-45,4755	-199,5303	-7,6902
4 ^{ème}	G+Q+Ex	-86,1055	-315,8282	-13,7447
3 ^{ème}	G+Q+Ex	-82,5116	-435,5117	-11,6867
2 ^{ème}	G+Q+Ex	-72,6073	-551,6962	-9,2353
1 ^{ème}	G+Q+Ex	-72,2711	-777,6772	-5,8935
RDC	G+Q+Ex	-52,5643	-977,1255	-2,6172

Le tableau ci-dessous regroupe les résultats calculés manuellement et les vérifications faites :

Tableau VI.5 : Vérification au flambement par flexion pour $M_{sd,y}^{max}$.

flambement par flexion								
étage	profilé	l'élançement réduit		les coefficients			valeur finale	<1
		$\frac{L_{f,y}}{i_y}$	$\frac{L_{f,z}}{i_z}$	X_{min}	K_y	K_z		
6 ^{ème}	HEA220	17.32	29.61	0.93	0.40	0.40	0.45	CV
5 ^{ème}	HEA220	19.05	32.68	0.91	0.40	0.41	0,53	CV
4 ^{ème}	HEA280	15.97	27.85	0,94	0.39	0.41	0,49	CV
3 ^{ème}	HEA280	16.49	28.71	0.93	0.39	0.41	0.54	CV
2 ^{ème}	HEA280	16.72	29.07	0.93	0.39	0.41	0.56	CV
1 ^{ème}	HEA300	16.09	24.72	0.96	0.40	0.39	0.51	CV
RDC	HEA300	13.13	21.25	0.99	039	0.38	0,54	CV

– Cas : $M_{sd,z}^{max}$, N^{max} , $M_{sd,z}^{cor}$:

Les efforts internes du logiciel ETABS sous les combinaisons citées au-dessus sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VI.6 : Efforts internes des poteaux sous $M_{sd,z}^{max}$ pour chaque niveau.

Etage	combinaisons	$M_{sd,z}^{max}$	N^{max}	$M_{sd,y}^{cor}$
6 ^{ème}	G+Q+Ey	-29,16	-44,98	-13,90
5 ^{ème}	G+Q+Ey	-25,00	-96,97	-10,67
4 ^{ème}	G+Q+Ey	-47,06	-155,84	-18,60
3 ^{ème}	G+Q+Ey	-42,55	-218,88	16,30
2 ^{ème}	G+Q+Ey	-35,39	-278,15	-13,00
1 ^{ème}	G+Q+Ey	-34,16	-333,07	-13,92
RDC	G+Q+Ey	-20,90	-388,86	-6,58

Le tableau ci-dessous regroupe les résultats calculés manuellement et les vérifications faites :

Tableau VI.7 : Vérification au flambement par flexion pour $M_{sd,z}^{max}$.

flambement par flexion								
étage	profilé	l'élancement réduit		les coefficients			valeur finale	<1
		$\frac{L_{f,y}}{i_y}$	$\frac{L_{f,z}}{i_z}$	X_{min}	K_y	K_z		
6 ^{ème}	HEA220	18.82	29.61	0.93	0.40	0.40	0.44	CV
5 ^{ème}	HEA220	20.95	32.68	0.91	0.40	0.40	0,38	CV
4 ^{ème}	HEA280	17.54	27.85	0,94	0.40	0.40	0,37	CV
3 ^{ème}	HEA280	18.05	25.71	0.93	0.40	0.40	0.33	CV
2 ^{ème}	HEA280	18.26	29.07	0.93	0.40	0.40	0.30	CV
1 ^{ème}	HEA300	17.38	27.85	0.94	0.40	0.41	0.27	CV
RDC	HEA300	13.60	22.52	0.97	0.47	0.39	0,23	CV

VI.2.2. Vérification de la stabilité des poteaux vis-à-vis du déversement :

– **Exemple de calcul (Niveau RDC) :**

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \quad ; \quad \lambda_1 = 93.91\varepsilon \quad \text{avec} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{275}} \rightarrow \varepsilon = 0.924.$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{L}{i_z}}{\sqrt{C_1 \left[1 + \frac{1}{20} \left[\frac{\frac{L}{i_z}}{\frac{h}{t_f}} \right]^2 \right]^{0.25}}} \quad \text{avec} \quad C_1 = 1.132$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{2660}{74.9}}{\sqrt{1.132 \left[1 + \frac{1}{20} \left[\frac{\frac{2660}{74.9}}{\frac{290}{14}} \right]^2 \right]^{0.25}}} = 32.25$$

$$\rightarrow \lambda_{LT} = 32.25$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{32.25}{86.81} = 0.37 < 0.4 \quad \text{Donc il n'y a pas un risque de déversement.}$$

VI.2.2.2. Vérification des autres poteaux :**Tableau VI.8 : Vérification du déversement (Poteaux).**

Etage	profile	L _{fy}	L _{fz}	λ _{LT}	λ̄ _{LT}	<0.4
RDC au 1 ^{er}	HEA300	1704.61	2085.97	32.25	0.36	Ok
2 ^{ème} au 4 ^{ème}	HEA280	2165.54	2034.9	32.36	0.36	Ok
5 ^{ème} et 6 ^{ème}	HEA220	1921.12	1806.68	31.45	0.34	Ok

VI.3. Vérification des poutres :**VI.3.1. Vérification de la poutre principale :**

D'après les résultats extraits de l'ETABS on a :

$$M_{sd}^{max} = 127.22 \text{ KN.m} \quad \text{Et} \quad V_{sd}^{max} = 102.41$$

– **Vérification du moment fléchissant :**

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

$$R_{\text{béton}} = \left(\frac{0.85 \times 25}{1.5} \times 825 \times 62 \right) \times 10^{-3} = 724.63 \text{ KN}$$

$$R_{\text{acier}} = 0.95 \times f_y \times A_a \quad \text{avec } A_a = 8446 \text{ mm}^2.$$

$$R_{\text{acier}} = 0.95 \times 275 \times 8446 = 2206.42 \text{ KN.}$$

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

$$h_w = h_a - 2r - 2t_f = 400 - 2 \times 21 - 2 \times 13.5 = 331 \text{ mm.}$$

$$R_w = 0.95 \times h_w \times t_w \times f_y = 0.95 \times 331 \times 8.6 \times 275 \times 10^{-3} = 743.67$$

$R_w > R_{\text{béton}}$ L'axe neutre se trouve dans l'âme du profilé, donc le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

$$M_{pl,rd} = M_{a pl,rd} + R_{\text{béton}} \left(\frac{h_c + 2h_p + h_a}{2} \right) - \left(\frac{R_a^2}{R_w} \times \frac{h_a}{4} \right).$$

$$M_{a pl,rd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{1.1}.$$

$$M_{pl,rd} = \frac{1370 \times 10^3 \times 275}{1.1} + 724.63 \times \left(\frac{62 + 2 \times 58 + 400}{2} \right) - \left(\frac{2206^2}{743.67} \times \frac{400}{4} \right)$$

$$M_{pl,rd} = 1206.36 \text{ KN.m.}$$

$$M_{sd}^{max} = 127.22 \text{ KN.m} < M_{pl,rd} = 1206.36 \text{ KN.m}$$

– Vérification de l'effort tranchant :

$$V_{pl,rd} = \frac{84.46 \times 10^2 \times 275}{1.1 \times \sqrt{3}} = 1219.08 \text{ KN}$$

$$V_{sd}^{max} = 102.41 \text{ KN} < V_{pl,rd} = 1219.08 \text{ KN. Condition vérifiée.}$$

$$V_{sd}^{max} = 102.41 \text{ KN} < 0.5V_{pl,rd} = 609.54 \text{ KN. Il n'y a pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.}$$

– **Vérification du déversement :**

Il n'est pas nécessaire de vérifier le déversement car la poutre est maintenue à la partie supérieure alors elle ne risque pas de se déverser.

VI.3.2. Vérification de la poutre secondaire :

D'après les résultats extraits de l'ETABS on a :

$$M_{sd}^{max} = 109.07 \text{ KN.m} \quad \text{Et} \quad V_{sd}^{max} = 79.13 \text{ KN}$$

– **Vérification du moment fléchissant :**

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

$$R_{\text{béton}} = \left(\frac{0.85 \times 25}{1.5} \times 825 \times 62 \right) \times 10^{-3} = 724.63 \text{ KN}$$

$$R_{\text{acier}} = 0.95 \times f_y \times A_a \quad \text{avec } A_a = 7273 \text{ mm}^2.$$

$$R_{\text{acier}} = 0.95 \times 275 \times 7273 \times 10^{-3} = 1900.01 \text{ KN.}$$

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

$$h_w = h_a - 2r - 2t_f = 360 - 2 \times 21 - 2 \times 12.7 = 292.6 \text{ mm.}$$

$$R_w = 0.95 \times h_w \times t_w \times f_y = 0.95 \times 292.6 \times 8 \times 275 \times 10^{-3} = 611.53 \text{ KN}$$

$\square < R_{\text{béton}}$ L'axe neutre se trouve dans la semelle supérieure du profilé, donc le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

$$M_{pl,rd} = R_a \left(\frac{h_a}{2} \right) + R_b \left(\frac{h_c}{2} + h_p \right).$$

$$M_{pl,rd} = 1900.01 \times \left(\frac{360}{2} \right) + 724.63 \left(\frac{62}{2} + 58 \right)$$

$$M_{pl,rd} = 406.49 \text{ KN.m.}$$

$$M_{sd}^{max} = 109.07 \text{ KN.m} < M_{pl,rd} = 406.49 \text{ KN.m}$$

– **Vérification de l'effort tranchant :**

$$V_{pl,rd} = \frac{72.73 \times 10^2 \times 275}{1.1 \times \sqrt{3}} = 1049.77 \text{ KN}$$

$$V_{sd}^{max} = 79.13 \text{ KN} < V_{pl,rd} = 1049.77 \text{ KN. Condition vérifiée.}$$

$V_{sd}^{max} = 79.13 \text{ KN} < 0.5V_{pl,rd} = 524.89 \text{ KN}$. Il n'y a pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

– **Vérification du déversement :**

Il n'est pas nécessaire de vérifier le déversement car la poutre est maintenue à la partie supérieure alors elle ne risque pas de se déverser

VI.3.3 Calcul des connecteurs pour les poutres :

Type des goujons : $\begin{cases} \text{hauteur} = 95 \text{ mm} \\ \text{diamètre} = 19 \text{ mm} \end{cases}$

– **Détermination de la résistance au cisaillement :**

$$P_{rd} = K_t \times \inf \begin{cases} 0.29\alpha d^2 \times \frac{\sqrt{F_{ck} E_c}}{\gamma^v} & \text{Résistance dans le béton qui entoure le goujon.} \\ 0.8F_u \times \frac{\pi \times d^2}{4 \times \gamma^v} & \text{La force dans le goujon} \end{cases}$$

Avec :

$$F_{ck} = 25 \text{ KN/mm}^2$$

$$E_c = 30.5 \text{ KN/mm}^2$$

$$F_u = 450 \text{ N/mm}^2$$

$$\gamma^v = 1.25$$

$$\alpha = 1 \text{ Si } \frac{h}{d} > 4 ; \quad \alpha = 0.2 \left(\frac{h}{d} + 1 \right) \text{ si } 3 \leq \frac{h}{d} \leq 4$$

Dans notre cas : $\alpha = 1$ car $\frac{h}{d} = 5 > 4$

$$P_{rd} = K_t \times \inf \left\{ \begin{array}{l} 0.29 \times 1 \times 19^2 \times \frac{\sqrt{25 \times 30.5}}{1.25} = 73.13 \text{ KN} \\ 0.8 \times 450 \times \frac{\pi \times 19^2}{4 \times 1.25} = 81.66 \text{ KN} \end{array} \right.$$

– **Influence du sens du bac d'acier :**

K_t Coefficient de réduction en fonction du sens des nervures du bac. Pour un bac d'acier dont les nervures sont perpendiculaires à la solive, le coefficient de réduction pour la résistance au cisaillement est calculé par :

$$K_t = \frac{0.7}{\sqrt{N_r}} \times \frac{b_0}{h_p} \times \left[\frac{h_c}{h_p} - 1 \right].$$

$$\left\{ \begin{array}{l} N_r: \text{Nombre de goujon par nervure} = 1 \\ h_p = 58 \text{ mm} \\ h_c = 95 \text{ mm} \quad (\text{hauteur de connecteur}) \\ b_0 = 101 \text{ mm} \quad \text{Largeur moyenne de la nervure} \end{array} \right.$$

$$K_t = 0.7 \times \frac{101}{58} \times \left[\frac{95}{58} - 1 \right] = 0.77$$

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

$$P_{rd} \text{ (Résistance au cisaillement)} \quad K_t=0.77 \rightarrow P_{rd}=56.31 \text{ KN}$$

– **Effort tranchant repris par les goujons détermination de RL :**

$$R_L = \inf (R_{\text{Béton}} ; R_{\text{Acier}}) ; R_L = \inf (724.63 ; 2206.42) \rightarrow R_L = 724.63 \text{ KN}$$

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

$$N_{br} = \frac{R_L}{P_{rd}} = \frac{724.63}{56.31} = 12.87$$

On prend 13 connecteurs pour la demi portée ; c'est-à-dire 26 connecteurs sur toute la longueur totale de la poutre.

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

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

$$e_{\max} = 7h_{sc} = 7 \times 95 = 665 \text{ mm}$$

$$e = \frac{L}{N_{br} - 1} = \frac{3300}{26 - 1} \rightarrow e = 132 \text{ mm}$$

Donc on prend 26 connecteurs, avec un espacement de 150 mm

VI.4. Vérification des palées de stabilité :

Les vérifications doivent être faites sous la combinaison $G+ Q \pm 1.25 E$.

VI.4.1. Suivant la direction Y-Y (double UPN 220/100) :

$$N_{sd}^{max} = 831.56 \text{ KN. (Traction)}$$

$$N_{sd}^{max} = 870.31 \text{ KN. (compression)}$$

– Vérification à la traction :

$$N_{sd}^{max} = 831.56 \text{ KN} \quad \text{et} \quad N_{trd} = A \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 7490 \times \frac{275}{1.1} = 1872.5 \text{ KN}$$

$$N_{sd}^{max} < N_{trd} \quad \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

– Vérification à la compression :

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

$$\chi = \frac{1}{\varphi + \sqrt{\varphi^2 - \lambda^2}} \leq 1 \quad \text{avec} \quad \varphi = 0.5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2]$$

La longueur de la barre :

$$L_0 = 3.79 \text{ m. avec } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

• Exemple de calcul :

$$N_{sd}^{max} = 870.31 \text{ KN Compression.}$$

– Calcul de l'élancement réduit $\bar{\lambda}_{y,z}$:

$$L_{fy,z} = l_0 = 3.79 \text{ m.}$$

$$\lambda_y = \frac{L_{fy}}{i_y} = \frac{379}{8.48} = 44.69 \rightarrow \bar{\lambda}_y = \frac{44.69}{93.91\varepsilon} = 0.51.$$

$\bar{\lambda}_y > 0.2$ alors il y a risque de flambement .

$$\lambda_z = \frac{L_{fz}}{i_z} = \frac{379}{2.5} = 142.78 \rightarrow \bar{\lambda}_z = \frac{142.78}{93.91\varepsilon} = 1.64$$

$\bar{\lambda}_z > 0.2$ alors il y a risque de flambement .

$$\begin{cases} h/b = 2.75 > 1.2 \\ t_f = 12.5 < 40 \text{ mm} \end{cases} \rightarrow b \rightarrow \alpha = 0.34$$

$$\varphi = 0.5[1 + 0.34(1.64 - 0.2) + 1.64^2] \rightarrow \varphi = 2.08$$

$$\chi = \frac{1}{2.08 + \sqrt{2.08^2 - 1.64^2}} = 0.30 < 1$$

$$N_{b,rd} = 0.30 \times 2 \times 1 \times 7490 \times \frac{275}{1.1} = 1123.5 \text{ KN.}$$

$$N_{sd}^{max} = 870.31 \text{ KN} < N_{b,rd} = 1123.5 \text{ KN.} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

VI.4.2. Suivant la direction X-X (double UPN 220/100) :

$$N_{sd}^{\max} = 794.04 \text{ KN. (Traction)}$$

$$N_{sd}^{\max} = 869.26 \text{ KN. (compression)}$$

– Vérification à la traction :

$$N_{sd}^{\max} = 794.04 \text{ KN} \quad \text{et} \quad N_{trd} = A \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 7490 \times 2 \times \frac{275}{1.1} = 3745 \text{ KN}$$

$$N_{sd}^{\max} < N_{trd} \quad \rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

– Vérification à la compression :

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

$$\chi = \frac{1}{\varphi + \sqrt{\varphi^2 - \lambda^2}} \leq 1 \quad \text{avec} \quad \varphi = 0.5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2]$$

La longueur de la barre :

$$L_0 = 3.95 \text{ m. avec } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

• Exemple de calcul :

$$N_{sd}^{\max} = 869.26 \text{ KN Compression.}$$

– Calcul de l'élancement réduit $\bar{\lambda}_{y,z}$:

$$L_{fy,z} = l_0 = 3.95 \text{ m.}$$

$$\lambda_y = \frac{L_{fy}}{i_y} = \frac{395}{8.48} = 46.58 \rightarrow \bar{\lambda}_y = \frac{46.58}{93.91\varepsilon} = 0.53.$$

$\bar{\lambda}_y > 0.2$ alors il y a risque de flambement.

$$\lambda_z = \frac{L_{fz}}{i_z} = \frac{393}{2.5} = 157.2 \rightarrow \bar{\lambda}_z = \frac{157.2}{93.91\varepsilon} = 1.81$$

$\bar{\lambda}_z > 0.2$ alors il y a risque de flambement.

$$\begin{cases} h/b = 2.75 > 1.2 \\ t_f = 12.5 < 40 \text{ mm} \end{cases} \rightarrow b \rightarrow \alpha = 0.34$$

$$\varphi = 0.5[1 + 0.34(1.81 - 0.2) + 1.81^2] \rightarrow \varphi = 2.41$$

$$\chi = \frac{1}{2.08 + \sqrt{2.08^2 - 1.64^2}} = 0.25 < 1$$

$$N_{b,rd} = 0.25 \times 2 \times 1 \times 7490 \times \frac{275}{1.1} = 936.25 \text{ KN.}$$

$$N_{sd}^{\max} = 869.26 \text{ KN} < N_{b,rd} = 936.25 \text{ KN.}$$

Condition vérifiée.

CHAPITRE VII

VII.1.Introduction :

Un assemblage est un système qui permet de lier un ou plusieurs éléments métalliques afin d'assurer une continuité entre eux. Ce système peut être soit par boulonnage soit par soudure ou les deux en même temps.

Les assemblages ont plusieurs fonctions, notamment assurer la transmission des efforts entre les éléments structuraux.

Les assemblages ont pour fonction

- Assurer la transmission des efforts entre les différents éléments structuraux.
- Créer une liaison de continuité.
- Correspondre au type de liaison adéquat.

VII.2.Les différents modes d'assemblages :

Dans la construction métallique, les modes d'assemblages les plus utilisés sont le boulonnage et la soudure.

VII.2.1.Assemblage par boulonnage :

Le boulonnage est un procédé d'assemblage mécanique démontable, il consiste à relier les éléments métalliques entre eux. On distingue deux types des boulons : les boulons ordinaires et les boulons à haute résistance. Et ces deux types de boulons se différencient par leur nuance d'acier.

Tableau VII.1 : Caractéristiques mécaniques des boulons selon leur classe d'acier.

Valeur de la limite d'élasticité f_{yb} et de la résistance à la traction f_{ub} des boulons							
Classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.8
f_{yb} (N/mm ²)	240	320	300	400	480	640	900
f_{ub} (N/mm ²)	400	400	500	500	600	800	1000

VII.2.1.1.Fonctionnement des assemblages :– **Fonctionnement des assemblages par obstacle :**

C'est le cas des boulons ordinaires non précontraints dont les tiges reprennent les efforts et fonctionnent en cisaillements.

– **Fonctionnement des assemblages par adhérence :**

Dans ce cas la transmission des efforts s'opère par adhérence des surfaces des pièces en contact. Cela concerne le soudage et le boulonnage par les boulons à haute résistance.

VII.2.2. Assemblage par soudure :

La soudure est un moyen d'assemblage le plus fréquemment utilisé pour la fabrication des pièces métalliques en atelier. Elle est régulièrement utilisée dans les constructions particulières comme : les réservoirs d'eau, les silos etc....

VII.3. Vérifications des assemblages :

Dans ce chapitre, 5 types d'assemblages sont traités :

- Assemblage poutre-solive.
- Assemblage poteau-poutre.
- Assemblage contreventement.
- Assemblage pied de poteau.
- Assemblage poteau-poteau.

On a traité un exemple de calcul manuel pour 2 types d'assemblages (poutre-solive ; poteau poutre) et on a utilisé le logiciel **IDEA STATICA** et auto desk **ROBOT** pour calculer les autres.

VII.3.1. Vérification de l'assemblage poutre-solive (IPE 400 – IPE 200) : [8]

La hauteur $h_p \geq 0.6h_{b1} = 0.6 \times 200 = 120\text{mm}$ alors on prend $h_p = 130\text{ mm}$

L'épaisseur $t_p = [10 \text{ à } 12\text{ mm}]$ alors on prend $t_p = 10\text{ mm}$.

Alors on choisit un cornier de dimension : 100 x 130 x 10 mm

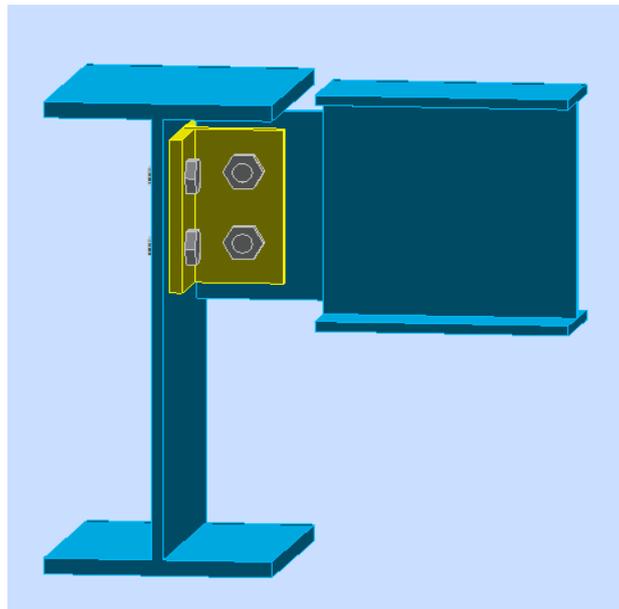


Figure VII.1 : Schéma de l'assemblage poutre – solive.

On choisit 4 boulons ordinaires de diamètre 16 mm (M16) et de classe 4.6

$$M16 \rightarrow d = 16 \text{ mm} \rightarrow d_0 = 18 \text{ mm} \rightarrow A_s = 157 \text{ mm}^2$$

– **Disposition constructive :**

$$1.2d_0 \leq e_1 \leq \max(12t \text{ ou } 150 \text{ mm}) \rightarrow 21.6 \text{ mm} \leq e_1 \leq 150 \rightarrow e_1 = 35 \text{ mm}$$

$$1.2d_0 \leq e_2 \leq \max(12t \text{ ou } 150 \text{ mm}) \rightarrow 21.6 \text{ mm} \leq e_2 \leq 150 \rightarrow e_2 = 30 \text{ mm}$$

$$2.2d_0 \leq P_1 \leq \min(14t \text{ ou } 200 \text{ mm}) \rightarrow 39.6 \text{ mm} \leq P_1 \leq 140 \rightarrow P_1 = 60 \text{ mm}$$

$$3d_0 \leq P_2 \leq \min(14t \text{ ou } 150 \text{ mm}) \rightarrow 54 \text{ mm} \leq P_2 \leq 140 \rightarrow P_2 = 60 \text{ mm}$$

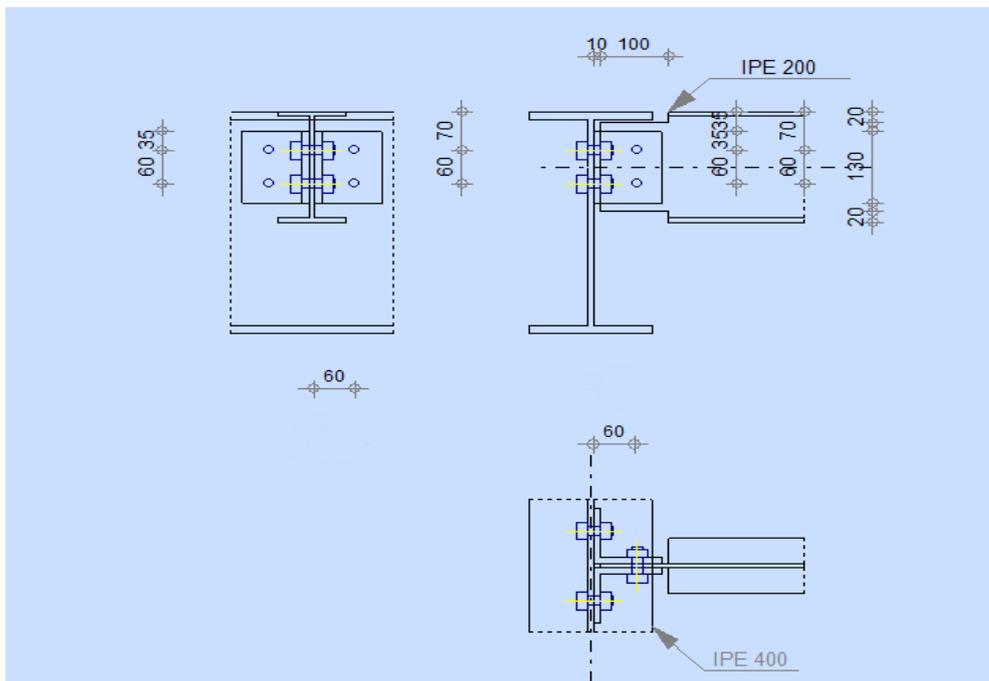


Figure VII.2 : Disposition constructif de l'assemblage poutre – solive.

V.II.3.1.1. Vérification de la solive :

– Résistance des boulons au cisaillement :

$$F_{v,sd} = 35.07 \text{ KN.}$$

Il faut vérifier que : $F_{v,sd} \leq F_{v,rd}$

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

$$f_{ub} = 400 \text{ N/mm}^2$$

$$F_{v,rd} = 0.6 \times 400 \times \frac{245}{1.25} \times 4 = 188.16$$

$$F_{v,sd} = 35.07 \text{ KN} < F_{v,rd} = 188.16 \text{ KN.}$$

– **Résistance à la pression diamétrale :**

Il faut vérifier que : $F_{v,sd} < F_{b,rd}$

$$F_{b,rd} = \frac{2.5 \alpha f_u d t}{\gamma_{Mb}} \quad \text{avec } \alpha = \min \left\{ \frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u} \text{ ou } 1 \right\}.$$

$f_u = 430 \text{ MPa}$; $d = 16 \text{ mm}$; $d_0 = 18 \text{ mm}$; $t = 10 \text{ mm}$; $\gamma_{Mb} = 1.25$

$e_1 = 30 \text{ mm}$; $p_1 = 60$.

$\alpha = \min\{ 0.55 ; 0.86 ; 0.93 \text{ ou } 1\} \rightarrow \alpha = 0.55$.

$$F_{b,rd} = \frac{2.5 \times 0.55 \times 400 \times 16 \times 10}{1.25} = 70.40 \text{ KN.}$$

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{2} = 17.54 \text{ KN.}$$

$F_{v,sd} = 17.54 \text{ KN} < F_{b,rd} = 70.40 \text{ KN}$condition vérifiée.

VII.3.2.Vérification de l'assemblage poteau-poutre (HEA 300 – IPE400) :

➤ **Caractéristiques géométriques des profilés et données mécaniques :**

$F_u = 430 \text{ MPa}$; $\gamma_{MW} = 1.25$; $\beta_W = 0.85$.

– **Poutre IPE400 :**

$h = 400 \text{ mm}$; $b = 180 \text{ mm}$; $t_f = 13.5 \text{ mm}$; $t_w = 8.6 \text{ mm}$; $A = 86.46 \text{ cm}^2$.

– **Poteau HEA300 :**

$h = 290 \text{ mm}$; $b = 300 \text{ mm}$; $t_f = 14 \text{ mm}$; $t_w = 8.5 \text{ mm}$; $A = 112.5 \text{ cm}^2$.

– **Efforts internes :**

$M_{sd} = 186.83 \text{ KN.m}$.

$V_{sd} = 134.15 \text{ KN}$.

$N_{sd} = 72.38 \text{ KN}$.

➤ **Assemblage poutre-platine (soudure) :**

- Calcul de la soudure poutre IPE 400 :

La semelle :

$$a_f \geq t_f \left(\frac{f_y}{\gamma_{M0}} \right) \left(\frac{\beta_W \times \gamma_{M2}}{f_{us} \times \sqrt{2}} \right)$$

$a_f > 6.49 \text{ mm}$.

L'âme :

$$a_w \geq t_w \left(\frac{f_y}{\gamma_{M0}} \right) \left(\frac{\beta_W \times \gamma_{M2}}{f_{us} \times \sqrt{2}} \right)$$

$a_w > 4.13 \text{ mm}$.

Cet assemblage est réalisé en reliant la poutre et la platine à l'aide de la soudure. On fixe le cordon de soudure $a = 10$ mm.

$$l_1 = b_s = 180 \text{ mm.}$$

$$l_2 = \frac{b_s - t_w}{2} = 85.7 \text{ mm.}$$

$$l_3 = h - 2t_f = 373 \text{ mm.}$$

$$A_s = \sum l_i a_i = (2l_1 + 4l_2 + 2l_3)a = 14488 \text{ mm}^2.$$

$$I_{s/yy} = 2[(al_1 d_1^2) + (2al_2 d_2^2)].$$

Avec :

$$d_1 = \frac{h}{2} + \frac{a}{2} = 205 \text{ mm.}$$

$$d_2 = \frac{h}{2} - t_f - \frac{a}{2} = 181.5 \text{ mm.}$$

$$I_{s/yy} = 2 a l_1 d_1^2 + 4 a l_2 d_2^2 = 264.22 \times 10^6 \text{ mm}^4.$$

– **Vérification de la résistance :**

• **Effet de N_{sd} et V_{sd} :**

$$\sqrt{2 \left(\frac{N_{sd}}{\sum l_i \times a_i} \right)^2 + 3 \left(\frac{V_{sd}}{2l_3 \times a} \right)^2} \leq \frac{f_u}{\beta_w \times \gamma_{MW}} \Rightarrow 31.94 \text{ MPa} < 404.71 \text{ MPa.}$$

• **Effet de N_{sd} et M_{sd} :**

$$\sqrt{2 \left(\frac{N_{sd}}{\sum l_i \times a_i} + \frac{M_{sd}}{I_{s/yy}} \times \frac{h}{2} \right)^2} \leq \frac{f_u}{\beta_w \times \gamma_{MW}} \Rightarrow 207.06 \text{ MPa} < 404.71 \text{ MPa.}$$

➤ **Assemblage poteau-platine (boulonnage) :**

– **Disposition constructive :**

On choisit d'utiliser 10 boulons HR de diamètre 20mm et de classe 10.9, avec une platine de dimension 400 x 300 x 14 mm.

$$M20 \rightarrow d = 20 \text{ mm} \rightarrow d_0 = 22 \text{ mm} \rightarrow A_s = 245 \text{ mm}^2$$

$$1.2d_0 \leq e_1 \leq \max(12t \text{ ou } 150 \text{ mm}) \rightarrow 26.4 \text{ mm} \leq e_1 \leq 168 \rightarrow e_1 = 30 \text{ mm}$$

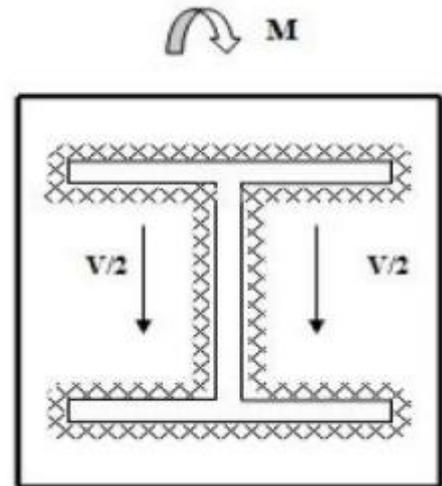


Figure VII.3 : Assemblage poutre platine.

$$1.2d_0 \leq e_2 \leq \max(12t \text{ ou } 150 \text{ mm}) \rightarrow 26.4\text{mm} \leq e_2 \leq 168 \rightarrow e_2 = 50\text{mm}$$

$$2.2d_0 \leq P_1 \leq \min(14t \text{ ou } 200 \text{ mm}) \rightarrow 48.4\text{mm} \leq P_1 \leq 196 \rightarrow P_1 = 70 \text{ mm}$$

$$3 d_0 \leq P_2 \leq \min(14t \text{ ou } 150 \text{ mm}) \rightarrow 66\text{mm} \leq P_2 \leq 196 \rightarrow P_2 = 95 \text{ mm}$$

On a ajouté aussi un jarret (renfort) inférieur des dimensions :

Hauteur : $H = 140 \text{ mm}$

Largeur : $W = 250 \text{ mm}$

Longueur : $l = 300 \text{ mm}$

Epaisseur de la semelle : $t_f = 10 \text{ mm}$

Epaisseur de l'âme : $t_w = 14 \text{ mm}$

– **Détermination des efforts dans le boulon :**

Ces efforts sont obtenus par la formule : $N_i = \frac{M_{sd} d_j}{\sum d_i^2}$ avec $M_{sd} = 186.83 \text{ KN.m}$.

$$d_1 = 562 \text{ mm} \rightarrow F_{M1} = 71.50 \text{ KN}$$

$$d_2 = 462 \text{ mm} \rightarrow F_{M2} = 58.77 \text{ KN}$$

$$d_3 = 362 \text{ mm} \rightarrow F_{M3} = 46.06 \text{ KN}$$

$$d_4 = 252 \text{ mm} \rightarrow F_{M4} = 32.06 \text{ KN}$$

$$d_5 = 102 \text{ mm} \rightarrow F_{M5} = 12.98 \text{ KN}$$

$$\sum d_i^2 = 734240 \text{ mm}^2$$

Il faut vérifier que :

$$N_1 \leq n_0 F_p ; \quad \text{avec } F_p = 0.7 f_{ub} A_s.$$

Avec :

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

f_{ub} : La contrainte de rupture du boulon, vaut 1000 MPa pour les boulons HR 10.9

$$A_s = 245 \text{ mm}$$

$$F_p = 0.7 \times 1000 \times 245 = 171.50 \text{ KN.}$$

Pour une rangée (de deux boulons) :

$$2 \times F_p = 2 \times 171.50 = 343 \text{ KN}$$

$$N_1 = 71.50 \text{ KN} < 343 \text{ KN.}$$

– **Résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant**

Il faut vérifier que : $F_{v,sd} \leq F_{s,rd}$

$$F_{v,sd} = \frac{V}{n} = 13.42 \text{ KN.}$$

– La résistance au glissement $F_{s,rd}$:

$$F_{s,rd} = \frac{k_s \mu n (F_{p,rd} - 0.8F_{t,sd})}{\gamma_{Ms}}$$

Avec :

- $k_s = 1$ Pour des trous avec tolérances nominales normale
- $\mu = 0.3$ Surface nettoyées par brossage métallique
- $n = 2$ Nombre d'interfaces de frottement
- $\gamma_{Ms} = 1.25$ Pour les résistances au glissement.
- $F_p = 0.7 \times 1000 \times 245 = 171.50$ KN. La résistance par boulon

$$F_{t,sd} = F_N + F_{M1} = 13.42 + 71.50 = 84.92 \text{ KN}$$

$$F_{s,rd} = \frac{1 \times 0.3 \times 2 \times (171.50 - 0.8 \times 84.92)}{1.25} = 49.71 \text{ KN}$$

$$F_{v,sd} = 13.42 < F_{s,rd} = 49.71 \text{ KN} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

– Résistance de l'âme du poteau en traction

Il faut vérifier que : $F_t \leq F_{t,rd}$.

$$F_t = \frac{M_{sd}}{h - t_f} = \frac{186.83}{400 - 13.5} = 483.39 \text{ KN.}$$

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

$$b_{eff} = t_{fb} + 2t_p + 5(t_{fc} + r_c) \rightarrow b_{eff} = 13.5 + 2 \times 14 + 5(14 + 27) = 246.5 \text{ mm}$$

$$F_{t,rd} = 14 \times 246.5 \times \frac{275}{1} = 949.03 \text{ KN} > F_t = 483.39 \text{ KN} \text{ condition vérifiée.}$$

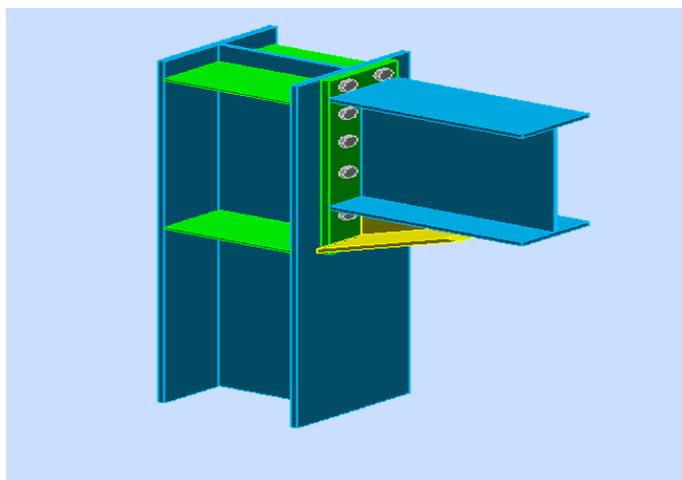


Figure VII.4 : Disposition constructive de l'assemblage Poteau – Poutre

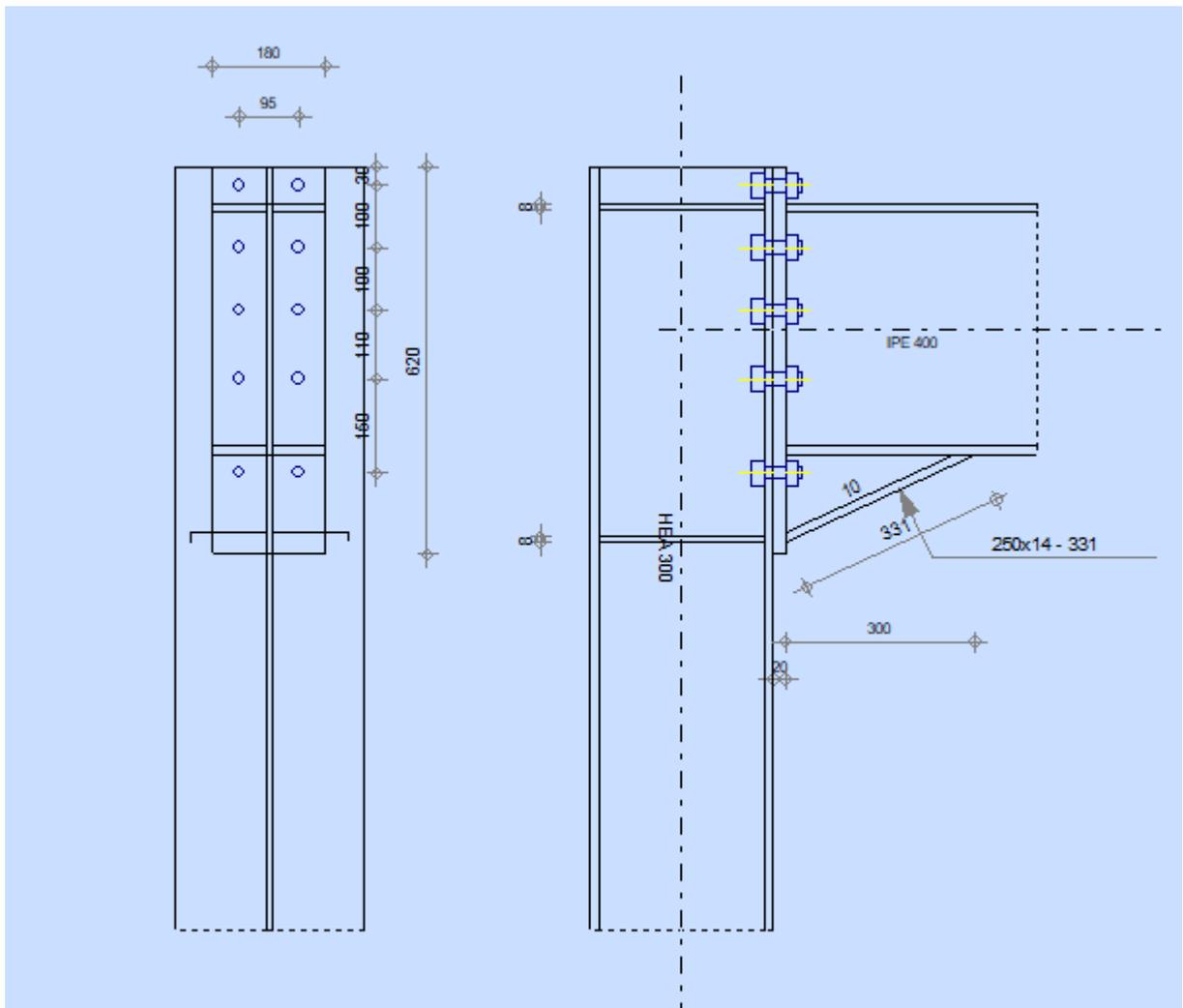


Figure VII.5 : Vue « 3D » de l'assemblage Poteau – Poutre.

VII.3.3. Vérification de l'assemblage des éléments de contreventement :

L'assemblage se fait avec l'élément le plus sollicité avec une section de **TUBO200/200/10**.

L'assemblage des éléments de contreventements a été fait par le logiciel **IDEA STATICA** [Annexe G].

➤ Assemblage du contreventement sur le gousset au niveau de la poutre

Caractéristiques de l'assemblage :

- Platine 800/400/30.
- Soudure 14 mm.
- Gousset 300/220/22.
- 6 Boulons M24 de classe 8.8

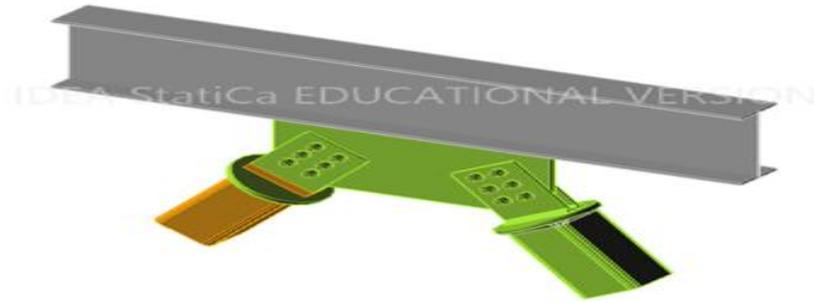


Figure VII.6 : vue d'assemblage poutre HEA300- tube 320×320×17.5

Platine 800/400/30

P30,0x400-800 (S 275)

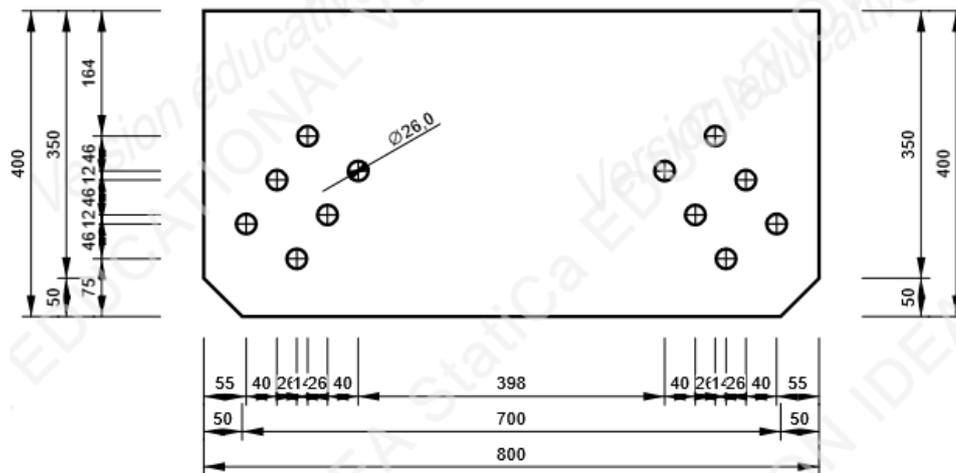


Figure VII.7: Disposition constructive de l'assemblage dans la platine

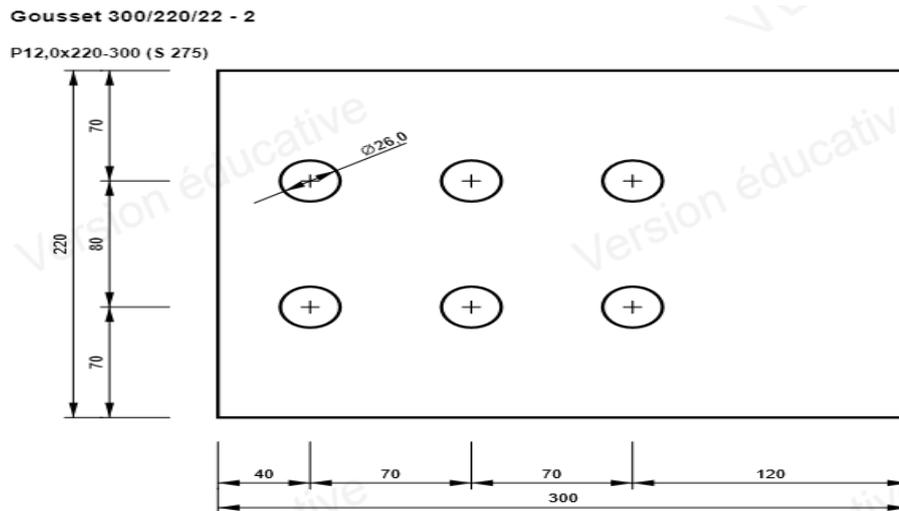


Figure VII.8: Disposition constructive de l'assemblage au niveau de gousset

VII.3.4.Vérification de l'assemblage pied de poteau :

L'assemblage du pied de poteau HEA300 et à été fait par le logiciel

ROBOT :[ANNEXE E]

Caractéristique de l'assemblage :

– **Pied de poteau :**

- Platine 700×700×60
- 12 tiges M42 de classe 10.9
- Raidisseur 700×300×20
- Soudure de 10 mm.

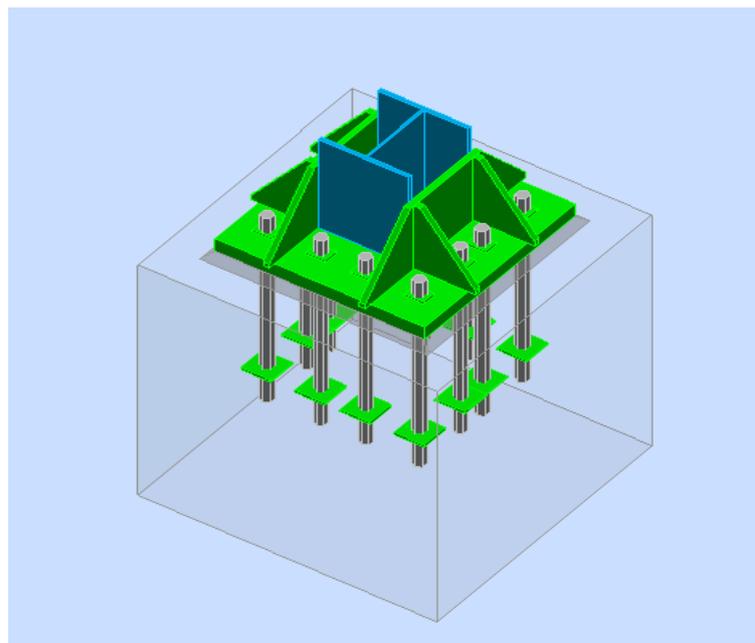


Figure VII.9 : Vue en 3D de l'assemblage pied de poteau.

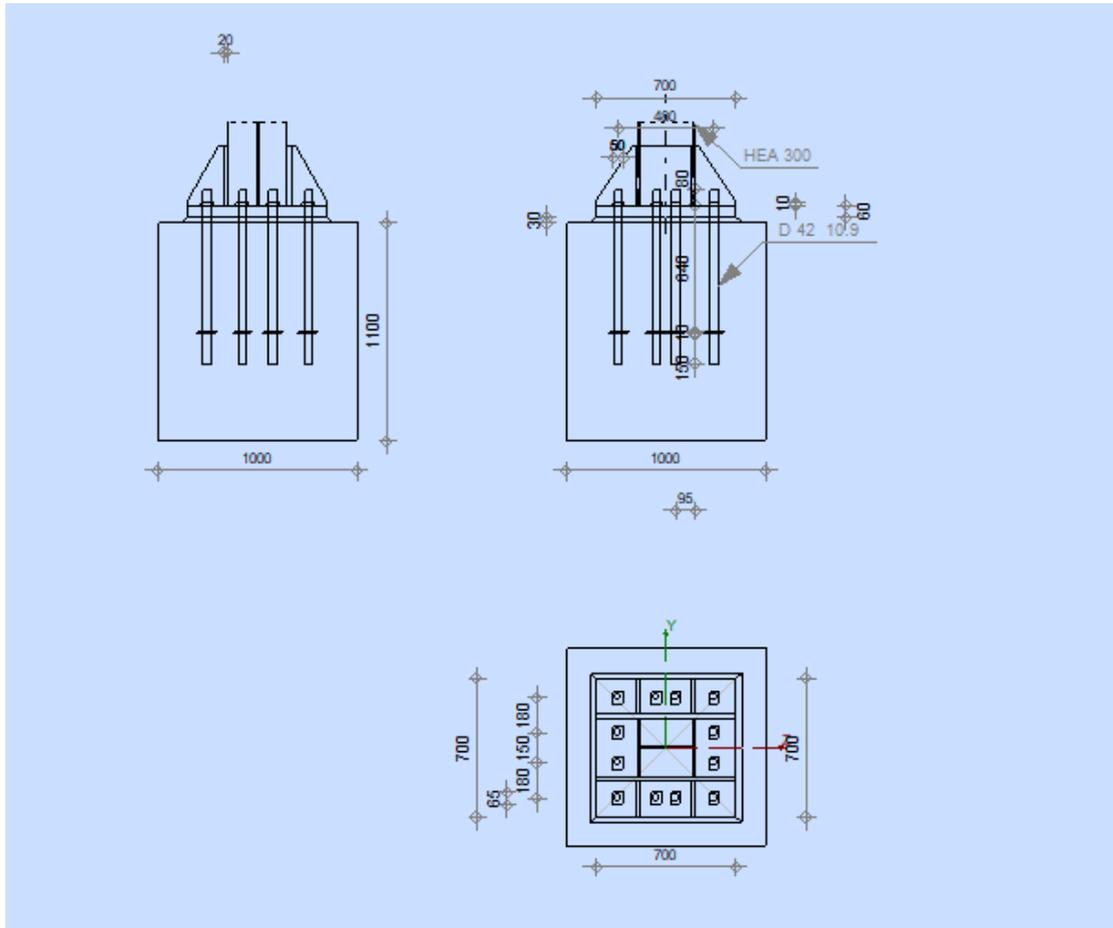


Figure VII.10: Vue en plan de l'assemblage pied de poteau.

VII.3.5. Vérification de l'assemblage de continuité de poteau HEA300 – HEA300 :

L'assemblage continuité de poteau a été fait par le logiciel ROBOT [Annexe F]

Caractéristiques de l'assemblage :

Au niveau de la platine :

- Platine 550 x 240 x 15 mm.
- 18 boulons M20 de classe 10.9.

Au niveau d'éclisse :

- Eclisse 550 x 290 x 20
- 24 boulons M20 de classe 10.9.

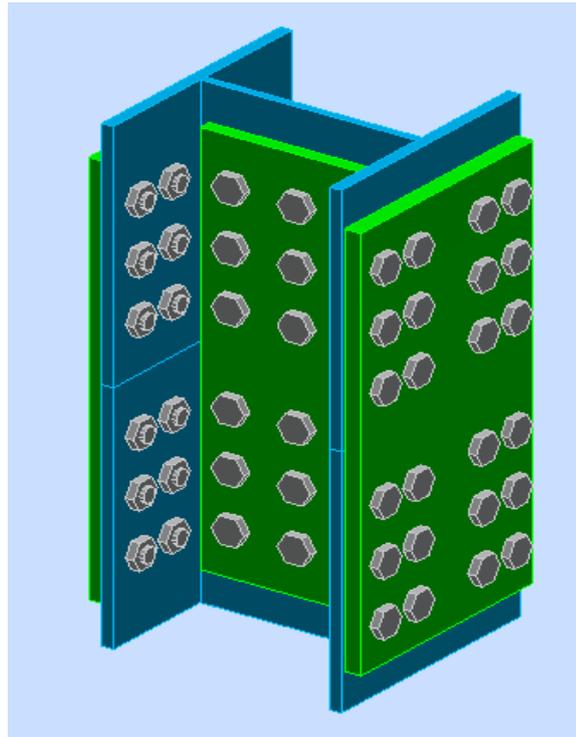


Figure VII.11 : Vue « 3D » de l'assemblage continuité de poteau

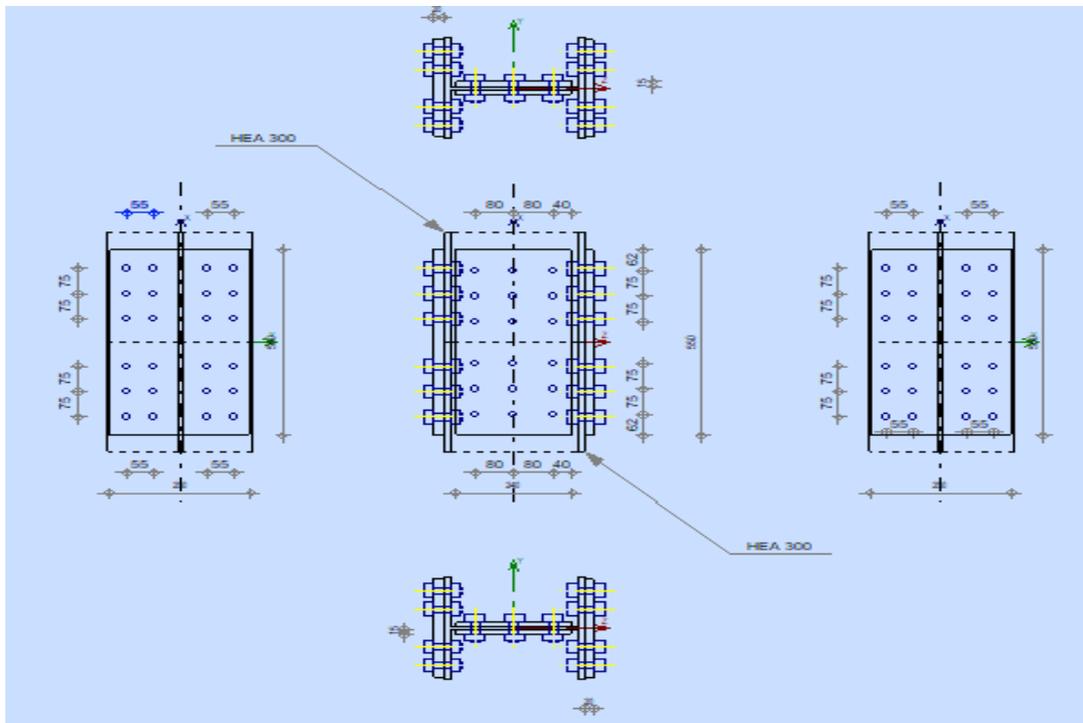


Figure VII.12 : Disposition constructive de l'assemblage continuité de poteau.

CHAPITRE VIII

VIII.1. Voile périphérique :**VIII.1.1. Introduction :**

Notre structure comporte un voile périphérique qui s'élève du niveau de fondation jusqu'au niveau du plancher du sous-sol. Il forme par sa grande rigidité un caisson rigide et indéformable avec les planchers du sous-sol et les fondations.

VIII.1.2. Pré dimensionnement du voile périphérique :

Pour le pré dimensionnement du voile périphérique, on se réfère aux prescriptions du RPA99 version 2003, qui stipule dans son article 10.1.2 :

Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :

- Epaisseur $e > 15$ cm
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est 0,10% dans les deux sens (horizontal et vertical).
- Un recouvrement de 40ϕ pour les renforcements des angles.

L'épaisseur est de 20 cm.

La hauteur de voile périphérique = 3.06m

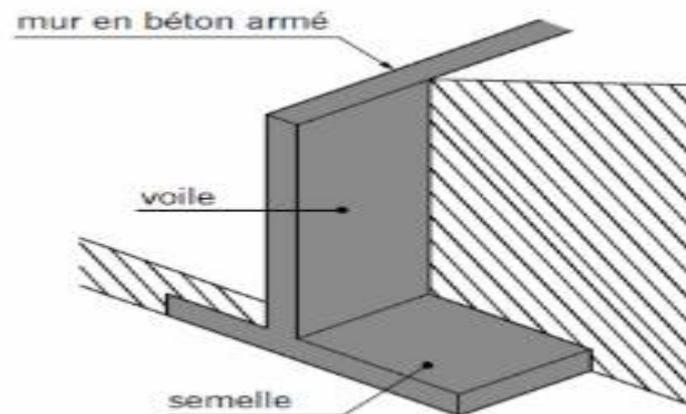


Figure VIII.1: voile périphérique

– **Evaluation des charges :**

On considère le voile comme étant une dalle pleine reposant sur 4 appuis, supportant les charges horizontales dues à la poussée des terres.

On considère le panneau le plus défavorable : $L_x = 3,06$ m ; $L_y = 5$ m ; $e = 20$ cm

Les charges et surcharges prises uniformément réparties sur une bande de 1m à la base du voile (cas le plus défavorable).

Selon **BAEL91 modifié 99**, la charge des poussées des terres est donnée par : $Q = A \cdot \gamma \cdot H$

Avec :

- Q : contrainte à la base sur une bande de 1m .
- A : coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement interne.
- γ : poids spécifique des terres ($\gamma h = 20$ kN/m³).
- H : hauteur du voile ($H = 3.06$ m).

Nous avons d'après le rapport définitif de l'étude de sol :

$\varphi = 30^\circ$ Dépend de type de terrain

$$\varphi = 30^\circ \Rightarrow A = f(\varphi) = \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 0.333.$$

$$\text{Donc : } Q = A \cdot \gamma \cdot H = 20.38 \text{ kN/ml} \Rightarrow Q_u = 1,35Q = 27.51 \text{ kN/ml}$$

– **Calcul des efforts dans la dalle :**

$$\frac{L_x}{L_y} = 0.612 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$M_x = \mu_x Q_u L_x^2 \dots\dots\dots \text{Sens de la petite portée.}$$

$$M_y = \mu_y M_x \dots\dots\dots \text{Sens de la grande portée.}$$

$$\mu_x = 0,081 ; \mu_y = 0,290 ; \begin{cases} M_x = \mu_x Q_u L_x^2 = 20.87 \text{ kN.m} \\ M_y = \mu_y M_x = 6.05 \text{ kN.m} \end{cases}$$

– **Moment en travée :**

$$M_{tx} = 0.75 M_x \quad ; \quad M_{ty} = 0.75 M_y$$

– **Moment sur appui :**

$$M_{ax} = M_{ay} = M_a = 0.5 M_{x,y} \text{ (Appui de rive)}$$

Tableau VIII. 1: Calcul des moments en travée et sur appuis

L_x (m)	L_y (m)	$\frac{L_x}{L_y}$	μ_x	μ_y	Q_u (KN/m)	M_x (KN.m)	M_y (KN.m)	M_{tx} (KN.m)	M_{ty} (KN.m)	M_a (KN.m)
3.06	5.00	0.612	0.081	0.29	27.51	20.87	6.05	15.65	4.53	10.44

– **Calcul du ferrailage :**

Le ferrailage se fait avec le moment maximum en travée et sur appuis du panneau le plus sollicité.

On applique l'organigramme d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple, avec :
 $b = 100 \text{ cm}$; $h = 20 \text{ cm}$; $d = 18 \text{ cm}$; $f_e = 500 \text{ MPa}$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$
 $\sigma_s = 435 \text{ MPa}$.

• **Exemple de Calcul des armatures de la dalle:**

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} \rightarrow f_{bc} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} \rightarrow f_{bc} = 14.17 \text{ MPa.}$$

– **Calcul de μ :**

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}} \rightarrow \mu = \frac{20.87 \times 10^6}{1000 \times 180^2 \times 14.17} \rightarrow \mu = 0.045$$

– **Calcul de α :**

$$\alpha = 1.25[1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}].$$

$$\alpha = 1.25[1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.045}] \rightarrow \alpha = 0.058.$$

– **Calcul de Z :**

$$Z = d(1 - 0.4 \times \alpha) \rightarrow Z = 18 \times (1 - 0.4 \times 0.058) \rightarrow Z = 17.58 \text{ cm}$$

– **Calcul de A_s :**

$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s} \rightarrow A_s = 2.73 \text{ cm}^2.$$

➤ **Ecartement des barres :**

Selon le **RPA99 (version 2003)** on a :

$$S_t \leq \min[1.5 h ; 30 \text{ cm}] \rightarrow S_t \leq \min[30 ; 30 \text{ cm}] \rightarrow S_t = 30 \text{ cm.}$$

Selon le **BAEL 91** on a :

$$S_t \leq \min[2 h ; 33 \text{ cm}] \rightarrow S_t \leq \min[40 ; 33 \text{ cm}] \rightarrow S_t = 33 \text{ cm.}$$

On opte : $S_t = 33 \text{ cm}$.

Tableau VIII. 2: Ferrailage du voile périphérique

	Sens	M_u (kN/m ²)	μ	A	Z (cm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)	Esp (cm)
Travée	X-X	20.87	0.045	0.058	17.58	2.73	4T10	3.14	33
	Y-Y	6.05	0.013	0.016	17.88	0.78	4T10	3.14	33
Appuis	XX-YY	10.44	0.023	0.029	17.79	1.35	4T10	3.14	33

VIII.1.3. Vérifications nécessaires :➤ **Condition exige par le RPA 99/version 2003 :**

Le pourcentage minimum est de 0,1% de la section dans les deux sens et disposé en deux nappe

$$A_l = 0.1\% \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 0.1\% \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité :**

Les dalles travaillent dans les deux sens :

$$A_x \geq A_x^{\min} \quad ; \quad A_x^{\min} = \rho_0 \left[3 - \frac{L_x}{L_y} \right] \frac{bh}{2}$$

$$A_y \geq A_y^{\min} \quad ; \quad A_y^{\min} = \rho_0 bh$$

$\rho_0 = 0,0006$ Pour les barres FeE 500

$$A_x^{\min} = 0,0006 \left[3 - \frac{3,06}{5,00} \right] \frac{100 \times 20}{2} = 1,433 \text{ cm}^2$$

$$A_y^{\min} = 0,0006 \times 100 \times 20 = 1,2 \text{ cm}^2$$

• **En travée :**

$$\begin{cases} A_x = 3.14 > A_x^{\min} = 1.43 \text{ cm}^2 \\ A_y = 3.14 > A_y^{\min} = 1,2 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

• **Appuis**

$$\begin{cases} A_x = 3.14 > A_x^{\min} = 1.43 \text{ cm}^2 \\ A_y = 3.14 > A_y^{\min} = 1.2 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

➤ **Vérification de l'effort tranchant :**

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ Mpa}$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} \quad \rightarrow \quad T_x = \frac{27.51 \times 3.06 \times 5}{2 \times 3.06 + 5} \quad \rightarrow \quad T_x = 37.85 \text{ KN.}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} \quad \rightarrow \quad T_y = \frac{27.51 \times 3.06}{3} \quad \rightarrow \quad T_y = 28.06 \text{ kN.}$$

$$T_u^{max} = \max(T_x; T_y) = 37.85 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{37.85 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0.21 \text{ MPa} < 1,25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

➤ **Vérifications à l'ELS :**

• **Evaluation des sollicitations à l'ELS :**

$$\frac{L_x}{L_y} = 0,496 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,081 \\ \mu_y = 0,290 \end{cases}$$

$$Q_{ser} = 20.38 \text{ KN/ml}$$

Tableau VIII. 3: Calcul des moments en travée et sur appuis

M_x (kN.m)	M_{tx} (kN.m)	M_y (kN.m)	M_{ty} (kN.m)	M_a (kN.m)
15.46	11.60	4.48	3.36	7.73

➤ **Vérification des contraintes :**

Il faut vérifier $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VIII.4 : Vérification des contraintes à l'ELS.

	Sens	M_{ser} (kN.m)	A_s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs
Travée	X-X	15.46	10,78	1.43	15	Ok
	Y-Y	4.48	5,65	0.79	15	Ok
Appuis	XX-YY	7.73	4,71	1.64	15	Ok

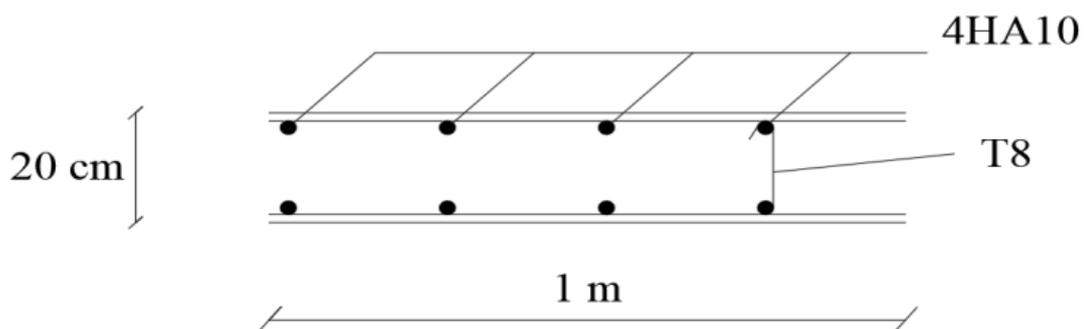


Figure VIII.2 : Ferrailage du voile périphérique.

VIII.2.Poteaux mixtes :**VIII.2.1.Introduction :**

Une présentation générale des poteaux mixtes, montrant qu'il existe une grande variété de sections possibles, en distinguant toute fois deux grandes Familles :

Les poteaux partiellement ou totalement enrobés de béton les Profilés creux remplis de béton.

Comme les poteaux en acier, les poteaux mixtes présentent les avantages suivants :

- Une capacité portante élevée pour des dimensions de section relativement réduites.
- Une facilité d'assemblage aux autres éléments, les poutres en particulier, en raison de la présence du composant acier.
- Une aptitude à se déformer dans le domaine plastique et à présenter un comportement ductile.

VIII.2.2.Méthode des calculs des poteaux mixtes

L'Eurocode 4 présentes deux méthodes de dimensionnement des poteaux mixtes :

- **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.
- **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.

Les deux méthodes sont fondées sur les hypothèses classiques suivantes :

- 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.

La Méthode Simplifiée est développée ci-après, celle-ci étant en effet applicable à la majorité des cas.

Dans notre cas on va utiliser la méthode simplifiée qui sera appliquée sur un poteau totalement enrobé soumis à compression axial.

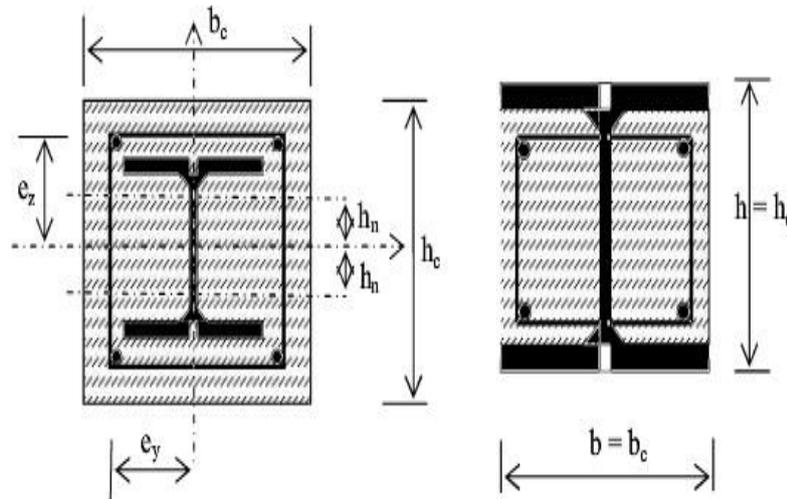


Figure VIII. 3: Poteau partiellement ou totalement enrobé

On va utiliser la méthode simplifiée qui sera appliqué sur un poteau entièrement en robé soumis à la compression axiale

VIII.2.2.1. Conditions d'utilisation de la méthode simplifiée de calcul :

L'application de la méthode simplifiée comporte les limitations suivantes :

- La section transversale du poteau est constante et présente une double symétrie sur toute la hauteur du poteau telle que le rapport de sa hauteur à sa largeur soit compris entre 0.2 et 5.0.
- La contribution relative de la section en acier à la résistance de calcul de la section complète, savoir est compris entre 0.2 et 0.9.
- Les sections droites restent planes lors de la déformation du poteau.
- L'élançement réduit λ du poteau mixte, ne dépasse pas la valeur de 2,0 ;
- Pour les sections totalement enrobées, l'aire des armatures doit au moins être égale à 0,3% de l'aire de béton et les armatures présentent des épaisseurs d'enrobage de béton satisfaisant les conditions suivantes :

Dans le sens Y : $40\text{mm} < c_y < 0,4b_c$;

Dans le sens Z : $40\text{mm} < c_z < 0,3h_c$;

VIII.2.3. Pré-dimensionnement du poteau mixte :

Pour réaliser un poteau mixte, on utilise généralement quatre matériaux de base :

L'acier de construction, l'acier d'armature ou de renfort, les tôles profilées en acier et le béton. Pour le profilé en acier on utilisé HEA400

Par l'utilisation de la condition d'enrobage de béton on détermine les dimensions de la section en béton.

– **Caractéristique de la section mixte :**

• **Section en acier :**

HEA400

• **Béton (C25/30) :**

$AS \geq 0,3\% AC_{net}$

$AS \leq 0,6\% AC_{net}$

$AS = 0,5\% AC_{net}$

• **Enrobage :**

$40\text{mm} \leq c_y \leq 0,4 \cdot b_C$

$40\text{mm} \leq c_z \leq 0,3 \cdot h_C$

Pour un Poteau de (60*60) on aura :

$40\text{mm} \leq c_y \leq 240\text{mm}$

$40\text{mm} \leq c_z \leq 180\text{mm}$

On prend: $C_y = C_z = 60\text{mm}$

$h_c = 2 \cdot C_y + h_p = 2 \cdot 60 + 390 = 510\text{mm}$

On prend une section carrée (60.60)

$0,2 \leq \frac{h}{b} = 1 \leq 5$ OK

Tableau VIII.5 : Caractéristiques des matériaux

Acier profil HEA450 (S275)	$f_y = 275 \text{ N/mm}^2$	$E_a = 210000 \text{ N/mm}^2$	$\gamma_{Ma} = 1.1$
Béton de section 600 * 600 C 25/30	$f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$	$E_{cm} = 32000 \text{ N/mm}^2$	$\gamma_c = 1.5$ $\gamma_{Mc} = 1.35$
Armatures 6Ø20 (S400)	$f_{sk} = 400 \text{ N/mm}^2$	$E_s = 210000 \text{ N/mm}^2$	$\gamma_s = 1.15$

• **Profilé laminé :**

Tableau VIII.6 : Caractéristique de profilé

HEA450	h (mm)	A (cm ²)	Wpl, y cm ³	b (mm)	Iy (cm ⁴)	Wpl, z (cm ³)	tw (mm)	Iz (cm ⁴)	tf (mm)
	390	159.0	2562	300	45070	872.9	11	8564	19

• **Section d'armateur :**

$A_s = 0,5\% [(600 \times 600) - 15900] = 17.20 \text{ cm}^2$

Le choix 6T20 $A_s = 18,85 \text{ cm}^2$

$$c_y = c_z = 60\text{mm}$$

$$\phi_t = \phi/3 = 20/3 = 6.66$$

$$\phi_t = 8\text{ mm}$$

- **Moment d'inertie :**

$$A_{\text{barre}} = \frac{\pi d^2}{4} = \frac{\pi 20^2}{4} = 314.16\text{ mm}^2$$

$$dz_2 = dy_2 = 0$$

$$dz_1 = dy_1 = \left[\frac{h}{2} - \left(\frac{\phi}{2} + \phi_t + C \right) \right]$$

$$dz_1 = dy_1 = \left[\frac{600}{2} - \left(\frac{20}{2} + 8 + 60 \right) \right] = 222\text{ mm}$$

$$I = N_{\text{barre}} \times [A_{\text{barre}} \times d]$$

$$I_z = 6 \times [314.16 \times 222^2] = 92.90 \times 10^6\text{ mm}^4$$

$$I_y = 4 \times [314.16 \times 222^2] = 61.93 \times 10^6\text{ mm}^4$$

- **Module de plasticité :**

$$W_{\text{pl},y} = A_{\text{barre}} \times d_z = 4[314.16 \times 222] = 278.97 \times 10^3\text{ mm}^3$$

$$W_{\text{pl},z} = A_{\text{barre}} \times d_y = 6[314.16 \times 222] = 418.46 \times 10^3\text{ mm}^3$$

- **Armateur :**

Tableau VIII.7 : Caractéristiques de section d'armateurs

Armateurs	A cm ²	Wpl,y mm ³	Wpl,z mm ³	Iy mm ⁴	Iz mm ⁴
6Ø 20	18.85	278.97 × 10 ³	418.46 × 10 ³	61.93 × 10 ⁶	92.90 × 10 ⁶

- **Section béton :**

$$A_c = A_{\text{global}} - A_a - A_s = (600 \times 600) - 15900 - 1720 = 342380\text{ mm}^2$$

- **moment d'inertie :**

$$I_z = \frac{bh^3}{12} - (I_{az} + I_{sz})$$

$$I_y = \frac{bh^3}{12} - (I_{ay} + I_{sy})$$

$$I_z = \frac{600 \times 600^3}{12} - (85.64 \times 10^6 + 92.90 \times 10^6) = 10.62 \times 10^9$$

$$I_Y = \frac{600 \times 600^3}{12} - (450.7 \times 10^6 + 61.93 \times 10^6) = 10.28 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

- **module de plasticité :**

$$W_{pl,y} = \frac{bh^2}{4} - (W_{pl,aY} + W_{pl,sY})$$

$$W_{pl,z} = \frac{bh^2}{4} - (W_{pl,aZ} + W_{pl,sZ})$$

$$W_{pl,y} = \frac{600 \times 600^2}{4} - (2.562 \times 10^6 + 278.97 \times 10^3) = 51.16 \times 10^6 \text{ mm}^3$$

$$W_{pl,z} = \frac{600 \times 600^2}{4} - (0.8729 \times 10^6 + 418.46 \times 10^3) = 52.70 \times 10^6 \text{ mm}^3$$

- **Béton C25/30 :**

Tableau VIII.8 : Caractéristiques de section de béton.

Section de béton	A mm ²	Wpl, y mm ³	Wpl, z mm ³	Iy mm ⁴	Iz mm ⁴
600×600	342380	50.51 × 10 ⁶	50.69 × 10 ⁶	10.28 × 10 ⁹	10.62 × 10 ⁹

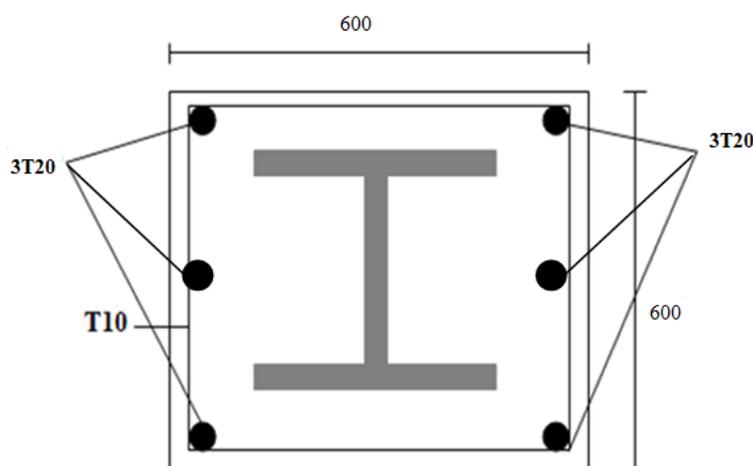


Figure VIII.4 : Dimensions du poteau enrobe

VIII.2.4.Vérification de la résistance du poteau :**VIII.2.4.1.Résistance plastique à la compression :**

$$N_{pl,rd} = \frac{A_a \times f_y}{\gamma_a} + \frac{0.85 \times A_c \times f_{ck}}{\gamma_c} + \frac{A_s \times f_{sk}}{\gamma_s}$$

$$N_{pl,rd} = \frac{15800 \times 275}{1.1} + \frac{0.85 \times 342380 \times 25}{1.5} + \frac{1885 \times 400}{1.15}$$

$$N_{pl,rd} = 9456.04 \text{ KN}$$

➤ La rigidité élastique :

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \times E_{Iy}}{L_r^2}$$

$$EI = E_a I_a + 0.6 E_{cd} I_c + E_s I_s$$

$$E_{cd} = \frac{E_{cm}}{\gamma_{Mc}} \rightarrow E_{cd} = \frac{32000}{1.35} \rightarrow E_{cd} = 23703.70 \text{ N/mm}^2$$

$$EI_y = 2.1 \times 10^5 \times 450.7 \times 10^6 + 0.6 \times 23703.7 \times 10.28 \times 10^9 + 2.1 \times 10^{11} \times 61.93$$

$$EI_y = 2.54 \times 10^{14} \text{ N/mm}$$

$$EI_z = 2.1 \times 10^5 \times 85.64 \times 10^6 + 0.6 \times 23703.7 \times 10.62 \times 10^9 + 2.1 \times 10^5 \times 92.9$$

$$\times 10^6$$

$$EI_z = 1.89 \times 10^{14} \text{ N/mm}$$

– Charge critique :

$$N_{cr} = \pi^2 \times EI / L_f^2$$

$$L_f = 0.7 \times H$$

$$N_{cr_y} = \frac{\pi^2 \times 2.54 \times 10^{14}}{(3060 \times 0.7)^2}$$

$$N_{cr_y} = 5.46 \times 10^8 \text{ N}$$

$$N_{cr_z} = \frac{\pi^2 \times 1.89 \times 10^{14}}{(3060 \times 0.7)^2}$$

$$N_{cr_z} = 4.07 \times 10^8 \text{ N}$$

VIII.2.4.2.La résistance plastique en compression :

$$N_{plr} = A_a \times \frac{f_y}{\gamma_{Ma}} + 0.85 \times A_c \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c} + A_s \times \frac{f_{sk}}{\gamma_s}$$

$$N_{plr} = 15800 \times \frac{275}{1.1} + 0.85 \times 342380 \times \frac{25}{1.5} + 1885 \times \frac{400}{1.15}$$

$$N_{plr} = 9456.03 \text{ KN}$$

• **L'élancement réduit :**

L'élancement réduit λ du poteau mixte, ne dépasse pas la valeur de 2.

$$\bar{\lambda} = \sqrt{(N_{plrd} / N_{cr})}$$

$$\bar{\lambda}_y = \sqrt{9.456 \times 10^6 / 5.46 \times 10^8}$$

$$\bar{\lambda}_y = 0.13 < 0.2 \dots \dots \dots OK \text{ donc } X_y = 1$$

$$\bar{\lambda}_z = \sqrt{9.456 \times 10^6 / 4.07 \times 10^8}$$

$$\bar{\lambda}_z = 0,15 < 0.2 \dots \dots \dots OK \text{ donc } X_z = 1$$

➤ **Vérification de l'applicabilité de la méthode simplifiée :**

La section est symétrique et constante sur toute la hauteur du poteau.....OK

Contribution du profilé à la résistance totale :

– **La contribution relative :**

La contribution relative de la section en acier à la résistance de calcul de la section complète, a savoir $\delta = (A_a \times f_y / \gamma_{m0}) / N_{plrd}$ est compris entre 0,2 et 0,9

$$\delta = (A_a \times f_y / \gamma_{m0}) / N_{plrd}$$

$$\delta = (15900 \times 275 / 1,1) / 9456.03$$

$$\delta = 0,42$$

$$0.2 < \delta < 0.9 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

a) **Condition des armateurs :**

$$0.3 \% A_c \leq A_s \leq 6 \% A_c \rightarrow 1027.14 \text{ mm}^2 < 1885 \text{ mm}^2 < 20542.8 \text{ mm}^2$$

b) **Il faut vérifiée que :**

$$0.2 \leq \frac{h_a}{h_b} \leq 5$$

$$0.2 \leq \frac{390}{300} = 1.3 < 5$$

condition vérifiée

c) **condition d'enrobage :**

$$40 \text{ mm} \leq c_y \leq 0.4 b_c \rightarrow 40 \text{ mm} < c_y < 240 \text{ mm} \quad \text{condition vérifiée}$$

$$40 \text{ mm} \leq c_z \leq 0.3 h_c \rightarrow 40 \text{ mm} < c_z < 180 \text{ mm} \quad \text{condition vérifiée}$$

Toutes les conditions sont vérifiées donc la méthode simplifiée est applicable

VIII.2.4.3. Vérification de la stabilité des poteaux mixtes en compression axiale

En ce cas, la sollicitation N de compression simple doit satisfaire à:

$$N_{sd} \leq N_{plrd}$$

N_{sd} : C'est l'effort normal total revenant au poteau du sous-sol le plus défavorable.

$$N_{sd} = N_{RDC} + N_{Sous-sol}$$

La décente des charges des 6 étages supérieurs et de niveau de la terrasse est donné par logiciel **ETABS** en prenant le poteau le plus sollicité.

$$N_u (RDC) = 2187.40 \text{ KN.}$$

L'effort normal dû aux charges de sous-sol.

Prenons le poteau le plus sollicité dont la surface est : $S=20.25 \text{ m}^2$.

Charge permanente(G) = 85.46 KN

Surcharge d'exploitation(Q) = 101.25 KN

Tableau VIII.9 : Décente des charges dans les poteaux du sous-sol

Niveau	G (KN)	Q (KN)	N_u (KN)	N_{ser} (KN)
SSL	85.46	101.25	267.25	186.71

$$N_u (SSL) = 267.25 \text{ KN.}$$

Donc l'effort normal total revenant au poteau du sous-sol :

$$N_{sd} = 2187.40 + 267.25 \rightarrow N_{sd} = 2454.65 \text{ KN.}$$

- **La résistance au flambement**

$$N_{sd} = 2454.65 \text{ KN.}$$

$$N_{sd} \leq 1 \times 9456.04 = 9456.04 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{ Le poteau est stable.}$$

VIII.3.Etude des fondations :

VIII.3.1.Introduction :

Une fondation est par définition, un organe de transmission des charges de la superstructure vers le sol, elle ne peut être calculée que si l'on connaît la superstructure et ses charges, d'une part et les caractéristiques du sol d'autre part.

Les éléments de fondation transmettent les charges au sol soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

VIII.3.2.Les différents types de fondations :

Fonder un ouvrage consiste essentiellement à répartir les charges qu'il supporte dans le sol, suivant l'importance des charges et la résistance du terrain.

- Lorsque les couches de terrain capable de supporter l'ouvrage sont à une faible profondeur, on réalise des fondations superficielles.

- Lorsque les couches de terrain capable de supporter l'ouvrage sont à une grande profondeur, on réalise des fondations profondes.

VIII.3.2.1 Critères de choix d'un type de fondation

Une fondation doit répondre essentiellement à deux critères importants :

- Sécurité vis-à-vis de la rupture du sol.
- Sécurité vis-à-vis du tassement du sol.

Il est évident que l'on doit choisir le mode de fondation le plus économique, mais qui doit impérativement nous assurer la non rupture du sol et un tassement admissible.

VIII.3.3. Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation dépend en général de plusieurs paramètres dont :

- ✓ Type de l'ouvrage à construire.
- ✓ La charge totale transmise au sol.
- ✓ La capacité portante du terrain de fondation.
- ✓ Raison économique.

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.

VIII.3.3.1. Vérification de la semelle isolée :

Pour déterminer la surface nécessaire de la

semelle isolée il faut que : $\sigma_{\max} \leq \sigma_{\text{sol}}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N_{\text{ser}}}{S} \leq \sigma_{\text{sol}} \quad \rightarrow \quad S \geq \frac{N_{\text{ser}}}{\sigma_{\text{sol}}}$$

Avec : $\sigma_{\text{sol}} = 2 \text{ bar}$ et $N_{\text{ser}} = 1048.73 \text{ KN}$.

$$S \geq \frac{N_{\text{ser}}}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{1048.73}{2 \times 10^2} \quad \rightarrow \quad S = 6 \text{ m}^2$$

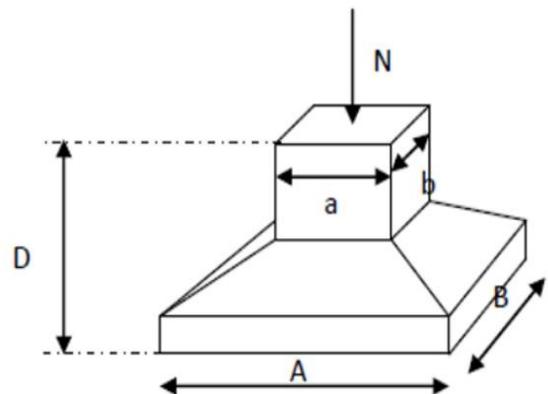


Figure VIII.5 : Semelle isolée.

Les dimensions de la semelle doivent être 2.5x2.5 m.

$$L_{\min} \geq 1.5B.$$

Avec :

L_{\min} : L'entraxe minimum entre deux poteaux.

B : Largeur maximale de la semelle.

D'où :

$L_{min} = 3.3m < 1.5 \times 2.5 = 3.75m$ Condition non vérifiée.

Les semelles isolées ne sont pas une solution pour notre cas, on passe alors à l'étude des semelles filantes.

VIII.3.3.2.Vérification de la semelle filante :

Pour déterminer la surface nécessaire de la semelle filante il faut que : $\sigma_{max} \leq \sigma_{sol}$

$$\sigma_{max} = \frac{\sum N_{ser}}{L \times B} \leq \sigma_{sol} \quad \rightarrow \quad B \geq \frac{\sum N_{ser}}{L \times \sigma_{sol}}$$

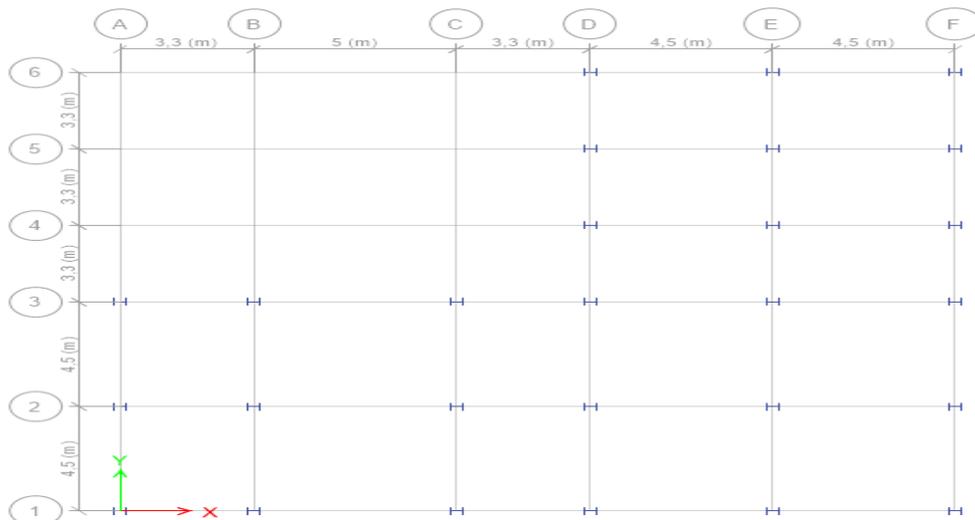


Figure VIII.6 : Schéma des semelles filantes.

• **Exemple de calcul :**

Selon le logiciel **ETABS** on a :

$N_{ser} = 5239.16 \text{ KN}$

$$B \geq \frac{\sum N_{ser}}{L \times \sigma_{sol}} \rightarrow B \geq \frac{5239.16}{18.9 \times 200} = 1.38 \text{ m} \text{ donc on opte pour } B = 1\text{m}$$

Tableau VIII.10 : section des semelles filante.

Fille	N_{ser} (KN)	L (m)	σ_{sol} (KN/m ²)	$B_{calculé}$ (m)	B_{choisi} (m)	S (m ²)
A	1369,28	9.00	200	0.76	1.50	13.5
B	2331,40	9.00	200	1.29	1.50	13.5
C	2572,11	9.00	200	1.42	1.50	13.5
D	4162,13	18.9	200	1.10	1.50	28.35
E	5239,16	18.9	200	1.38	1.50	28.35
F	3398,41	18.9	200	0.90	1.50	28.35

Surface de la semelle filante $S_{sem} = 125.55 \text{ m}^2$.

$$\frac{S_{sem}}{S_{batiment}} = \frac{125.55}{274.5} = 45.73 \% < 50\%$$

➤ **La hauteur de la semelle « h_t » :**

La hauteur de la semelle est : $h_t \geq d$

Pour satisfaire la condition de l'inclinaison de 45° de la bielle moyenne, la hauteur utile vaut :

$$h_t \geq \frac{B - b}{4} + 0.05 = \frac{1.50 - 0.6}{4} + 0.05 \rightarrow h_t \geq 0.27$$

On opte : $h_t = 0.3 \text{ m} = 300 \text{ mm}$

Avec :

b : la dimension de l'élément sur la semelle dans le sens transversal.

$b = 0,6 \text{ m}$ pour les poteaux.

$h_t = 0.3 \text{ m}$.

➤ **Dimensionnement de nervure**

– **Dimensionnement de la poutre de libage :**

• **Condition forfaitaire :**

$$\frac{L_{max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{max}}{5} \rightarrow \frac{500}{8} \leq h \leq \frac{500}{5} \rightarrow 62 \leq h \leq 100$$

Donc $h = 70 \text{ cm}$

• **Condition de rigidité des semelles :**

Les semelles filantes ou continues sous poteaux sont soumises à des contraintes linéaires réparties, pour cela elles doivent être suffisamment rigides pour ne pas se comporter comme une poutre sur un sol élastique, on doit alors vérifier la condition suivante vis à vis de la longueur élastique :

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \quad \text{Avec : } L_e = \sqrt[4]{\frac{4 E I}{b K}}$$

- L_{max} : longueur max entre axe des poteaux.
- E : Module d'élasticité du béton (prendre en moyenne $E=32161.20\text{MPa}$).
- K : Coefficient de raideur du sol ($5\text{MPa/m} \leq K \leq 120\text{MPa/m}$).

On pourra par exemple adopter pour K les valeurs suivantes :

- $K=5$ (MPa/m) → pour un très mauvais sol.
- $K=40$ (MPa/m) → pour un sol de densité moyenne. (la valeur prise dans notre cas)
- $K=120$ (MPa/m) → pour un très bon sol.

Nous avons un sol de densité moyenne → $K=4$ [kg/cm^3].

Calcul hauteur de nervure h_N :

Après la simplification :

$$h_{N2} = \sqrt[3]{\frac{48 K B l^4}{E b \pi^4}} = 0.81 \text{ m.}$$

→ On prend : $h_{N2} = 90 \text{ cm}$

• **Largeur de la nervure :**

$$b \geq \frac{L_{\max}}{10} \rightarrow b \geq 50 \text{ cm}$$

→ On prend $b = 60 \text{ cm}$.

VIII.3.3.3. Caractéristiques géométriques des semelles filantes :

Selon le logiciel **SOCOTEC** :

• **Position du centre de gravité :**

$$X_G = 12.19 \text{ m}$$

$$Y_G = 7.54 \text{ m}$$

• **Moment d'inertie :**

$$I_{xx} = 7311.8 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = 9181.9 \text{ m}^4$$

VIII.3.3.4. Vérifications :

➤ **Vis-à-vis la stabilité au renversement :**

Selon le **BAEL 91**, on doit vérifier que :

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1.5$$

Et selon **RPA99/V 2003 (Art.10.1.5)**, on doit vérifier que :

$$e = \frac{M_r}{N} \leq \frac{B}{4}$$

Avec :

M_r : Moment de renversement dû aux forces sismique.

$$M_R = \sum M_0 + V_0 h$$

M_0 : Moment à la base de la structure.

V_0 : L'effort tranchant à la base de la structure.

h : Profondeur de l'ancrage de la structure.

M_s : Moment stabilisateur sous l'effet du poids propre, et éventuellement des terres.

Et : $M_s = N \times (X; Y)G$

N : Charge verticale permanente : $N = N_1 + N_2$

N_1 : Poids propre de la structure.

N_2 : Poids propre des semelles.

Tel que :

• **Sens X-X :**

Selon **ETABS** on a :

o $M_{0x} = 17684.30 \text{ KN.m}$

o $V_{0x} = 2297,83 \text{ KN}$

$h = h_{SSL} + h_N = 3.06 + 0.9 = 3.96 \text{ m}$

$B = 20.60 \text{ m}$

$N = N_{ser} = 19076.69 + 1745.89 = 20822.58$

$M_s = 20822.58 \times 12.19 = 253827.25 \text{ KN.m}$

$M_r = 17684.30 + 2297.99 \times 3.96 = 26784.34 \text{ KN.m}$

→ $\frac{M_s}{M_r} = \frac{253827.25}{26784.34} = 9.48 \geq 1.5$ Condition vérifiée.

→ $e = \frac{124920.84}{16849.67} = 1.27 \text{ m} < \frac{20.6}{4} = 5.15 \text{ m}$ Condition vérifiée.

• **Sens Y-Y :**

Selon **ETABS** on a :

o $M_{0Y} = 25060.27 \text{ KN.m}$

o $V_{0Y} = 2184.42 \text{ KN}$

$B = 18.90 \text{ m}$

$M_s = 253827.25 \text{ KN.m}$

$M_r = 33710.57 \text{ KN.m}$

→ $\frac{M_s}{M_r} = \frac{253827.25}{33710.57} = 7.53 \geq 1.5$ Condition vérifiée.

→ $e = \frac{33710.57}{20822.58} = 1.62 \text{ m} < \frac{18.9}{4} = 4.73 \text{ m}$ Condition vérifiée.

→ Le rapport des forces verticales gravitaires et des forces sismiques est inférieur à la moitié centrale de la base de la structure, donc notre bâtiment est stable dans les deux sens.

➤ **Vérification des contraintes sous la fondation :**

On doit vérifier que : $\sigma_{ser} \leq \sigma_{sol}$

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{semelles}} = \frac{19076.69}{125.55} = 151.94 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{ser}} = 151.94 < \sigma_{\text{sol}} = 200 \text{ KN/m}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

– **Vérification de la portance du sol :**

$$\sigma_{\text{ser}} \leq \sigma_{\text{sol}}$$

Tableau VIII. 11: Vérification de la contrainte à ELS

Files	N (KN)	S (m ²)	σ (KN/m ²)	$\sigma_{\text{sol}}(\text{bar})$	Résultat
A	1369,28	13.5	101.42	200	Vérifiée
B	2331,40	13.5	172.69	200	Vérifiée
C	2572,11	13.5	190.53	200	Vérifiée
D	4162,13	28.35	146.81	200	Vérifiée
E	5239,16	28.35	184.80	200	Vérifiée
F	3398,41	28.35	119.87	200	Vérifiée

VIII.3.3.4.Calcul du ferrailage :

➤ **Calcul de ferrailage de la semelle :**

• **Exemple de calcul « A » :**

On applique la méthode des bielles :

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2.1 \text{ MPa} ; \sigma_{bc} = 14.17 \text{ MPa} ; F_e = 400 \text{ MPa} : \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$B = 125 \text{ cm} ; h = 30 \text{ cm} ; d = 0.9h = 27 \text{ cm.}$$

$$N_u = \sum N_{if} = 1908.08 \text{ KN.}$$

$$P_u = \frac{N_u}{L_{sf}} = \frac{1908.08}{9} = 212.00 \text{ KN/m}$$

$$A_s = \frac{P_u}{8 \times d \times \sigma_{st}} \rightarrow A_s = \frac{212}{8 \times 0,27 \times 348 \times 10^3} \rightarrow A_s = 0.28 \text{ mm}^2$$

→ Choix **4T10** ($A_s=3,14\text{cm}^2$ avec : $e=20\text{cm}$).

Tableau VIII. 12: Ferrailage pour les semelles.

Files	N_{ELU} (KN)	P_u (KN/m)	A_s (mm ²)	Choix	A_s (cm ²)
A	1908.08	212.00	0.82	4T12	4.52
B	3268.69	363.18	0.48	4T12	4.52
C	3606.51	400.72	0.53	4T12	4.52
D	5829.61	308.44	0.41	4T12	4.52
E	7355.92	389.20	0.52	4T12	4.52
F	4746.67	251.15	0.33	4T12	4.52

➤ **Armatures de répartition :**

$$A_r \geq \frac{A_s \times B}{4} = \frac{4.52 \times 1.25}{4}$$

$$A_r \geq 1.41 \text{ cm}^2.$$

Choix : 4T10 → $A_s = 3.14 \text{ cm}^2$.

• **Ferrailage de la nervure :**

Tableau VIII. 13: Calcul des charges

Files	N_{ELU} (KN)	P_u (KN/m)
A	1908.08	212.00
B	3268.69	363.18
C	3606.5	400.72
D	5829.6	308.44
E	7355.9	389.20
F	4746.67	251.15

• **Ferrailage longitudinal :** $q_u = 400.72 \text{ KN}$.

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire.

$$\text{On a : } M_0 = \frac{q_u L^2}{8}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{En travée : } M_t = 0,85M_0 \\ \text{Sur Appuis : } M_a = 0,50 M_0 \end{array} \right.$$

Pour la travée (L=4.5, nervure 60×90 cm)

$$M_0 = 1014.32 \text{ KN.m ; } M_t = 862.17 \text{ KN.m ; } M_a = 507.16 \text{ KN.m ; } b = 60 \text{ cm ; } d = 81 \text{ cm}$$

✓ **Travée :**

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} \text{ avec : } f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14.17 \text{ MPa.}$$

$$\mu_u = \frac{862.17 \times 10^6}{600 \times 810^2 \times 14.17} = 0.15$$

$$\mu_u = 0.154 < \mu_R = 0.391$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.154}) = 0.21$$

$$Z = d(1 - 0.4 \times \alpha) = 81(1 - 0.4 \times 0.21) = 74.19$$

$$A_s = \frac{M_t}{Z \times \sigma_s} \text{ avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{862.17 \times 10^6}{74.19 \times 348 \times 10^3} = 33.39 \text{ cm}^2$$

Donc on prend **8T25** → $A = 39.27 \text{ cm}^2$

✓ **Appui :**

$$\mu_u = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$\mu_u = \frac{507.16}{600 \times 810^2 \times 14.17}$$

$$\mu_u = 0.09 < \mu_R = 0.391$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.09}) = 0.12$$

$$Z = d(1 - 0.4 \times \alpha) = 81(1 - 0.4 \times 0.12) = 77.11 \text{ cm.}$$

$$A_s = \frac{M_a}{Z \times \sigma_s} \text{ avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa.}$$

$$A_s = \frac{507.16 \times 10^6}{77.11 \times 348 \times 10^3} = 18.89 \text{ cm}^2$$

Donc on prend **8T20** → $A_s = 25.13 \text{ cm}^2$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_s^{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} < A_s^{\text{cal}}$$

$$A_s^{\min} = 0.23 \times 600 \times 810 \times \frac{2.1}{400} = 5.86 \text{ cm}^2 < 25.13 \text{ cm}^2$$

Tableau VIII. 14: Dimensionnement des armatures

Position	A_s^{cal}	Choix	A_s^{adp}
Travée	33.39	8T25	39.27
Appui	18.89	8T20	25.13

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle du béton :**

On doit vérifier que : $r_u < \overline{r_u} \min (0,1f_{c28} ; 4\text{MPa})$

Avec :

$$r_u = \frac{T_u}{b \times d}$$

$$T_u = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{400.72 \times 4.5}{2} = 901.62 \text{ KN}$$

$$r_u = \frac{901.62}{600 \times 810} = 1.86 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa}$$

➤ **Ferraillage transversal :**

Selon le RPA 99 /Version 2003 (7.5.2.2) :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_t = 0,003 \times S_t \times b \\ S_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{4} ; 12 \times \phi_i \right) = 15 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

$F_c=400 \text{ MPa} ; \tau_u=1.86 \text{ MPa} ; f_{t28}=2,1 \text{ MPa} ; b=30 \text{ cm} ; d=81 \text{ cm}.$

On trouve :

$$S_t = 15 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zone nodale}$$

$$S_t = 15 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zone courante}$$

$$A_t \geq 2.7 \text{ cm}^2$$

Donc on prend : **4T10** → $A = 3.14 \text{ cm}^2$.

➤ **Armature de peau :**

Pour les poutres de grande hauteur, il y a lieu de prévoir une armature de peau dont la section dépend du préjudice de la fissuration. En effet on risquerait en l'absence de ces armatures d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées par les armatures longitudinales inférieures et supérieures. Pour ces armatures, les barres à haute adhérence sont plus efficaces que le rond lisse. Pour les bâtiments courants on a $3\text{cm}^2/\text{m}$ pour les armatures de peau.

$$A_p = 3 \text{ cm}^2/\text{m} \times 0.9 = 2.7 \text{ cm}^2, \text{ (Fissuration préjudiciable)}$$

Donc on prend : **3T12 = 3.39 cm²**

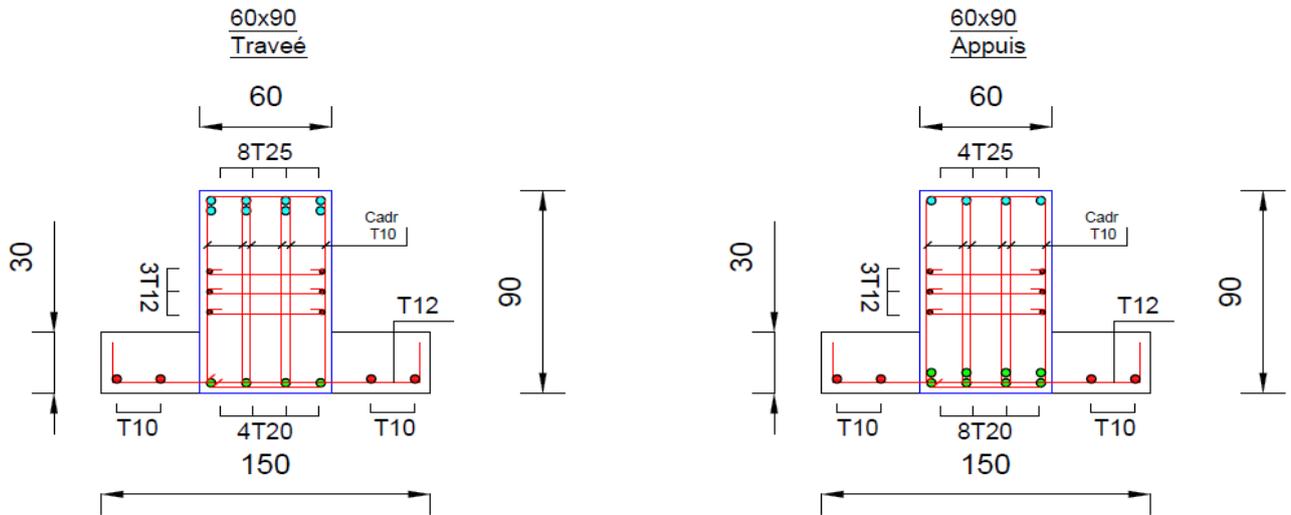


Figure VIII.7 : Schéma de ferrailage Semelle et libage.

Conclusion Général

Dans ce projet nous avons abordé les différentes étapes de l'étude d'une structure nécessitant l'ensemble des informations acquises durant notre cursus universitaire. Ce mémoire nous a permis d'un côté d'assimiler les différentes techniques et logiciels de calcul des structures, ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment.

Les points importants tirés de cette étude sont :

- la connaissance approfondie des matériaux est un élément clé de l'expertise d'un ingénieur en génie civil.
- Le pré-dimensionnement est une étape préliminaire qui consiste à choisir des sections pour les éléments structuraux afin de les modéliser. Un prédimensionnement bien fait facilitera l'étude dynamique de la structure ultérieurement.
- Le vent peut causer des dommages importants aux constructions, il est donc crucial d'effectuer une étude au vent lors du calcul des structures métalliques. Plus la surface d'impact du vent sur les faces de la structure est grande, plus son effet est important.
- : Le séisme est l'un des effets les plus dangereux à prendre en compte lors de la conception des structures. Une bonne modélisation des structures nécessite une maîtrise de la méthode des éléments finis et des logiciels de calcul, tels qu'ETABS.
- La disposition optimale des palées de stabilité de contreventement assurera le comportement idéal de la structure et évitera un surdimensionnement.
- En construction métallique, la conception et le calcul des assemblages sont aussi importants que le dimensionnement des éléments pour garantir la sécurité finale de la structure. Les logiciels Autodesk Robot Structural Analysis 2019 et IDEA STATICA sont utilisés pour le calcul des assemblages.
- Le type de fondation choisi dépend de la nature du sol et des charges prévues sur la structure.
- L'utilisation de logiciels et de programmes de calcul tels que **ETABS**, **ROBOT**, **EXCEL**, **SOCOTEC**... Permet de réduire les erreurs de calcul manuel et le temps nécessaire pour l'étude.

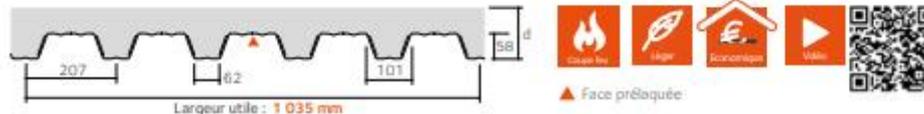
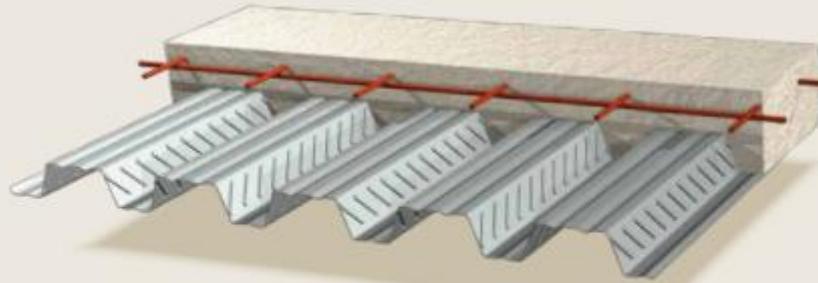
Références

- Règles de conception et de calcul des structures en acier "**CCM 97**";(Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.44).
- Document Technique Réglementaire Algérienne **D.T.R-C-2-47** ; REGLEMENT NEIGE ET VENT « RNV 99 », version 2013.
- Règles parasismique Algérienne **RPA99 version 2003** ; (Document technique réglementaire (**D.T.R-B.C.2.48**)).
- Le **BAEL99**, D.T.U, Béton armé aux états limites 91, modifié 99.
- **EC3**, Calcul des structures en acier, partie 1-1, règles générales et règles pour les bâtiments.
- **EC4**, Conception et dimensionnement des structures mixte acier-béton partie 1-1, règles générales et règles pour les bâtiments.
- Charges permanentes et charges d'exploitation (**DTR B.C 2.2**).
- Cours charpente métallique 1et 2, **Mr MENNADI**.
- Université Saad Dahlab de Blida ; **Guide de rédaction d'un projet de fin d'études**.

Annexe

Annexe [A]

Planchers collaborants Cofraplus® 60



Suivant DTA N° 3/15-800

Caractéristiques du matériau de base		Normes
Nuance d'acier	S 350 GD	NF EN 10346
Type de protection	Acier galvanisé ZM 175	NF P 34-310 ETPM ZM Evolution
	Acier galvanisé ZM 175 prélaqué	NF P 34-301 NF EN 10169+A1
Revêtement organique		Normes
Haarplus 25 µ	Catégorie IIIa	NF P 34-301
	Catégorie CPI3	NF EN 10169+A1
Autres revêtements		Sur consultation

Caractéristiques du profil	Épaisseur nominale du profil (mm)		
	0,75	0,88	1,00
Poids (daN/m²)	8,53	10,00	11,37
Section A_p (cm²/ml)	10,29	12,17	13,91
Inertie efficace I_{eff} (cm⁴/ml)	44,37	52,64	60,08
Position fibre neutre v_i (cm)	3,37	3,37	3,37
Module d'inertie I_w (cm⁴/ml)	13,16	15,62	17,83

Cofraplus® 60 est un profil nervuré cranté latéralement destiné à la réalisation de dalles mixtes.

L'adhérence du béton au profil donne à la dalle ainsi armée l'appellation de plancher collaborant. Le profil constitue le coffrage en phase provisoire, allège la dalle grâce à sa géométrie et permet d'économiser la nappe d'armatures basses. Profil multi-usages, Cofraplus® 60 s'adapte à tout type de construction. Il existe également (sur demande) en largeur utile 828 mm.

Cofraplus® 60 C :

Lorsque les connecteurs sont cloués sur le profil, la version Cofraplus® 60 C est nécessaire. L'espacement laissé permet alors de loger les connecteurs entre deux nervures.



Cofraplus® 60 P :

Version prépercée adaptée pour des connecteurs de type NELSON préalablement soudés sur des poutres mixtes.



Consommation nominale de béton

	Épaisseur d de la dalle (cm)									
	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
Litrage (l/m²)	75	85	95	105	115	125	135	145	155	165
Poids théorique du plancher daN/m²	188	213	238	263	288	313	338	363	388	413
Poids volumique du béton 2 500 daN/m³										
Épaisseur maximale admissible d = 28 cm										

Le logiciel de calcul Cofra® 5

donnera l'ensemble des renforts d'armatures à prévoir suivant les hypothèses retenues.



www.arcelormittal.com/cofra5

Planchers collaborants Cofraplus® 60



Résistance au feu

Épaisseur d de la dalle (cm)	REI (min)			
	30	60	90	120
	11	12	14	16

REI : degré coupe-feu du plancher brut
L'épaisseur minimale est requise pour respecter le critère (I) de température sur la face non exposée.

En l'absence d'armatures spécifiques, les planchers Cofraplus® 60 sont REI 30.
Pour des résistances supérieures, des renforts d'armatures sont nécessaires. Ces dernières sont positionnées dans les nervures du profil. Leur dimensionnement sera établi par calcul (cf. Cofra5).

Isolation acoustique

Le comportement acoustique d'un plancher collaborant brut suit la logique de la loi de masse.
Valeurs calculées par modélisations – rapport d'étude CSTB N° AC15-2605470B

Rw (dB)	Épaisseur d de la dalle (cm)								
	11	12	13	14	15	16	17	18	20
	46	47	48	48	49	50	51	52	53
(C,Ctr) (dB)	(-2;-6)	(-2;-6)	(-2;-6)	(-1;-6)	(-1;-6)	(-2;-6)	(-2;-7)	(-2;-7)	(-2;-7)

Performances mécaniques en version standard

Valeurs Q admissibles non pondérées avec $G' = 0$ en daN/m²
Un calcul via Cofra 5 permet d'optimiser ces valeurs selon les hypothèses du projet

Travée simple

Épaisseur d de la dalle (cm)	Portée (m)																				
	2,0	2,1	2,2	2,3	2,4	2,5	2,6	2,7	2,8	2,9	3,0	3,1	3,2	3,3	3,4	3,5	3,6	3,7	3,8	3,9	4,0
20	1622	1615	1481	1257	1155	1063	980	906	838	777	721	670	623	580	540	503	469	437	407	380	354
19	1577	1572	1442	1220	1118	1026	943	869	800	739	683	632	585	542	504	469	437	407	380	354	329
18	1531	1400	1403	1257	1155	1063	980	906	838	777	721	670	623	580	540	503	469	437	407	380	354
17	1486	1358	1364	1254	1152	1060	977	903	835	774	718	667	620	577	537	500	466	434	404	377	351
16	1440	1316	1206	1217	1115	1023	940	866	797	736	680	629	582	539	501	464	430	400	373	347	321
15	1395	1273	1167	1180	1078	986	903	829	760	700	644	593	546	503	465	428	394	363	336	310	284
14	1349	1231	1128	1036	943	851	768	685	602	520	440	360	280	200	120	40	20	0	0	0	0
13	1304	1189	1088	999	910	820	730	640	550	460	370	280	190	100	10	0	0	0	0	0	0
12	1258	1147	1049	963	880	800	720	640	560	480	400	320	240	160	80	0	0	0	0	0	0
11	1213	1104	1009	926	845	773	705	640	580	520	460	400	340	280	220	160	100	40	0	0	0
	Sans étais										Avec étais										

Travées multiples avec L1 = L2 et largeur d'appui 100 mm

Épaisseur d de la dalle (cm)	Portée (m)																				
	2,0	2,1	2,2	2,3	2,4	2,5	2,6	2,7	2,8	2,9	3,0	3,1	3,2	3,3	3,4	3,5	3,6	3,7	3,8	3,9	4,0
20	2350	2219	2100	1990	1891	1799	1714	1635	1562	1498	1443	1388	1333	1278	1223	1168	1113	1058	1003	948	893
19	2207	2083	1971	1869	1775	1688	1609	1535	1466	1402	1347	1292	1237	1182	1127	1072	1017	962	907	852	797
18	2064	1948	1843	1747	1659	1578	1503	1434	1370	1310	1254	1200	1146	1092	1038	984	930	876	822	768	714
17	1920	1812	1715	1625	1543	1468	1398	1334	1274	1218	1166	1116	1066	1016	966	916	866	816	766	716	666
16	1830	1711	1577	1459	1346	1237	1139	1042	948	858	772	690	612	538	468	400	336	276	220	164	108
15	1686	1593	1510	1406	1296	1192	1092	996	904	816	732	652	576	504	436	372	312	256	200	144	88
14	1541	1457	1380	1310	1246	1180	1118	1060	1006	954	904	854	804	754	704	654	604	554	504	454	404
13	1396	1320	1250	1187	1129	1075	1025	981	936	898	860	824	792	761	730	700	670	640	610	580	550
12	1251	1183	1121	1064	1012	964	919	879	839	804	773	738	706	676	646	616	586	556	526	496	466
11	1107	1046	991	941	895	852	813	777	741	710	681	646	616	586	556	526	496	466	436	406	376
	Sans étais										Avec étais										

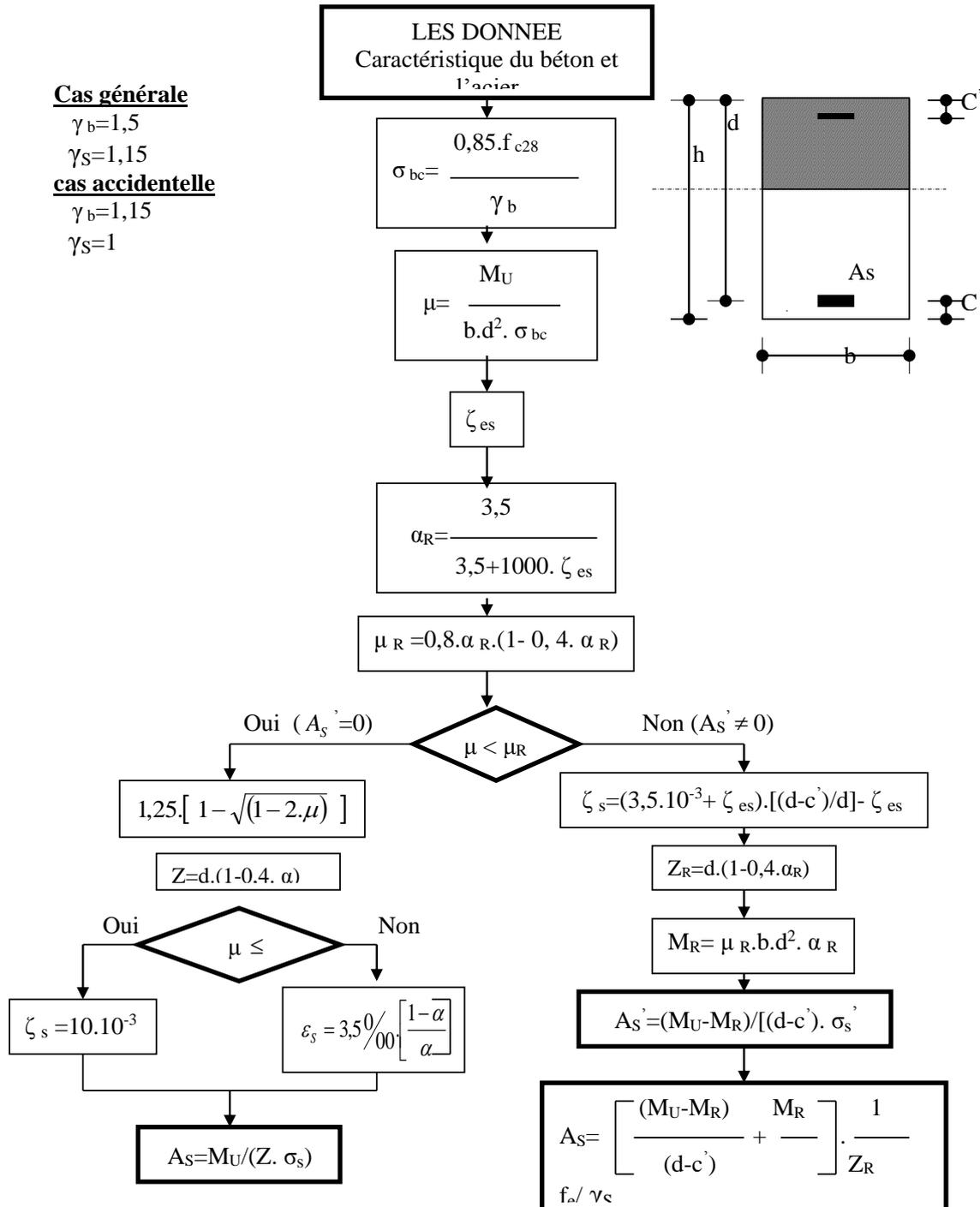
Hypothèses

- Béton C25/30 (Poids volumique 2 500 daN/m³)
- Stabilité au feu REI30
- Flèche au coulage L / 180
- Flèche en service L (cm) / 350 si L < 3,5 m ou (0,5 cm + L / 700) si L > 3,5 m

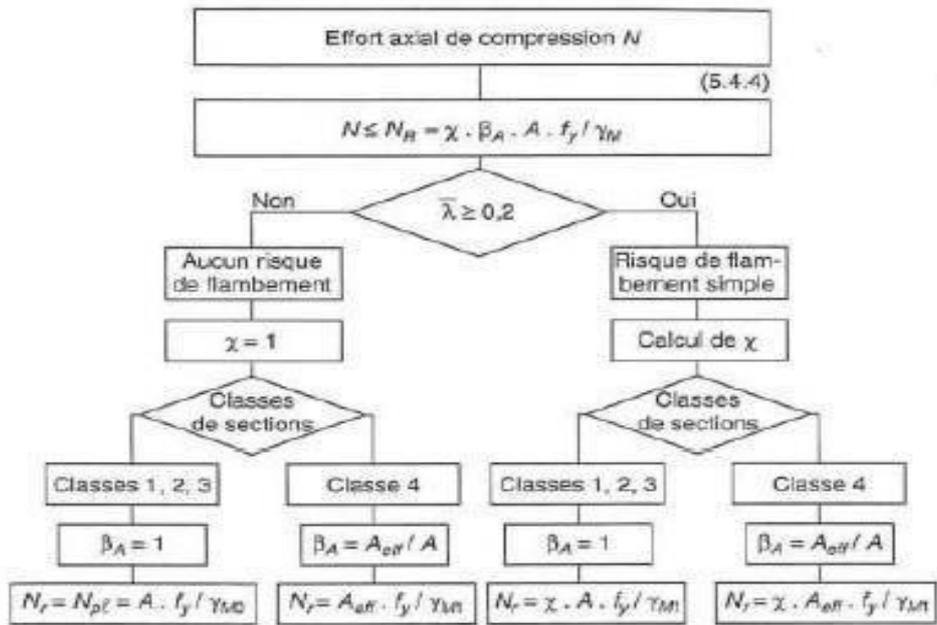
Légende	Épaisseur (mm)
Pose sans étais	0,75
	0,88
	1,00
Avec étalement	0,75

Annexe [B]

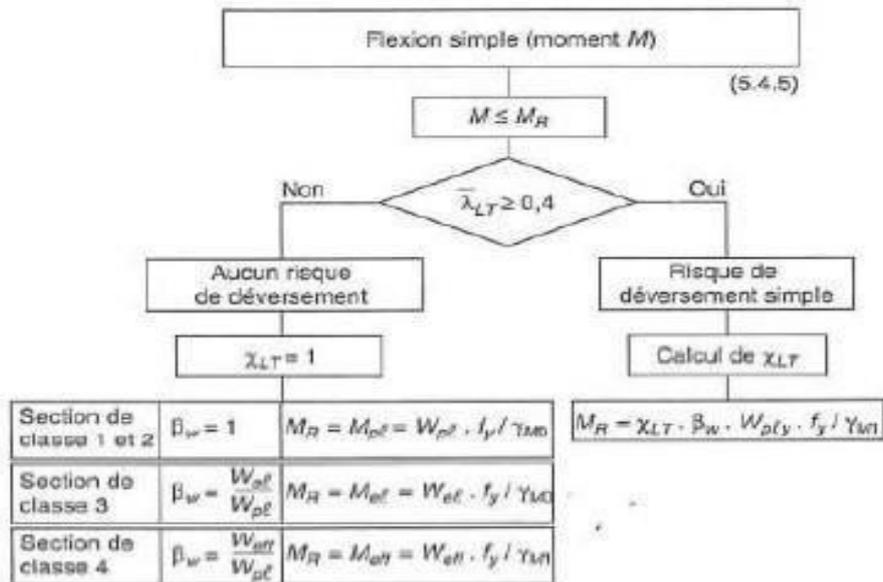
ORGANIGRAMME -I- SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE



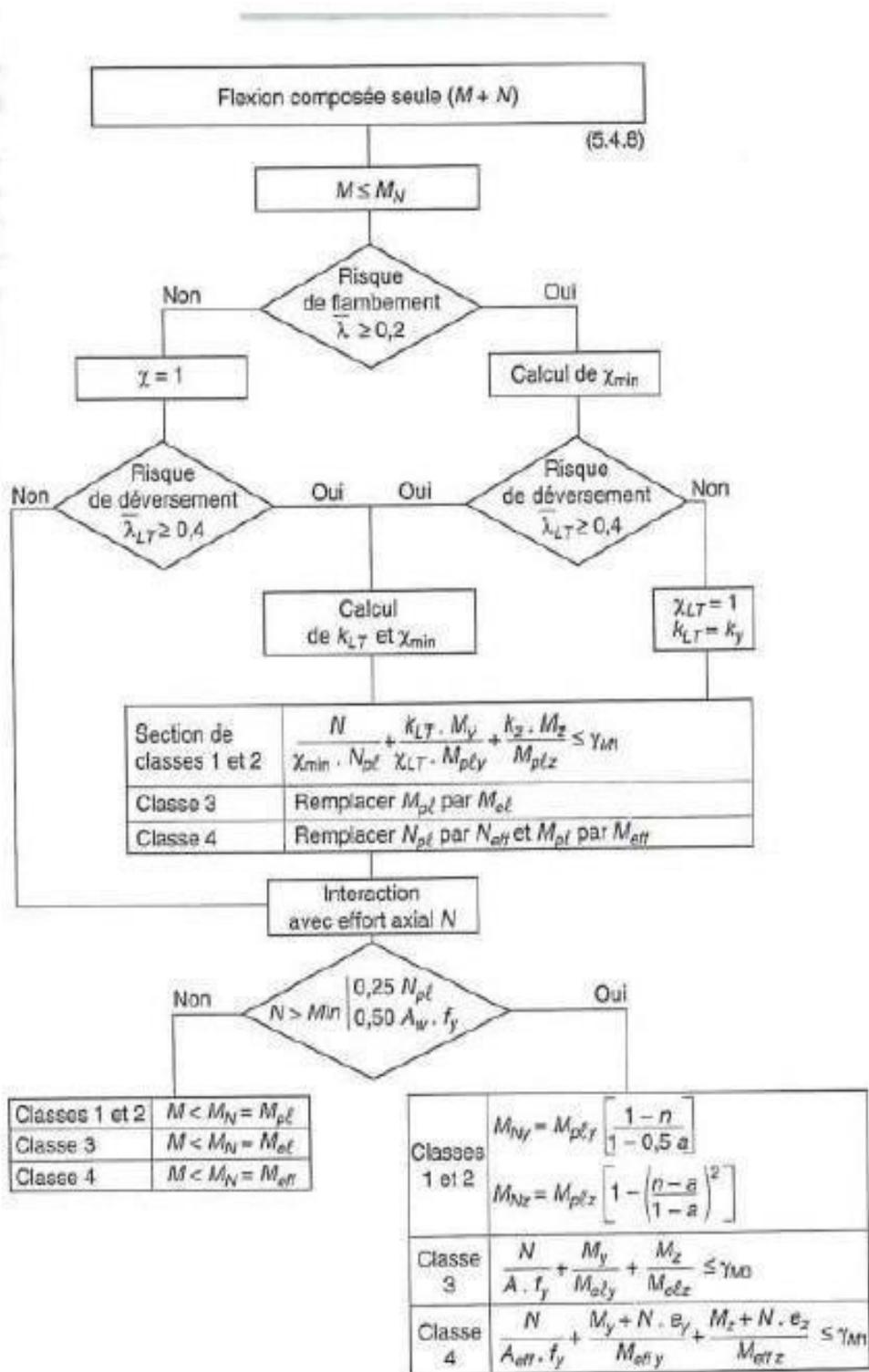
Annexe [C]



- Figure 112 -



Annexe [D]



Annexe [E]



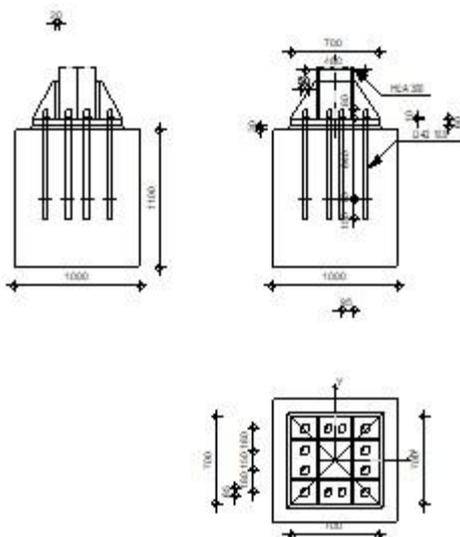
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019

Calcul du Pied de Poteau encastré

Eurocode 3: EN 1993-1-8:2005/AC:2009



Ratio
0,92



GENERAL

Assemblage N°: 1

Nom de l'assemblage : Pied de poteau encastré

GEOMETRIE

POTEAU

Profilé: HEA 300

$L_c = 3,06$ [m] Longueur du poteau
 $\alpha = 0,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_c = 290$ [mm] Hauteur de la section du poteau
 $b_{fc} = 300$ [mm] Largeur de la section du poteau
 $t_{wc} = 9$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau
 $t_{fc} = 14$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau
 $r_c = 27$ [mm] Rayon de congé de la section du poteau
 $A_c = 112,53$ [cm²] Aire de la section du poteau
 $I_{yc} = 18263,50$ [cm⁴] Moment d'inertie de la section du poteau

Matériau: S 275

$f_{yc} = 275,00$ [MPa] Résistance
 $f_{uc} = 430,00$ [MPa] Résistance ultime du matériau

PLATINE DE PRESCELLEMENT

$l_{pd} = 700$ [mm] Longueur
 $b_{pd} = 700$ [mm] Largeur
 $t_{pd} = 60$ [mm] Epaisseur
Matériau: S 235
 $f_{ypd} = 215,00$ [MPa] Résistance

Matériau: S 235
 $f_{ypd} = 215,00$ [MPa] Résistance
 $f_{upd} = 360,00$ [MPa] Résistance ultime du matériau

ANCRAGE

Le plan de cisaillement passe par la partie FILETÉE du boulon

Classe = 10.9 Classe de tiges d'ancrage
 $f_{yb} = 900,00$ [MPa] Limite de plasticité du matériau du boulon
 $f_{ub} = 1000,00$ [MPa] Résistance du matériau du boulon à la traction
 $d = 42$ [mm] Diamètre du boulon
 $A_s = 11,20$ [cm²] Aire de la section efficace du boulon
 $A_v = 13,85$ [cm²] Aire de la section du boulon
 $n_H = 4$ Nombre de colonnes des boulons
 $n_V = 4$ Nombre de rangées des boulons
Ecartement $e_{Hi} = 100;190$ [mm]
Entraxe $e_{Vi} = 150;180$ [mm]

Dimensions des tiges d'ancrage

$L_1 = 80$ [mm]
 $L_2 = 640$ [mm]
 $L_3 = 150$ [mm]

Plaque d'ancrage

$l_p = 100$ [mm] Longueur
 $b_p = 100$ [mm] Largeur
 $t_p = 10$ [mm] Epaisseur

Matériau: S 275

$f_y = 275,00$ [MPa] Résistance

Platine

$l_{wd} = 50$ [mm] Longueur
 $b_{wd} = 65$ [mm] Largeur
 $t_{wd} = 10$ [mm] Epaisseur

RAIDISSEUR

$l_s = 700$ [mm] Longueur
 $w_s = 700$ [mm] Largeur
 $h_s = 300$ [mm] Hauteur
 $t_s = 20$ [mm] Epaisseur
 $d_1 = 20$ [mm] Grugeage
 $d_2 = 20$ [mm] Grugeage

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} = 1,00$ Coefficient de sécurité partiel
 $\gamma_{M2} = 1,25$ Coefficient de sécurité partiel
 $\gamma_C = 1,50$ Coefficient de sécurité partiel

SEMELLE ISOLEE

$L = 1000$ [mm] Longueur de la semelle
 $B = 1000$ [mm] Largeur de la semelle
 $H = 1100$ [mm] Hauteur de la semelle

Béton

Classe C25/30

$f_{ck} = 25,00$ [MPa] Résistance caractéristique à la compression

Mortier de calage

$t_g = 30$ [mm] Epaisseur du mortier de calage
 $f_{ck,g} = 12,00$ [MPa] Résistance caractéristique à la compression

$t_g = 30$ [mm] Epaisseur du mortier de calage
 $C_{f,d} = 0,30$ Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton

SOUDES

$a_p = 20$ [mm] Plaque principale du pied de poteau
 $a_s = 20$ [mm] Raidisseurs

EFFORTS

Cas: Calculs manuels

$N_{j,Ed} = 2178,28$ [kN] Effort axial
 $V_{j,Ed,y} = 9,47$ [kN] Effort tranchant
 $V_{j,Ed,z} = -8,64$ [kN] Effort tranchant
 $M_{j,Ed,y} = -8,05$ [kN*m] Moment fléchissant
 $M_{j,Ed,z} = -21,47$ [kN*m] Moment fléchissant

RESULTATS

ZONE TENDUE

RUPTURE DU BOULON D'ANCRAGE

$A_b = 11,20$ [cm²] Aire de section efficace du boulon [Tableau 3.4]
 $f_{ub} = 1000,00$ [MPa] Résistance du matériau du boulon à la traction [Tableau 3.4]
 $\beta = 0,85$ Coefficient de réduction de la résistance du boulon [3.6.1.(3)]

$F_{t,Rd,s1} = \beta \cdot 0,9 \cdot f_{ub} \cdot A_b / \gamma_{M2}$
 $F_{t,Rd,s1} = 685,44$ [kN] Résistance du boulon à la rupture [Tableau 3.4]

$F_{t,Rd,s} = F_{t,Rd,s1}$
 $F_{t,Rd,s} = 685,44$ [kN] Résistance du boulon à la rupture

RESISTANCE DU BOULON D'ANCRAGE A LA TRACTION

$F_{t,Rd} = F_{t,Rd,s}$
 $F_{t,Rd} = 685,44$ [kN] Résistance du boulon d'ancrage à traction

FLEXION DE LA PLAQUE DE BASE

Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$

$l_{eff,1} = 448$ [mm] Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1 [6.2.6.5]
 $l_{eff,2} = 448$ [mm] Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2 [6.2.6.5]
 $m = 82$ [mm] Pince boulon-bord de renforcement [6.2.6.5]
 $M_{pl,1,Rd} = 86,73$ [kN*m] Résistance plastique de la dalle pour le mode 1 [6.2.4]
 $M_{pl,2,Rd} = 86,73$ [kN*m] Résistance plastique de la dalle pour le mode 2 [6.2.4]
 $F_{T,1,Rd} = 4211,81$ [kN] Résistance de la dalle pour le mode 1 [6.2.4]
 $F_{T,2,Rd} = 2446,47$ [kN] Résistance de la dalle pour le mode 2 [6.2.4]
 $F_{T,3,Rd} = 2741,76$ [kN] Résistance de la dalle pour le mode 3 [6.2.4]
 $F_{t,pl,Rd,y} = \min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd})$
 $F_{t,pl,Rd,y} = 2446,47$ [kN] Résistance de la dalle pour le mode à la traction [6.2.4]

Moment fléchissant $M_{j,Ed,z}$

$l_{eff,1} = 117$ [mm] Longueur efficace pour un boulon pour le mode 1 [6.2.6.5]
 $l_{eff,2} = 117$ [mm] Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2 [6.2.6.5]
 $m = 23$ [mm] Pince boulon-bord de renforcement [6.2.6.5]
 $M_{pl,1,Rd} = 22,64$ [kN*m] Résistance plastique de la dalle pour le mode 1 [6.2.4]
 $M_{pl,2,Rd} = 22,64$ [kN*m] Résistance plastique de la dalle pour le mode 2 [6.2.4]
 $F_{T,1,Rd} = 3917,02$ [kN] Résistance de la dalle pour le mode 1 [6.2.4]
 $F_{T,2,Rd} = 2393,65$ [kN] Résistance de la dalle pour le mode 2 [6.2.4]
 $F_{T,3,Rd} = 2741,76$ [kN] Résistance de la dalle pour le mode 3 [6.2.4]
 $F_{t,pl,Rd,z} = \min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd})$
 $F_{t,pl,Rd,z} = 2393,65$ [kN] Résistance de la dalle pour le mode à la traction [6.2.4]

RESISTANCES DE SEMELLE DANS LA ZONE TENDUE

$N_{j,Rd} = 7233,77$ [kN] Résistance de la semelle à la traction axiale [6.2.8.3]

$F_{T,Rd,y} = F_{t,pl,Rd,y}$		
$F_{T,Rd,y} = 2446,47$ [kN]	Résistance de la semelle dans la zone tendue	[6.2.8.3]
$F_{T,Rd,z} = F_{t,pl,Rd,z}$		
$F_{T,Rd,z} = 2393,65$ [kN]	Résistance de la semelle dans la zone tendue	[6.2.8.3]

CONTROLE DE LA RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE

$N_{i,Ed} / N_{i,Rd} \leq 1,0$ (6.24)	$0,30 < 1,00$	vérifié	(0,30)
$e_y = 4$ [mm]	Excentricité de l'effort axial		[6.2.8.3]
$Z_{c,y} = 169$ [mm]	Bras de levier $F_{C,Rd,y}$		[6.2.8.1.(2)]
$Z_{t,y} = 240$ [mm]	Bras de levier $F_{T,Rd,y}$		[6.2.8.1.(3)]
$M_{j,Rd,y} = 17,81$ [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)	$0,45 < 1,00$	vérifié	(0,45)
$e_z = 10$ [mm]	Excentricité de l'effort axial		[6.2.8.3]
$Z_{c,z} = 181$ [mm]	Bras de levier $F_{C,Rd,z}$		[6.2.8.1.(2)]
$Z_{t,z} = 255$ [mm]	Bras de levier $F_{T,Rd,z}$		[6.2.8.1.(3)]
$M_{j,Rd,z} = 45,43$ [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)	$0,47 < 1,00$	vérifié	(0,47)
$M_{i,Ed,y} / M_{i,Rd,y} + M_{i,Ed,z} / M_{i,Rd,z} \leq 1,0$	$0,92 < 1,00$	vérifié	(0,92)

CISAILLEMENT

PRESSIION DU BOULON D'ANCRAGE SUR LA PLAQUE D'ASSISE

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$

$\alpha_{d,y} = 0,89$	Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
$\alpha_{b,y} = 0,89$	Coef. pour les calculs de la résistance $F_{1,vb,Rd}$	[Tableau 3.4]
$k_{1,y} = 1,48$	Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
$F_{1,vb,Rd,y} = k_{1,y} \alpha_{b,y} f_{up} d^* t_p / \gamma_{M2}$		
$F_{1,vb,Rd,y} = 953,23$ [kN]	Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise	[6.2.2.(7)]

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$\alpha_{d,z} = 0,51$	Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
$\alpha_{b,z} = 0,51$	Coef. pour les calculs de la résistance $F_{1,vb,Rd}$	[Tableau 3.4]
$k_{1,z} = 2,50$	Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement	[Tableau 3.4]
$F_{1,vb,Rd,z} = k_{1,z} \alpha_{b,z} f_{up} d^* t_p / \gamma_{M2}$		
$F_{1,vb,Rd,z} = 920,95$ [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)]
$A_{sb} = 11,20$ [cm ²]	Aire de la section efficace du boulon	[6.2.2.(7)]
$f_{ub} = 1000,00$ [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)]
$F_{2,vb,Rd} = \alpha_b f_{ub} A_{sb} / \gamma_{M2}$		
$F_{2,vb,Rd} = 222,21$ [kN]	Résistance du boulon au cisaillement - sans bras de levier	[6.2.2.(7)]

GLISSEMENT DE LA SEMELLE

$C_{f,d} = 0,30$	Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton	[6.2.2.(6)]
$N_{c,Ed} = 0,00$ [kN]	Effort de compression	[6.2.2.(6)]
$F_{f,Rd} = C_{f,d} N_{c,Ed}$		
$F_{f,Rd} = 0,00$ [kN]	Résistance au glissement	[6.2.2.(6)]

CONTROLE DU CISAILLEMENT

$V_{j,Rd,y} = n_b \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}) + F_{f,Rd}$			
$V_{j,Rd,y} = 2666,50$ [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)
$V_{j,Rd,z} = n_b \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}) + F_{f,Rd}$			
$V_{j,Rd,z} = 2666,50$ [kN]	Résistance de l'assemblage au cisaillement		
$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0,00 < 1,00$	vérifié	(0,00)
$V_{i,Ed,y} / V_{i,Rd,y} + V_{i,Ed,z} / V_{i,Rd,z} \leq 1,0$	$0,01 < 1,00$	vérifié	(0,01)

CONTROLE DES RAIDISSEURS

Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau

$M_1 =$	57,34	[kN*m]	Moment fléchissant du raidisseur	
$Q_1 =$	603,60	[kN]	Effort tranchant du raidisseur	
$Z_s =$	70	[mm]	Position de l'axe neutre (à partir de la base de la plaque)	
$I_s =$	20250,00	[cm ⁴]	Moment d'inertie du raidisseur	
$\sigma_d =$	2,83	[MPa]	Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_g =$	82,12	[MPa]	Contrainte normale dans les fibres supérieures	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\tau =$	100,60	[MPa]	Contrainte tangentielle dans le raidisseur	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_z =$	174,27	[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)				0,81 < 1,00 vérifié (0,81)

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$M_1 =$	52,11	[kN*m]	Moment fléchissant du raidisseur	
$Q_1 =$	613,10	[kN]	Effort tranchant du raidisseur	
$Z_s =$	70	[mm]	Position de l'axe neutre (à partir de la base de la plaque)	
$I_s =$	20250,00	[cm ⁴]	Moment d'inertie du raidisseur	
$\sigma_d =$	2,57	[MPa]	Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_g =$	74,63	[MPa]	Contrainte normale dans les fibres supérieures	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\tau =$	102,18	[MPa]	Contrainte tangentielle dans le raidisseur	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_z =$	177,00	[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)				0,82 < 1,00 vérifié (0,82)

SOUDURES ENTRE LE POTEAU ET LA PLAQUE D'ASSISE

$\sigma_{\perp} =$	14,38	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	14,38	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{yII} =$	0,17	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,y}$	[4.5.3.(7)]
$\tau_{zII} =$	-0,13	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,z}$	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,80		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\sigma_{\perp} / (0.9 * f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0$ (4.1)				0,06 < 1,00 vérifié (0,06)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_{zII}^2))} / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)				0,08 < 1,00 vérifié (0,08)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{zII}^2 + \tau_{yII}^2))} / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)				0,07 < 1,00 vérifié (0,07)

SOUDURES VERTICALES DES RAIDISSEURS

Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau

$\sigma_{\perp} =$	0,00	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	0,00	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{II} =$	50,30	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	0,00	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,80		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)				0,24 < 1,00 vérifié (0,24)

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$\sigma_{\perp} =$	61,42	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	61,42	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{II} =$	51,09	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	151,39	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,80		Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{II} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_W * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)				0,42 < 1,00 vérifié (0,42)

SOUDURES HORIZONTALES DES RAIDISSEURS

Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau

$\sigma_{\perp} =$	52,05	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	52,05	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]

$\sigma_{\perp} =$	52,05	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} =$	62,77	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	150,52	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,80		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)				0,42 < 1,00 vérifié (0,42)

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$\sigma_{\perp} =$	60,21	[MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	60,21	[MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} =$	63,45	[MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	163,03	[MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_W =$	0,80		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)				0,45 < 1,00 vérifié (0,45)

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$

$b_{eff} =$	269	[mm]	Largeur efficace de la semelle de tronçon T	[6.2.5.(3)]
$l_{eff} =$	555	[mm]	Longueur efficace de la semelle de tronçon en T	[6.2.5.(3)]
$k_{13,y} = E_c * \sqrt{(b_{eff} * l_{eff})} / (1.275 * E)$				
$k_{13,y} =$	45	[mm]	Coef. de rigidité du béton comprimé	[Tableau 6.11]
$l_{eff} =$	448	[mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m =$	82	[mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$k_{15,y} = 0.425 * l_{eff} * t_p^3 / (m^3)$				
$k_{15,y} =$	74	[mm]	Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction	[Tableau 6.11]
$L_b =$	457	[mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	[Tableau 6.11]
$k_{16,y} = 1.6 * A_b / L_b$				
$k_{16,y} =$	4	[mm]	Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction	[Tableau 6.11]
$\lambda_{0,y} =$	0,28		Elancement du poteau	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,y} =$	90065,24	[kN*m]	Rigidité en rotation initiale	[Tableau 6.12]
$S_{j,rig,y} =$	376013,24	[kN*m]	Rigidité de l'assemblage rigide	[5.2.2.5]
$S_{j,ini,y} < S_{j,rig,y}$ SEMI-RIGIDE				[5.2.2.5.(2)]

Moment fléchissant $M_{j,Ed,z}$

$k_{13,z} = E_c * \sqrt{(A_{c,z})} / (1.275 * E)$				
$k_{13,z} =$	54	[mm]	Coef. de rigidité du béton comprimé	[Tableau 6.11]
$l_{eff} =$	117	[mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m =$	23	[mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$k_{15,z} = 0.425 * l_{eff} * t_p^3 / (m^3)$				
$k_{15,z} =$	869	[mm]	Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction	[Tableau 6.11]
$L_b =$	457	[mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	[Tableau 6.11]
$k_{16,z} = 1.6 * A_b / L_b$				
$k_{16,z} =$	4	[mm]	Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction	[Tableau 6.11]
$\lambda_{0,z} =$	0,47		Elancement du poteau	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,z} =$	106609,53	[kN*m]	Rigidité en rotation initiale	[6.3.1.(4)]
$S_{j,rig,z} =$	129902,71	[kN*m]	Rigidité de l'assemblage rigide	[5.2.2.5]
$S_{j,ini,z} < S_{j,rig,z}$ SEMI-RIGIDE				[5.2.2.5.(2)]

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

PLAQUE D'ASSISE A LA FLEXION

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,92

Annexe [F]



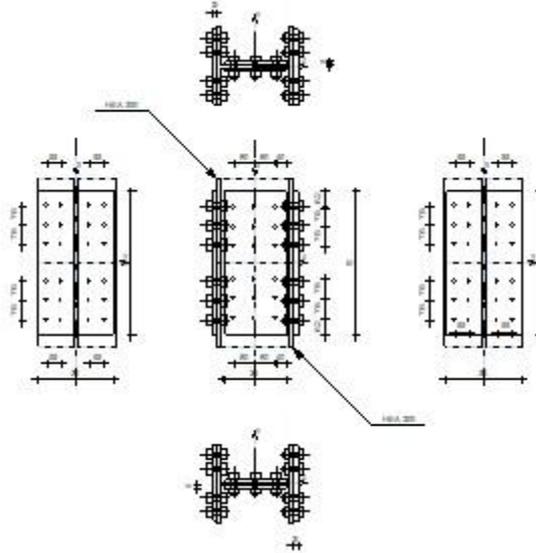
Robot Structural Analysis Professional 2023

Calcul du raccordement de l'épissure de poteau à poteau

EN 1993-1-8:2005/AC:2009



Ratio
0,87



GENERAL

Assemblage N°: 1
Nom de l'assemblage: Epissure du poteau

POTEAU INFERIEUR

Profilé: HEA 300
 $h_{c1} = 290$ [mm] Hauteur de la section de la poutre
 $b_{fc1} = 300$ [mm] Largeur de la section de la poutre
 $t_{wc1} = 8$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
 $t_{fc1} = 14$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
 $r_{c1} = 27$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
 $A_{c1} = 112,53$ [cm²] Aire de la section de la poutre
 $I_{yc1} = 18263,50$ [cm⁴] Moment d'inertie de la poutre
Matériau: ACIER E28
 $f_{yc1} = 275,00$ [MPa] Résistance
 $f_{uc1} = 405,00$ [MPa]

POTEAU SUPERIEUR

Profilé: HEA 300
 $h_{c2} = 290$ [mm] Hauteur de la section de la poutre
 $b_{fc2} = 300$ [mm] Largeur de la section de la poutre
 $t_{wc2} = 8$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
 $t_{fc2} = 14$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
 $r_{c2} = 27$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
 $A_{c2} = 112,53$ [cm²] Aire de la section de la poutre
 $I_{yc2} = 18263,50$ [cm⁴] Moment d'inertie de la poutre
Matériau: ACIER E28

$f_{yc2} = 275,00$ [MPa] Résistance
 $f_{uc2} = 405,00$ [MPa]

ÉCLISSE D'AME

Type: de deux côtés

$l_{pw} = 550$ [mm] Longueur de la platine
 $h_{pw} = 240$ [mm] Hauteur de la platine
 $t_{pw} = 15$ [mm] Épaisseur de la platine
Matériau: ACIER E28
 $f_{ypw} = 275,00$ [MPa] Résistance de calcul
 $f_{upw} = 405,00$ [MPa] Résistance à la traction

PLATINE EXTERNE DROITE

$l_{pe} = 550$ [mm] Longueur de la platine
 $h_{pe} = 290$ [mm] Hauteur de la platine
 $t_{pe} = 20$ [mm] Épaisseur de la platine
Matériau: ACIER E28
 $f_{ype} = 275,00$ [MPa] Résistance de calcul
 $f_{upe} = 405,00$ [MPa] Résistance à la traction

PLATINE EXTERNE GAUCHE

$l_{pe} = 550$ [mm] Longueur de la platine
 $h_{pe} = 290$ [mm] Hauteur de la platine
 $t_{pe} = 20$ [mm] Épaisseur de la platine
Matériau: ACIER E28
 $f_{ype} = 275,00$ [MPa] Résistance de calcul
 $f_{upe} = 405,00$ [MPa] Résistance à la traction

PAROI INFERIEURE

BOULONS RACCORDANT UNE ECLISSE D'AME A L'AME DU POTEAU

Le plan de cisaillement passe par la partie FILETÉE du boulon

Catégorie d'assemblage A

Classe = 10.9 Classe du boulon
 $d = 20$ [mm] Diamètre du boulon
 $d_0 = 22$ [mm] Diamètre du trou de boulon
 $A_s = 2,45$ [cm²] Aire de la section efficace du boulon
 $A_v = 3,14$ [cm²] Aire de la section du boulon
 $f_{yb} = 900,00$ [MPa] Limite de plasticité du boulon
 $f_{ub} = 1000,00$ [MPa] Résistance du boulon à la traction
 $n_h = 3$ Nombre de colonnes des boulons
 $n_v = 3$ Nombre de rangées des boulons
 $e_1 = 40$ [mm] Niveau du premier boulon
 $p_2 = 75$ [mm] Ecartement
 $p_1 = 80$ [mm] Entraxe

BOULONS RACCORDANT UNE ECLISSE D'AILE A L'AILE DROITE DU POTEAU

Le plan de cisaillement passe par la partie FILETÉE du boulon

Catégorie d'assemblage A

Classe = 10.9 Classe du boulon
 $d = 20$ [mm] Diamètre du boulon
 $d_0 = 22$ [mm] Diamètre du trou de boulon
 $A_s = 2,45$ [cm²] Aire de la section efficace du boulon
 $A_v = 3,14$ [cm²] Aire de la section du boulon

Classe =	10.9		Classe du boulon
f_{yb} =	900,00	[MPa]	Limite de plasticité du boulon
f_{ub} =	1000,00	[MPa]	Résistance du boulon à la traction
n_h =	2		Nombre de colonnes des boulons
n_v =	3		Nombre de rangées des boulons
e_1 =	70	[mm]	Niveau du premier boulon
p_2 =	55	[mm]	Ecartement
p_1 =	75	[mm]	Entraxe

BOULONS RACCORDANT UNE ECLISSE D'AILE A L'AILE GAUCHE DU POTEAU

Le plan de cisaillement passe par la partie FILETÉE du boulon

Catégorie d'assemblage A

Classe =	10.9		Classe du boulon
d =	20	[mm]	Diamètre du boulon
d_0 =	22	[mm]	Diamètre du trou de boulon
A_s =	2,45	[cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
A_v =	3,14	[cm ²]	Aire de la section du boulon
f_{yb} =	900,00	[MPa]	Limite de plasticité du boulon
f_{ub} =	1000,00	[MPa]	Résistance du boulon à la traction
n_h =	2		Nombre de colonnes des boulons
n_v =	3		Nombre de rangées des boulons
e_1 =	70	[mm]	Niveau du premier boulon
p_2 =	55	[mm]	Ecartement
p_1 =	75	[mm]	Entraxe

PAROI SUPERIEURE

BOULONS RACCORDANT UNE ECLISSE D'AME A L'AME DU POTEAU

Le plan de cisaillement passe par la partie FILETÉE du boulon

Catégorie d'assemblage A

Classe =	10.9		Classe du boulon
d =	20	[mm]	Diamètre du boulon
d_0 =	22	[mm]	Diamètre du trou de boulon
A_s =	2,45	[cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
A_v =	3,14	[cm ²]	Aire de la section du boulon
f_{yb} =	900,00	[MPa]	Limite de plasticité du boulon
f_{ub} =	1000,00	[MPa]	Résistance du boulon à la traction
n_h =	3		Nombre de colonnes des boulons
n_v =	3		Nombre de rangées des boulons
e_1 =	40	[mm]	Niveau du premier boulon
p_2 =	75	[mm]	Ecartement
p_1 =	80	[mm]	Entraxe

BOULONS RACCORDANT UNE ECLISSE D'AILE A L'AILE DROITE DU POTEAU

Le plan de cisaillement passe par la partie FILETÉE du boulon

Catégorie d'assemblage A

Classe =	10.9		Classe du boulon
d =	20	[mm]	Diamètre du boulon
d_0 =	22	[mm]	Diamètre du trou de boulon
A_s =	2,45	[cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
A_v =	3,14	[cm ²]	Aire de la section du boulon
f_{yb} =	900,00	[MPa]	Limite de plasticité du boulon
f_{ub} =	1000,00	[MPa]	Résistance du boulon à la traction
n_h =	2		Nombre de colonnes des boulons
n_v =	3		Nombre de rangées des boulons

Classe = 10.9 Classe du boulon
 e₁ = 70 [mm] Niveau du premier boulon
 p₂ = 55 [mm] Ecartement
 p₁ = 75 [mm] Entraxe

BOULONS RACCORDANT UNE ECLISSE D'AILE A L'AILE GAUCHE DU POTEAU

Le plan de cisaillement passe par la partie FILETÉE du boulon

Catégorie d'assemblage A

Classe = 10.9 Classe du boulon
 d = 20 [mm] Diamètre du boulon
 d₀ = 22 [mm] Diamètre du trou de boulon
 A_s = 2,45 [cm²] Aire de la section efficace du boulon
 A_v = 3,14 [cm²] Aire de la section du boulon
 f_{yb} = 900,00 [MPa] Limite de plasticité du boulon
 f_{ub} = 1000,00 [MPa] Résistance du boulon à la traction
 n_h = 2 Nombre de colonnes des boulons
 n_v = 3 Nombre de rangées des boulons
 e₁ = 70 [mm] Niveau du premier boulon
 p₂ = 55 [mm] Ecartement
 p₁ = 75 [mm] Entraxe

COEFFICIENTS DE MATERIAU

γ_{M0} = 1,00 Coefficient de sécurité partiel [2.2]
 γ_{M2} = 1,25 Coefficient de sécurité partiel [2.2]

EFFORTS

Cas: Calculs manuels

ETAT LIMITE: ULTIME

N_{Ed1} = -2086,58 [kN] Effort axial
 V_{y,Ed1} = -17,31 [kN] Effort tranchant
 V_{z,Ed1} = 11,95 [kN] Effort tranchant
 M_{y,Ed1} = -5,47 [kN*m] Moment fléchissant
 M_{vz,Ed1} = 5,45 [kN*m] Moment fléchissant
 N_{Ed2} = -1476,96 [kN] Effort axial
 V_{y,Ed2} = -29,32 [kN] Effort tranchant
 V_{z,Ed2} = 24,06 [kN] Effort tranchant
 M_{y,Ed2} = 36,60 [kN*m] Moment fléchissant
 M_{vz,Ed2} = -45,55 [kN*m] Moment fléchissant

RESULTATS

PAROI INFERIEURE

Effort axial

Platine	A _i [cm ²]	EFFORTS EQUIVALENTS N _i [kN]	EFFORTS EQUIVALENTS N _i (M _{y,Ed}) [kN]	Force résultante N _{Ed,i} [kN]
	A _{pw} = 72,00	-799,12	-	N _{Ed,pw} = -799,12
	A _{pfue} = 58,00	-643,73	-15,70	N _{Ed,pfue} = -659,43
	A _{pfl} = 58,00	-643,73	15,70	N _{Ed,pfl} = -628,03

$$N_i = (N_{Ed} * A_i) / (2 * A_{wp} + A_{pfue} + A_{pfle})$$

$$N_{Ed,i} = N_i + N_i(M_{y,Ed})$$

Effort tranchant Z

Platine	A _i [cm ²]	V _{z,Ed,i} [kN]
	A _{z,pw} = 72,00	V _{z,Ed,pw} = 11,95

Effort tranchant Y

Platine	A _{y,i} [cm ²]	V _{y,Ed,i} [kN]
	A _{y,fupe} = 58,00	V _{y,Ed,fupe} = -8,65
	A _{y,flpe} = 58,00	V _{y,Ed,flpe} = -8,65

$$V_{y,i} = (V_{y,Ed} * A_{y,i}) / (A_{pfue} + A_{pfle})$$

Moment fléchissant Y

Platine	I _{y,i} [cm ⁴]	EFFORTS EQUIVALENTS M _{y,i} [kN*m]	Force résultante M _{y,Ed,i} [kN*m]
	I _{y,pw} = 3456,00	-0,60	M _{y,Ed,pw} = -0,60
	I _{y,pfue} = 13953,83	-2,43	-
	I _{y,pfle} = 13953,83	-2,43	-

$$M_{y,i} = (M_{y,Ed} * I_{y,i}) / (2 * I_{pw} + I_{pfue} + I_{pfle})$$

Moment fléchissant Z

Platine	I _{z,i} [cm ⁴]	M _{z,i} [kN*m]
	I _{z,pfue} = 4064,83	M _{z,Ed,pfue} = 2,73
	I _{z,pfle} = 4064,83	M _{z,Ed,pfle} = 2,73

$$M_i = (M_{z,Ed} * I_{z,i}) / (I_{z,pfue} + I_{z,pfle})$$

BOULONS RACCORDANT UNE ECLISSE D'AME A L'AME DU POTEAU

RESISTANCE DES BOULONS

F_{v,Rd} = 196,00 [kN] Résistance du boulon au cisaillement dans la partie fileté d'un boulon F_{v,Rd} = 0.5 * f_{ub} * A_s * m / γ_{M2}

Pression du boulon sur l'âme du poteau

Direction x

$$k_{1x} = 2,50 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1x} = \min[2.8 * (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1x} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$\alpha_{bx} = 0,89 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bx} = \min[e_2/(3 * d_0), p_2/(3 * d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bx} > 0.0 \quad 0,89 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd1x} = 122,05 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance d'un boulon en pression diamétrale} \quad F_{b,Rd1x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * \sum t_i / \gamma_{M2}$$

Direction z

$$k_{1z} = 2,50 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1z} = \min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_2/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1z} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$\alpha_{bz} = 0,96 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bz} = \min[e_1/(3 * d_0), p_1/(3 * d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bz} > 0.0 \quad 0,96 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd1z} = 132,48 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance d'un boulon en pression diamétrale} \quad F_{b,Rd1z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * \sum t_i / \gamma_{M2}$$

Pression du boulon sur la plaquette

Direction x

$$k_{1x} = 2,50 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1x} = \min[2.8 * (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1x} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$\alpha_{bx} = 0,89 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bx} = \min[e_2/(3 * d_0), p_2/(3 * d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bx} > 0.0 \quad 0,89 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$F_{b,Rd2x} = 430,77$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot \sum t_i / \gamma_{M2}$
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
$\alpha_{bz} = 0,61$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bz} > 0.0$	$0,61 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd2z} = 294,55$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot \sum t_i / \gamma_{M2}$

ETAT LIMITE: ULTIME

cisaillement des boulons

$e_0 = 138$ [mm]	Excentrement de l'effort tranchant par rapport au centre de gravité d'un groupe de boulons	$e_0 = e_{2b} + 0.5 \cdot (s_1 + (C-1) \cdot p_2)$
$M_y = 1,04$ [kN*m]	Moment fléchissant réel	$M_y = M_{y,Ed,pw} + V_{z,Ed,pw} \cdot e_0$
$F_{x,N} = 88,79$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de la force longitudinale sur la direction x	$F_{x,N} = N_{Ed,pw} / n_b$
$F_{z,Vz} = 1,33$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant Vz sur la direction z	$F_{z,Vz} = V_{z,Ed,pw} / n_b$
$F_{x,My} = 1,15$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence du moment My sur la direction x	$F_{x,My} = M_y \cdot z_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$
$F_{z,My} = 1,08$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence du moment My sur la direction z	$F_{z,My} = M_y \cdot x_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$
$F_{x,Ed} = 89,94$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed} = F_{x,N} + F_{x,My}$
$F_{z,Ed} = 2,41$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z	$F_{z,Ed} = F_{z,Vz} + F_{z,My}$
$F_{Ed} = 89,98$ [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$
$F_{Rd,x} = 122,05$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{Rd,x} = \min(F_{bRd1,x}, F_{bRd2,x})$
$F_{Rd,z} = 132,48$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z	$F_{Rd,z} = \min(F_{bRd1,z}, F_{bRd2,z})$
$ F_{x,Ed} \leq F_{Rd,x}$	$ 89,94 < 122,05$	vérifié (0,74)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rd,z}$	$ 2,41 < 132,48$	vérifié (0,02)
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$	$89,98 < 196,00$	vérifié (0,46)

BOULONS RACCORDANT UNE ECLISSE D'AILE A L'AILE DROITE DU POTEAU

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 98,00$ [kN]	Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement	$F_{v,Rd} = 0.5 \cdot f_{ub} \cdot A_s \cdot m / \gamma_{M2}$
Pression du boulon sur l'aile du poteau		
Direction x		
$k_{1x} = 1,80$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	$1,80 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{bx} = 0,89$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	$0,89 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd1x} = 144,74$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot \sum t_i / \gamma_{M2}$
Direction y		
$k_{1y} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1y} = \min[2.8 \cdot (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1y} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{by} = 0,58$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{by} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), p_2/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{by} > 0.0$	$0,58 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd1y} = 132,30$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd1y} = k_{1y} \cdot \alpha_{by} \cdot f_u \cdot d \cdot \sum t_i / \gamma_{M2}$
Pression du boulon sur la plaquette		

Direction x		
$k_{1x} = 1,80$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8*(e_2/d_0) - 1.7, 1.4*(p_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	$1,80 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{bx} = 0,83$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	$0,83 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd2x} = 194,40$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * \sum t_i / \gamma_{M2}$
Direction y		
$k_{1y} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1y} = \min[2.8*(e_1/d_0) - 1.7, 1.4*(p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1y} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{by} = 0,53$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{by} = \min[e_2/(3*d_0), p_2/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{by} > 0.0$	$0,53 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd2y} = 171,82$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2y} = k_{1y} * \alpha_{by} * f_u * d * \sum t_i / \gamma_{M2}$

ETAT LIMITE: ULTIME

cisaillement des boulons

$e_0 = 145$ [mm]	Excentrement de l'effort tranchant par rapport au centre de gravité d'un groupe de boulons	$e_0 = e_{1b} + 0.5*(r-1)*p_1$
$M_z = 1,47$ [kN*m]	Moment fléchissant réel	$M_z = M_{z,Ed,pf} + V_{y,Ed,pf} * e_0$
$F_{x,N} = 55,04$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de la force longitudinale sur la direction x	$F_{x,N} = N_{Ed,pf} / n_b$
$F_{y,Vy} = 0,72$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant V_y sur la direction y	$F_{y,Vy} = V_{y,Ed,pf} / n_b$
$F_{x,Mz} = 1,19$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence du moment M_z sur la direction x	$F_{x,Mz} = M_z * y_i / \sum (x_i^2 + y_i^2)$
$F_{y,Mz} = 0,81$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence du moment M_z sur la direction y	$F_{y,Mz} = M_z * x_i / \sum (x_i^2 + y_i^2)$
$F_{x,Ed} = 53,85$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed} = F_{x,N} + F_{x,Mz}$
$F_{y,Ed} = 1,53$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction y	$F_{y,Ed} = F_{y,Vy} + F_{y,Mz}$
$F_{Ed} = 53,87$ [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{y,Ed}^2}$
$F_{x,Rd} = 144,74$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{x,Rd} = \min(F_{x,bRd1}, F_{x,bRd2})$
$F_{y,Rd} = 132,30$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction y	$F_{y,Rd} = \min(F_{y,bRd1}, F_{y,bRd2})$
$ F_{x,Ed} \leq F_{x,Rd}$	$ -53,85 < 144,74$	vérifié (0,37)
$ F_{y,Ed} \leq F_{y,Rd}$	$ 1,53 < 132,30$	vérifié (0,01)
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$	$53,87 < 98,00$	vérifié (0,55)

BOULONS RACCORDANT UNE ECLISSE D'AILE A L'AILE GAUCHE DU POTEAU

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 98,00$ [kN]	Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement	$F_{v,Rd} = 0.5 * f_{ub} * A_s * m / \gamma_{M2}$
Pression du boulon sur l'aile du poteau		
Direction x		
$k_{1x} = 1,80$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8*(e_2/d_0) - 1.7, 1.4*(p_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	$1,80 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{bx} = 0,89$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	$0,89 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd1x} = 144,74$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd1x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * \sum t_i / \gamma_{M2}$
Direction y		
$k_{1y} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1y} = \min[2.8*(e_1/d_0) - 1.7, 1.4*(p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1y} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié

$\alpha_{by} = 0,58$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{by} = \min[e_2/(3*d_0), p_2/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
 $\alpha_{by} > 0.0$ $0,58 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd1y} = 132,30$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd1y} = k_{1y} * \alpha_{by} * f_u * d * \sum t_i / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la plaquette

Direction x

$k_{1x} = 1,80$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8*(e_2/d_0) - 1.7, 1.4*(p_2/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $1,80 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bx} = 0,83$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $0,83 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd2x} = 194,40$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd2x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * \sum t_i / \gamma_{M2}$

Direction y

$k_{1y} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1y} = \min[2.8*(e_1/d_0) - 1.7, 1.4*(p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$

$k_{1y} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{by} = 0,53$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{by} = \min[e_2/(3*d_0), p_2/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{by} > 0.0$ $0,53 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd2y} = 171,82$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd2y} = k_{1y} * \alpha_{by} * f_u * d * \sum t_i / \gamma_{M2}$

ETAT LIMITE: ULTIME

cisaillement des boulons

$e_0 = 145$ [mm] Excentrement de l'effort tranchant par rapport au centre de gravité d'un groupe de boulons $e_0 = e_{1b} + 0.5*(r - 1)*p_1$

$M_z = 1,47$ [kN*m] Moment fléchissant réel $M_z = M_{z,Ed,pf} + V_{y,Ed,pf} * e_0$

$F_{x,N} = 52,2$ [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de la force longitudinale sur la direction x $F_{x,N} = |N_{Ed,pf}| / n_b$

$F_{y,Vy} = 0,72$ [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant V_y sur la direction y $F_{y,Vy} = |V_{y,Ed,pf}| / n_b$

$F_{x,Mz} = 1,19$ [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence du moment M_z sur la direction x $F_{x,Mz} = |M_z| * y_i / \sum (x_i^2 + y_i^2)$

$F_{y,Mz} = 0,81$ [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence du moment M_z sur la direction y $F_{y,Mz} = |M_z| * x_i / \sum (x_i^2 + y_i^2)$

$F_{x,Ed} = 51,0$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x $F_{x,Ed} = F_{x,N} + F_{x,Mz}$

$F_{y,Ed} = 1,53$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction y $F_{y,Ed} = F_{y,Vy} + F_{y,Mz}$

$F_{Ed} = 51,0$ [kN] Effort tranchant résultant dans le boulon $F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{y,Ed}^2}$

$F_{x,Rd} = 144,74$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x $F_{x,Rd} = \min(F_{x,bRd1}, F_{x,bRd2})$

$F_{y,Rd} = 132,30$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction y $F_{y,Rd} = \min(F_{y,bRd1}, F_{y,bRd2})$

$|F_{x,Ed}| \leq F_{x,Rd}$ $|-51,05| < 144,74$ **vérifié** (0,35)

$|F_{y,Ed}| \leq F_{y,Rd}$ $|1,53| < 132,30$ **vérifié** (0,01)

$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$ $51,08 < 98,00$ **vérifié** (0,52)

VERIFICATION DE LA SECTION POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC - [3.10]

POTEAU

Nr	Modèle	A_{nv} [cm ²]	A_{nt} [cm ²]	V_0 [kN]	$V_{eff,Rd}$ [kN]	$ V_0 /V_{eff,Rd}$	Etat
1		14,45	13,39	11,95 (*1)	446,30 (*)	0,03	vérifié

(*1) $V_0 = V_{zEd1}$

$$(*) V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$$

ÉCLISSE D'AME

Nr	Modèle	A _{nv} [cm ²]	A _{nt} [cm ²]	V ₀ [kN]	V _{eff,Rd} [kN]	V ₀ /V _{eff,Rd}	Etat
1		21,75	23,62	5,98 (*)	728,05 (*)	0,01	vérifié

$$(*) V_0 = 0.5 * V_{zEd1}$$

$$(*) V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$$

PLATINE EXTERNE DROITE

Nr	Modèle	A _{nv} [cm ²]	A _{nt} [cm ²]	V ₀ [kN]	V _{eff,Rd} [kN]	V ₀ /V _{eff,Rd}	Etat
1		28,60	30,00	-8,65 (*)	940,09 (*)	0,01	vérifié

$$(*) V_0 = 0.5 * V_{yEd1}$$

$$(*) V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$$

PLATINE EXTERNE GAUCHE

Nr	Modèle	A _{nv} [cm ²]	A _{nt} [cm ²]	V ₀ [kN]	V _{eff,Rd} [kN]	V ₀ /V _{eff,Rd}	Etat
1		28,60	30,00	-8,65 (*)	940,09 (*)	0,01	vérifié

$$(*) V_0 = 0.5 * V_{yEd1}$$

$$(*) V_{effRd} = 0.5 * f_u * A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) * f_y * A_{nv} / \gamma_{M0}$$

VERIFICATION DES SECTIONS AFFAIBLIES PAR LES TROUS - [5.4]

POTEAU

A _t =	45,13	[cm ²]	Aire de la zone tendue de la section brute		
A _{t,net} =	32,81	[cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction		
0.9*(A _{t,net} /A _t) ≥ (f _y *γ _{M2})/(f _u *γ _{M0})			0,65 < 0,85		
W =	1259,55	[cm ³]	Facteur élastique de la section		
W _{net} =	1259,55	[cm ³]	Facteur élastique de la section		
M _{c,Rdnet} =	346,38	[kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion		M _{c,Rdnet} = W _{net} *f _{yp} /γ _{M0}
M ₀ ≤ M _{c,Rdnet}			-5,47 < 346,38	vérifié	(0,02)
A =	112,53	[cm ²]	Aire de la zone tendue de la section brute		A = h _{pi} *t _{pi}
A _{net} =	82,28	[cm ²]	Aire de la section nette		A _{net} = A - n _v *d ₀ *t _{pi}
N _{pl,Rd} =	3094,58	[kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute		N _{pl,Rd} = A*f _y /γ _{M0}
N _{u,Rd} =	2399,28	[kN]	Résistance ultime de la section nette à un effort normal		N _{u,Rd} = 0.9*A _{net} *f _u /γ _{M2}
F _{Ed} =	-2086,58	[kN]			A = h _{pi} *t _{pi}
F _{Ed} ≤ N _{u,Rd}			-2086,58 < 2399,28	vérifié	(0,87)
F _{Ed} ≤ N _{pl,Rd}			-2086,58 < 3094,58	vérifié	(0,67)
A _v =	24,65	[cm ²]	Aire de la section efficace en cisaillement		A _v = h _p *t _p
A _{v,net} =	19,04	[cm ²]	Aire de la section efficace nette en cisaillement		A _{v,net} = A _v - n _v *d ₀ *t _p
V _{pl,Rd} =	391,37	[kN]	Résistance plastique de calcul pour le cisaillement		V _{pl,Rd} = (A _v *f _{yp})/(√3*γ _{M0})
V ₀ ≤ V _{pl,Rd}			11,95 < 391,37	vérifié	(0,03)

ÉCLISSE D'AME

A _t =	36,00	[cm ²]	Aire de la zone tendue de la section brute		
A _{t,net} =	26,10	[cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction		
0.9*(A _{t,net} /A _t) ≥ (f _y *γ _{M2})/(f _u *γ _{M0})			0,65 < 0,85		
W =	144,00	[cm ³]	Facteur élastique de la section		
W _{net} =	108,47	[cm ³]	Facteur élastique de la section		
M _{c,Rdnet} =	29,83	[kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion		M _{c,Rdnet} = W _{net} *f _{yp} /γ _{M0}
M ₀ ≤ M _{c,Rdnet}			0,52 < 29,83	vérifié	(0,02)

$A = 36,00$ [cm ²]	Aire de la zone tendue de la section brute	$A = h_{pi} * t_{pi}$
$A_{net} = 26,10$ [cm ²]	Aire de la section nette	$A_{net} = A - n_v * d_0 * t_{pi}$
$N_{pl,Rd} = 990,00$ [kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute	$N_{pl,Rd} = A * f_y / \gamma_{M0}$
$N_{u,Rd} = 761,08$ [kN]	Résistance ultime de la section nette à un effort normal	$N_{u,Rd} = 0.9 * A_{net} * f_u / \gamma_{M2}$
$F_{Ed} = -399,56$ [kN]		$F_{Ed} = N_{Ed,pw}$
$ F_{Ed} \leq N_{u,Rd}$	$ -399,56 < 761,08$	vérifié (0, 52)
$ F_{Ed} \leq N_{pl,Rd}$	$ -399,56 < 990,00$	vérifié (0, 40)
$A_v = 36,00$ [cm ²]	Aire de la section efficace en cisaillement	$A_v = h_p * t_p$
$A_{v,net} = 26,10$ [cm ²]	Aire de la section efficace nette en cisaillement	$A_{v,net} = A_v - n_v * d_0 * t_p$
$V_{pl,Rd} = 571,58$ [kN]	Résistance plastique de calcul pour le cisaillement	$V_{pl,Rd} = (A_v * f_{yp}) / (\sqrt{3} * \gamma_{M0})$
$ V_0 \leq V_{pl,Rd}$	$ 5,98 < 571,58$	vérifié (0, 01)

PLATINE EXTERNE DROITE

$A_t = 58,00$ [cm ²]	Aire de la zone tendue de la section brute	$A = h_{pi} * t_{pi}$
$A_{t,net} = 40,40$ [cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction	$A_{net} = A - n_v * d_0 * t_{pi}$
$0.9 * (A_{t,net} / A_t) \geq (f_y * \gamma_{M2}) / (f_u * \gamma_{M0})$	$0,63 < 0,85$	
$W = 280,33$ [cm ³]	Facteur élastique de la section	
$W_{net} = 188,05$ [cm ³]	Facteur élastique de la section	
$M_{c,Rdnet} = 51,71$ [kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	$M_{c,Rdnet} = W_{net} * f_{yp} / \gamma_{M0}$
$ M_0 \leq M_{c,Rdnet}$	$ 2,73 < 51,71$	vérifié (0, 05)
$A = 58,00$ [cm ²]	Aire de la zone tendue de la section brute	$A = h_{pi} * t_{pi}$
$A_{net} = 40,40$ [cm ²]	Aire de la section nette	$A_{net} = A - n_v * d_0 * t_{pi}$
$N_{pl,Rd} = 1595,00$ [kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute	$N_{pl,Rd} = A * f_y / \gamma_{M0}$
$N_{u,Rd} = 1178,06$ [kN]	Résistance ultime de la section nette à un effort normal	$N_{u,Rd} = 0.9 * A_{net} * f_u / \gamma_{M2}$
$F_{Ed} = -659,43$ [kN]		$F_{Ed} = N_{Ed,ptue}$
$ F_{Ed} \leq N_{u,Rd}$	$ -659,43 < 1178,06$	vérifié (0, 56)
$ F_{Ed} \leq N_{pl,Rd}$	$ -659,43 < 1595,00$	vérifié (0, 41)
$A_v = 58,00$ [cm ²]	Aire de la section efficace en cisaillement	$A_v = h_p * t_p$
$A_{v,net} = 40,40$ [cm ²]	Aire de la section efficace nette en cisaillement	$A_{v,net} = A_v - n_v * d_0 * t_p$
$V_{pl,Rd} = 920,87$ [kN]	Résistance plastique de calcul pour le cisaillement	$V_{pl,Rd} = (A_v * f_{yp}) / (\sqrt{3} * \gamma_{M0})$
$ V_0 \leq V_{pl,Rd}$	$ -8,65 < 920,87$	vérifié (0, 01)

PLATINE EXTERNE GAUCHE

$A_t = 58,00$ [cm ²]	Aire de la zone tendue de la section brute	$A = h_{pi} * t_{pi}$
$A_{t,net} = 40,40$ [cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction	$A_{net} = A - n_v * d_0 * t_{pi}$
$0.9 * (A_{t,net} / A_t) \geq (f_y * \gamma_{M2}) / (f_u * \gamma_{M0})$	$0,63 < 0,85$	
$W = 280,33$ [cm ³]	Facteur élastique de la section	
$W_{net} = 188,05$ [cm ³]	Facteur élastique de la section	
$M_{c,Rdnet} = 51,71$ [kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	$M_{c,Rdnet} = W_{net} * f_{yp} / \gamma_{M0}$
$ M_0 \leq M_{c,Rdnet}$	$ 2,73 < 51,71$	vérifié (0, 05)
$A = 58,00$ [cm ²]	Aire de la zone tendue de la section brute	$A = h_{pi} * t_{pi}$
$A_{net} = 40,40$ [cm ²]	Aire de la section nette	$A_{net} = A - n_v * d_0 * t_{pi}$
$N_{pl,Rd} = 1595,00$ [kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute	$N_{pl,Rd} = A * f_y / \gamma_{M0}$
$N_{u,Rd} = 1178,06$ [kN]	Résistance ultime de la section nette à un effort normal	$N_{u,Rd} = 0.9 * A_{net} * f_u / \gamma_{M2}$
$F_{Ed} = -628,03$ [kN]		$F_{Ed} = N_{Ed,pfli}$
$ F_{Ed} \leq N_{u,Rd}$	$ -628,03 < 1178,06$	vérifié (0, 53)
$ F_{Ed} \leq N_{pl,Rd}$	$ -628,03 < 1595,00$	vérifié (0, 39)
$A_v = 58,00$ [cm ²]	Aire de la section efficace en cisaillement	$A_v = h_p * t_p$
$A_{v,net} = 40,40$ [cm ²]	Aire de la section efficace nette en cisaillement	$A_{v,net} = A_v - n_v * d_0 * t_p$
$V_{pl,Rd} = 920,87$ [kN]	Résistance plastique de calcul pour le cisaillement	$V_{pl,Rd} = (A_v * f_{yp}) / (\sqrt{3} * \gamma_{M0})$
$ V_0 \leq V_{pl,Rd}$	$ -8,65 < 920,87$	vérifié (0, 01)

PAROI SUPERIEURE

Effort axial

Platine	A _i [cm ²]	EFFORTS EQUIVALENTS N _i [kN]	EFFORTS EQUIVALENTS N _i (M _{y,Ed}) [kN]	Force résultante N _{Ed,i} [kN]
	A _{pw} = 72,00	-565,64	-	N _{Ed,pw} = -565,64
	A _{pfue} = 58,00	-455,66	105,05	N _{Ed,pfue} = -350,60
	A _{pfle} = 58,00	-455,66	-105,05	N _{Ed,pfle} = -560,71

$$N_i = (N_{Ed} * A_i) / (2 * A_{wp} + A_{pfue} + A_{pfle})$$

$$N_{Ed,i} = N_i + N_i(M_{y,Ed})$$

Effort tranchant Z

Platine	A _i [cm ²]	V _{zEd,i} [kN]
	A _{z,pw} = 72,00	V _{zEd,pw} = 24,06

Effort tranchant Y

Platine	A _{y,i} [cm ²]	V _{y,Ed,i} [kN]
	A _{y,fupe} = 58,00	V _{y,Ed,fupe} = -14,66
	A _{y,flpe} = 58,00	V _{y,Ed,flpe} = -14,66

$$V_{y,i} = (V_{y,Ed} * A_{y,i}) / (A_{pfue} + A_{pfle})$$

Moment fléchissant Y

Platine	I _{y,i} [cm ⁴]	EFFORTS EQUIVALENTS M _{y,i} [kN*m]	Force résultante M _{y,Ed,i} [kN*m]
	I _{y,pw} = 3456,00	4,03	M _{y,Ed,pw} = 4,03
	I _{y,pfue} = 13953,83	16,28	-
	I _{y,pfle} = 13953,83	16,28	-

$$M_{y,i} = (M_{y,Ed} * I_{y,i}) / (2 * I_{pw} + I_{pfue} + I_{pfle})$$

Moment fléchissant Z

Platine	I _{z,i} [cm ⁴]	M _{z,i} [kN*m]
	I _{z,pfue} = 4064,83	M _{z,Ed,pfue} = -22,78
	I _{z,pfle} = 4064,83	M _{z,Ed,pfle} = -22,78

$$M_i = (M_{z,Ed} * I_{z,i}) / (I_{z,pfue} + I_{z,pfle})$$

BOULONS RACCORDANT UNE ECLISSE D'AME A L'AME DU POTEAU

RESISTANCE DES BOULONS

F_{v,Rd} = 196,00 [kN] Résistance du boulon au cisaillement dans la partie fileté d'un boulon F_{v,Rd} = 0.5 * f_{ub} * A_s * m / γ_{M2}

Pression du boulon sur l'âme du poteau

Direction x

$$k_{1x} = 2,50 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1x} = \min[2.8 * (e_1/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1x} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$\alpha_{bx} = 0,89 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bx} = \min[e_2/(3*d_0), p_2/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$$\alpha_{bx} > 0.0 \quad 0,89 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$F_{b,Rd1x} = 122,05 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance d'un boulon en pression diamétrale} \quad F_{b,Rd1x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * \sum t_i / \gamma_{M2}$$

Direction z

$$k_{1z} = 2,50 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad k_{1z} = \min[2.8 * (e_2/d_0) - 1.7, 1.4 * (p_2/d_0) - 1.7, 2.5]$$

$$k_{1z} > 0.0 \quad 2,50 > 0,00 \quad \text{vérifié}$$

$$\alpha_{bz} = 0,96 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{b,Rd} \quad \alpha_{bz} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$$

$\alpha_{bz} > 0.0$ $0,96 > 0,00$ **vérifié**
 $F_{b,Rd1z} = 132,48$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd1z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot \sum t_i / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la plaquette

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ 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**

$\alpha_{bx} = 0,89$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bx} = \min[e_2/(3 \cdot d_0), p_2/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
 $\alpha_{bx} > 0.0$ $0,89 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd2x} = 430,77$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd2x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot \sum t_i / \gamma_{M2}$

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**

$\alpha_{bz} = 0,61$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
 $\alpha_{bz} > 0.0$ $0,61 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd2z} = 294,55$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd2z} = k_{1z} \cdot \alpha_{bz} \cdot f_u \cdot d \cdot \sum t_i / \gamma_{M2}$

ETAT LIMITE: ULTIME

cisaillement des boulons

$e_0 = 138$ [mm] Excentrement de l'effort tranchant par rapport au centre de gravité d'un groupe de boulons $e_0 = e_{2b} + 0.5 \cdot (s_1 + (c - 1) \cdot p_2)$

$M_y = 7,34$ [kN*m] Moment fléchissant réel $M_y = M_{y,Ed,pw} + V_{z,Ed,pw} \cdot e_0$

$F_{x,N} = 62,85$ [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de la force longitudinale sur la direction x $F_{x,N} = |N_{Ed,pw}| / n_b$

$F_{z,Vz} = 2,67$ [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant Vz sur la direction z $F_{z,Vz} = |V_{z,Ed,pw}| / n_b$

$F_{x,My} = 8,14$ [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence du moment My sur la direction x $F_{x,My} = |M_y| \cdot z_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$

$F_{z,My} = 7,63$ [kN] Force résultante dans le boulon due à l'influence du moment My sur la direction z $F_{z,My} = |M_y| \cdot x_i / \sum (x_i^2 + z_i^2)$

$F_{x,Ed} = 70,99$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x $F_{x,Ed} = F_{x,N} + F_{x,My}$

$F_{z,Ed} = 10,30$ [kN] Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z $F_{z,Ed} = F_{z,Vz} + F_{z,My}$

$F_{Ed} = 71,73$ [kN] Effort tranchant résultant dans le boulon $F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{z,Ed}^2}$

$F_{Rd,x} = 122,05$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x $F_{Rd,x} = \min(F_{bRd1,x}, F_{bRd2,x})$

$F_{Rd,z} = 132,48$ [kN] Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z $F_{Rd,z} = \min(F_{bRd1,z}, F_{bRd2,z})$

$|F_{x,Ed}| \leq F_{Rd,x}$ $|70,99| < 122,05$ **vérifié** (0,58)

$|F_{z,Ed}| \leq F_{Rd,z}$ $|10,30| < 132,48$ **vérifié** (0,08)

$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$ $71,73 < 196,00$ **vérifié** (0,37)

BOULONS RACCORDANT UNE ECLISSE D'AILE A L'AILE DROITE DU POTEAU

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 98,00$ [kN] Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement $F_{v,Rd} = 0.5 \cdot f_{ub} \cdot A_s \cdot m / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur l'aile du poteau

Direction x

$k_{1x} = 1,80$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8 \cdot (e_2/d_0) - 1.7, 1.4 \cdot (p_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
 $k_{1x} > 0.0$ $1,80 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bx} = 0,89$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bx} = \min[e_1/(3 \cdot d_0), p_1/(3 \cdot d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
 $\alpha_{bx} > 0.0$ $0,89 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd1x} = 144,74$ [kN] Résistance d'un boulon en pression diamétrale $F_{b,Rd1x} = k_{1x} \cdot \alpha_{bx} \cdot f_u \cdot d \cdot \sum t_i / \gamma_{M2}$

Direction y

$k_{1y} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1y} = \min[2.8*(e_1/d_0)-1.7, 1.4*(p_1/d_0)-1.7, 2.5]$
$k_{1y} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{by} = 0,58$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{by} = \min[e_2/(3*d_0), p_2/(3*d_0)-0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{by} > 0.0$	$0,58 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd1y} = 132,30$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd1y} = k_{1y} * \alpha_{by} * f_u * d * \sum t_i / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la plaquette

Direction x

$k_{1x} = 1,80$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8*(e_2/d_0)-1.7, 1.4*(p_2/d_0)-1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	$1,80 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{bx} = 0,83$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0)-0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	$0,83 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd2x} = 194,40$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * \sum t_i / \gamma_{M2}$

Direction y

$k_{1y} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1y} = \min[2.8*(e_1/d_0)-1.7, 1.4*(p_1/d_0)-1.7, 2.5]$
$k_{1y} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{by} = 0,53$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{by} = \min[e_2/(3*d_0), p_2/(3*d_0)-0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{by} > 0.0$	$0,53 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd2y} = 171,82$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2y} = k_{1y} * \alpha_{by} * f_u * d * \sum t_i / \gamma_{M2}$

ETAT LIMITE: ULTIME

cisaillement des boulons

$e_0 = 145$ [mm]	Excentrement de l'effort tranchant par rapport au centre de gravité d'un groupe de boulons	$e_0 = e_{1b} + 0.5*(r-1)*p_1$
$M_z = 24,9$ [kN*m]	Moment fléchissant réel	$M_z = M_{z,Ed,pf} + V_{y,Ed,pf} * e_0$
$F_{x,N} = 28,6$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de la force longitudinale sur la direction x	$F_{x,N} = N_{Ed,pf} / n_b$
$F_{y,Vy} = 1,22$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant V_y sur la direction y	$F_{y,Vy} = V_{y,Ed,pf} / n_b$
$F_{x,Mz} = 20,1$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence du moment M_z sur la direction x	$F_{x,Mz} = M_z * y_i / \sum (x_i^2 + y_i^2)$
$F_{y,Mz} = 13,7$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence du moment M_z sur la direction y	$F_{y,Mz} = M_z * x_i / \sum (x_i^2 + y_i^2)$
$F_{x,Ed} = 8,44$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed} = F_{x,N} + F_{x,Mz}$
$F_{y,Ed} = 14,9$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction y	$F_{y,Ed} = F_{y,Vy} + F_{y,Mz}$
$F_{Ed} = 17,1$ [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{y,Ed}^2}$
$F_{x,Rd} = 144,74$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{x,Rd} = \min(F_{x,bRd1}, F_{x,bRd2})$
$F_{y,Rd} = 132,30$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction y	$F_{y,Rd} = \min(F_{y,bRd1}, F_{y,bRd2})$
$ F_{x,Ed} \leq F_{x,Rd}$	$ -8,44 < 144,74$	vérifié (0,06)
$ F_{y,Ed} \leq F_{y,Rd}$	$ 14,98 < 132,30$	vérifié (0,11)
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$	$17,19 < 98,00$	vérifié (0,18)

BOULONS RACCORDANT UNE ECLISSE D'AILE A L'AILE GAUCHE DU POTEAU

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 98,00$ [kN]	Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement	$F_{v,Rd} = 0.5 * f_{ub} * A_s * m / \gamma_{M2}$
-------------------------	---	---

Pression du boulon sur l'aile du poteau

Direction x		
$k_{1x} = 1,80$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8*(e_2/d_0) - 1.7, 1.4*(p_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	$1,80 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{bx} = 0,89$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	$0,89 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd1x} = 144,74$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd1x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * \sum t_i / \gamma_{M2}$

Direction y		
$k_{1y} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1y} = \min[2.8*(e_1/d_0) - 1.7, 1.4*(p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1y} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{by} = 0,58$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{by} = \min[e_2/(3*d_0), p_2/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{by} > 0.0$	$0,58 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd1y} = 132,30$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd1y} = k_{1y} * \alpha_{by} * f_u * d * \sum t_i / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur la plaquette

Direction x		
$k_{1x} = 1,80$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1x} = \min[2.8*(e_2/d_0) - 1.7, 1.4*(p_2/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1x} > 0.0$	$1,80 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{bx} = 0,83$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{bx} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{bx} > 0.0$	$0,83 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd2x} = 194,40$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * \sum t_i / \gamma_{M2}$

Direction y		
$k_{1y} = 2,50$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$k_{1y} = \min[2.8*(e_1/d_0) - 1.7, 1.4*(p_1/d_0) - 1.7, 2.5]$
$k_{1y} > 0.0$	$2,50 > 0,00$	vérifié
$\alpha_{by} = 0,53$	Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$	$\alpha_{by} = \min[e_2/(3*d_0), p_2/(3*d_0) - 0.25, f_{ub}/f_u, 1]$
$\alpha_{by} > 0.0$	$0,53 > 0,00$	vérifié
$F_{b,Rd2y} = 171,82$ [kN]	Résistance d'un boulon en pression diamétrale	$F_{b,Rd2y} = k_{1y} * \alpha_{by} * f_u * d * \sum t_i / \gamma_{M2}$

ETAT LIMITE: ULTIME

cisaillement des boulons

$e_0 = 145$ [mm]	Excentrement de l'effort tranchant par rapport au centre de gravité d'un groupe de boulons	$e_0 = e_{1b} + 0.5*(r-1)*p_1$
$M_z = 24,9$ [kN*m]	Moment fléchissant réel	$M_z = M_{z,Ed,pf} + V_{y,Ed,pf} * e_0$
$F_{x,N} = 47,3$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de la force longitudinale sur la direction x	$F_{x,N} = N_{Ed,pf} / n_b$
$F_{y,Vy} = 1,22$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant Vy sur la direction y	$F_{y,Vy} = V_{y,Ed,pf} / n_b$
$F_{x,Mz} = 20,1$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence du moment Mz sur la direction x	$F_{x,Mz} = M_z * y_i / \sum (x_i^2 + y_i^2)$
$F_{y,Mz} = 13,7$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence du moment Mz sur la direction y	$F_{y,Mz} = M_z * x_i / \sum (x_i^2 + y_i^2)$
$F_{x,Ed} = 27,1$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed} = F_{x,N} + F_{x,Mz}$
$F_{y,Ed} = 14,9$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction y	$F_{y,Ed} = F_{y,Vy} + F_{y,Mz}$
$F_{Ed} = 31,0$ [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed} = \sqrt{F_{x,Ed}^2 + F_{y,Ed}^2}$
$F_{x,Rd} = 144,74$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{x,Rd} = \min(F_{x,bRd1}, F_{x,bRd2})$
$F_{y,Rd} = 132,30$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction y	$F_{y,Rd} = \min(F_{y,bRd1}, F_{y,bRd2})$
$ F_{x,Ed} \leq F_{x,Rd}$	$ -27,15 < 144,74$	vérifié (0, 19)
$ F_{y,Ed} \leq F_{y,Rd}$	$ 14,98 < 132,30$	vérifié (0, 11)
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$	$31,01 < 98,00$	vérifié (0, 32)

VERIFICATION DE LA SECTION POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC - [3.10]

POTEAU

Nr	Modèle	A _{nv} [cm ²]	A _{nt} [cm ²]	V ₀ [kN]	V _{eff,Rd} [kN]	V ₀ /V _{eff,Rd}	Etat
1		14,45	13,39	24,06 (*1)	446,30 (*)	0,05	vérifié

(*1) $V_0 = V_{zEd2}$

(*) $V_{eff,Rd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$

ÉCLISSE D'AME

Nr	Modèle	A _{nv} [cm ²]	A _{nt} [cm ²]	V ₀ [kN]	V _{eff,Rd} [kN]	V ₀ /V _{eff,Rd}	Etat
1		21,75	23,62	12,03 (*1)	728,05 (*)	0,02	vérifié

(*1) $V_0 = 0.5 \cdot V_{zEd2}$

(*) $V_{eff,Rd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$

PLATINE EXTERNE DROITE

Nr	Modèle	A _{nv} [cm ²]	A _{nt} [cm ²]	V ₀ [kN]	V _{eff,Rd} [kN]	V ₀ /V _{eff,Rd}	Etat
1		28,60	30,00	-14,66 (*1)	940,09 (*)	0,02	vérifié

(*1) $V_0 = 0.5 \cdot V_{yEd2}$

(*) $V_{eff,Rd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$

PLATINE EXTERNE GAUCHE

Nr	Modèle	A _{nv} [cm ²]	A _{nt} [cm ²]	V ₀ [kN]	V _{eff,Rd} [kN]	V ₀ /V _{eff,Rd}	Etat
1		28,60	30,00	-14,66 (*1)	940,09 (*)	0,02	vérifié

(*1) $V_0 = 0.5 \cdot V_{yEd2}$

(*) $V_{eff,Rd} = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{nt} / \gamma_{M2} + (1/\sqrt{3}) \cdot f_y \cdot A_{nv} / \gamma_{M0}$

VERIFICATION DES SECTIONS AFFAIBLIES PAR LES TROUS - [5.4]

POTEAU

$A_t = 45,13 \text{ [cm}^2\text{]}$ Aire de la zone tendue de la section brute

$A_{t,net} = 27,20 \text{ [cm}^2\text{]}$ Aire nette de la zone de la section en traction

$0.9 \cdot (A_{t,net} / A_t) \geq (f_y \cdot \gamma_{M2}) / (f_u \cdot \gamma_{M0})$ $0,54 < 0,85$

$W = 1259,55 \text{ [cm}^3\text{]}$ Facteur élastique de la section

$W_{net} = 1259,55 \text{ [cm}^3\text{]}$ Facteur élastique de la section

$M_{c,Rdnet} = 346,38 \text{ [kN}\cdot\text{m]}$ Résistance de calcul de la section à la flexion

$M_{c,Rdnet} = W_{net} \cdot f_{yp} / \gamma_{M0}$

$|M_0| \leq M_{c,Rdnet}$ $|36,60| < 346,38$ **vérifié** (0,11)

$A = 112,53 \text{ [cm}^2\text{]}$ Aire de la zone tendue de la section brute

$A = h_{pi} \cdot t_{pi}$

$A_{net} = 82,28 \text{ [cm}^2\text{]}$ Aire de la section nette

$A_{net} = A - n_v \cdot d_0 \cdot t_{pi}$

$N_{pl,Rd} = 3094,58 \text{ [kN]}$ Résistance de calcul plastique de la section brute

$N_{pl,Rd} = A \cdot f_y / \gamma_{M0}$

$N_{u,Rd} = 2399,28 \text{ [kN]}$ Résistance ultime de la section nette à un effort normal

$N_{u,Rd} = 0.9 \cdot A_{net} \cdot f_u / \gamma_{M2}$

$F_{Ed} = -1476,96 \text{ [kN]}$

$A = h_{pi} \cdot t_{pi}$

$|F_{Ed}| \leq N_{u,Rd}$ $|-1476,96| < 2399,28$ **vérifié** (0,62)

$|F_{Ed}| \leq N_{pl,Rd}$ $|-1476,96| < 3094,58$ **vérifié** (0,48)

$A_v = 24,65 \text{ [cm}^2\text{]}$ Aire de la section efficace en cisaillement

$A_v = h_p \cdot t_p$

$A_{v,net} = 19,04 \text{ [cm}^2\text{]}$ Aire de la section efficace nette en cisaillement

$A_{v,net} = A_v - n_v \cdot d_0 \cdot t_p$

$V_{pl,Rd} = 391,37 \text{ [kN]}$ Résistance plastique de calcul pour le cisaillement

$V_{pl,Rd} = (A_v \cdot f_{yp}) / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})$

$|V_0| \leq V_{pl,Rd}$ $|24,06| < 391,37$ **vérifié** (0,06)

ÉCLISSE D'AME

$A_t =$	36,00	[cm ²]	Aire de la zone tendue de la section brute	
$A_{t,net} =$	26,10	[cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$0.9*(A_{t,net}/A_t) \geq (f_y*\gamma_{M2})/(f_u*\gamma_{M0})$			0,65 < 0,85	
$W =$	144,00	[cm ³]	Facteur élastique de la section	
$W_{net} =$	108,47	[cm ³]	Facteur élastique de la section	
$M_{c,Rdnet} =$	29,83	[kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	$M_{c,Rdnet} = W_{net} * f_{yp} / \gamma_{M0}$
$ M_0 \leq M_{c,Rdnet}$			3,67 < 29,83	vérifié (0,12)
$A =$	36,00	[cm ²]	Aire de la zone tendue de la section brute	$A = h_{pi} * t_{pi}$
$A_{net} =$	26,10	[cm ²]	Aire de la section nette	$A_{net} = A - n_v * d_0 * t_{pi}$
$N_{pl,Rd} =$	990,00	[kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute	$N_{pl,Rd} = A * f_y / \gamma_{M0}$
$N_{u,Rd} =$	761,08	[kN]	Résistance ultime de la section nette à un effort normal	$N_{u,Rd} = 0.9 * A_{net} * f_u / \gamma_{M2}$
$F_{Ed} =$	-282,82	[kN]		$F_{Ed} = N_{Ed,pw}$
$ F_{Ed} \leq N_{u,Rd}$			-282,82 < 761,08	vérifié (0,37)
$ F_{Ed} \leq N_{pl,Rd}$			-282,82 < 990,00	vérifié (0,29)
$A_v =$	36,00	[cm ²]	Aire de la section efficace en cisaillement	$A_v = h_p * t_p$
$A_{v,net} =$	26,10	[cm ²]	Aire de la section efficace nette en cisaillement	$A_{v,net} = A_v - n_v * d_0 * t_p$
$V_{pl,Rd} =$	571,58	[kN]	Résistance plastique de calcul pour le cisaillement	$V_{pl,Rd} = (A_v * f_{yp}) / (\sqrt{3} * \gamma_{M0})$
$ V_0 \leq V_{pl,Rd}$			12,03 < 571,58	vérifié (0,02)

PLATINE EXTERNE DROITE

$A_t =$	7,42	[cm ²]	Aire de la zone tendue de la section brute	
$A_{t,net} =$	7,42	[cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$0.9*(A_{t,net}/A_t) \geq (f_y*\gamma_{M2})/(f_u*\gamma_{M0})$			0,90 > 0,85	
$W =$	280,33	[cm ³]	Facteur élastique de la section	
$M_{c,Rd} =$	77,09	[kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	$M_{c,Rd} = W * f_{yp} / \gamma_{M0}$
$ M_0 \leq M_{c,Rd}$			-22,78 < 77,09	vérifié (0,30)
$A =$	58,00	[cm ²]	Aire de la zone tendue de la section brute	$A = h_{pi} * t_{pi}$
$A_{net} =$	58,00	[cm ²]	Aire de la section nette	$A_{net} = A - n_v * d_0 * t_{pi}$
$N_{pl,Rd} =$	1595,00	[kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute	$N_{pl,Rd} = A * f_y / \gamma_{M0}$
$N_{u,Rd} =$	1691,28	[kN]	Résistance ultime de la section nette à un effort normal	$N_{u,Rd} = 0.9 * A_{net} * f_u / \gamma_{M2}$
$F_{Ed} =$	-350,60	[kN]		$F_{Ed} = N_{Ed,pfue}$
$ F_{Ed} \leq N_{u,Rd}$			-350,60 < 1691,28	vérifié (0,21)
$ F_{Ed} \leq N_{pl,Rd}$			-350,60 < 1595,00	vérifié (0,22)
$A_v =$	58,00	[cm ²]	Aire de la section efficace en cisaillement	$A_v = h_p * t_p$
$A_{v,net} =$	40,40	[cm ²]	Aire de la section efficace nette en cisaillement	$A_{v,net} = A_v - n_v * d_0 * t_p$
$V_{pl,Rd} =$	920,87	[kN]	Résistance plastique de calcul pour le cisaillement	$V_{pl,Rd} = (A_v * f_{yp}) / (\sqrt{3} * \gamma_{M0})$
$ V_0 \leq V_{pl,Rd}$			-14,66 < 920,87	vérifié (0,02)

PLATINE EXTERNE GAUCHE

$A_t =$	58,00	[cm ²]	Aire de la zone tendue de la section brute	
$A_{t,net} =$	40,40	[cm ²]	Aire nette de la zone de la section en traction	
$0.9*(A_{t,net}/A_t) \geq (f_y*\gamma_{M2})/(f_u*\gamma_{M0})$			0,63 < 0,85	
$W =$	280,33	[cm ³]	Facteur élastique de la section	
$W_{net} =$	188,05	[cm ³]	Facteur élastique de la section	
$M_{c,Rdnet} =$	51,71	[kN*m]	Résistance de calcul de la section à la flexion	$M_{c,Rdnet} = W_{net} * f_{yp} / \gamma_{M0}$
$ M_0 \leq M_{c,Rdnet}$			-22,78 < 51,71	vérifié (0,44)
$A =$	58,00	[cm ²]	Aire de la zone tendue de la section brute	$A = h_{pi} * t_{pi}$
$A_{net} =$	40,40	[cm ²]	Aire de la section nette	$A_{net} = A - n_v * d_0 * t_{pi}$
$N_{pl,Rd} =$	1595,00	[kN]	Résistance de calcul plastique de la section brute	$N_{pl,Rd} = A * f_y / \gamma_{M0}$
$N_{u,Rd} =$	1178,06	[kN]	Résistance ultime de la section nette à un effort normal	$N_{u,Rd} = 0.9 * A_{net} * f_u / \gamma_{M2}$
$F_{Ed} =$	-560,71	[kN]		$F_{Ed} = N_{Ed,pfii}$
$ F_{Ed} \leq N_{u,Rd}$			-560,71 < 1178,06	vérifié (0,48)
$ F_{Ed} \leq N_{pl,Rd}$			-560,71 < 1595,00	vérifié (0,35)
$A_v =$	58,00	[cm ²]	Aire de la section efficace en cisaillement	$A_v = h_p * t_p$
$A_{v,net} =$	40,40	[cm ²]	Aire de la section efficace nette en cisaillement	$A_{v,net} = A_v - n_v * d_0 * t_p$

$V_{pl,Rd} = 920,87$ [kN] Résistance plastique de calcul pour le cisaillement

$$V_{pl,Rd} = (A_v * f_{yp}) / (\sqrt{3} * \gamma_{M0})$$

$$|V_0| \leq V_{pl,Rd}$$

$$|-14,66| < 920,87$$

vérifié

$$(0,02)$$

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,87

Annexe [G]

Projet : Assemblage des éléments de contreventement
 Projet N° :
 Auteur :

IDEA StatiCa
 Calculate your way to the optimum

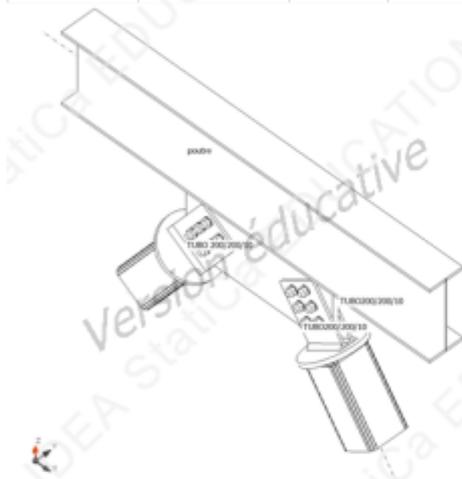
Élément du projet Assemblage des éléments de contreventement

Conception

Nom : Assemblage des éléments de contreventement
 Description :
 Analyse : Contrainte, déformation/ chargement simplifié

Poutres et poteaux

Nom	Section transversale	β - Direction [°]	γ - Angle [°]	α - Rotation [°]	Décalage e_x [mm]	Décalage e_y [mm]	Décalage e_z [mm]	Efforts dans	X [mm]
poutre	5 - IPE400	0,0	0,0	0,0	0	0	0	Node	0
TUBO200/200/10	7 - SHS200/200/10.0	0,0	55,2	0,0	110	0	-30	Node	0
TUBO 200/200/10	7 - SHS200/200/10.0	180,0	55,2	0,0	110	0	-30	Node	0



Sections transversales

Nom	Matériau
5 - IPE400	S 275
7 - SHS200/200/10.0	S 275
7 - SHS200/200/10.0	S 275

Boulons

Nom	Groupe de boulons	Diamètre [mm]	f_u [MPa]	Superficie brute [mm ²]
M24 8.8	M24 8.8	24	800,0	452

Effets des charges (équilibre n'est pas exigé)

Nom	Élément	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
G+Q+1.5Ex	TUBO200/200/10	1076,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	TUBO 200/200/10	-1170,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

Projet : Assemblage des éléments de contreventement
 Projet N° :
 Auteur :

Vérification

Sommaire

Nom	Valeur	Résultat
Analyse	100,0%	OK
Platines	3,5 < 5%	OK
Boulons	83,8 < 100%	OK
Soudures	98,0 < 100%	OK
Voilement	Pas calculé	

Platines

Nom	Épaisseur [mm]	Charges	σ_{Ed} [MPa]	ϵ_{pl} [1e-4]	Résultat
poutre-bf 1	13,5	G+Q+1.5Ex	176,4	0,0	OK
poutre-tfl 1	13,5	G+Q+1.5Ex	70,2	0,0	OK
poutre-w 1	8,6	G+Q+1.5Ex	237,2	0,0	OK
TUBO200/200/10	10,0	G+Q+1.5Ex	278,8	180,8	OK
TUBO 200/200/10	10,0	G+Q+1.5Ex	282,4	351,5	OK
Platine 800/400/30	30,0	G+Q+1.5Ex	246,6	1,9	OK
Gousset 300/220/22a	22,0	G+Q+1.5Ex	275,5	25,2	OK
Gousset 300/220/22b	12,0	G+Q+1.5Ex	278,3	158,2	OK
Gousset 300/220/22c	12,0	G+Q+1.5Ex	278,1	149,2	OK
Gousset300/220/22a	22,0	G+Q+1.5Ex	276,1	53,8	OK
Gousset300/220/22b	12,0	G+Q+1.5Ex	280,5	261,4	OK
Gousset300/220/22c	12,0	G+Q+1.5Ex	280,7	271,3	OK

Données de conception

Matériau	f_y [MPa]	ϵ_{lim} [1e-4]
S 275	275,0	500,0

Explication des symboles

ϵ_{pl} Déformation
 σ_{Ed} Contrainte éq.



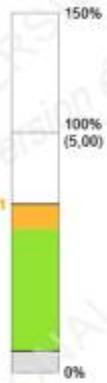
Projet : Assemblage des éléments de contreventement
Projet N° :
Auteur :



Vérification globale, $G+Q+1.5Ex$



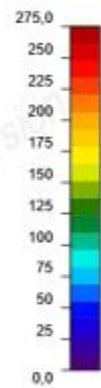
Vérification de déformation [%]



Vérification de déformation, $G+Q+1.5Ex$



Contrainte équivalente [MPa]



Contrainte équivalente, $G+Q+1.5Ex$

Projet : Assemblage des éléments de contreventement
 Projet N° :
 Auteur :



Boulons

	Nom	Charges	$F_{t,Rd}$ [kN]	V [kN]	U_{t1} [%]	$F_{b,Rd}$ [kN]	U_{b1} [%]	U_{b2} [%]	Résultat
	B1	G+Q+1.5Ex	33,9	87,7	16,7	127,0	69,0	76,6	OK
	B2	G+Q+1.5Ex	7,3	90,3	3,6	160,4	66,6	69,2	OK
	B3	G+Q+1.5Ex	14,6	93,2	7,2	160,4	68,8	73,9	OK
	B4	G+Q+1.5Ex	33,6	86,8	16,5	127,0	68,3	75,9	OK
	B5	G+Q+1.5Ex	7,1	89,1	3,5	160,4	65,7	68,2	OK
	B6	G+Q+1.5Ex	14,1	91,6	6,9	160,4	67,6	72,5	OK
	B7	G+Q+1.5Ex	11,2	96,3	5,5	160,4	71,0	75,0	OK
	B8	G+Q+1.5Ex	8,3	96,1	4,1	160,4	70,9	73,8	OK
	B9	G+Q+1.5Ex	30,8	98,5	15,1	400,9	72,6	83,4	OK
	B10	G+Q+1.5Ex	11,5	97,4	5,7	160,4	71,9	75,9	OK
	B11	G+Q+1.5Ex	8,8	97,2	4,3	160,4	71,7	74,8	OK
	B12	G+Q+1.5Ex	28,7	100,0	14,1	400,9	73,8	83,8	OK

Données de conception

Nom	$F_{t,Rd}$ [kN]	$B_{p,Rd}$ [kN]	$F_{v,Rd}$ [kN]
M24 8.8 - 1	203,3	296,7	135,6

Projet : Assemblage des éléments de contreventement
 Projet N° :
 Auteur :



Résultat détaillé pour B12

$$U_{t2a} = \frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Ed}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4F_{t,Ed}} = 83,8 \%$$

$$U_{t2} = \frac{F_{t,Ed}}{\min(F_{t,Ed}, F_{t,Ed})} = 14,1 \%$$

$$U_{t2a} = \frac{F_{t,Ed}}{\min(F_{t,Ed}, F_{t,Ed})} = 73,8 \%$$

$$F_{t,Ed} = \frac{k_2 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} = 203,3 \text{ kN}$$

où :

- $k_2 = 0,90$ – Coefficient
- $f_{ub} = 800,0 \text{ MPa}$ – Résistance à la traction ultime du boulon
- $A_s = 353 \text{ mm}^2$ – Zone d'effort de traction du boulon
- $\gamma_{M2} = 1,25$ – Facteur de sécurité

$$B_{p,Ed} = \frac{0,6 \pi \cdot d_s \cdot t_p \cdot f_u}{\gamma_{M2}} = 295,7 \text{ kN}$$

où :

- $d_s = 38 \text{ mm}$ – Le moyen des diamètres des cercles inscrit et circonscrit de la tête de boulon ou écrou, la plus petite de ces valeurs étant retenue.
- $t_p = 12 \text{ mm}$ – Épaisseur
- $f_u = 430,0 \text{ MPa}$ – Effort ultime
- $\gamma_{M2} = 1,25$ – Facteur de sécurité

$$F_{v,Ed} = \frac{\beta_p \cdot \alpha_v \cdot f_u \cdot A}{\gamma_{M2}} = 135,6 \text{ kN}$$

où :

- $\beta_p = 1,00$ – Reducing factor
- $\alpha_v = 0,60$ – Reducing factor
- $f_u = 800,0 \text{ MPa}$ – Résistance à la traction ultime du boulon
- $A = 353 \text{ mm}^2$ – Zone d'effort de traction du boulon
- $\gamma_{M2} = 1,25$ – Facteur de sécurité

$$F_{b,Ed} = \frac{k_1 \cdot a_b \cdot f_u \cdot t}{\gamma_{M2}} = 400,9 \text{ kN}$$

où :

- $k_1 = 2,50$ – Factor for edge distance and bolt spacing perpendicular to the direction of load transfer - EN 1993-1-8 - Table 3.4
- $a_b = 0,65$ – Coefficient
- $f_u = 430,0 \text{ MPa}$ – Effort ultime
- $d = 24 \text{ mm}$ – Diamètre nominal de fixation
- $t = 30 \text{ mm}$ – Épaisseur
- $\gamma_{M2} = 1,25$ – Facteur de sécurité

Explication des symboles

- $F_{t,Ed}$ Résistance à la tension du boulon EN 1993-1-8 tab. 3.4
- $F_{t,Ed}$ Effort de tension
- $B_{p,Ed}$ Résistance au cisaillement par poinçonnement
- V Résultante des efforts de cisaillement V_y, V_z dans le boulon.
- $F_{v,Ed}$ Résistance au cisaillement du boulon EN 1993-1-8 tableau 3.4
- $F_{b,Ed}$ Résistance à la pression diamétrale de la platine EN 1993-1-8 tab. 3.4
- U_t Utilisation en tension
- U_v Utilisation en cisaillement
- U_{tv} Utilisation en tension et cisaillement EN 1993-1-8 table 3.4

Projet : Assemblage des éléments de contreventement
 Projet N° :
 Auteur :



Soudures (Redistribution plastique)

Élément	Bord	Ép. gorge [mm]	Longueur [mm]	Charges	$\sigma_{w,Ed}$ [MPa]	ϵ_{pl} [%]	σ_{\perp} [MPa]	T_{\parallel} [MPa]	T_{\perp} [MPa]	Ut [%]	Ut _c [%]	Résultat
poutre-bil 1	Platine 800/400/30	▲14,0▲	800	G+Q+1.5Ex	140,4	0,0	-67,5	22,2	67,6	34,7	28,6	OK
		▲14,0▲	800	G+Q+1.5Ex	140,8	0,0	-67,8	-22,1	-67,7	34,8	28,5	OK
Gousset 300/220/22a	Gousset 300/220/22b	▲14,0▲	220	G+Q+1.5Ex	338,8	0,0	132,1	-44,4	174,6	83,7	41,1	OK
		▲14,0▲	220	G+Q+1.5Ex	289,2	0,0	154,6	85,6	-112,2	71,5	40,2	OK
Gousset 300/220/22a	Gousset 300/220/22c	▲14,0▲	220	G+Q+1.5Ex	293,2	0,0	154,0	-89,4	112,9	72,4	39,4	OK
		▲14,0▲	220	G+Q+1.5Ex	339,3	0,0	132,4	49,4	-173,5	83,8	40,4	OK
Gousset300/220/22a	Gousset300/220/22b	▲14,0▲	220	G+Q+1.5Ex	396,7	0,0	-159,9	-49,5	-203,7	98,0	47,6	OK
		▲14,0▲	220	G+Q+1.5Ex	336,6	0,0	-177,6	108,7	124,2	83,2	46,0	OK
Gousset300/220/22a	Gousset300/220/22c	▲14,0▲	220	G+Q+1.5Ex	328,0	0,0	-178,4	-104,3	-119,9	81,1	45,9	OK
		▲14,0▲	220	G+Q+1.5Ex	396,7	0,0	-156,4	42,1	206,2	98,0	47,5	OK
		▲14,0▲	724	G+Q+1.5Ex	233,9	0,0	87,8	-9,8	-124,8	57,8	28,8	OK
Gousset 300/220/22a	TUBO200/200/10	▲14,0▲	724	G+Q+1.5Ex	196,6	0,0	108,8	61,3	71,9	48,6	29,5	OK
		▲14,0▲	724	G+Q+1.5Ex	284,6	0,0	-100,8	0,5	153,6	70,3	33,8	OK
Gousset300/220/22a	TUBO 200/200/10	▲14,0▲	724	G+Q+1.5Ex	230,2	0,0	-129,5	-78,7	-76,7	56,9	34,1	OK

Données de conception

S 275 Élément	Bord	Ép. gorge [mm]	Longueur [mm]	Charges	β_w		$\sigma_{w,Rd}$ [MPa]		$0,9 \sigma$ [MPa]		Résultat
					β_w [-]	$\sigma_{w,Rd}$ [MPa]	$\sigma_{w,Ed}$ [MPa]	ϵ_{pl} [%]	σ_{\perp} [MPa]	T_{\parallel} [MPa]	

Explication des symboles

- ϵ_{pl} Déformation
- $\sigma_{w,Ed}$ Contrainte équivalente
- $\sigma_{w,Rd}$ Résistance aux contraintes équivalentes
- σ_{\perp} Contrainte perpendiculaire
- T_{\parallel} Contrainte de cisaillement parallèle à l'axe de soudure
- T_{\perp} Contrainte de cisaillement perpendiculaire à l'axe de soudure
- $0,9 \sigma$ Résistance de contrainte perpendiculaire – $0,9 \cdot f_u / \gamma_{M2}$
- β_w Facteur de corrélation EN 1993-1-8 tab. 4.1
- Ut Utilisation
- Ut_c Utilisation de capacité de la soudure

Résultat détaillé pour Gousset300/220/22a Gousset300/220/22b

$$UT = \max\left(\frac{\sigma_{w,Ed}}{\sigma_{w,Rd}}; \frac{|\sigma_{\perp}|}{\sigma_{\perp,Rd}}\right) = 98,0 \%$$

$$\sigma_{w,Ed} = [\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\parallel}^2 + \tau_{\perp}^2)]^{0,5} = 396,7 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{w,Rd} = f_u / (\beta_w \gamma_{M2}) = 404,7 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\perp,Rd} = 0,9 f_u / \gamma_{M2} = 309,6 \text{ MPa}$$

où :
 $f_u = 430,0 \text{ MPa}$ – Effort ultime
 $\gamma_{M2} = 1,25$ – Facteur de sécurité

Voilement

Analyse de flambement n'a pas été calculée.

Projet : Assemblage des éléments de contreventement
 Projet N° :
 Auteur :

Nomenclature

Opérations

Nom	Platines [mm]	Forme	N°	Soudures [mm]	Longueur [mm]	Boulons	N°
Platine 800/400/30	P30,0x800,0-400,0 (S 275)		1	Soudure d'angle double: a = 14,0	800,0	M24 8.8	12
Gousset 300/220/22	P22,0x302,8-0,0 (S 275)		1	Soudure d'angle double: a = 14,0	1164,2	M24 8.8	6
	P12,0x300,0-220,0 (S 275)		1				
	P12,0x300,0-220,0 (S 275)		1				
Gousset300/220/22	P22,0x302,8-0,0 (S 275)		1	Soudure d'angle double: a = 14,0	1164,2	M24 8.8	6
	P12,0x300,0-220,0 (S 275)		1				
	P12,0x300,0-220,0 (S 275)		1				

Soudures

Type	Matériau	Épaisseur [mm]	Longueur [mm]	Longueur [mm]
Soudure d'angle double	S 275	14,0	19,8	3128,5

Boulons

Nom	Longueur de serrage [mm]	Compter
M24 8.8	54	12

Projet : Assemblage des éléments de contreventement
 Projet N° :
 Auteur :



Paramétrage de norme

Elément	Valeur	Unité	Référence
Y _{M0}	1,00	-	EN 1993-1-1: 6.1
Y _{M1}	1,00	-	EN 1993-1-1: 6.1
Y _{M2}	1,25	-	EN 1993-1-1: 6.1
Y _{M3}	1,25	-	EN 1993-1-8: 2.2
Y _C	1,50	-	EN 1992-1-1: 2.4.2.4
Y _{Inst}	1,20	-	ETAG 001-C: 3.2.1
Coefficient du matériau de scellement β _j	0,67	-	EN 1993-1-8: 6.2.5
Zone effective – influence de taille de maillage	0,10	-	
Coefficient de frottement - béton	0,25	-	EN 1993-1-8
Coeff. de frottement μ pour les boulons précontraints	0,30	-	EN 1993-1-8 tab 3.7
Déformation plastique limite	0,05	-	EN 1993-1-5
Évaluation des contraintes de soudure	Redistribution plastique		
Contrôle pinces et entraxes	Non		
Entraxe [d]	2,20	-	EN 1993-1-8: tab 3.3
Pince [d]	1,20	-	EN 1993-1-8: tab 3.3
Concrete breakout resistance	Oui		ETAG 001-C
Utiliser α _b calculé dans la vérification de la pression diamétrale.	Oui		EN 1993-1-8: tab 3.4