

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

UNIVERSITE SAAD DAHLEB BLIDA -1-

جامعة البليدة -1-

Faculté de Technologie

كلية التكنولوجيا

Département de Génie Civil

دائرة الهندسة المدنية

MEMOIRE DE PROJET DE FIN D'ETUDES

مذكرة نهاية التدرج



Pour l'Obtention du diplôme

DE MASTER EN GENIE CIVIL

Option : **Constructions métalliques et mixtes**



THÈME

ETUDE D'UN BATIMENT METALLIQUE A USAGE ADMINISTRATIF

R+9 avec un sous sol

Présenté par : **Mr.Tchantchane Abdelhak**

Encadreur : **Mm K.Boulgheba**

Co-encadreur : **Dr I.Derbal**

Président : **Mr A.ZAHAF**

Examineur : **Mr K.RAHMANI**

ملخص

مشروعنا هو تصميم مبنى إداري من إطار معدني متكون من طابق أرضي و 9 طوابق بالإضافة لطابق تحت أرضي يقع في باب الزوَار-الجزائر العاصمة.

بدأت الدراسة من خلال تصميم أبعاد المبنى، تقييم وتوزيع الأحمال بالإضافة إلى التصميم المسبق للعناصر و دراسة الأحمال الزلزالية والديناميكية وفقاً للوائح والوثائق التقنية مثل RNV2013, CCM97, EUROCODE3 و RPA99v2003 و أيضا دراسة البنية التحتية حسب CBA93 و من أجل التصميم والتحقق استعملنا برنامج التصميم و الحساب.

Résumé

Notre projet est un calcul d'un bâtiment en charpente métallique de R+9 avec sous-sol à usage administratif à Bab ezzouar wilaya d'Alger.

L'étude à commencer par la conception de la structure, l'évaluation et la décente des charges ainsi que le pré dimensionnement des éléments et l'étude séismique et dynamique selon les règlements et les documents techniques tels que RNV2013, CCM97, EUROCODE3 et le RPA99v2003, et aussi une étude d'infrastructure suivant le CBA93 et pour le dimensionnement on a fait une vérification par logiciel de modélisation et de calcul.

Summary

The present project deals with the study of a 10-storey building located in Algiers, an area of seismicity (III) according to the Algerian seismic standards (*RPA99version 2003*).

The study begins with the design of the structure, the evaluation and decent of the loads as well as the pre-sizing of the elements,

Seismic and dynamic study according to regulations and technical documents such as RNV2013, CCM97, EUROCODE3 and RPA99v2003, and an infrastructure study following the CBA93 and for the sizing, a verification was carried out by modeling and calculation software.

الكلمات المفتاحية: مبنى إداري، إطار معدني، تصميم.

Mots clé : usage administratif, charpente métallique, pré dimensionnement.



Dédicaces

Ce qui reste à la fin d'un long voyage qui aboutit à un but ce n'est pas le gout amer des épreuves traversées mais la satisfaction que procure le sentiment de réussite, de l'accomplissement de l'objectif qui était de réaliser ce modeste travail que je dédie :

A Ma chère mère BOUCHERIT NADIA, mon cher père ALI, sans eux, je n'aurais pas abouti à ce stade d'études, que Dieu m'aide à les honorer, et les servir, que Dieu les garde en bonne santé.

A ma petite sœur Houda mes frères Anes et Aymen.

A toute ma famille.

A tous les enseignants du département de génie civil de Blida.

A tous ceux qui m'ont enseigné tout au long de mon cursus.

A tous mes amis, en particulier MOHAMED et MEHDI.

Et à toute personne qui m'a soutenu.

TCHANTCHANE ABDELHAK

Remerciements

Nous remercions avant tout le Dieu de nous avoir gardés en bonne santé afin de mener à bien ce projet de fin d'étude.

Je remercie également ma famille pour les sacrifices qu'elle a faits pour que je termine mes études.

Au terme de mon travail, je tiens à remercier très sincèrement mon encadreur **Mm BOU LGHBARR** pour tous les conseils, supports et l'aide qui j'ai apporté, afin de mener à bien ce travail dans les délais répartis.

Je remercie les membres du jury qui j'ai honorés de leur présence et d'avoir accepté d'examiner mon modeste travail.

Merci aussi à tous l'équipe de bureau d'études **A&B Architects** plus particulièrement à **Mm AROUNI** pour son aide inestimable, ses conseils et ses encouragements.

Enfin, mes remerciements à tous mes amis, mes collègues qui j'ai soutenu et encouragé pour la réalisation de cet humble mémoire.

List des tableaux :

Chapitre 1

Tableau 1. 1 : valeurs nominales de f_y et f_u pour les profilés.....	3
Tableau 1. 2 : valeurs nominales de f_y pour le ferrailage	3

Chapitre 3

Tableau 3. 1 : Charge permanente de plancher courant	31
Tableau 3. 2 : Charge permanente de la terrasse inaccessible.....	31
Tableau 3. 3 : Charge permanente de la terrasse inaccessible.....	31
Tableau 3. 4 : Valeurs des pressions dynamiques	33
Tableau 3. 5 : Cpe pour les parois verticales d'un bâtiment à base rectangulaire.....	35
Tableau 3. 6 : surface des zones en m^2	35
Tableau 3. 7 : valeur de Cpe pour la terrasse 41.14m	35
Tableau 3. 8 : Valeurs des pressions W sur la zone D	36
Tableau 3. 9 : Valeurs des pressions W sur la zone A', B' et E.....	36
Tableau 3. 10 : Valeurs des pressions W sur la zone F, G et H.	36
Tableau 3. 11 : Cpe pour les parois verticales d'un bâtiment à base rectangulaire.....	37
Tableau 3. 12 : surface des zones en m^2	37
Tableau 3. 13 : valeur de Cpe pour la terrasse 41.14m.	38
Tableau 3. 14 : Valeurs des pressions W sur la zone D	38
Tableau 3. 15 : Valeurs des pressions W sur la zone A, B, C et E.....	38
Tableau 3. 16 : Valeurs des pressions W sur la zone F, G, H et I.....	38
Tableau 3. 17 : Récup calcul de Cd pour la direction V2.	41
Tableau 3. 18 : coefficient dynamique Cd pour les deux directions.....	41
Tableau 3. 19 : Force d'application d'ensemble direction V1.	42
Tableau 3. 20 : Force d'application d'ensemble direction V2.	42

Chapitre 4

Tableau 4. 1 : Eléments d'escalier.	44
Tableau 4. 2 : Caractéristique de section 1x0.4cm.....	45

Chapitre 5

Tableau 5. 1 : dimension Caractéristique mécanique du profilé IPE 180.	49
Tableau 5. 2 : Tableau récapitulatif pour les solives de chaque usage.....	54
Tableau 5. 3 : Dimension Caractéristique mécanique du profilé HEA 500	54
Tableau 5. 4 : réaction des solives sur la poutre phase initiale	55
Tableau 5. 5 : calcule des flèche dus au charge concertai des solives.	57
Tableau 5. 6 : réaction des solives sur la poutre phase finale.	58
Tableau 5. 7 : Calcule des flèche dus au charge concertai des solives.....	59
Tableau 5. 8 : Tableau récapitulatif pour les solives de chaque usage.....	60
Tableau 5. 9 : dimension Caractéristique mécanique du profilé IPE 300.	60
Tableau 5. 10 : raéaction des solives sur la poutre phase initiale.....	62
Tableau 5. 11 : calcule des flèche dus au charge concertai des solives.	63
Tableau 5. 12 : réaction des solives sur la poutre phase finale.	65

Tableau 5. 13 : calcul des flèche dus au charge concertai des solives.	67
Tableau 5. 14 : Tableau récapitulatif pour les solives de chaque usage.....	67
Tableau 5. 15 : dimension Caractéristique mécanique du profilé IPE 450	68
Tableau 5. 16 : réaction des solives sur la poutre phase finale.	68
Tableau 5. 17 : Tableaux de descente de charge	71
Tableau 5. 18 : Section des poteaux centraux 1 pour chaque étage.	72
Tableau 5. 19 : caractéristique géométrique du profilé	73
Tableau 5. 20 : facteur d'imperfection correspondant à la courbe de flambement	74
Tableau 5. 21 : Choix des sections des poteaux.	74
Tableau 5. 22 : Section des poteaux centraux 2 pour chaque étage.	75
Tableau 5. 23 : caractéristique géométrique du profilé	75
Tableau 5. 24 : Facteur d'imperfection correspondant à la courbe de flambement	76
Tableau 5. 25 : Choix finale pour poteau	76
Tableau 5. 26 : Section des poteaux centraux 2 pour chaque étage.	77
Tableau 5. 27 : Choix finale pour poteaux de rive et de coin.....	78

Chapitre 6

Tableau 6. 1 : valeurs des pénalitésPq.....	85
Tableau 6. 2 : Poids dynamique de structure.	85
Tableau 6. 3 : Le calcul de V ce fait par le W calculé.....	85
Tableau 6. 4 : vérification de l'effort tranchent a la base.....	85
Tableau 6. 5 : participation massique.	86
Tableau 6. 6 : déplacement inter-étage dans le sens x-x.	87
Tableau 6. 7 : déplacement inter-étage dans le sens y-y.	87
Tableau 6. 8 : participation massique.....	89
Tableau 6. 9 : Poids dynamique de structure.	90
Tableau 6. 10 : Le calcul de V ce fait par le W calculé.....	90
Tableau 6. 11 : vérification de l'effort tranchent a la base.....	90
Tableau 6. 12 : déplacement inter-étage dans le sens x-x.	90
Tableau 6. 13 : déplacement inter-étage dans le sens y-y.	91
Tableau 6. 14 : effet P- Δ	91
Tableau 6. 15 : distribution des efforts dans le sens x-x.	92
Tableau 6. 16 : distribution des efforts dans le sens y-y	92

Chapitre 7

Tableau 7. 1 : Caractéristique de section HEM 500.....	94
Tableau 7. 2 : récapitulatif de vérifications des poteaux.....	97
Tableau 7. 3 : Section pour « RDC, 1er étage à 4 ^{ème} étage ».	99
Tableau 7. 4 : Section pour « 5 ^{ème} étage à 9 ^{ème} étage ».	99

Chapitre 8

Tableau 8. 1 : positions des barres dans le nouds d'assemblage.....	107
Tableau 8. 2 : Sections transversales.....	108
Tableau 8. 3 : Boulons.....	108
Tableau 8. 4 : Effets des charges.....	109
Tableau 8. 5 : Sommaire	109
Tableau 8. 6 : Platines.	110

Tableau 8. 7 : Données de conception.....	110
Tableau 8. 8 : Boulons.....	113
Tableau 8. 9 : Données de conception.....	113
Tableau 8. 10 : soudures.....	117
Tableau 8. 11 : Données de conception.....	118
Tableau 8. 12 : positions des barres dans le nouds.....	119
Tableau 8. 13 : Sections transversales.....	120
Tableau 8. 14 : Boulons.....	120
Tableau 8. 15 : Effets des charges.....	120
Tableau 8. 16 : Sommaire	120
Tableau 8. 17 : Platines.	121
Tableau 8. 18 : Données de conception.....	121
Tableau 8. 19 : Boulons.....	123
Tableau 8. 20 : Données de conception.....	123
Tableau 8. 21 : Soudures.	126
Tableau 8. 22 : Données de conception.....	126
Tableau 8. 23 : positions des barres dans le nouds d'assemblage.....	128
Tableau 8. 24 : Sections transversales.....	128
Tableau 8. 25 : boulons	128
Tableau 8. 26 : Effets des charges.....	128
Tableau 8. 27 : Sommaire.	129
Tableau 8. 28 : Platine.....	129
Tableau 8. 29 : Données de conception.....	129
Tableau 8. 30 : Boulons.....	131
Tableau 8. 31 : Données de conception.....	131
Tableau 8. 32 : Position de barre.....	134
Tableau 8. 33 : Sections transversale.	134
Tableau 8. 34 : Tiges.	134
Tableau 8. 35 : effets des chargeses	134
Tableau 8. 36 : Fondations	135
Tableau 8. 37 : Sommaires.....	135
Tableau 8. 38 : Platines	135
Tableau 8. 39 : Tiges	136
Tableau 8. 40 : Données de conception.....	136
Tableau 8. 41 : soudure.	141
Tableau 8. 42 : Bloc de Béton.	142
Tableau 8. 43 : Paramétrage de norme.....	144

Chapitre 9

Tableau 9. 1 : ferrailage de voile périphérique.	147
Tableau 9. 2 : Calcul des moments	151
Tableau 9. 3 : Ferrailage des panneaux du radier.....	151
Tableau 9. 4 : Vérification des contraintes.....	152
Tableau 9. 5 : Ferrailage des nervures	152
Tableau 9. 6 : Ferrailage des nervures	152
Tableau 9. 7 : Vérification des contraintes.....	153

List des figures

Chapitre 2

Figure 2. 1 : image représentatif du bâtiment.....	7
Figure 2. 2 : Représentatif du plancher collaborant	27
Figure 2. 3 : figure représentatif pour les goujons	28
Figure 2. 4 : les façades vitrées.	29

Chapitre 3

Figure 3. 1 : Directions de calcul au vent.....	34
Figure 3. 2 : Hauteur de référence z_e et profile correspondant de la pression dynamique	34
Figure 3. 3 : hauteur de référence z_e et profile correspondant de la pression dynamique.	36

Chapitre 4

Figure 4. 1 : Modèle d'escalier balancé	44
Figure 4. 2 : Modèle numérique d'escalier.	45
Figure 4. 3 : diagrammes de moment fléchissent effort normal et effort tranchant.	46

Chapitre 5

Figure 5. 1 : vus en plan de solive.....	49
Figure 5. 2 : diagramme des efforts tranchant et des moments fléchissant à ELU.	50
Figure 5. 3 : largeur effective de la zone comprimée.....	52
Figure 5. 4 : diagramme des efforts tranchant et des moments fléchissant à ELU.	55
Figure 5. 5 : largeur effective de la zone comprimée.....	57
Figure 5. 6 : vus en plan de poutre.	60
Figure 5. 7 : diagramme des efforts tranchant et des moments fléchissant à ELU.	62
Figure 5. 8 : largeur effective de la zone comprimée.....	64
Figure 5. 9 : diagramme des efforts tranchant et des moments fléchissant à ELU.	69
Figure 5. 10 : La flèche maximum à ELS.	70
Figure 5. 11 : Surface reçoit par le poteau central 1.....	72
Figure 5. 12 : Surface reçoit par le poteau central 2.....	74
Figure 5. 13 : Surface reçoit par le poteau central rive.	77

Chapitre 6

Figure 6. 1 : Structure auto-stable.	81
Figure 6. 2 : représentation de graphe pour un spectre de réponse du 1 ^{er} model.	82
Figure 6. 3 : Structure avec palées triangulées en X.	88
Figure 6. 4 : Disposition de contreventement dans la structure.	88
Figure 6. 5 : représentation de graphe pour un spectre de réponse du modèle finale.	89

Chapitre 7

Figure 7. 1 : Organigramme de vérification des éléments de CV.	99
Figure 7. 2 : Les longueurs de flambement selon le type de barre.....	100
Figure 7. 3 : file de CV x-1.	101
Figure 7. 4 : fil de CV x-2.	101
Figure 7. 5 : fil de CV y-1.	102
Figure 7. 6 : fil de CV y-2.	103

Figure 7. 7 : fil de CV y-3.	104
Figure 7. 8 : fil de CV y-4.	105

Chapitre 8

Figure 8. 1 : modèle d'assemblage	108
Figure 8. 2 : Contrainte équivalente, LE2	110
Figure 8. 3 : Modèle d'assemblage.	119
Figure 8. 4 : Contrainte équivalente, LE1	121
Figure 8. 5 : modèle d'assemblage.....	128
Figure 8. 6 : Contrainte équivalente, LE1.	129
Figure 8. 7 : modèle d'assemblage.....	134
Figure 8. 8 : Contrainte équivalente, LE1	136
Figure 8. 9 : Zone effective.	142

Chapitre 9

Figure 9. 1 : Schéma statique du bâtiment	149
Figure 9. 2 : ferrailage de poutre libage.	154

Liste des notations

A : Section brute d'une pièce.
 A_{net} : Section nette d'une pièce.
 $A_{réf}$: Surface élémentaire.
 A_w : Section de l'âme.
 A_v : Aire de cisaillement.
 b_f : La largeur de la solive.
 b_e : La largeur associée aux solives.
 C_f : Coefficient de force.
 C_t : Coefficient de topographie.
 C_r : Coefficient de rugosité.
 $C_{p,net}$: Coefficient de pression nette.
 C_e : Coefficient d'exposition.
 C_d : Coefficient dynamique.
E : Module d'élasticité longitudinale de l'acier.
G : Charge permanente.
I : Moment d'inertie.
 $I_v(z)$: Intensité de la turbulence.
K : Coefficient d'encastrement ou de rigidité Poutre – Poteau.
 K_0 : Coefficient de flambement.
 K_t : Facteur de terrain.
 M_{sd} : Moment sollicitant en générale.
M : Moment fléchissant.
 M_{Rd} : Moment résistant.
 M_{Pl} : Moment plastique.
 $M_{b,Rd}$: Valeur de calcul de la résistance au déversement.
 $N_{Pl,Rd}$: Valeur de calcul de la résistance plastique de la section transversale brute.
 $N_{b,Rd}$: Valeur de calcul d'un élément comprimé au flambement.
 N_{sd} : Effort normal sollicitant.
 $N_{t,Sd}$: Effort normal de traction.
 N_{pl} : Effort normal plastique.
 $N_{c,Rd}$: La résistance de calcul à la compression de la section transversale.
n : le coefficient d'équivalence acier/ béton.
PK : Poids total de la structure.
Q : Charge d'exploitation.
 $q_p(z_e)$: Pression dynamique de pointe.
R : Coefficient de comportement de la structure
S : Charge de la neige.
 S_k : Charge de la neige sur le sol.
 V_{sd} : Valeur de calcul de l'effort tranchant sollicitant.
 $V_{pl,Rd}$: Valeur de calcul de la résistance plastique au cisaillement.
 $V_{réf}$: Vitesse de référence du vent.
W : Pression aérodynamique.
 $W_{(z_j)}$: Pression dynamique.
 W_e : Pression extérieure exercée sur la surface élémentaire de de la hauteur z_e .
 W_i : Pression intérieure exercée sur la surface élémentaire de de la hauteur z_e .
 W_{pl} : Module de résistance plastique.
 W_{el} : Module de résistance élastique.
d : Diamètre d'une section circulaire.

f : Flèche.
 f_y : Limite d'élasticité.
 f_u : Résistance à la traction.
 f_{cj} : Résistance à la compression à "j" jours.
 f_{bu} : Contrainte admissible de compression a l'état limite ultime.
 H : Hauteur d'une pièce.
 L : Longueur d'une pièce.
 L_f : Longueur de flambement.
 r : Rayon d'une section circulaire.
 t : Épaisseur d'une pièce.
 t_f : Épaisseur de la semelle (poutre, solive, poteau).
 t_w : Épaisseur de l'âme (poutre, solive, poteau).
 Z : Hauteur au-dessus du sol.
 Z_0 : Paramètre de rugosité.
 Z_{eq} : Hauteur équivalente.
 Z_{min} : Hauteur minimale.
 α : Coefficient du système statique et de la travée étudiée.
 χ : Coefficient de réduction pour le mode de flambement ou déversement approprié.
 β_w : Facteur de corrélation.
 β_M : Facteur de moment uniforme équivalent.
 γ_M : Coefficient partiel de sécurité.
 γ_{M0} : Coefficient partiel de sécurité pour les sections de classe (1, 2,3).
 γ_{M2} : Coefficient partiel de sécurité pour les sections nettes au droit des trous.
 γ_b : Coefficient de sécurité.
 λ : Élançement.
 λ_t : Élançement de déversement.
 ε : Coefficient de réduction élastique de l'acier.
 σ_a : Contrainte de l'acier.
 σ_b : Contrainte du béton.
 $\overline{\sigma}_{bc}$: Contrainte de compression a l'état limite de service.
 σ_{st} : La contrainte admissible de l'acier à l'ELU.
 $\bar{\tau}$: Contrainte limite de cisaillement.
 ξ : Pourcentage d'amortissement critique.
 η : Facteur de correction d'amortissement.
 δ_{ek} : Déplacement du aux forces sismique F_i .
 Δ_k : Déplacement relatif du niveau « K » par rapport au niveau « K-1 ».
 μ : Coefficient de forme de la charge de neige.

Introduction Général

La réalisation d'un ouvrage passe par plusieurs étapes afin d'avoir un projet réussi, parmi ces étapes l'étude génie civil, cette phase est indispensable pour assurer que notre ouvrage est stable, résiste aux conditions climatique et exploitable.

Pour assurer tous ces conditions un système structural est choisit par un ingénieur et aussi suivent les besoins de maître d'ouvrage.

La charpente métallique (l'acier) présente une ductilité et légèreté qui permettent de réaliser des grands bâtiments dans un intervalle de temps court par rapport aux autres systèmes constrictifs, et d'autre part la légèreté relative le rend faible devant la force de vent, donc il faut considérer et prendre au sérieux cette force et la calculer selon les règlements.

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

Le travail consiste à l'analyse et le dimensionnement d'un bâtiment en (R+9) avec un sous-sol à usage d'administratifs.

Le premier chapitre donne les données géométrique de projet, les caractéristiques des matériaux utilisés ainsi que les données de site.

Nous avons consacré le deuxième chapitre à la conception de projet.

Dans le troisième chapitre nous nous intéressons à l'évaluation des charges permanentes et des charges d'exploitation et de la charge climatique.

Le 4^{ème} chapitre consiste à dimensionner les éléments secondaires afin d'assurer leur utilité.

Avant d'entamer l'étude dynamique on doit déterminer des sections préliminaires (poteau et poutres) dans le 5^{ème} chapitre suivent le.

Puis on enchaîne avec le chapitre d'étude sismique et l'analyse dynamique qui sera réalisée par un logiciel de calcul.

Par la suite et dans le 7^{ème} chapitre, on va vérifier les sections obtenues par l'étude sismique aux combinaisons données par le règlement.

Ensuite pour assurer la liaison entre les éléments de la structure on fera une étude des assemblages dans le 8^{ème} chapitre.

Le 9^{ème} chapitre est dédié au calcul d'infrastructure.

Enfin on termine par une conclusion qui résume l'essentiel du travail réalisé.

Chapitre 1 Présentation de projet.

1.1 Présentation

Il s'agit d'un bâtiment (*RDC+9+ISS*) en charpente métallique à usage bureaux.

1.2 Données géométriques du projet

▪ Dimensions en élévation

- Hauteur totale du bâtiment.....41,14 m
- Hauteur de sous-sol3,4 m
- Hauteur du rez-de-chaussée,4,42 m
- Hauteur de 1er, jus 'qua 9eme,4,08 m

▪ Dimensions en plan

- Longueur totale.....60 m
- Largeur totale26 m

1.3 Localisation et données concernant le site

Le bâtiment est implanté au niveau de la willaya d'Alger ville de Bab ezzouar

- La contrainte admissible du sol est de 3 bars.
- Le site est de catégo2 [2].
- La zone sismicités III.

1.4 Logiciel utilisé

- Robot Structural analyses.
- Idea Statica.

1.5 Propriété des matériaux utilisés

1.5.1 Acier

Les caractéristiques mécaniques des différentes nuances d'acier sont les suivantes :

- Module d'élasticité longitudinale : $E = 210\,000$ MPa.
- Module de cisaillement : $G = E / [2(1+\nu)]$
- Le coefficient de poisson : $\nu = 0,3$
- Coefficient de dilatation : $\alpha = 12 \times 10^{-6}$ par °c
- Masse volumique $\rho = 7850$ kg/m³

Nuance d'acier (EN10025)	Epaisseur t en mm			
	t ≤ 40 mm		40 < t ≤ 100	
	f _y MPa	f _u MPa	f _y MPa	f _u MPa
S 235	235	360	215	340
S 275	275	430	255	410
S 355	355	510	355	490

Tableau 1. 1 : valeurs nominales de f_y et f_u pour les profilés

	Nuances	F _y (MPa)
Ronds lisses	Fe 220	215
	Fe 240	235
Barres HA	Fe 400	400
	Fe 500	500

Tableau 1. 2 : valeurs nominales de f_y pour le ferrailage

1.5.2 Béton

1.5.2.1 Résistance à la compression

La résistance à la compression est obtenue par écrasement en compression axiale d'éprouvettes normalisés (16×32) cm² ; pour les ouvrages courants, on admet une résistance caractéristique à la compression à 28 j de 25 MPa → $f_{c28}=25$ MPa.

1.5.2.2 Résistance à la traction :

La résistance à la traction, notée par f_{ij} , est déterminée par plusieurs essais ; parmi ces essais on peut citer :

- Essai par traction directe
- Essai par fendage
- Essai par flexion

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

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

pour $f_{c28} = 25$ MPa; on trouve $f_{t28} = 2.1$ MPa.

1.5.2.3 Coefficient de Poisson:

Il représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale.

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

- $\nu = 0$Béton fissuré à l'ELU.
- $\nu = 0.2$Béton non fissuré à l'ELS.

1.5.2.4 Déformations longitudinale du béton:

Ce module, connue sous le nom de module d'Young, est défini sous l'action des contraintes normales à courte et à longue durée.

1.5.2.5 Module d'élasticité instantanée :

Il est réservé spécialement pour les charges de durée d'application inférieure à 24 heures ; ce module est défini par :

$$E_{iv} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

Pour un $f_{c28} = 25$ MPa → $E_{i28} = 32164.19$ MPa

1.5.2.6 Module d'élasticité différée :

Il est réservé pour les charges à application de longue durée (supérieur à 24h) ; ce module est défini par :

$$E_{iv} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

Pour un $f_{c28} = 25$ MPa → $E_{v28} = 10818.86$ MPa

1.5.2.7 Moyen d'assemblage :

Chapitre 1 : Présentation de projet.

Les principaux moyens d'assemblages des systèmes structuraux, qui assurant la stabilité sont :

- Boulons à haute résistance (HR).
- Boulons ordinaire.
- Soudage dont la caractéristique mécanique est au moins équivalente à celles des nuances d'acier utilisé.

Chapitre 2 Conception du projet.

2.1 Introduction :

L'une de phase la plus importante dans un projet de construction est la phase de conception et de modélisation d'une structure, celle-ci doit être traitée dans les premières lignes d'étude du projet.

2.2 Conception architectural :

Notre bâtiment est de forme rectangulaire avec un décrochement en élévation au niveau du 1eme étage et deux terrasses accessibles dans chaque étage et une inaccessible en toiture.

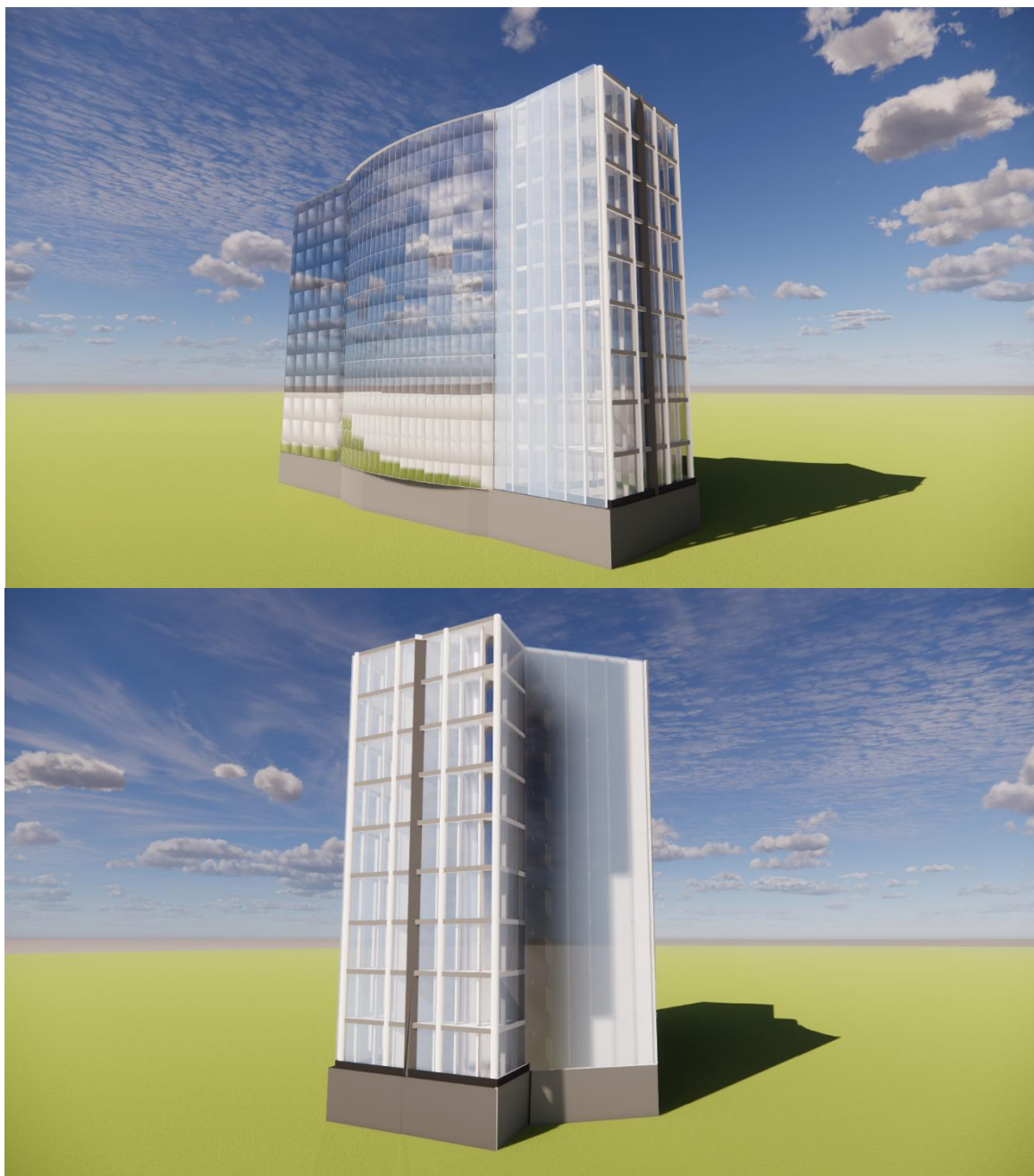


Figure 2. 1 : image représentatif du bâtiment

2.3 Conception structural :

2.3.1 Structure horizontale :

Elle désigne le plancher, qui constitue la poutraison et la dalle ainsi que des revêtements inférieur (faux-plafond) et supérieur (isolation, chape, sol), a pour fonction porteuse principale de supporter les charges verticales qui lui sont appliquées et de les transmettre aux appuis (les poteaux).

Leur fonction protectrice concerne les protections comme le bruit (isolation phonique), le feu (fonction coupe-feu), la chaleur (isolation thermique) et humidité (étanchéité, par-vapeur).

C'est aussi dans la hauteur du plancher que les conduits horizontaux destinées à alimenter le bâtiment et l'étage concerné en fluide et énergie pour les besoins du chauffage, de la ventilation, du sanitaire, de l'électricité.

En fin, c'est le plancher qui délimite optiquement et matériellement les faces horizontales supérieures et inférieures des locaux.

De point de vue de sa construction, un plancher est composé de trois parties :

- Le système porteur, comprenant la poutraison et la dalle.
- La partie supérieure, comprenant isolation, étanchéité, chape et revêtement de sol.
- La partie inférieure, comprenant le plafond (faux-plafond ou revêtement de la surface des poutres et de la dalle) et l'espace vide éventuel entre le faux plafond et la poutre.

Les plancher sont des éléments répétitifs dans la structure d'un bâtiment élevé ; il est donc avantageux de prévoir des planchers de faible hauteur, de faible poids et de montage rapide.

Le bâtiment contient trois sorte de planchers un plancher courant, un plancher terrasse accessibles et inaccessibles.

Pour notre cas on va utiliser un plancher mixte.

2.3.1.1 Plancher mixte :

- **Introduction :**

On appelle un plancher mixte ou un plancher collaborant une dalle en béton sur des poutres en acier dont elle est solidaire. Le but de cette idée est de faire une collaboration entre de matériaux qui ont des caractéristiques défiantes pour avoir un comportement défiant d'utilisation de chaque matériau seule :

- Le béton qui résiste bien à la compression et mal à la traction
- L'acier qui résiste à la traction et mal à la compression due aux phénomènes d'instabilité (flambement, déversement et voilement).

Ces planchers associent une dalle de compression en béton armé à des bacs nervurés en acier galvanisé travaillant en traction comme une armature de béton armé.

En outre, l'ensemble est facile à poser, surtout lorsque la poutre peut supporter seule le poids propre de la dalle sans étaie et que l'on peut coffrer la dalle sur des prédalles ou des bacs nervurés en acier, donc sans coffrage à réaliser sur place.

Pour que l'ensemble travaille de façon monolithique, il faut s'assurer que les efforts sont bien transmis entre la poutre et le béton de la dalle. C'est le rôle des connecteurs.

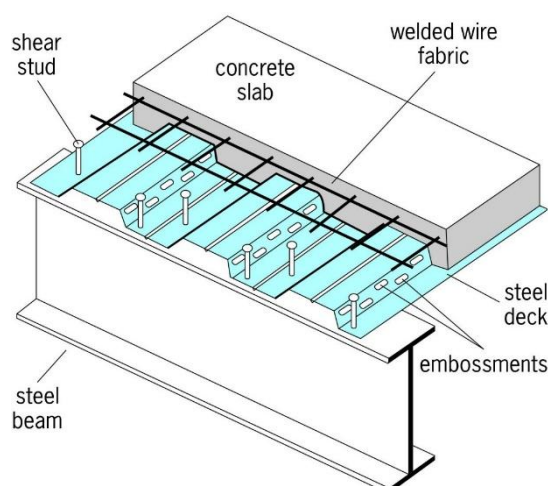


Figure 2. 2 : Représentatif du plancher collaborant

Les conditions à vérifier sont :

- **En phase de construction :**

- La résistance en ELU sous poids propre de la poutre, poids propre de la dalle, poids du bac d'acier et de la charge de chantier, en général sans étaie.
- La flèche ELS sous charge permanente, qui représentera la flèche initiale.

- **En phase d'exploitation :**

- La résistance de flexion en ELU sous les charges permanentes et d'exploitation.
- La résistance en ELU à l'effort tranchant.
- La résistance en ELU de la liaison acier-béton.
- Les effets du retrait en ELS.
- La déformation en ELS sous charge permanentes et d'exploitation, et retrait dans certains cas.

- **Dalle de béton : [5]**

Epaisseur minimum de la dalle est imposée pas les conditions au feu. Elle est généralement comprise entre 100mm et 200mm.

Le rapport de la portée de la dalle et sa hauteur (L/hd) n'est pas restrictive néanmoins. Les rapports suivant sont les plus utilisées afin de délimité les flèches

- $L/hd \leq 35$ pour béton normal.
- $L/hd < 30$ pour béton léger.

- **Bac d'acier :**

Les bacs collaborant sont généralement utilisés pour des portées entre solives variant de 2 m à 7 m avec une épaisseur de dalle variante dans un bâtiment courant de 8 à 30 cm. La largeur maximale des bacs est de 1 m. les épaisseurs de tôle varient de 0.75 mm à 1.2 mm. Les portées de plancher lui-même peuvent atteindre 18 m, avec épaisseur de plancher de seulement 95 cm, faux plafond.

Pour notre cas on a opté pour le Hi-Bond 55 il permet :

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

- **Connexion poutre-dalle :**

La collaboration Acier-Béton de plancher mixte est assuré si la connexion entre la poutre métallique et le béton se fait sans glissement. C'est pour cela, on est obligé de disposer des éléments de connexion appelés connecteurs, du type goujons Nelson, connecteurs robinson, équerres, plats, crochets, etc.

Ces connecteurs ont pour rôles :

- De recevoir de la part de la poutre métallique un effort de cisaillement qu'il transmet au béton pas butée ; cet effort correspond à l'effort de glissement, c'est-à-dire à la variation de compression du béton due à la flexion.

- D'empêcher un soulèvement du béton, cet effort de soulèvement est donner par L'EC4 comme n'étant pas inférieure à 10% de sa résistance ultime au glissement

Pour notre cas on a opté pour des goujons Nelson (Goujon d'ancrage/connecteur).

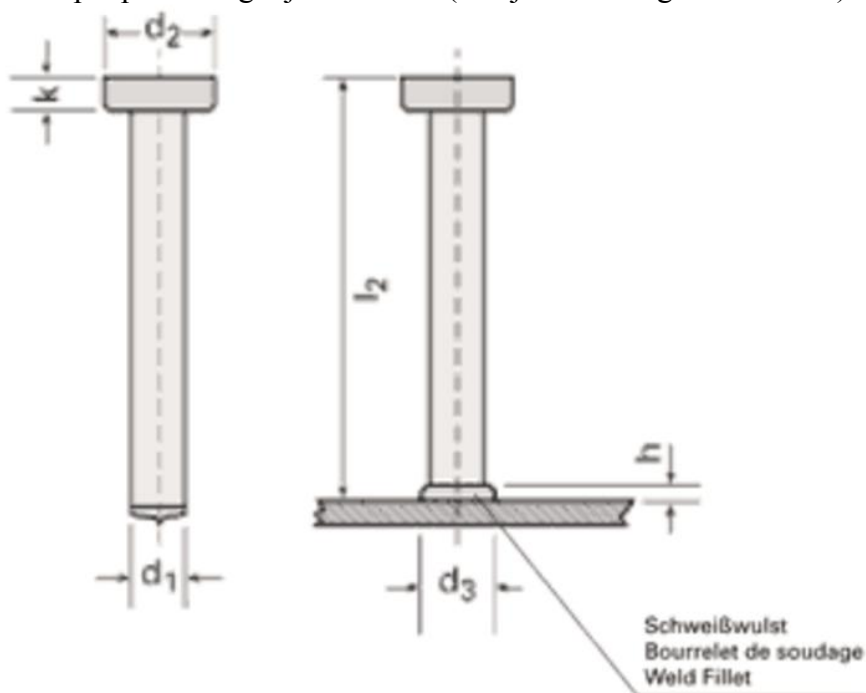


Figure 2. 3 : figure représentatif pour les goujons

2.3.2 Structure verticale :

2.3.2.1 Système de stabilités :

La structure est une ossature contreventée par palées triangulées en X.

2.3.2.2 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.

2.3.2.3 Les façades :

La façade est une ossature secondaire d'éléments vitrés ou opaques, la grande variété des produits d'habillage ou de vêtiture disponibles pour les façades a permis le développement d'enveloppes métalliques dans les programmes les plus divers : bâtiment industriels, immeubles de bureaux, équipements publics, immeubles de logements, cette variété tient à la diversité des formes aspects et dimensions liées aux mondes de fabrication mais aussi à la gamme des finitions possible.



Figure 2. 4 : les façades vitrées.

- $V_{m(z)} = C_{r(z)} \times C_{t(z)} \times V_{ref}$ (ANNEXE 2.[1])

$$V_m(z_{eq}) = C_r(z_{eq}) \times C_t(z_{eq}) \times V_{ref}$$

$$c_r(z_{eq}) = k_t \times \ln\left(\frac{z_{eq}}{z_0}\right) \quad \text{Pour } Z_{min} < Z < 200 \text{ m}$$

$$C_t=1$$

$$C_r= 0.87$$

$$V_{ref}= 25 \text{ m/s} \quad (\text{ANNEXE 2. [1]})$$

$$V_{m(z_{eq})} = 0.87 \times 1 \times 25 = 21.74 \text{ m/s}$$

- **Calcul de la fréquence propre du mode fondamentale dans la direction V1 :**

$$n_{1x} = \frac{0,5}{\sqrt{f}} \quad [\text{Hz}] \quad (\S 3.3.4.[1])$$

$$\Rightarrow n_{1x} = 0.91$$

$$\Rightarrow N_x = 3.09$$

$$\Rightarrow R_n = 0.06$$

2- R_h et R_b : Fonctions d'admittance aérodynamique :

$$R_h = \left(\frac{1}{\eta_h}\right) - \frac{1}{2 \times \eta_h^2} \times (1 - e^{-2 \times \eta_h}) \text{ pour } \eta_h > 0$$

$$R_b = \left(\frac{1}{\eta_b}\right) - \left(\frac{1}{2 \times \eta_b^2}\right) \times (1 - e^{-2 \times \eta_b}) \text{ pour } \eta_b > 0$$

$$N_h = 7.918$$

$$N_b = 2.511$$

$$R_h = 0.1183$$

$$R_b = 0.3168$$

$$\Rightarrow R^2 = 0.2219$$

- **Calcul de facteur de pointe « g » :**

$$\sqrt{2 \times \ln(600 \times v)} + \frac{0,6}{\sqrt{2 \times \ln(600 \times v)}} \geq 3$$

$$\Rightarrow g = 3.5622 > 3$$

- **Calcul de la fréquence moyenne :**

$$v = n_{1,x} \times \sqrt{\frac{R^2}{Q^2 + R^2}} \geq 0,08 \text{ [Hz]}$$

$$\Rightarrow V = 0.5128 > 0.08$$

$$C_d = 0.9068$$

3.5.7.1.2 Direction V2

Les résultats pour la deuxième direction du vent sont regroupés dans le tableau suivant :

Paramètre	Résultat
L_i	73.85
Q^2	0.0728
n_{1X} (Hz)	0.8082
δ	0.05
V_m (z_{eq})	21.74
N_x	2.7454
R_n	0.07
n_h	7.0353
n_b	4.4462
R_h	0.1320
R_b	0.1996
R^2	0.1820
v	0.6831 > 0.08
g	3.6416 > 3
IV (z_{eq})	0.2377
C_d	0.7034

Tableau 3. 17 : Récup calcul de C_d pour la direction V2.

(m)	Direction du vent	Le coefficient dynamique C_d
$h=41.14$ $b=60$	V1	0.9068
$h=41.14$ $b=26$	V2	0.7034

Tableau 3. 18 : coefficient dynamique C_d pour les deux directions.

3.5.7.2 Calcule de coefficient de forme :

3.5.7.2.1 Direction V1 :

- $C_f = C_{f,0} \times \psi_\lambda$ (§4.1.[1])

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

- $C_{f,0} = 2,2$ (Figure 4.4 §4.2.[1])
- $\lambda_e = \max(0.7 \times 1/b ; 70)$ (Tableau 4.1 §4.1.2 [1])
 $= \max(0,7 * 26/60; 70)$ = 70

Chapitre 2 : Conception de projet.

- Pour $\varphi = 1$ et $\psi\lambda = 0,92$ (§4.1.1 [1])

$$C_f = 2.2 \times 0.92$$

$$= 2.024$$

3.5.7.2.2 Direction V2 :

- $C_{f,0} = 1.7$ (Figure 4.4 §4.2.[1])
- $\lambda_e = \max(0.7 \times l/b ; 70)$ (Tableau 4.1 §4.1.2 [1])

$$= \max(0.7 \times 60/26; 70)$$

$$= 70$$

- Pour $\varphi = 1$ et $\psi\lambda = 0,92$ (§4.1.1 [1])

$$C_f = 1.7 \times 0.92$$

$$= 1.564$$

tronçon	H (m)	L (m)	C _d	C _f	q _p (N/m ²)	A _{ref} (m ²)	F _w (kN)	F _w cumulé(kN)
0 → 26	26	60	0.9068	2.024	685.58	1560	1962.93	1962.93
26 → 41.14	41.14	60	0.9068	2.024	817.24	908.4	1362.54	3325.47

Tableau 3. 19 : Force d'application d'ensemble direction V1.

tronçon	H (m)	L (m)	C _d	C _f	q _p (N/m ²)	A _{ref} (m ²)	F _w (kN)
0 → 41.14	41.14	26	0,7034	1.564	817.24	1069.64	961.67

Tableau 3. 20 : Force d'application d'ensemble direction V2.

3.6 Conclusion

- Ces résultats vont être comparés avec la résultante des forces sismiques, pour prendre le cas le plus défavorable en vue de l'étude sismique.

Chapitre 3 Evaluation des charges et étude climatique.

3.1 Introduction

La structure est sollicitée par différents type de charge (permanent, d'exploitation) et compris les charges climatiques .Dans ce chapitre on va définir les valeurs de chaque type de charge l'aide des documents techniques [1] et [4].

3.2 Charges permanentes

C'est le poids propre de tous les éléments permanents constituant l'ouvrage.

3.2.1 Plancher courant

L'épaisseur de la dalle pour le plancher courant est de 15 cm.

Type	ρ (kN/m ³)	ép (m)	G (kN/m ²)
Cloison	/	0,1	1
Mortier de pose	20	0,02	0,4
Revêtement de sol	/	0,02	0,405
Faux plafond	/	/	0,3
Dalle BA	25	0,15	3,75
Bac d'acier	/	/	0,12
Climatisation	/	/	0,4
			$\Sigma G = 6,41$

Tableau 3. 1 : Charge permanente de plancher courant

3.2.2 Plancher terrasse inaccessible

Type	ρ (kN/m ³)	ép (m)	G (kN/m ²)
Etanchéité multi couche	/	0,02	0,12
Faux plafond	/	/	0,3
Dalle BA	25	0,15	3,75
Bac d'acier	/	/	0,12
Climatisation	/	/	0,4
Isolation thermique	4	0,04	0,16
Gravions de protection	/	0,04	0,8
Béton en forme de pente 1%	/	/	2,2
			$\Sigma G = 7,85$

Tableau 3. 2 : Charge permanente de la terrasse inaccessible.

3.2.3 Plancher terrasse accessibles

Type	ρ (kN/m ³)	ép (m)	G (kN/m ²)
Etanchéité multi couche	/	0,02	0,12
Mortier de pose	20	0,02	0,4
Revêtement en carrelage	/	0,02	0,405
Faux plafond	/	/	0,3
Dalle BA	25	0,15	3,75
Bac d'acier	/	/	0,12
Climatisation	/	/	0,4
Isolation thermique	4	0,04	0,16
Gravions de protection	/	0,04	0,8
Béton en forme de pente 1%	/	/	2,2
			$\Sigma G = 7,89$

Tableau 3. 3 : Charge permanente de la terrasse inaccessible.

3.3 Surcharge d'exploitation

Elles Correspondent aux mobiliers et aux personnes qui habitent ou fréquentent l'immeuble.

Pour cela il y a des normes qui fixent les valeurs des charges en fonction de la destination de l'ouvrage et qui sont inscrits dans le règlement technique [4].

- Plancher terrasse inaccessible1 kN/m².
 - Plancher courant (usage bureau).....2,5** kN/m².
 - Escalier2.5kN/m².
- [**] Réduction selon le DTR Charges et surcharges.

3.4 L'effet de la neige

3.4.1 Introduction

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

Pour cela on a le règlement [1] 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 150 m.

3.4.2 Calcul des charges de la neige :

$$S = \mu \cdot S_k \quad [\text{kN/m}^2] \quad (\S 3.1.1.[1])$$

- S_k (en kN/m²) est la charge de neige sur le sol, en fonction de l'altitude et de la zone de neige.
- μ est un coefficient d'ajustement des charges, fonction de la forme de la toiture, appelé coefficient de forme.

Le bâtiment étudié est située à Alger, qui correspond à la zone B Selon la classification de [1].

La valeur de S_k en kN/m² est déterminée par la loi de variation suivante en fonction de l'altitude H en m du site considéré :

$$S_k = \frac{0.04 \cdot H + 15}{100} \quad (\S 4.2.[1])$$

Application: $S_k = 0,156 \text{ kN/m}^2$

$$\mu = 0,8$$

$$S = 0,125 \text{ kN/m}^2$$

3.5 L'effet du vent

3.5.1 Introduction

L'effet du vent sur une construction 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 [1]. Ce document Technique réglementaire (**DTR**) fournit les procédures et principes généraux pour la

Détermination des actions du vent sur l'ensemble des constructions et des bâtiments y compris Leur composants et élément de façade. Il s'applique aux constructions dont la hauteur est Inférieure à **200 m**.

Les actions du vent appliquées aux parois dépendent de :

- La direction.
- L'intensité.
- La région.
- Site d'implantation de la structure et de son environnement.
- La forme géométrique et des ouvertures de la structure.

3.5.2 Données relatives au site :

Catégorie du terrain IV	(Tableau 2.4.[1])
Site plat : $C_T=1$	(Tableau 2.5.[1])
Zone du vent I	(ANNEXE.1.[1])
$q_{réf}= 0,375 \text{ kN/m}^2$	(Tableau 2.2.[1])

3.5.3 Calcul de coefficient d'exposition :

Selon le règlement RNV 2013, le calcul doit être effectué séparément pour chaque directions Du vent, et perpendiculaires aux différentes parois de l'ouvrage, si $C_T = 1$ le coefficient d'exposition « C_e » est donné par le (Tableau 2.3.[1]).

On va procéder le calcul dans deux direction V1et V2

3.5.4 Pression dynamique de pointe :

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

$$q_p(z_e) = q_{réf} \times C_e(z_e) \text{ [N/m}^2\text{]}$$

- $q_{réf} = 375 \text{ N/m}^2$
- C_e : coefficient d'exposition au vent.

3.5.4.1 Détermination du coefficient d'exposition $C_e(z_e)$:

Dans le cas où le $C_T = 1$ le coefficient d'exposition est donné par le tableau 2.3 [1]

Par interpolation :

Tronçon	z_e (m)	C_t	C_e	$q_{réf}$	q_p (N/m ²)
0→26	26	1	1.8282	375	685.58
26→41.14	41.13		2.1793	375	817.24
0→41.14	41.13		2.1793	375	817.24

Tableau 3. 4 : Valeurs des pressions dynamiques

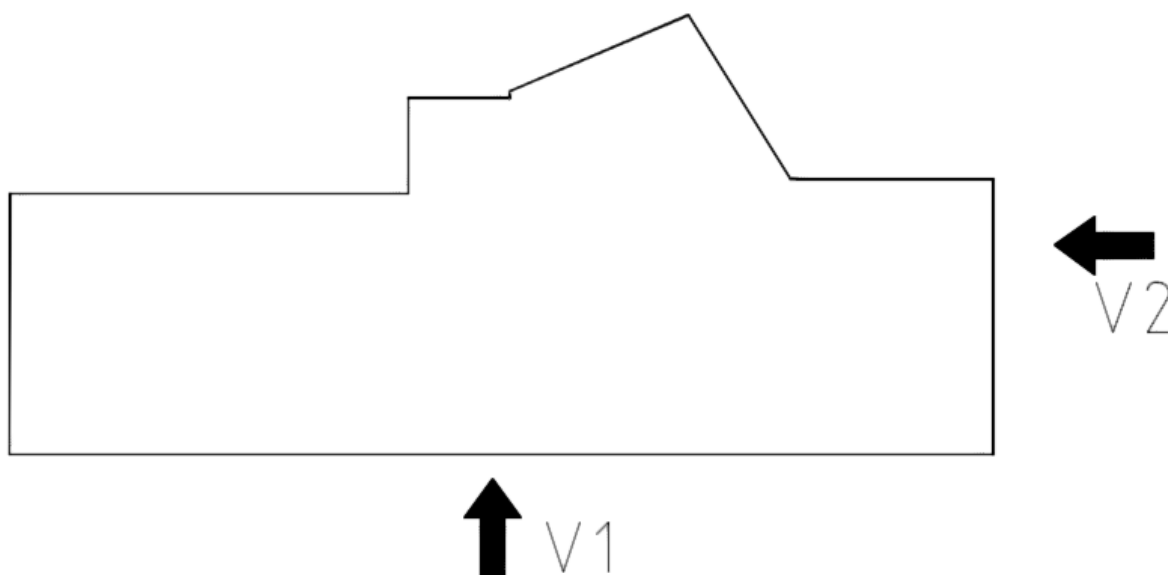


Figure 3. 1 : Directions de calcul au vent.

3.5.5 Direction de vent V1

3.5.5.1 Calcul de la pression due au vent :

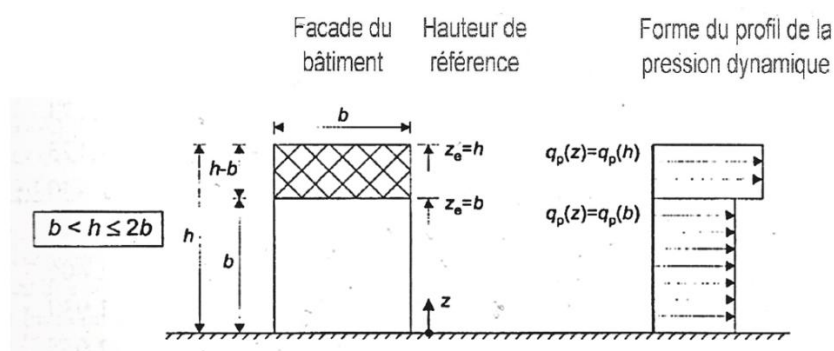


Figure 3. 2 : Hauteur de référence z_e et profile correspondant de la pression dynamique

3.5.5.1.1 Détermination de la pression aérodynamique :

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

$$W(Z_j) = q_p(Z_e) \times [C_{pe} - C_{pi}] \text{ [N/m}^2\text{]} \quad (§2.5.2. [1])$$

3.5.5.2 Détermination de coefficient de pression :

3.5.5.2.1 Calcul des coefficients de pressions extérieures C_{pe} :

On détermine le coefficient à partir des conditions suivantes :

$$\left. \begin{aligned} C_{pe} &= C_{pe,1} \text{ si } S \leq 1 \text{ m}^2 \\ C_{pe} &= C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) \times \log_{10}(S) \text{ si } 1 \text{ m}^2 < S < 10 \text{ m}^2 \\ C_{pe} &= C_{pe,10} \text{ si } S \geq 10 \text{ m}^2 \end{aligned} \right\} (§5.1.[1])$$

Dans notre cas : $S > 10 \text{ m}^2$

3.5.5.2.1.1 Paroi verticale :

b : La dimension perpendiculaire à la direction du vent V1 ; $b = 60 \text{ m}$.

Chapitre 3 : Evaluation des charges et étude climatique.

d : La dimension parallèle à la direction du vent V1 ; d=26 m.

e = min [b ; 2h] = min [60 ; 82.28] e = 60m

d < e La paroi est divisée en 4 zones de pression A', B', D et E qui sont illustrées sur la

Figure suivante :

A'=493.68 m²

B'=575.96 m²

A'	B'	D	E
Cpe10	Cpe10	Cpe10	Cpe10
-1	-0,8	0,8	-0,3

Tableau 3. 5 : Cpe pour les parois verticales d'un bâtiment à base rectangulaire

3.5.5.2.1.2 Terrasse :

Les toitures plates sont celles dont la pente est inférieure ou égale à 5°.

Toitures plates a rives arrondies telle que r/h=0.05.

Selon (§1.1.5 chap5.[1]) les différentes zones de pression F, G, H et I sont

Représentées sur la figure ci-dessous.

e = Min [b ; 2h] = 60 m

Selon le tableau (5.2.[1]) on a:

r/h = 0,05

e/4 = 15 m

e/10 = 6 m

e/2= 30 m

Surface (m ²)			
F	G	H	I
90	180	1362	0

Tableau 3. 6 : surface des zones en m²

F	G	H	I
Cpe10	Cpe10	Cpe10	Cpe10
-1	-1,2	-0,4	/

Tableau 3. 7 : valeur de Cpe pour la terrasse 41.14m

3.5.5.3 Calcul de coefficient de pression intérieure Cpi

D'après le paragraphe (§2.2.2 chap5.[1]) on doit utiliser les deux valeurs du Cpi :

Cpi = 0,35

car Up= 0.08.

3.5.5.4 Calcul des pressions sur la paroi (ZONE D)

Tronçons	Z(m)	qp (N/m ²)	Aire Aref (m ²)	Cpe	Cpi	W (N/m ²)
0→26	26	685.58	1560	0,8	0,35	308.51
26→41.14	41.14	817.24	908.4	0,8	0,35	367.76

Tableau 3. 8 : Valeurs des pressions W sur la zone D

3.5.5.5 Pression sur les parois (ZONE A' ;B' et E)

Paroi	Z(m)	qp (N/m ²)	Aire Aref (m ²)	Cpe	Cpi	W (N/m ²)
A'	41.14	817.24	493.68	-1	0,35	-1103.28
B'	41.14	817.24	575.96	-0.8	0,35	-939.83
E	41.14	817.24	2468.4	-0.3	0,35	-531.21

Tableau 3. 9 : Valeurs des pressions W sur la zone A', B' et E.

3.5.5.6 Pression sur terrasse

Paroi	Z(m)	qp (N/m ²)	Aire Aref (m ²)	Cpe	Cpi	W (N/m ²)
F	41.14	817.24	90	-1	0,35	-1103.28
G	41.14	817.24	180	-1.2	0,35	-1266.72
H	41.14	817.24	1362	-0.4	0,35	-612.93

Tableau 3. 10 : Valeurs des pressions W sur la zone F, G et H.

3.5.6 Direction de vent V2

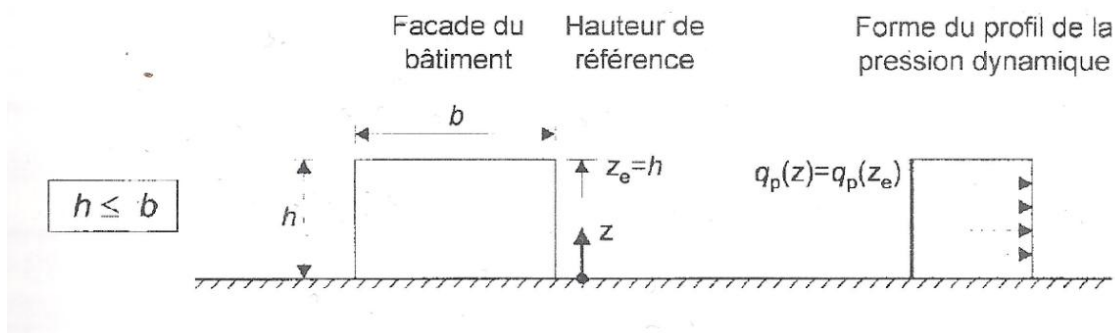


Figure 3. 3 : hauteur de référence ze et profil correspondant de la pression dynamique.

3.5.6.1.1 Détermination de la pression aérodynamique :

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

$$W(Z_j) = q_p(Z_e) \times [C_{pe} - C_{pi}] \text{ [N/m}^2\text{]} \quad (§2.5.2. [1])$$

3.5.6.2 Détermination de coefficient de pression :

3.5.6.2.1 Calcul des coefficients de pressions extérieures Cpe :

On détermine le coefficient à partir des conditions suivantes :

$$\left. \begin{aligned} C_{pe} &= C_{pe,1} \text{ si } S \leq 1 \text{ m}^2 \\ C_{pe} &= C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) \times \log_{10}(S) \text{ si } 1 \text{ m}^2 < S < 10 \text{ m}^2 \\ C_{pe} &= C_{pe,10} \text{ si } S \geq 10 \text{ m}^2 \end{aligned} \right\} (\$5.1.[1])$$

Dans notre cas : $S > 10 \text{ m}^2$

3.5.6.2.1.1 Paroi verticale :

b : La dimension perpendiculaire à la direction du vent V2 ; b = 26 m.

d : La dimension parallèle à la direction du vent V2 ; d=60 m.

e = min [b ; 2h] = min [26 ; 82.28] e = 26m

d > e La paroi est divisée en 5 zones de pression A, B, C, D et E qui sont illustrées sur la

Figure suivante :

A=213.93 m²

B=855.71 m²

C=1398.76 m²

A	B	C	D	E
Cpe10	Cpe10	Cpe10	Cpe10	Cpe10
-1	-0.8	-0.5	0.8	-0.3

Tableau 3. 11 : Cpe pour les parois verticales d'un bâtiment à base rectangulaire

3.5.6.2.1.2 Terrasse :

Les toitures plates sont celles dont la pente est inférieure ou égale à 5°.

Toitures plates a rives arrondies telle que r/h=0.05.

Selon (§1.1.5 chap5.[1]) les différentes zones de pression F, G, H et I sont

Représentées sur la figure ci-dessous.

e = Min [b ; 2h] = 26 m

Selon le tableau (5.2.[1]) on a:

r/h = 0,05

e/4 = 6.5 m

e/10 = 2.6 m

e/2= 13 m

Surface (m ²)			
F	G	H	I
16.9	33.8	270.4	1222

Tableau 3. 12 : surface des zones en m²

F	G	H	I
Cpe10	Cpe10	Cpe10	Cpe10
-1	-1,2	-0,4	±0.2

Tableau 3. 13 : valeur de Cpe pour la terrasse 41.14m.

3.5.6.3 Calcul de coefficient de pression intérieure Cpi

D'après le paragraphe (§2.2.2 chap5.[1]) on doit utiliser les deux valeurs du Cpi :
 Cpi = 0,35 car Up=0.08.

3.5.6.4 Calcul des pressions sur la paroi (ZONE D)

Tronçons	Z(m)	qp (N/m²)	Aire Aref (m²)	Cpe	Cpi	W (N/m²)
0→41.14	41.14	817.24	393.64	0,8	0,35	367.76

Tableau 3. 14 : Valeurs des pressions W sur la zone D

3.5.6.5 Pression sur les parois (ZONE A' ;B' et E)

Paroi	Z(m)	qp (N/m²)	Aire Aref (m²)	Cpe	Cpi	W (N/m²)
A	41.14	817.24	493.68	-1	0,35	-1103.28
B	41.14	817.24	575.96	-0.8	0,35	-939.83
C	41.14	817.24	575.96	-0.5	0,35	-694.65
E	41.14	817.24	2468.4	-0.3	0,35	-531.21

Tableau 3. 15 : Valeurs des pressions W sur la zone A, B, C et E.

3.5.6.6 Pression sur terrasse

Paroi	Z(m)	qp (N/m²)	Aire Aref (m²)	Cpe	Cpi	W (N/m²)
F	41.14	817.24	90	-1	0,35	-1103.28
G	41.14	817.24	180	-1.2	0,35	-1266.72
H	41.14	817.24	1362	-0.4	0,35	-612.93
I	41.14	817.24	1362	-0.2	0,35	-449.48
I	41.14	817.24	1362	0.2	0,35	-122.59

Tableau 3. 16 : Valeurs des pressions W sur la zone F, G, H et I.

3.5.7 Force d'ensemble

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

$$F_w = C_d \times C_f \times q_p(Z_j) \times A_{ref} [N] \quad (§2.6.1.[1])$$

Cd : Coefficient dynamique

Cf : Coefficient de force

Aref : Surface élémentaire

3.5.7.1 Calcul du coefficient dynamique Cd

3.5.7.1.1 Direction V1

h = 41.14m

b = 60m

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

- **Z_{eq} : Hauteur équivalente de la construction :**

$$Z_{eq} = 0,6 \times h \geq Z_{min} \quad (\text{figure 3.1 §3.3.[1]})$$

$$Z_{eq} = 0,6 \times 41,14 = 24,684\text{m} \geq Z_{min} = 10\text{m}$$

- **I_v(z_{eq}) : Intensité de la turbulence pour z = z_{eq} :**

$$I_v = \frac{1}{c_t \cdot \ln\left(\frac{z_{eq}}{z_0}\right)} \text{ pour } Z > Z_{min} \quad (\text{§2.4.6.[1]})$$

$$I_v = 0,2377$$

- **Q² : Partie quasi statique :**

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

$$li(z) = 300 \times \left(\frac{z}{200}\right)^{0,67}$$

$$= 73,85$$

$$\rightarrow Q^2 = 0,477$$

- **R²:Partie résonnante :**

$$1- R^2 = \frac{\pi^2}{2 \times \delta} \times R_N \times R_h \times R_b \quad (\text{§3.3.2 [1]})$$

δ: Décrément logarithmique d'amortissement structural

$$\delta = \delta_s + \delta_a$$

$$\delta_s = 0,05 \quad (\text{Tableau 3.1 [1]})$$

$$\delta_a = 0 \quad (\text{§3.3.2.[1]})$$

$$\delta = 0,05 + 0 = 0,05$$

n_{1x}: Fréquence propre de mode fondamentale dans la direction x

R_N:Fonction adimensionnelle de la densité spectrale de puissance

$$R_N = \frac{6,8 \times N_x}{(1 + 10,2 \times N_x)^{5/3}} \quad (\text{§3.3.2.[1]})$$

N_x: Fréquence adimensionnelle dans la direction x du vent donnée par :

$$N_x = \frac{n_{1x} \times l_i(z_{eq})}{V_m(z_{eq})} \quad (\text{§3.3.2.[1]})$$

- $V_m(z) = C_{r(z)} \times C_{t(z)} \times V_{ref}$ (ANNEXE 2.[1])

$$V_m(z_{eq}) = C_r(z_{eq}) \times C_t(z_{eq}) \times V_{ref}$$

$$c_r(z_{eq}) = k_t \times \ln\left(\frac{z_{eq}}{z_0}\right) \quad \text{Pour } Z_{min} < Z < 200 \text{ m}$$

$$C_t = 1$$

$$C_r = 0.87$$

$$V_{ref} = 25 \text{ m/s} \quad (\text{ANNEXE 2. [1]})$$

$$V_{m(z_{eq})} = 0.87 \times 1 \times 25 = 21.74 \text{ m/s}$$

- **Calcul de la fréquence propre du mode fondamentale dans la direction V1 :**

$$n_{1x} = \frac{0,5}{\sqrt{f}} \quad [\text{Hz}] \quad (\S 3.3.4.[1])$$

$$\Rightarrow n_{1x} = 0.91$$

$$\Rightarrow N_x = 3.09$$

$$\Rightarrow R_n = 0.06$$

2- R_h et R_b : Fonctions d'admittance aérodynamique :

$$R_h = \left(\frac{1}{\eta_h}\right) - \frac{1}{2 \times \eta_h^2} \times (1 - e^{-2 \times \eta_h}) \quad \text{pour } \eta_h > 0$$

$$R_b = \left(\frac{1}{\eta_b}\right) - \left(\frac{1}{2 \times \eta_b^2}\right) \times (1 - e^{-2 \times \eta_b}) \quad \text{pour } \eta_b > 0$$

$$N_h = 7.918$$

$$N_b = 2.511$$

$$R_h = 0.1183$$

$$R_b = 0.3168$$

$$\Rightarrow R^2 = 0.2219$$

- **Calcul de facteur de pointe « g » :**

$$\sqrt{2 \times \ln(600 \times v)} + \frac{0,6}{\sqrt{2 \times \ln(600 \times v)}} \geq 3$$

$$\Rightarrow g = 3.5622 > 3$$

- **Calcul de la fréquence moyenne :**

$$v = n_{1,x} \times \sqrt{\frac{R^2}{Q^2 + R^2}} \geq 0,08 \text{ [Hz]}$$

$$\Rightarrow V = 0.5128 > 0.08$$

$$C_d = 0.9068$$

3.5.7.1.2 Direction V2

Les résultats pour la deuxième direction du vent sont regroupés dans le tableau suivant :

Paramètre	Résultat
L_i	73.85
Q^2	0.0728
n_{1X} (Hz)	0.8082
δ	0.05
V_m (z_{eq})	21.74
N_x	2.7454
R_n	0.07
n_h	7.0353
n_b	4.4462
R_h	0.1320
R_b	0.1996
R^2	0.1820
v	0.6831 > 0.08
g	3.6416 > 3
IV (z_{eq})	0.2377
C_d	0.7034

Tableau 3. 17 : Récup calcul de C_d pour la direction V2.

(m)	Direction du vent	Le coefficient dynamique C_d
$h=41.14$ $b=60$	V1	0.9068
$h=41.14$ $b=26$	V2	0.7034

Tableau 3. 18 : coefficient dynamique C_d pour les deux directions.

3.5.7.2 Calcule de coefficient de forme :

3.5.7.2.1 Direction V1 :

- $C_f = C_{f,0} \times \psi_\lambda$ (§4.1.[1])

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

- $C_{f,0} = 2,2$ (Figure 4.4 §4.2.[1])
- $\lambda_e = \max(0.7 \times 1/b ; 70)$ (Tableau 4.1 §4.1.2 [1])
 $= \max(0,7 * 26/60; 70) = 70$

Chapitre 3 : Evaluation des charges et étude climatique.

- Pour $\phi = 1$ et $\psi\lambda = 0,92$ (§4.1.1 [1])

$$C_f = 2.2 \times 0.92$$

$$= 2.024$$

3.5.7.2.2 Direction V2 :

- $C_{f,0} = 1.7$ (Figure 4.4 §4.2.[1])
- $\lambda_e = \max(0.7 \times l/b ; 70)$ (Tableau 4.1 §4.1.2 [1])

$$= \max(0.7 \times 60/26; 70)$$

$$= 70$$

- Pour $\phi = 1$ et $\psi\lambda = 0,92$ (§4.1.1 [1])

$$C_f = 1.7 \times 0.92$$

$$= 1.564$$

tronçon	H (m)	L (m)	C _d	C _f	q _p (N/m ²)	A _{ref} (m ²)	F _w (kN)	F _w cumulé(kN)
0→26	26	60	0.9068	2.024	685.58	1560	1962.93	1962.93
26→41.14	41.14	60	0.9068	2.024	817.24	908.4	1362.54	3325.47

Tableau 3. 19 : Force d'application d'ensemble direction V1.

tronçon	H (m)	L (m)	C _d	C _f	q _p (N/m ²)	A _{ref} (m ²)	F _w (kN)
0→41.14	41.14	26	0,7034	1.564	817.24	1069.64	961.67

Tableau 3. 20 : Force d'application d'ensemble direction V2.

3.6 Conclusion

- Ces résultats vont être comparés avec la résultante des forces sismiques, pour prendre le cas le plus défavorable en vue de l'étude sismique.

Chapitre 4 Élément secondaire.

4.1 Les escaliers

4.1.1 Introduction

L'escalier est la partie d'ouvrage qui sert à assurer l'accessibilité entre les différents niveaux d'une construction.

Un escalier balancé est constitué d'au moins une volée droite et une autre courbé.

Dans notre cas on a un escalier avec deux volées droites et une courbé.

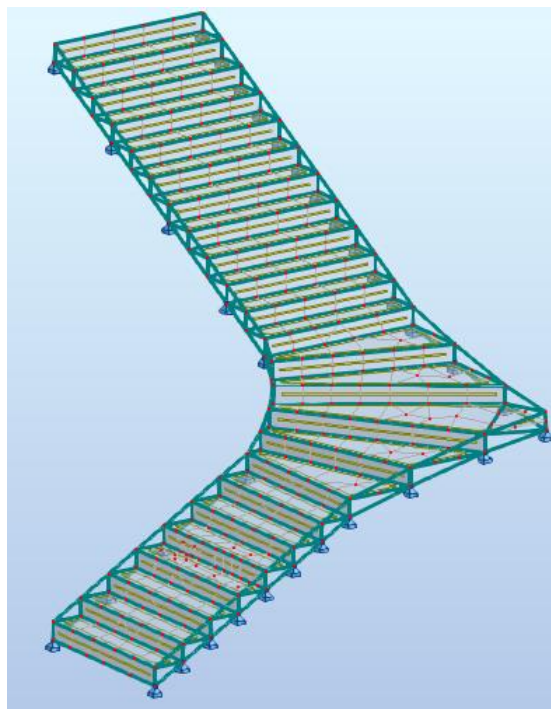


Figure 4. 1 : Modèle d'escalier balancé

4.1.2 Hypothèse de calcul

L'ossature d'escalier est en système treillis supporté par des montants dans le coté de mur et dans l'autre côté par le garde-corps de l'escalier qu'est en dessous.

Les appuis sont des articulations.

4.1.3 Evaluation des charges

- Poids propre :

Poids d'ossature donné par le modèle.

Revêtement $G = 0.8 \text{ kN/m}^2$.

- Charge d'exploitation : $Q = 2.5 \text{ kN/m}^2$.

4.1.4 Modélisation

La modélisation a été faite par le logiciel Robot.

Les éléments utilisés sont donné dans le tableau suivant :

Elément	Section
La marche	Tôle $e = 4\text{mm}$
Support de marche	Tube $25 \times 25 \times 3\text{mm}$

Tableau 4. 1 : Eléments d'escalier.

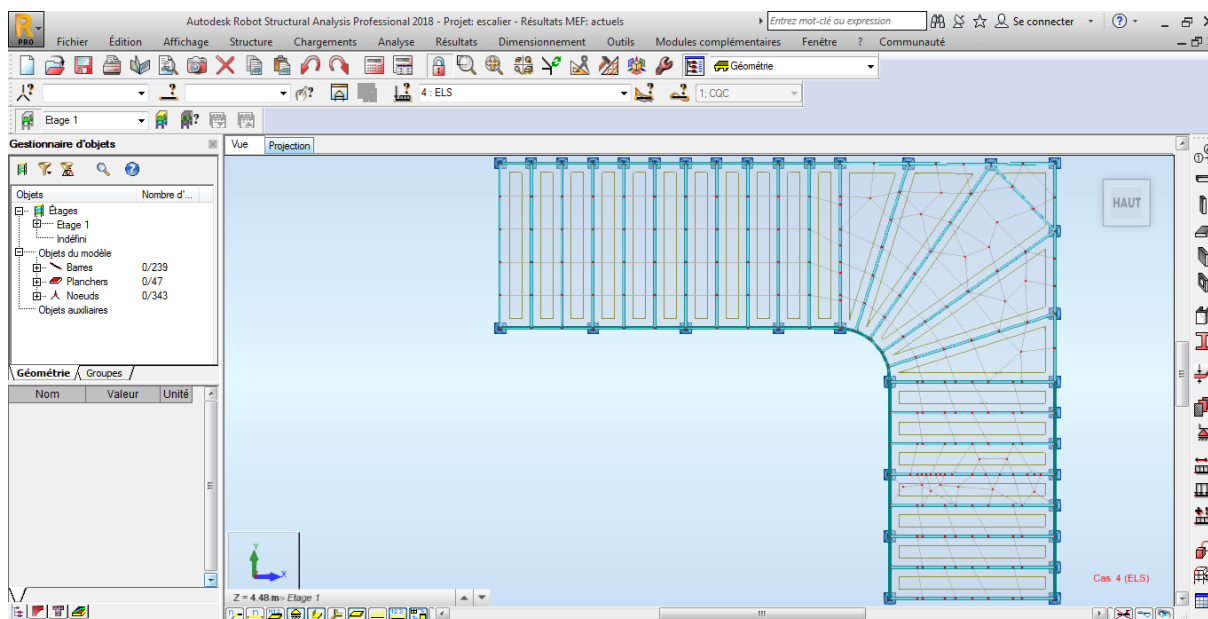


Figure 4. 2 : Modèle numérique d'escalier.

4.1.5 Vérification des éléments d'escalier

4.1.5.1 Tôle de marche

La tôle de marche est travail en flexion simple pour la vérification on considère un tronçon 1cm linéaire.

A_p (cm^2)	I_y (mm^4)	$W_{el\ y}$ (mm^3)	f_y (Mpa)
0.4	53.33	26.66	235

Tableau 4. 2 : Caractéristique de section 1x0.4cm.

- Moment fléchissant

Condition a vérifié : $M_{y,sd} \leq M_{el,y,Rd}$

$$M_{plrd} = \frac{W_{el,y} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{(26.66 \times 235)}{1.1} \times 10^{-1} = 569.55 \text{ N.cm}$$

$$M_{sd} = 68.3 \text{ N.cm}$$

68.3 N.cm < 569.55 N.cm C'est vérifier.

- Effort tranchant

L'effort tranchant est négligeable.

- Vérification a ELS

Condition à vérifier : $f_{max} \leq f_{ad}$

$$f_{ad} = \frac{L}{250} = 0.34cm$$

$$f_{max} = 0,1cm < f_{ad} 0,48cm \quad \text{C'est vérifier.}$$

4.1.5.2 Support de marche

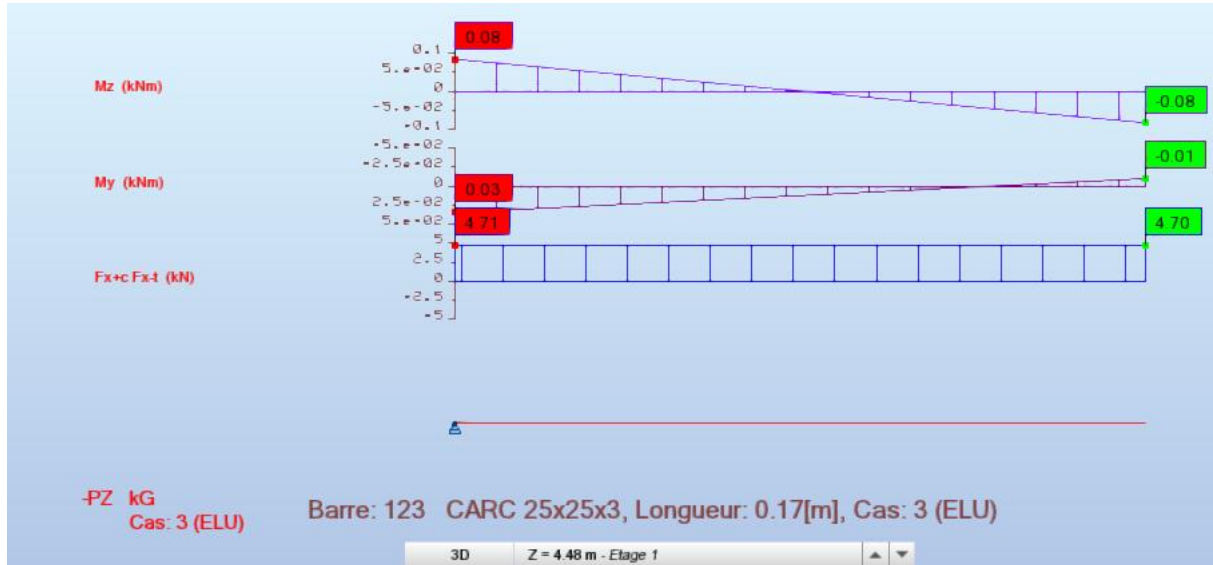


Figure 4. 3 : diagrammes de moment fléchissant effort normal et effort tranchant.

Pour l'élément de support on considère qu'il est sollicité en flexion composé.

La vérification a été faite à l'aide de Robot.

La note de calcul est présenté dans l'annexe 3.

Chapitre 5 Pré-dimensionnement des éléments porteurs.

5.1 Introduction

Ce chapitre nous permet de faire une estimation approximative des dimensions des sections des éléments porteurs de notre structure (poteaux, poutres ... etc.). En se basant sur le principe de la descente de charges verticales transmises par les planchers aux éléments porteurs et qui les transmettent à leur tour aux fondations, le pré-dimensionnement des éléments sont déterminés.

5.2 Les planchers

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

5.2.1 Méthode de calcul

Le calcul de plancher collaborant est fait d'après le cours de Dr SETHI suivant l'eurocode 3 et 4.

[5] §(5.1.2 (2))

Ainsi que les éléments (solives, poutres) doivent résister aux efforts de sollicitation, la tôle doit présenter une résistance aux efforts appliqués donc on doit la vérifier.

Le calcul se fait en deux phases :

- Phase de construction
- Phase finale

a. 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).

b. Phase finale :

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

On doit tenir compte des charges suivantes :

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

5.2.1.1 Pré-dimensionnements des solives :

Chapitre 5 : Pré-dimensionnement des éléments porteurs.

Les solives sont des poutrelles en IPE qui travaillent en flexion simple. Leur écartement (la distance entre une solive et une autre) est pratiquement déterminé par l'équation suivante :

$$0,7\text{m} \leq L \leq 7\text{m}$$

On opte pour : $e = 2 \text{ m}$.

5.2.2 Solive terrasse inaccessible $L = 5 \text{ m}$:

L (solive) = 5m.

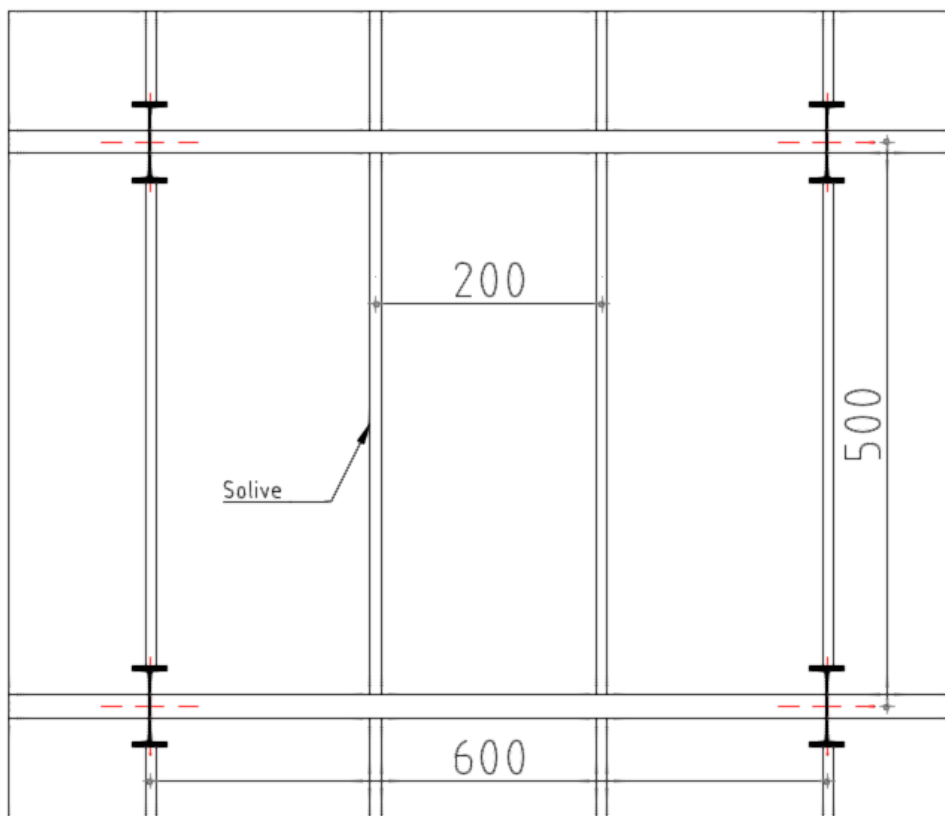


Figure 5. 1 : vue en plan de solive

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

$$0,2 \leq h \leq 0,33$$

Désignation Abrégée	Poids	section	Dimensions			
	G (kg/ml)	A (mm ²)	h (mm)	b (mm)	t _f (mm)	t _w (mm)
IPE 180	18,8	2390	180	91	8	5,3
	Caractéristiques					
	I _y (mm ⁴) ×10 ⁴	I _z (mm ⁴) ×10 ⁴	W _{pl-y} (mm ⁴) ×10 ³	i _y (mm)	i _z (mm)	
	1317	100,9	166,4	65,3	20,5	

Tableau 5. 1 : dimension Caractéristique mécanique du profilé IPE 180.

5.2.2.1 Phase de construction :

A. Charge et combinaisons de charge :

- ✓ Poids propre du profilé 0,188 kN/ml
- ✓ Poids propre du béton frais (15cm).....3,75 kN/m²
- ✓ Poids du bac d'acier.....0,12 kN/m²
- ✓ Surcharge de construction (ouvrier).....0,75 kN/m²

ELU :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q$$

$$q_u = 1,35g_{poutre} + (1,35G_b + 1,5Q) \times 2$$

$$q_u = 12,95 \text{ kN/m}$$

ELS:

$$q_s = G + Q$$

$$q_s = g_{poutre} + (G_b + Q) \times 2$$

$$q_s = 9,43 \text{ kN/ml}$$

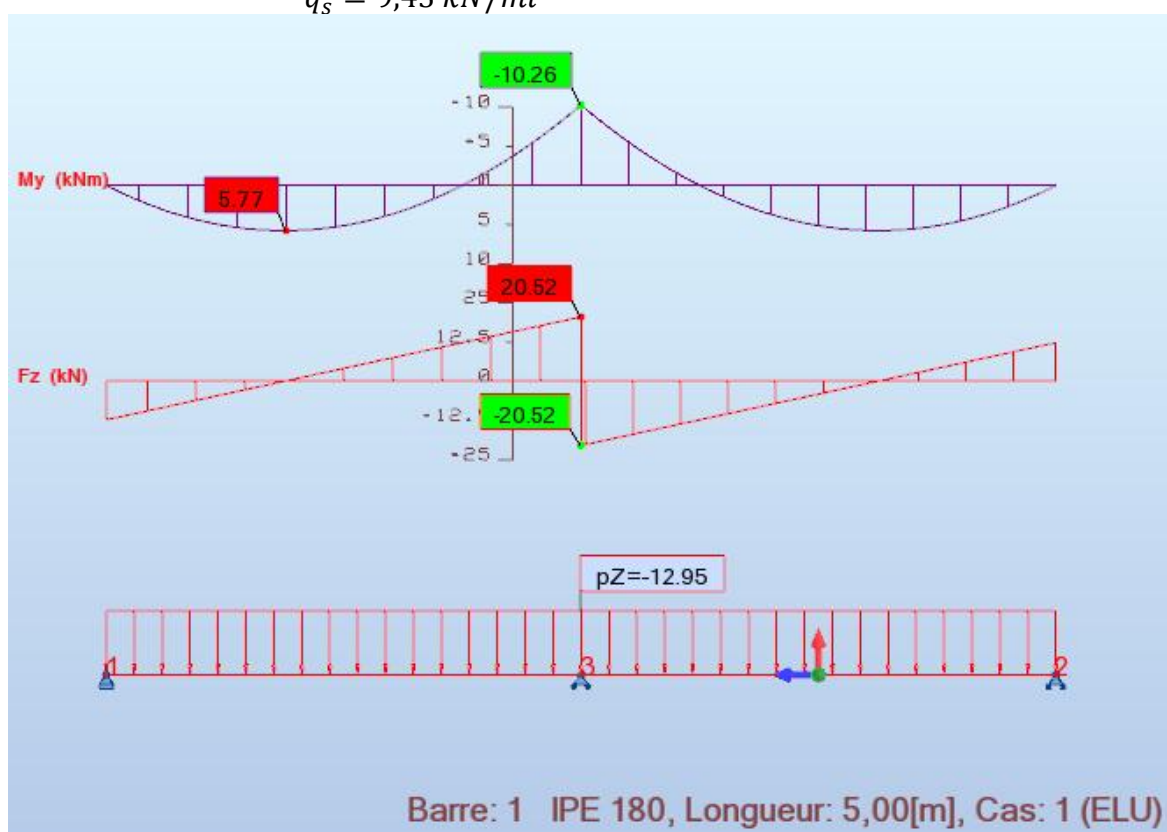


Figure 5. 2 : diagramme des efforts tranchant et des moments fléchissant à ELU.

Vérification de la flexion :

$$M_{sd} \leq M_{plrd}$$

- $M_{plrd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{(166,4 \times 10^3 \times 235)}{1,1} \times 10^{-6} = 35,55 \text{ kN.m}$

- $M_{sd} = 10,26 \text{ kN.m}$ (avec un étaielement)

- $10,26 \text{ kN.m} < 39,104 \text{ kN.m}$ C'est vérifier.

B. Vérification de l'effort tranchant :

$$V_{sd} \leq V_{plrd}$$

- $V_{plrd} = \frac{f_y \times A_v}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} = \frac{235 \times A_v}{\sqrt{3} \times 1.1} = 122.37 \text{ kN}$

$$A_v = 1,04 \times h \times t_w$$

$$A_v = 992,16 \text{ mm}^2$$

- $V_{sd} = 20,52 \text{ kN.m}$ (avec un étaieiment)

$$20,52 \text{ kN} < 122,37 \text{ kN} \quad \text{C'est vérifier.}$$

$$V_{sd} < 0,5V_{plrd}$$

$20,52 \text{ kN} < 61,18 \text{ kN}$ Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment.

C. Vérification du déversement :

$$M_{sd} \leq M_{brd}$$

IPE 180 de classe 1 (K=1 ; C₁=1,132 ; K_w=1 ; β_w=1)

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

$$\lambda_{LT} = 91,44$$

- $\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_w}$ avec $\lambda_1 = 93,91\epsilon$ et $\epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$

$$\bar{\lambda}_{LT} = 0,973$$

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

$$\alpha_{LT} = 0,21 \quad \text{Pour les profils lamines}$$

$$\phi_{LT} = 1,0552$$

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

$$\chi_{LT} = 0,683$$

- $M_{brd} = \chi_{LT} \times \beta_w \times W_{pl,y} \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$

$$M_{brd} = 24,31 \text{ kNm}$$

- $M_{sd} = 10,26 \text{ kNm}$

$$10,26 \text{ kNm} < 24,31 \text{ kNm} \quad \text{C'est vérifier.}$$

(Avec un étaieiment)

D. Vérification de la rigidité :

$$f_{1}^{max} = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \times L^4}{E \times I_y} \leq \bar{f}$$

- $f_{1}^{max} = \frac{5}{384} \times \frac{9,43 \times 2500^4}{2,1 \times 10^5 \times 1317 \times 10^4}$

$$f_{1}^{max} = 1,73 \text{ mm}$$

- $\bar{f} = \frac{L}{250}$

$$\bar{f} = 10 \text{ mm}$$

$$1,73 \text{ mm} < 10 \text{ mm}$$

C'est vérifier.

5.2.2.2 Phase finale :

Dans les calculs des poutres mixtes, on prendra en compte de chaque côté de l'axe de la largeur de la dalle égale à la plus faible des valeurs suivantes :

$$b_{eff} = \inf \left\{ \begin{array}{l} 2L/8 \\ b \end{array} \right. = \inf \left\{ \begin{array}{l} 1,25 \text{ m} \\ 2 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$b_{eff} = 1,25 \text{ m}$$

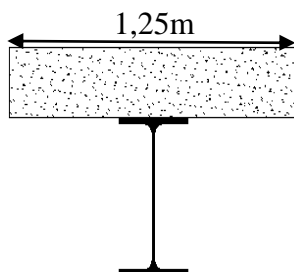


Figure 5. 3 : largeur effective de la zone comprimée

A. Charge et combinaisons de charge :

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

- $G_{poutre} = 0,188 \text{ kN/ml}$
- $G = 7,85 \text{ kN/m}^2$
- $Q = 2,5 \text{ kN/m}^2$
- $S_n = 0,204 \text{ kN/m}^2$

L'entre axe des solives 2 m

- ELU :

$$q_u = 1,35G + 1,35(Q + S_n)$$

$$q_u = 1,35(g_{poutre} + (2 \times (G + Q + S_n)))$$

$$q_u = 28,75 \text{ kN/ml}$$

- ELS :

$$q_s = G + Q + S_n$$

$$q_s = g_{poutre} + (G_b + Q + S_n) \times 2$$

$$q_s = 21,30 \text{ kN/m}$$

B. Position de l'axe neutre plastique :

- $R_{béton} = \frac{0,85}{\gamma_b} \times f_{ck} \times b_{eff} \times h_b$ avec $f_{ck} = 25 \text{ Mpa}$

$$R_{béton} = \frac{0,85}{1,5} \times 25 \times 1250 \times 95 \times 10^{-3}$$

$$R_{beton} = 1682,29 \text{ kN}$$

- $R_{acier} = A_a \times \frac{f_y}{\gamma_a}$

$$R_{acier} = 2390 \times \frac{235}{1} \times 10^{-3}$$

$$R_{acier} = 561,65 \text{ k}$$

$$R_{beton} > R_{acier}$$

Axe neutre se trouve dans la dalle de béton

C. Vérification de la flexion :

$$M_{sd} \leq M_{plrd}$$

Le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

$$\begin{aligned} \text{➤ } M_{plrd} &= R_a \times \left(\frac{h_a}{2} + h_b + h_p - \frac{R_a \times h_a}{R_b \times 2} \right) \\ M_{plrd} &= 561,65 \times \left(\frac{0,18}{2} + 0,095 + 0,055 - \frac{561,65 \times 0,18}{1682,29 \times 2} \right) \end{aligned}$$

$$M_{plrd} = 125,89 \text{ kNm}$$

$$\text{➤ } M_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{28,75 \times 5^2}{8}$$

$$M_{sd} = 89,84 \text{ kNm}$$

$$89,84 \text{ kNm} < 125,89 \text{ kNm} \quad \text{C'est vérifier.}$$

D. Vérification de l'effort tranchant :

$$V_{sd} \leq V_{plrd}$$

$$\text{➤ } V_{plrd} = \frac{f_y \times A_v}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} = \frac{235 \times A_v}{\sqrt{3} \times 1,1} = 122,37 \text{ kN}$$

$$A_v = 1,04 \times h \times t_w$$

$$A_v = 992,16 \text{ mm}^2$$

$$\text{➤ } V_{sd} = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{28,75 \times 5}{2} = 71,88 \text{ kN}$$

$$71,88 \text{ kN} < 122,37 \text{ kN} \quad \text{C'est vérifier.}$$

E. Vérification de la rigidité :

$$f_{2}^{max} = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \times L^4}{E \times I_c} \leq \bar{f}$$

- $q_s = 20,30 \text{ kN/ml}$

- $E = 2,1 \times 10^5 \text{ Mpa}$

$$\begin{cases} m = E_a / E_b = 15 \\ v = A_a / A_b = 0,0114 \end{cases}$$

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

$$I_c = 529493037 \text{ mm}^4$$

$$f_{2}^{max} = \frac{5}{384} \times \frac{20,30 \times 5000^4}{2,1 \times 10^5 \times 529493037} = 1,49 \text{ mm}$$

$$f_{tot} = f_{1}^{max} + f_{2}^{max} = 1,73 + 1,49 = 3,22 \text{ mm}$$

$$f_{tot} = 3,22 \text{ mm} < \bar{f} = 20 \text{ mm} \quad \text{C'est vérifier.}$$

5.2.2.3 Synthèse pour les autres usages :

Usage	Solive L = 5 m	Solive L = 12 m
Terrasse accessible	IPE 180	/
Terrasse inaccessible	IPE 160	IPE 400
Bureau	IPE 160	IPE 360

Tableau 5. 2 : Tableau récapitulatif pour les solives de chaque usage

5.2.3 Poutre intermédiaire bureaux (L = 12 m)

L (poutre) = 12m.

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

$$0,48 \leq h \leq 0,8$$

Désignation Abrégée	Poids	section	Dimensions			
	G (kg/ml)	A (mm ²)	h (mm)	b (mm)	t _f (mm)	t _w (mm)
HEA 500	155	19750	490	300	23	12
	Caractéristiques					
	I _y (mm ⁴) ×10 ⁴	I _z (mm ⁴) ×10 ⁴	W _{pl-y} (mm ⁴) ×10 ³	i _y (mm)	i _z (mm)	
	86970	10370	3949	209,8	72,4	

Tableau 5. 3 : Dimension Caractéristique mécanique du profilé HEA 500

5.2.3.1 Phase de construction :

A. Charge et combinaisons de charge :

- ✓ Poids propre du profilé 1,55 kN/ml
- ✓ Poids propre du béton frais (15cm).....3,75 kN/m²
- ✓ Poids du bac d'acier.....0,12 kN/m²
- ✓ Surcharge de construction (ouvrier).....0,75 kN/m²

ELU :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q$$

$$q_u = 1,35g_{poutre} + (1,35G_b + 1,5Q) \times 0.3$$

$$q_u = 3,99 \text{ kN/m}$$

$$b = 0,3\text{m}$$

ELS :

$$q_s = G + Q$$

$$q_s = g_{poutre} + (G_b + Q) \times 0.3$$

$$q_s = 2.94 \text{ kN/m}$$

B. Réactions des solives :

$$R_{solives} = \left[\frac{q_{solive} \times L_{solive}}{2} \right] \times 2$$

Réaction	Longueur (m)	q _u (kN/ml)	q _s (kN/ml)	R _u (kN)	R _s (kN)
R1	2.5	12,95	9,43	32,38	23,58
R2	2.5	12,95	9,43	32,38	23,58
R3	2.5	12,95	9,43	32,38	23,58
R4	2.5	12,95	9,43	32,38	23,58

Tableau 5. 4 : réaction des solives sur la poutre phase initiale

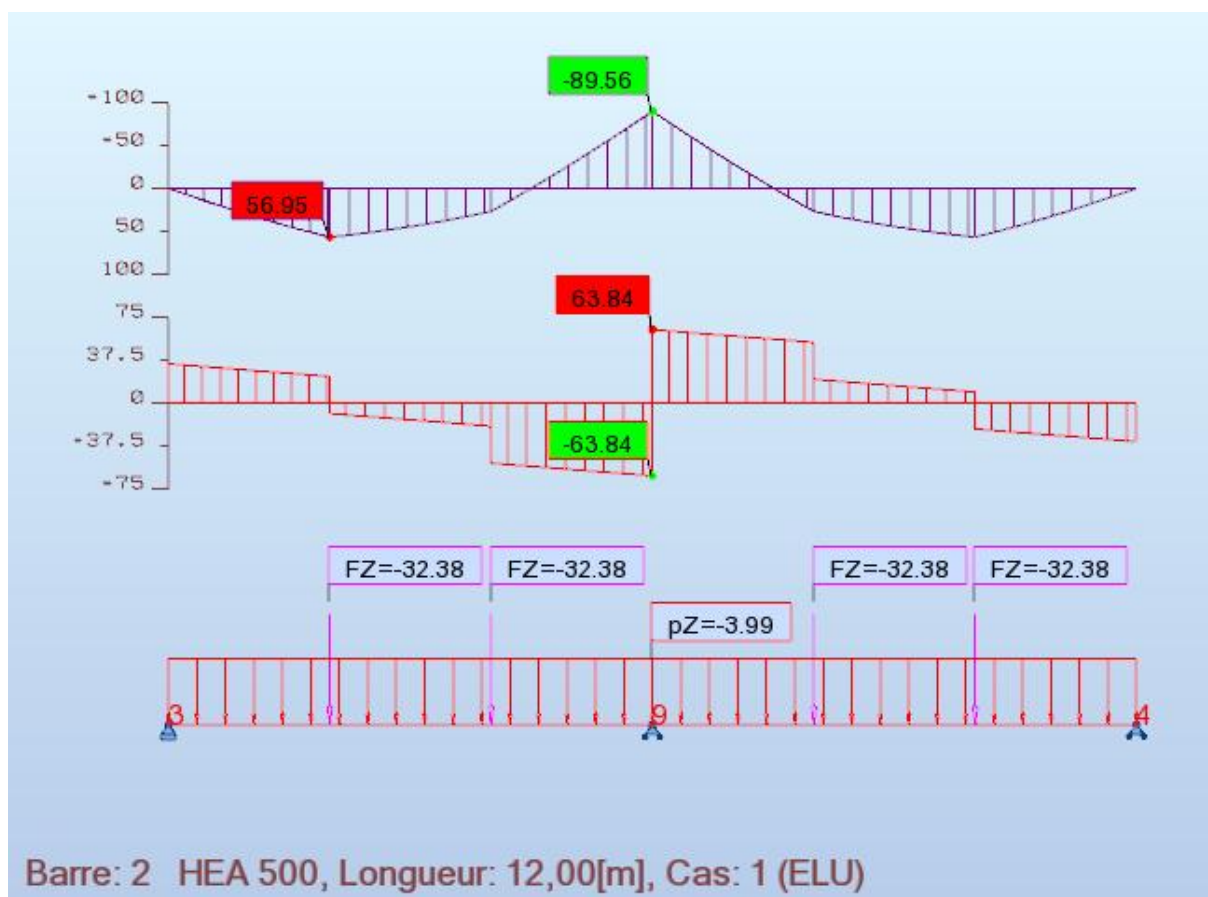


Figure 5. 4 : diagramme des efforts tranchant et des moments fléchissant à ELU.

C. Vérification de la flexion :

$$M_{sd} \leq M_{plrd}$$

- $M_{plrd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{(3949 \times 10^3 \times 235)}{1.1} \times 10^{-6} = 843,65 \text{ kN.m}$
- $M_{sd} = 89,56 \text{ kN.m}$
- $89,56 \text{ kN.m} < 843,65 \text{ kN.m}$ C'est vérifier (Avec un étaieiment).

D. Vérification de l'effort tranchant :

$$V_{sd} \leq V_{plrd}$$

- $V_{plrd} = \frac{f_y \times A_v}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} = \frac{235 \times A_v}{\sqrt{3} \times 1.1} = 754,26 \text{ kN}$

$$A_v = 1,04 \times h \times t_w$$

$$A_v = 6115,2 \text{ mm}^2$$

- $V_{sd} = 63,84 \text{ kN.m}$

$63,84 \text{ kN} < 754,26 \text{ kN}$ C'est vérifier (Avec un étaieiment).

$$V_{sd} < 0,5V_{plrd}$$

$63,84 \text{ kN} < 377,13 \text{ kN}$ Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment.

E. Vérification du déversement :

$$M_{sd} \leq M_{brd}$$

HEA 500 de classe 1 ($K=1$; $C_1=1,127$; $K_w=1$; $\beta_w=1$)

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

$$\lambda_{LT} = 100,014$$

- $\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_w}$ avec $\lambda_1 = 93,91\epsilon$ et $\epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$

$$\bar{\lambda}_{LT} = 1,065$$

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

$\alpha_{LT} = 0,21$ Pour les profils lamines

$$\phi_{LT} = 1,158$$

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

$$\chi_{LT} = 0,62$$

- $M_{brd} = \chi_{LT} \times \beta_w \times W_{pl,y} \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$

$$M_{brd} = 529.26 \text{ kNm}$$

- $M_{sd} = 89,56 \text{ kNm}$

$89,56 \text{ kNm} < 529.26 \text{ kNm}$ C'est vérifier. (Avec un étaieiment)

F. Vérification de la rigidité :

$$f_1^{max} = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \times L^4}{E \times I_a} \leq \bar{f}$$

- $$f_1^{max} = \frac{5}{384} \times \frac{2.94 \times 6000^4}{2,1 \times 10^5 \times 86970 \times 10^4}$$

- $q_s = 2,94 \text{ kN/ml}$
 $f_1^{max} = 0,27 \text{ mm}$
- $f_x = \frac{R_s \times x \times (3L^2 - x^2)}{48 \times E \times I}$
 C'est le point au on a un force concentre sur la poutre (les réactions des solives).

x (mm)	R _s (N)	L ² (mm ²)	I (mm ⁴)	E (N/mm ²)	f _{x(i)} (mm)
2000	23580	36000000	869700000	210000	0,99
4000	23580	36000000	869700000	210000	0,56
				$\sum f_{x(i)}$	1,55

Tableau 5. 5 : calcul de des flèche dus au charge concertai des solives.

- $f_{tot} = f_2^{max} + \sum f_{x_i}$
 $f_{tot} = 0,27 + 1,55 = 1,82 \text{ mm}$
- $\bar{f} = \frac{L}{250}$
 $\bar{f} = 24 \text{ mm}$
 $1,82 \text{ mm} < 24 \text{ mm}$ C'est vérifier.

5.2.3.2 Phase finale :

Dans les calculs des poutres mixtes, on prendra en compte de chaque côté de l'axe de la largeur de la dalle égale à la plus faible des valeurs suivantes :

$$b_{eff} = \inf \left\{ \begin{array}{l} 2L/8 \\ b \end{array} \right. = \inf \left\{ \begin{array}{l} 3 \text{ m} \\ 5 \text{ m} \end{array} \right.$$

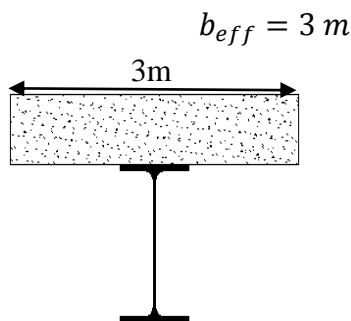


Figure 5. 5 : largeur effective de la zone comprimée.

A. Charge et combinaisons de charge :

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

Les charges de la phase finale sont :

- $G_{poutre} = 1,55 \text{ kN/ml}$
- $G = 6,41 \text{ kN/m}^2$
- $Q = 2.5 \text{ kN/m}^2$

Largeur de semelle 0,3 m

- ELU :

$$q_u = 1,35G + 1,5(Q)$$

$$q_u = 1,35 (g_{poutre} + (0,3 \times G)) + 1,5 Q$$

$$q_u = 5,82 \text{ kN/ml}$$

➤ ELS :

$$q_s = G + Q$$

$$q_s = g_{poutre} + (G_b + Q) \times 0,3$$

$$q_s = 4,22 \text{ kN/m}$$

B. Réactions des solives :

$$R_{solives} = \left[\frac{q_{solive} \times L_{solive}}{2} \right] \times 2$$

Réaction	Longueur (m)	q _u (kN/ml)	q _s (kN/ml)	R _u (kN)	R _s (kN)
R1	5	25,06	18,01	125,3	90,05
R2	5	25,06	18,01	125,3	90,05
R3	5	25,06	18,01	125,3	90,05
R4	5	25,06	18,01	125,3	90,05
R5	5	25,06	18,01	125,3	90,05

Tableau 5. 6 : réaction des solives sur la poutre phase finale.

C. Position de l'axe neutre plastique :

- $R_{béton} = \frac{0,85}{\gamma_b} \times f_{ck} \times b_{eff} \times h_b$ avec $f_{ck} = 25 \text{ Mpa}$

$$R_{béton} = \frac{0,85}{1,5} \times 25 \times 3000 \times 95 \times 10^{-3}$$

$$R_{béton} = 4037,5 \text{ kN}$$

- $R_{acier} = A_a \times \frac{f_y}{\gamma_a}$

$$R_{acier} = 19750 \times \frac{235}{1} \times 10^{-3}$$

$$R_{acier} = 4641,25 \text{ kN}$$

$$R_{acier} > R_{béton}$$

- $R_w = A_{aa} \times \frac{f_y}{\gamma_a}$

$$A_{aa} = t_w \times (h - 2t_f) = 5328 \text{ mm}^2$$

$$R_w = 5328 \times \frac{235}{1} \times 10^{-3}$$

$$R_w = 1252,08 \text{ kN}$$

$$R_{ame} < R_{béton}$$

Axe neutre se trouve dans la semelle supérieure du profilé.

D. Vérification de la flexion :

$$M_{sd} \leq M_{plrd}$$

Le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

$$\text{➤ } M_{plrd} = R_a \times \frac{h_a}{2} + R_b \times \left(\frac{h_b}{2} + h_p \right)$$

$$M_{plrd} = 4641,25 \times \frac{0,49}{2} + 4037,5 \times \left(\frac{0,095}{2} + 0,055 \right)$$

$$M_{plrd} = 1550,95 \text{ kNm}$$

$$M_{sd} = 1240,2 \text{ kNm}$$

$$1240,2 \text{ kNm} < 1550,95 \text{ kNm} \quad \text{C'est vérifier.}$$

E. Vérification de l'effort tranchant :

$$V_{sd} \leq V_{plrd}$$

$$\triangleright V_{plrd} = \frac{f_y \times A_v}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} = \frac{235 \times A_v}{\sqrt{3} \times 1.1} = 754,26 \text{ kN}$$

$$A_v = 1,04 \times h \times t_w$$

$$A_v = 6115,2 \text{ mm}^2$$

$$\triangleright V_{sd} = 350,75 \text{ kN}$$

$$350,75 \text{ kN} < 754,26 \text{ kN}$$

C'est vérifier.

$$V_{sd} < 0,5V_{plrd}$$

$$350,75 \text{ kN} < 377,13 \text{ kN} \quad \text{Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment.}$$

F. Vérification de la rigidité :

$$f_2^{max} = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \times L^4}{E \times I_c} \leq \bar{f}$$

- $q_s = 4,22 \text{ kN/ml}$

- $E = 2,1 \times 10^5 \text{ Mpa}$

$$\begin{cases} m = E_a/E_b = 15 \\ v = A_a/A_b = 0,0693 \end{cases}$$

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

$$I_c = 2053362438 \text{ mm}^4$$

$$f_3^{max} = \frac{5}{384} \times \frac{4,22 \times 12000^4}{2,1 \times 10^5 \times 2053362438} = 2,64 \text{ mm}$$

- $f_x = \frac{R_s \times x \times (3L^2 - x^2)}{48 \times E \times I}$

(i) C'est le point au on a un force concentre sur la poutre (les réactions des solives).

x (mm)	R _s (N)	L ² (mm ²)	I (mm ⁴)	f _{x(i)} (mm)
2000	90050	144000000	2053362438	2,33
4000	90050	144000000	2053362438	6,24
6000	90050	144000000	2053362438	9,21
8000	90050	144000000	2053362438	6,24
10000	90050	144000000	2053362438	2,33
$\sum f_x(i)$				26,35

Tableau 5. 7 : Calcule des flèche dus au charge concertai des solives.

$$f_4^{max} = \sum f_x(i) = 26,35 \text{ mm}$$

$$f_{tot} = f_1^{max} + f_2^{max} + f_3^{max} + f_4^{max} = 1,73 + 1,49 + 2,64 + 26,35 = 33,21 \text{ mm}$$

$$f_{tot} = 33,21 \text{ mm} < \bar{f} = 48 \text{ mm} \text{ C'est vérifié.}$$

5.2.3.3 Synthèse pour les autres usages :

Usage	solive
Terrasse accessible	HEA 500
Terrasse inaccessible	HEA 500
Bureau	HEA 500

Tableau 5. 8 : Tableau récapitulatif pour les solives de chaque usage

5.2.4 Poutre intermédiaire bureaux (L = 6 m)

L (poutre) = 6 m.

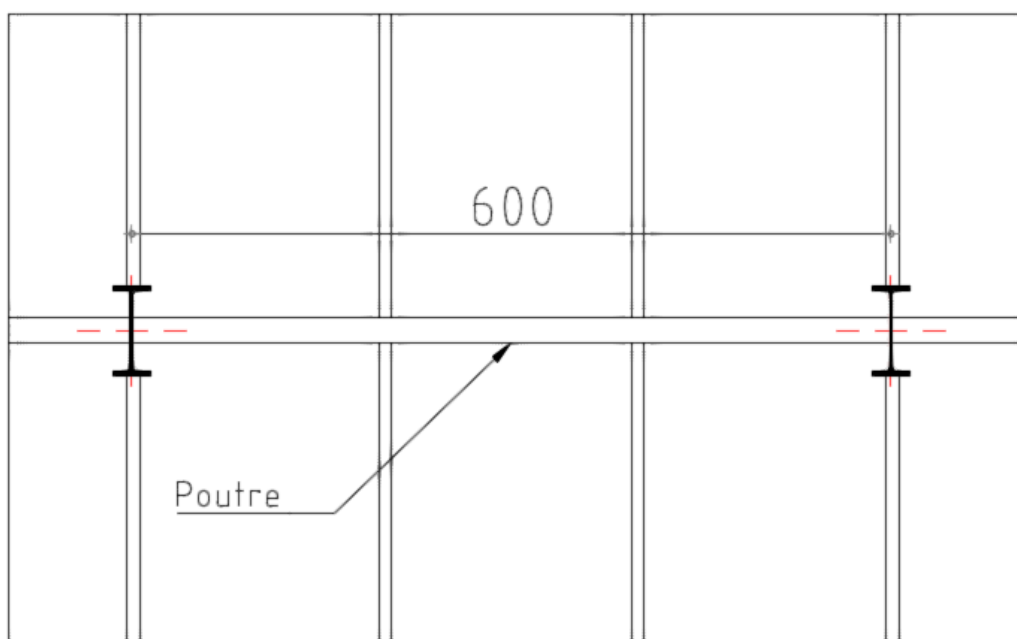


Figure 5. 6 : vus en plan de poutre.

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

$$0,24 \text{ m} \leq h \leq 0,4 \text{ m}$$

Désignation Abrégée	Poids (kg/ml)	section		Dimensions		
		A (mm ²)	h (mm)	b (mm)	t _f (mm)	t _w (mm)
IPE 300	42,2	5381	300	150	10,7	7,1
	Caractéristiques					
	I _y (mm ⁴) ×10 ⁴	I _z (mm ⁴) ×10 ⁴	W _{pl-y} (mm ⁴) ×10 ³	i _y (mm)	i _z (mm)	
	8356	603,8	804,3	124,6	33,5	

Tableau 5. 9 : dimension Caractéristique mécanique du profilé IPE 300.

5.2.4.1 Phase de construction :

G. Charge et combinaisons de charge :

- ✓ Poids propre du profilé 0,42 kN/ml
- ✓ Poids propre du béton frais (15cm).....3,75 kN/m²
- ✓ Poids du bac d'acier.....0,12 kN/m²
- ✓ Surcharge de construction (ouvrier).....0,75 kN/m²

ELU :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q$$

$$q_u = 1,35g_{poutre} + (1,35G_b + 1,5Q) \times 0,15$$

$$q_u = 2,23 \text{ kN/m}$$

$$b = 0,15\text{m}$$

ELS :

$$q_s = G + Q$$

$$q_s = g_{poutre} + (G_b + Q) \times 0,15$$

$$q_s = 1,60 \text{ kN/m}$$

H. Réactions des solives :

$$R_{solives} = \left[\frac{q_{solive} \times L_{solive}}{2} \right] \times 2$$

Réaction	Longueur (m)	q _u (kN/ml)	q _s (kN/ml)	R _u (kN)	R _s (kN)
R1	2.5	12,95	9,43	32,38	23,58
R2	2.5	12,95	9,43	32,38	23,58

Tableau 5. 10 : réaction des solives sur la poutre phase initiale.

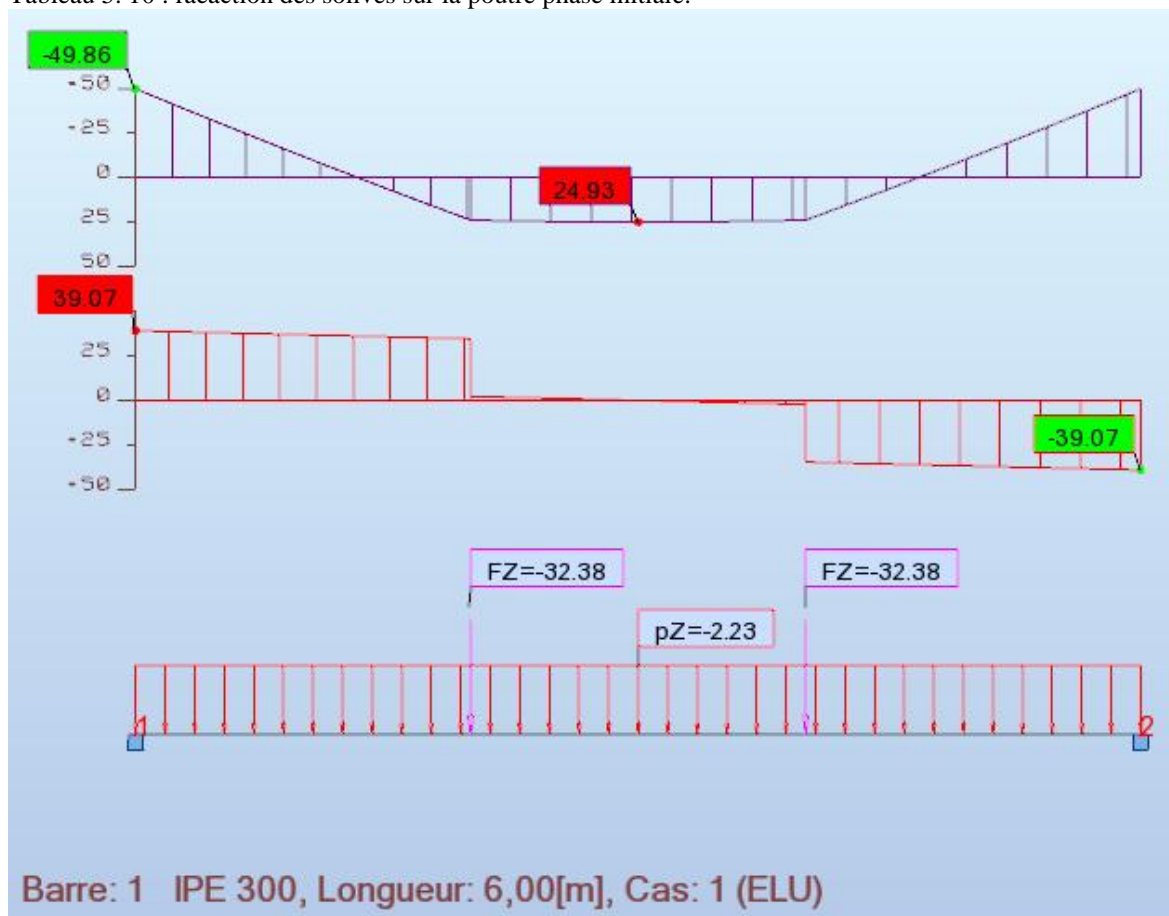


Figure 5. 7 : diagramme des efforts tranchant et des moments fléchissant à ELU.

I. Vérification de la flexion :

$$M_{sd} \leq M_{plrd}$$

- $M_{plrd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{(804,3 \times 10^3 \times 235)}{1.1} \times 10^{-6} = 134,25 \text{ kN.m}$
- $M_{sd} = 49,86 \text{ kN.m}$
- $49,86 \text{ kN.m} < 134,25 \text{ kN.m}$ C'est vérifier (Avec un étaieiment).

J. Vérification de l'effort tranchant :

$$V_{sd} \leq V_{plrd}$$

- $V_{plrd} = \frac{f_y \times A_v}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} = \frac{235 \times A_v}{\sqrt{3} \times 1.1} = 273,22 \text{ kN}$

$$A_v = 1,04 \times h \times t_w$$

$$A_v = 2215,2 \text{ mm}^2$$

- $V_{sd} = 39,07 \text{ kN.m}$

$$39,07 \text{ kN} < 273,22 \text{ kN} \quad \text{C'est vérifier (Avec un étaieiment).}$$

$$V_{sd} < 0,5V_{plrd}$$

$39,07 kN < 136,61 kN$ Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment.

K. Vérification du déversement :

$$M_{sd} \leq M_{brd}$$

IPE 300 de classe 1 (K=1 ; C₁=1,046 ; K_w=1 ; β_w=1)

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

$$\lambda_{LT} = 83,486$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_w} \quad \text{avec } \lambda_1 = 93,91\epsilon \quad \text{et } \epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = 0,889$$

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

$\alpha_{LT} = 0,21$ Pour les profils lamines

$$\phi_{LT} = 0,967$$

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

$$\chi_{LT} = 0,741$$

$$M_{brd} = \chi_{LT} \times \beta_w \times W_{pl,y} \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$M_{brd} = 99,53 kNm$$

$$M_{sd} = 49,86 kNm$$

$$49,86 kNm < 99,53 kNm$$

C'est vérifier. (Avec un étaieiment)

L. Vérification de la rigidité :

$$f_{1}^{max} = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \times L^4}{E \times I_a} \leq \bar{f}$$

$$f_{1}^{max} = \frac{1}{384} \times \frac{1,60 \times 6000^4}{2,1 \times 10^5 \times 8356 \times 10^4}$$

$$q_s = 1,60 kN/ml$$

$$f_{1}^{max} = 3,08 mm$$

$$f_x = \frac{R_s \times x \times (3L^2 - x^2)}{192 \times E \times I}$$

(i) C'est le point au on a un force concerte sur la poutre (les réactions des solives).

x (mm)	R _s (N)	L ² (mm ²)	I (mm ⁴)	E (N/mm ²)	f _{x(i)} (mm)
2000	23580	36000000	83560000	210000	1,46
4000	23580	36000000	83560000	210000	1,46
				∑f _{x(i)}	2,92

Tableau 5. 11 : calcul de flèche dus au charge concertai des solives.

- $f_{tot} = f_{max} + \sum f_{xi}$

$$f_{tot} = 3,08 + 2,92 = 6 \text{ mm}$$

- $\bar{f} = \frac{L}{250}$

$$\bar{f} = 24 \text{ mm}$$

$6 \text{ mm} < 24 \text{ mm}$ C'est vérifié.

5.2.4.2 Phase finale :

Dans les calculs des poutres mixtes, on prendra en compte de chaque côté de l'axe de la largeur de la dalle égale à la plus faible des valeurs suivantes :

$$b_{eff} = \inf \left\{ \frac{2L}{8}, b \right\} = \inf \left\{ 1,5 \text{ m}, 5 \text{ m} \right\}$$

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

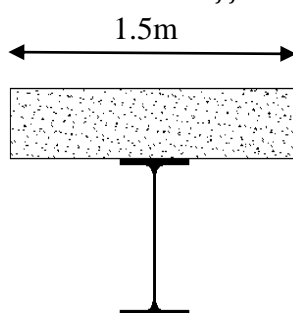


Figure 5. 8 : largeur effective de la zone comprimée.

G. Charge et combinaisons de charge :

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

Les charges de la phase finale sont :

- $G_{poutre} = 0,42 \text{ kN/ml}$
- $G = 6,41 \text{ kN/m}^2$
- $Q = 2,5 \text{ kN/m}^2$

Largeur de semelle 0,15 m

- ELU :

$$q_u = 1,35G + 1,5(Q)$$

$$q_u = 1,35 \left(g_{poutre} + (0,15 \times G) \right) + 1,5 Q$$

$$q_u = 2,23 \text{ kN/ml}$$

- ELS :

$$q_s = G + Q$$

$$q_s = g_{poutre} + (G_b + Q) \times 0,15$$

$$q_s = 1,60 \text{ kN/m}$$

H. Réactions des solives :

$$R_{solives} = \left[\frac{q_{solive} \times L_{solive}}{2} \right] \times 2$$

Réaction	Longueur (m)	q _u (kN/ml)	q _s (kN/ml)	R _u (kN)	R _s (kN)
R1	5	25,06	18,01	125,3	90,05
R2	5	25,06	18,01	125,3	90,05

Tableau 5. 12 : réaction des solives sur la poutre phase finale.

I. Position de l'axe neutre plastique :

- $R_{\text{béton}} = \frac{0,85}{\gamma_b} \times f_{ck} \times b_{eff} \times h_b$ avec $f_{ck} = 25 \text{ Mpa}$

$$R_{\text{béton}} = \frac{0,85}{1,5} \times 25 \times 1500 \times 95 \times 10^{-3}$$

$$R_{\text{béton}} = 2018,75 \text{ kN}$$

- $R_{\text{acier}} = A_a \times \frac{f_y}{\gamma_a}$

$$R_{\text{acier}} = 5381 \times \frac{235}{1} \times 10^{-3}$$

$$R_{\text{acier}} = 1264,53 \text{ kN}$$

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

Axe neutre se trouve dans la dalle de béton.

F. Vérification de la flexion à mi travée

$$M_{sd} \leq M_{plrd}$$

Le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

$$\text{➤ } M_{plrd} = R_a \times \left(\frac{h_a}{2} + h_b + h_p - \frac{R_a \times h_a}{R_b \times 2} \right)$$

$$M_{plrd} = 1264,53 \times \left(\frac{0,300}{2} + 0,095 + 0,055 - \frac{1264,53 \times 0,300}{2018,75 \times 2} \right)$$

$$M_{plrd} = 260,54 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 175,08 \text{ kNm}$$

$$175,08 \text{ kNm} < 260,54 \text{ kNm} \quad \text{C'est vérifier.}$$

J. Vérification de la flexion en appuis

Dans l'appui le béton sera tendu donc on va vérifier juste le profilé en flexion négatif en tenant en compte le phénomène de déversement, car la semelle comprimé n'est pas protégé contre ce dernier.

$$M_{sd} \leq M_{brd}$$

IPE 300 de classe 1 ($K=1$; $C_1=1,046$; $K_w=1$; $\beta_w=1$)

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

$$\lambda_{LT} = 83,486$$

$$\bullet \bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_w} \quad \text{avec } \lambda_1 = 93,91\epsilon \quad \text{et} \quad \epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = 0,889$$

$$\bullet \phi_{LT} = 0,5 \times (1 + \alpha_{LT} \times (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2)) + \bar{\lambda}_{LT}^2$$

$$\alpha_{LT} = 0,21 \quad \text{Pour les profiles lamines}$$

$$\phi_{LT} = 0,967$$

$$\bullet \chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{(\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2)}}$$

$$\chi_{LT} = 0,741$$

$$\bullet M_{brd} = \chi_{LT} \times \beta_w \times W_{pl,y} \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$M_{brd} = 99,53 \text{ kNm}$$

$$\bullet M_{sd} = 87,99 \text{ kNm}$$

$$87,99 \text{ kNm} < 99,53 \text{ kNm}$$

C'est vérifier. (Avec un étaieiment)

K. Vérification de l'effort tranchant :

$$V_{sd} \leq V_{plrd}$$

$$\bullet V_{plrd} = \frac{f_y \times A_v}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} = \frac{235 \times A_v}{\sqrt{3} \times 1,1} = 273,22 \text{ kN}$$

$$A_v = 1,04 \times h \times t_w$$

$$A_v = 2215,2 \text{ mm}^2$$

$$\bullet V_{sd} = 133,63 \text{ kN.m}$$

$$133,63 \text{ kN} < 273,22 \text{ kN} \quad \text{C'est vérifier (Avec un étaieiment).}$$

$$V_{sd} < 0,5V_{plrd}$$

$$133,63 \text{ kN} < 136,61 \text{ kN} \quad \text{Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment.}$$

L. Vérification de la rigidité :

$$f_2^{max} = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \times L^4}{E \times I_c} \leq \bar{f}$$

- $q_s = 1,6 \text{ kN/ml}$

- $E = 2,1 \times 10^5 \text{ Mpa}$

$$\begin{cases} m = E_a/E_b = 15 \\ v = A_a/A_b = 0,0378 \end{cases}$$

- $I_c = \frac{A_a(h_b+2h_p+h_a)^2}{4(1+m \times v)} + \frac{b_{eff} \times h_c^3}{12 \times m} + I_y$
 $I_c = 309762641,1 \text{ mm}^4$

$$f_3^{max} = \frac{1}{384} \times \frac{1,6 \times 6000^4}{2,1 \times 10^5 \times 309762641,1} = 0,1 \text{ mm}$$

- $f_x = \frac{R_s \times x \times (3L^2 - x^2)}{192 \times E \times I}$

(i) C'est le point au on a un force concetre sur la poutre (les réactions des solives).

x (mm)	R _s (N)	L ² (mm ²)	I (mm ⁴)	f _{x(i)} (mm)
2000	90050	36000000	309762641,1	1,50
4000	90050	36000000	309762641,1	1,50
			∑f _{x(i)}	3

Tableau 5. 13 : calcul des flèche dus au charge concertai des solives.

$$f_4^{max} = \sum f_x(i) = 3 \text{ mm}$$

$$f_{tot} = f_1^{max} + f_2^{max} + f_3^{max} + f_4^{max} = 3,08 + 2,92 + 0,1 + 3 = 9,1 \text{ mm}$$

$$f_{tot} = 9,1 \text{ mm} < \bar{f} = 24 \text{ mm} \text{ C'est vérifier.}$$

5.2.4.3 Synthèse pour les autres usages :

Usage	Poutre intermédiaire	Poutre de rive
Terrasse accessible	IPE 330	IPE 270
Terrasse inaccessible	IPE 330	IPE 270
Bureau	IPE 300	IPE 240

Tableau 5. 14 : Tableau récapitulatif pour les solives de chaque usage

Donc :

$$M_{brd} = \left[\left(W_{pl,y} - \frac{\rho \times A_v^2}{4t_w} \right) \times f_y \right] / \gamma_{m0}$$

Telle que :

$$\rho = \left(\frac{2V_{sd}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right)^2$$

$$\rho =$$

5.2.5 Console bureaux (L = 2 m)

L (console) = 2 m.

Pour le console on propose une section, après on va la vérifier.

Dans ce cas la partie de béton est négligé (béton tendu), on prendre en compte juste la section de profilé, et le calcul sera en une seul phase (la phase finale).

Désignation Abrégée	Poids		section				Dimensions			
	G (kg/ml)	A (mm ²)	h (mm)	b (mm)	t _f (mm)	t _w (mm)				
IPE 450	77,6	97,82	450	190	14,6	9,4				
	Caractéristiques									
	I _y (mm ⁴) ×10 ⁴	I _z (mm ⁴) ×10 ⁴	W _{pl-y} (mm ⁴) ×10 ³	i _y (mm)	i _z (mm)					
	33740	1676	1702	204,3	41,2					

Tableau 5. 15 : dimension Caractéristique mécanique du profilé IPE 450

5.2.5.1 Dimensionnement en phase finale :

M. Charges et combinaisons de charge :

- $G_{poutre} = 0,663 \text{ kN/ml}$
- $G = 6,41 \text{ kN/m}^2$
- $Q = 2.5 \text{ kN/m}^2$

Largeur de semelle 0,19 m

- ELU :

$$q_u = 1,35G + 1,5(Q)$$

$$q_u = 1,35 \left(g_{poutre} + (0,19 \times G) \right) + 1,5 Q$$

$$q_u = 3,04 \text{ kN/ml}$$

- ELS :

$$q_s = G + Q$$

$$q_s = g_{poutre} + (G_b + Q) \times 0,19$$

$$q_s = 2,21 \text{ kN/m}$$

N. Réactions des solives :

Réaction	q _u (kN/ml)	q _s (kN/ml)	R _u (kN)	R _s (kN)
R1	12,94	9,31	116,49	83,79

Tableau 5. 16 : réaction des solives sur la poutre phase finale.



Figure 5. 9 : diagramme des efforts tranchant et des moments fléchissant à ELU.

A. Vérification de la flexion :

$$M_{sd} \leq M_{plrd}$$

- $M_{plrd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{(1702 \times 10^3 \times 235)}{1.1} \times 10^{-6} = 363,60 \text{ kN.m}$
- $M_{sd} = 240,58 \text{ kN.m}$
- $240,58 \text{ kN.m} < 363,60 \text{ kN.m}$ C'est vérifier.

B. Vérification de l'effort tranchant :

$$V_{sd} \leq V_{plrd}$$

- $V_{plrd} = \frac{f_y \times A_v}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} = \frac{235 \times A_v}{\sqrt{3} \times 1.1} = 542,61 \text{ kN}$
 $A_v = 1,04 \times h \times t_w$
 $A_v = 4399,2 \text{ mm}^2$
- $V_{sd} = 124,09 \text{ kN.m}$

$$124,09 \text{ kN} < 542,61 \text{ kN} \quad \text{C'est vérifier.}$$

$$V_{sd} < 0,5V_{plrd}$$

$124,09 \text{ kN} < 271,30 \text{ kN}$ Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment.

C. Vérification du déversement :

$$M_{sd} \leq M_{brd}$$

IPE 300 de classe 1 ($K=1$; $C_1=1,856$; $K_w=1$; $\beta_w=1$)

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

$$\lambda_{LT} = 43,574$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_w} \quad \text{avec } \lambda_1 = 93,91\epsilon \quad \text{et } \epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = 0,464$$

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

$\alpha_{LT} = 0,21$ Pour les profils lamines

$$\phi_{LT} = 0,635$$

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

$$\chi_{LT} = 0,935$$

- $M_{brd} = \chi_{LT} \times \beta_w \times W_{pl,y} \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$

$$M_{brd} = 340,03 \text{ kNm}$$

- $M_{sd} = 240,58 \text{ kNm}$

$$240,58 \text{ kNm} < 340,03 \text{ kNm}$$

C'est vérifier.

D. Vérification de la rigidité :

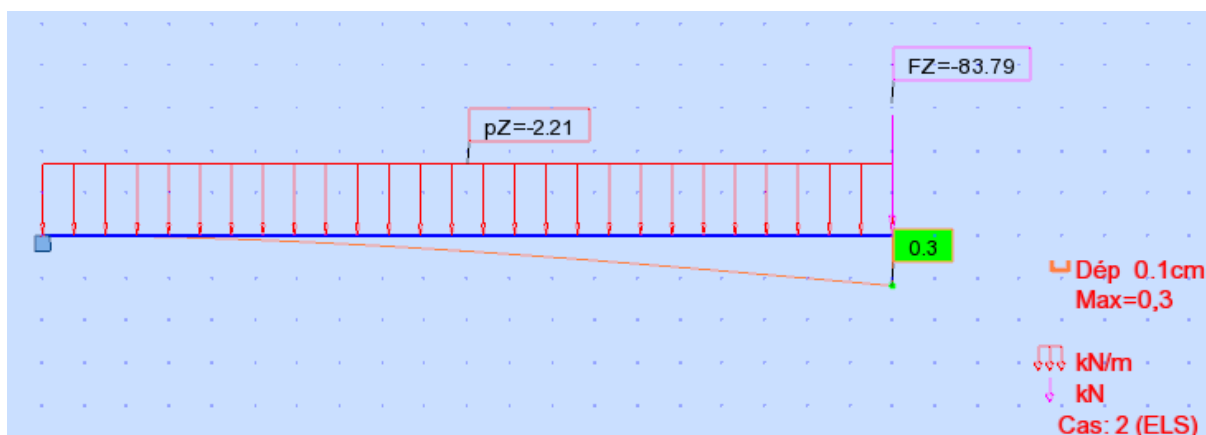


Figure 5. 10 : La flèche maximum à ELS.

- $\bar{f} = \frac{L}{250}$

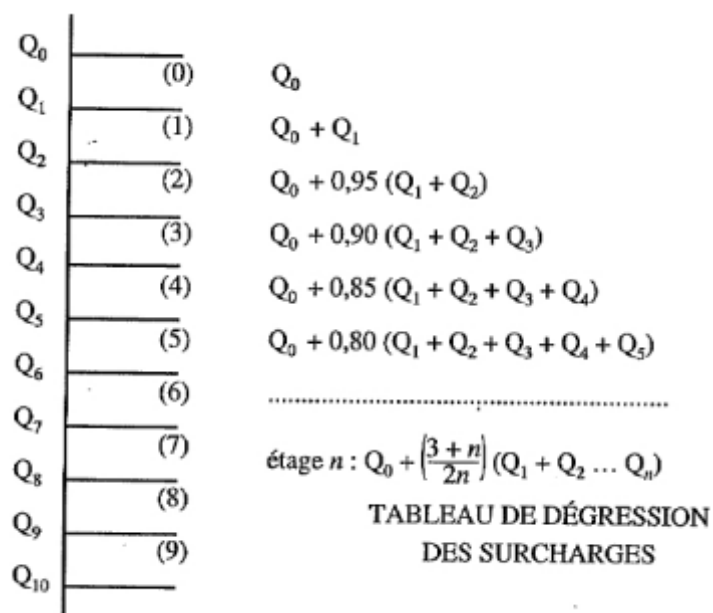
$$\bar{f} = 8 \text{ mm}$$

$$3 \text{ mm} < 8 \text{ mm} \quad \text{C'est vérifier.}$$

5.3 Pré-dimensionnement des poteaux

5.3.1 Descente des charges

Pour une charge d'exploitation constante



$$q = (1,35 \times \sum G) + (1,5 \times \sum Q) \text{ kN/m}^2$$

Niveau	Surcharge Q (kN/m ²)	G (kN/m ²)	$\sum Q$ (kN/m ²)	$\sum G$ (kN/m ²)	q_u (kN/m ²)
41,14 m	Q10	1	7,85	7,85	12,10
37,06 m	Q9	2,5	6,41	14,26	24,50
32,98 m	Q8	2,5	6,41	20,67	36,53
28,90 m	Q7	2,5	6,41	27,08	48,18
24,82 m	Q6	2,5	6,41	33,49	59,46
20,74 m	Q5	2,5	6,41	39,9	70,37
16,66 m	Q4	2,5	6,41	46,31	80,89
12,25 m	Q3	2,5	6,41	52,72	91,05
8,5 m	Q2	2,5	6,41	59,13	100,83
4,42 m	Q1	2,5	6,41	65,54	110,23
0,00 m	Q0	2,5	6,41	71,95	119,26

Tableau 5. 17 : Tableaux de descente de charge

5.3.2 Poteau central « 1 »

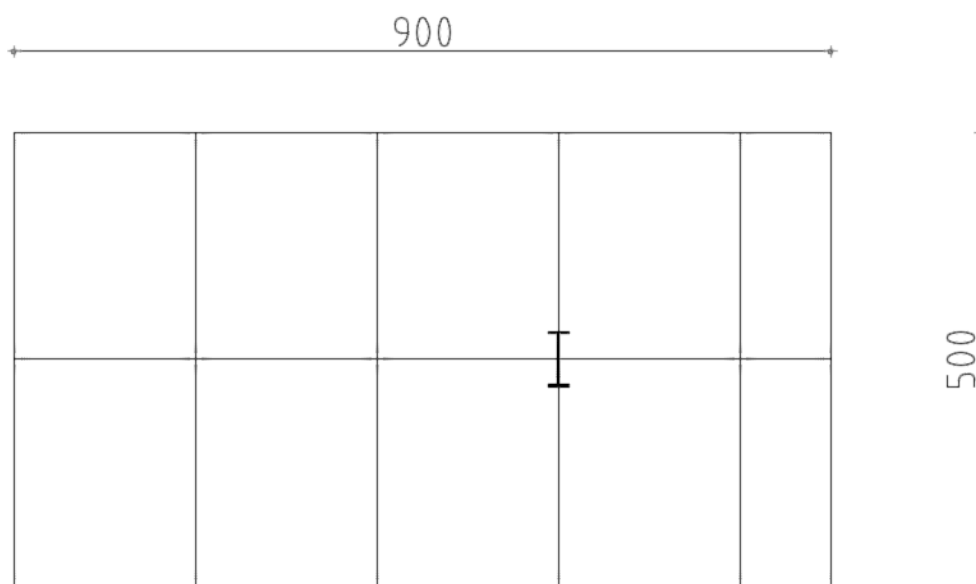


Figure 5. 11 : Surface reçoit par le poteau central 1.

La surface qui revient au poteau central est de 45 m², et les charges appliquer dans cette surface c'est :

- la charge permanente G et surcharge Q en ELU qui déterminer par la loi de dégression
- Poids de poteau au-dessus

$$P_{poteau} = 1,35 \times (L_{poteau} \times G_{poteau})$$
- Poids du 4 poutres (2 poutres principales et 2 poutres secondaires)

$$P_{poutre} = 1,35 \times (L_{poutre} \times G_{poutre})$$
- Poids des 4 solives

$$P_{solives} = 1,35 \times (L_{solives} \times G_{solives})$$

A. Détermination de la section de poteau

Niveau	N _{sd} (kN)	A (mm ²)	Profilé
41,14 m	565,12	2645,23	HEM 140
37,06 m	1144,07	5355,23	HEM 180
32,98 m	1706,53	7988,01	HEM 220
28,90 m	2252,65	10544,33	HEM 240
24,82 m	2781,90	13021,67	HEM 240
20,74 m	3294,71	15422,03	HEM 280
16,66 m	3791,39	17746,95	HEM 320
12,25 m	4271,25	19993,07	HEM 340
8,5 m	4734,25	22160,32	HEM 360
0,00 m	5180,55	24249,41	HEM 450
-3,40 m	5609,98	26259,50	HEM 450

Tableau 5. 18 : Section des poteaux centraux 1 pour chaque étage.

B. Vérification des poteaux (exemple de calcul)

Poteau central « 1 » niveau 20,74 m

$L = 4,08$ m

(Encastrée – Encastrée) au tour y-y.

(Articulée – Articulée) au tour z-z.

Profile	h (mm)	b (mm)	t _r (mm)	t _w (mm)	A (mm ²)	i _y (mm ²)	i _z (mm ²)
HEM 280	310	280	33	18,5	24020	128,3	74

Tableau 5. 19 : caractéristique géométrique du profilé

On doit vérifier que

$$N_{sd} \leq N_{b,rd} = \frac{\chi \times \beta_a \times A \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$\beta_a = 1 \quad \text{Classe 1}$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

$$\lambda_{_1} = 93,91 \times \varepsilon = 93,91$$

- Longueur de flambement :

$$L_{fy} = 0,5L \quad (\text{Encastrée-Encastrée})$$

$$L_f = 2,04 \text{ m}$$

$$L_{fz} = L \quad (\text{Articulée – Articulée})$$

$$L_f = 4,08 \text{ m}$$

- Elancement maximal :

$$\lambda_z = \frac{L_{fz}}{i_z} = \frac{4,08 \times 10^3}{74} = 55,14$$

$$\lambda_y = \frac{L_{fy}}{i_y} = \frac{2,04 \times 10^3}{128,3} = 15,90$$

- Elancement réduit :

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_a} = 0,59$$

0,59 > 0,2 il y a risque d flambement.

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_a} = 0,16$$

0,16 < 0,2 il n'y a pas risque d flambement.

$$\bar{\lambda}_{max} = 0,59$$

- Vérification du flambement :

$$\frac{h}{b} = 1,11 > 1,2 \quad \text{Et} \quad t_f < 100 \text{ mm}$$

Donc les courbes de flambement c'est $\begin{cases} y - y & b \\ z - z & c \end{cases}$

Chapitre 5 : Pré-dimensionnement des éléments porteurs.

Courbe	a	b	c	d
α	0,21	0,34	0,49	0,76

Tableau 5. 20 : facteur d'imperfection correspondant à la courbe de flambement

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

$$\varphi = 0,74$$

$$\checkmark \chi = \frac{1}{(\varphi + \sqrt{(\varphi^2 - \bar{\lambda}^2)})}$$

$$\chi = 0,84$$

$$\checkmark N_{b,rd} = \frac{\chi \times \beta_a \times A \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$N_{b,rd} = 4310,49 \text{ kN}$$

$$N_{b,rd} = 4310,49 \text{ kN} > N_{sd} = 2781,90 \text{ kN}$$

La condition vérifiée.

C. Choix final

Niveau	Profile
41,14 m	HEM 220
37,06 m	HEM 220
32,98 m	HEM 220
28,90 m	HEM 280
24,82 m	HEM 280
20,74 m	HEM 280
16,66 m	HEM 360
12,25 m	HEM 360
8,5 m	HEM 360
0,00 m	HEM 450
-3,40 m	HEM 450

Tableau 5. 21 : Choix des sections des poteaux.

5.3.3 Poteau central « 2 »

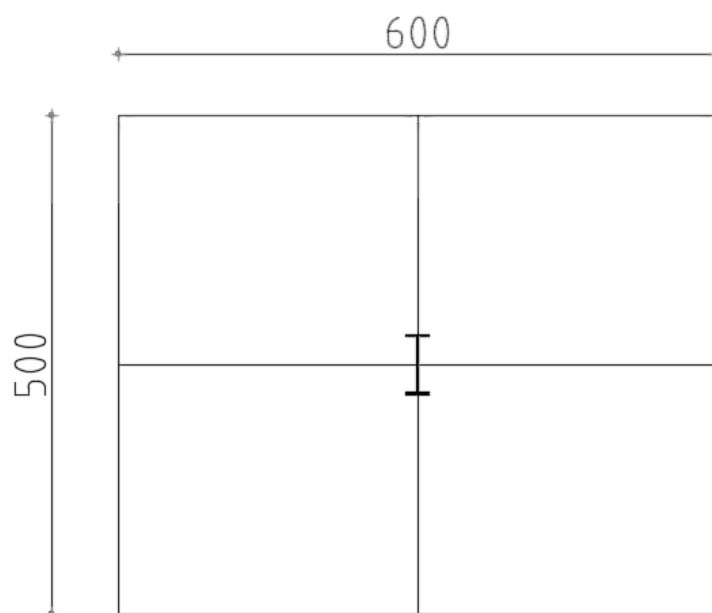


Figure 5. 12 : Surface reçoit par le poteau central 2

Chapitre 5 : Pré-dimensionnement des éléments porteurs.

La surface qui revient au poteau central est de 30 m², et les charges appliquer dans cette surface c'est :

- la charge permanente G et surcharge Q en ELU qui déterminer par la loi de dégression

- Poids de poteau au-dessus

$$P_{poteau} = 1,35 \times (L_{poteau} \times G_{poteau})$$

- Poids du 4 poutres (2 poutres principales et 2 poutres secondaires)

$$P_{poutre} = 1,35 \times (L_{poutre} \times G_{poutre})$$

- Poids des 2 solives

$$P_{solives} = 1,35 \times (L_{solives} \times G_{solives})$$

A. Détermination de la section de poteau

Niveau	N _{sd} (kN)	A (mm ²)	Profile
41,14 m	371,55	1739,18	HEM 120
37,06 m	752,28	3521,32	HEM 160
32,98 m	1121,76	5250,81	HEM 200
28,90 m	1480,73	6931,05	HEM 200
24,82 m	1828,44	8558,63	HEM 220
20,74 m	2164,90	10133,56	HEM 240
16,66 m	2490,54	11657,84	HEM 260
12,25 m	2804,93	13129,46	HEM 260
8,5 m	3108,07	14548,43	HEM 280
0,00 m	3400,72	15918,27	HEM 300
-3,40 m	3682,12	17235,46	HEM 320

Tableau 5. 22 : Section des poteaux centraux 2 pour chaque étage.

B. Vérification des poteaux (exemple de calcul)

Poteau central « 2 » niveau 8,50 m

L = 4,08 m

(Encastrée – Encastrée) au tour y-y.

(Articulée – Articulée) au tour z-z.

Profile	h (mm)	b (mm)	t _f (mm)	t _w (mm)	A (mm ²)	i _y (mm ²)	i _z (mm ²)
HEM 280	310	280	33	18,5	24020	128,3	74

Tableau 5. 23 : caractéristique géométrique du profilé

On doit vérifier que

$$N_{sd} \leq N_{b,rd} = \frac{\chi \times \beta_a \times A \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$\beta_a = 1 \quad \text{Classe 1}$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

$$\lambda_1 = 93,91 \times \varepsilon = 93,91$$

- Longueur de flambement :

$$L_{fy} = 0,5L \quad (\text{Encastrée-Encastrée})$$

$$L_f = 2,04 \text{ m}$$

Chapitre 5 : Pré-dimensionnement des éléments porteurs.

$$L_{fz} = L \quad (\text{Articulée – Articulée})$$

$$L_f = 4,08 \text{ m}$$

- Elancement maximal :

$$\lambda_z = \frac{L_{fz}}{i_z} = \frac{4,08 \times 10^3}{74} = 55,14$$

$$\lambda_y = \frac{L_{fy}}{i_y} = \frac{2,04 \times 10^3}{128,3} = 15,90$$

- Elancement réduit :

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_a} = 0,59$$

0,59 > 0,2 il y a risque d flambement.

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_a} = 0,16$$

0,16 < 0,2 il n'y a pas risque d flambement.

$$\bar{\lambda}_{max} = 0,59$$

- Vérification du flambement :

$$\frac{h}{b} = 1,11 > 1,2 \quad \text{Et} \quad t_f < 100 \text{ mm}$$

Donc les courbes de flambement c'est $\begin{cases} y - y & b \\ z - z & c \end{cases}$

Courbe	a	b	c	d
a	0,21	0,34	0,49	0,76

Tableau 5. 24 : Facteur d'imperfection correspondant à la courbe de flambement

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

$$\varphi = 0,74$$

$$\checkmark \quad \chi = \frac{1}{(\varphi + \sqrt{(\varphi^2 - \bar{\lambda}^2)})}$$

$$\chi = 0,84$$

$$\checkmark \quad N_{b,rd} = \frac{\chi \times \beta_a \times A \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$N_{b,rd} = 4310,49 \text{ kN}$$

$$N_{b,rd} = 4310,49 \text{ kN} > N_{sd} = 3108,07 \text{ kN}$$

La condition vérifiée.

C. Choix final

Niveau	Profile
41,14 m	HEM 200
37,06 m	HEM 200
32,98 m	HEM 200
28,90 m	HEM 240
24,82 m	HEM 240
20,74 m	HEM 240
16,66 m	HEM 280
12,25 m	HEM 280
8,5 m	HEM 280
0,00 m	HEM 320
-3,40 m	HEM 320

Tableau 5. 25 : Choix finale pour poteau

5.3.4 Poteau de rive et de coin

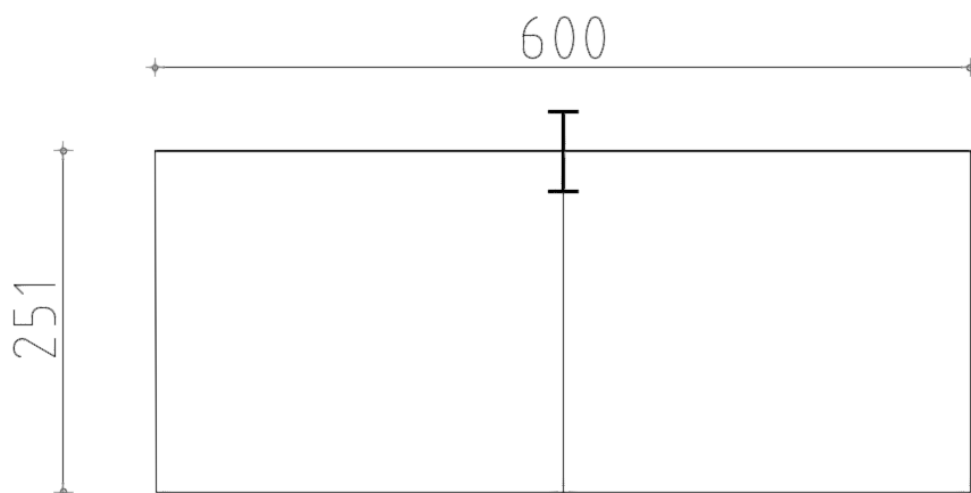


Figure 5. 13 : Surface reçoit par le poteau central rive.

La surface qui revient au poteau central est de 15 m², et les charges appliquer dans cette surface c'est :

- la charge permanente G et surcharge Q en ELU qui déterminer par la loi de dégression
- Poids de poteau au-dessus

$$P_{poteau} = 1,35 \times (L_{poteau} \times G_{poteau})$$
- Poids du 3 poutres (2 poutres principales et 1 poutre secondaire)

$$P_{poutre} = 1,35 \times (L_{poutre} \times G_{poutre})$$
- Poids des 2 solives

$$P_{solives} = 1,35 \times (L_{solives} \times G_{solives})$$

A. Détermination de la section de poteau

Niveau	N _{sd} (kN)	A (mm ²)	Profile
41,14 m	190,09	889,78	HEM 140
37,06 m	384,77	1801,04	HEM 160
32,98 m	573,82	2685,98	HEM 180
28,90 m	757,98	3547,99	HEM 180
24,82 m	936,51	4383,68	HEM 200
20,74 m	1109,42	5193,03	HEM 200
16,66 m	1277,14	5978,08	HEM 220
12,25 m	1439,23	6736,80	HEM 220
8,5 m	1595,69	7469,19	HEM 240
0,00 m	1747,29	8178,79	HEM 240
-3,40 m	1893,26	8862,06	HEM 260

Tableau 5. 26 : Section des poteaux centraux 2 pour chaque étage.

B. Choix final

Niveau	Profile
41,14 m	HEM 180
37,06 m	HEM 180
32,98 m	HEM 180
28,90 m	HEM 200
24,82 m	HEM 200
20,74 m	HEM 200
16,66 m	HEM 240
12,25 m	HEM 240
8,5 m	HEM 240
0,00 m	HEM 260
-3,40 m	HEM 260

Tableau 5. 27 : Choix finale pour poteaux de rive et de coin.

5.4 Conclusion

Les sections qui sont déterminé dans ce chapitre seront utiliser par la suite dans le calcul dynamique est sismique pour réaliser un modèle numérique de calcul.

Chapitre 6 Etude dynamique et sismique.

6.1 Introduction :

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

Le but de ce chapitre est de définir un modèle de structure qui détermine les efforts induits et leur distribution et la vérification des conditions et critères de sécurité imposés par les règles parasismiques Algériennes [2].

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

6.1.1 Choix de la méthode de calcul :

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

Les règles parasismiques Algériennes [2] propose trois méthodes de calcul des sollicitations.

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

6.1.2 La méthode statique équivalente :

La méthode statique équivalente n'est pas applicable dans le cas de notre bâtiment car la structure est en zone **III** de groupe d'usage 1B et sa hauteur dépasse les 30 m.

Donc on opte pour la méthode model spectrale.

6.1.3 La méthode modale spectrale :

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

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

6.1.3.1 Principe :

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

Cette méthode est basée sur les hypothèses suivantes :

- Concentration des masses au niveau des planchers.
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.

- Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des coefficients massiques de ces modes soit aux moins égales 90%.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la repense totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (3) dans chaque direction considérée.

Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \text{ et } T_K \leq 0.20 \text{ sec}(4 - 14)$$

Où : N est le nombre de niveaux au-dessus de sol et la période du mode K.

6.2 Modèle initiale :

Dans ce modèle, on a vérifié la structure autant qu'une structure auto stable comme il est indiqué dans la figure ci-dessous :

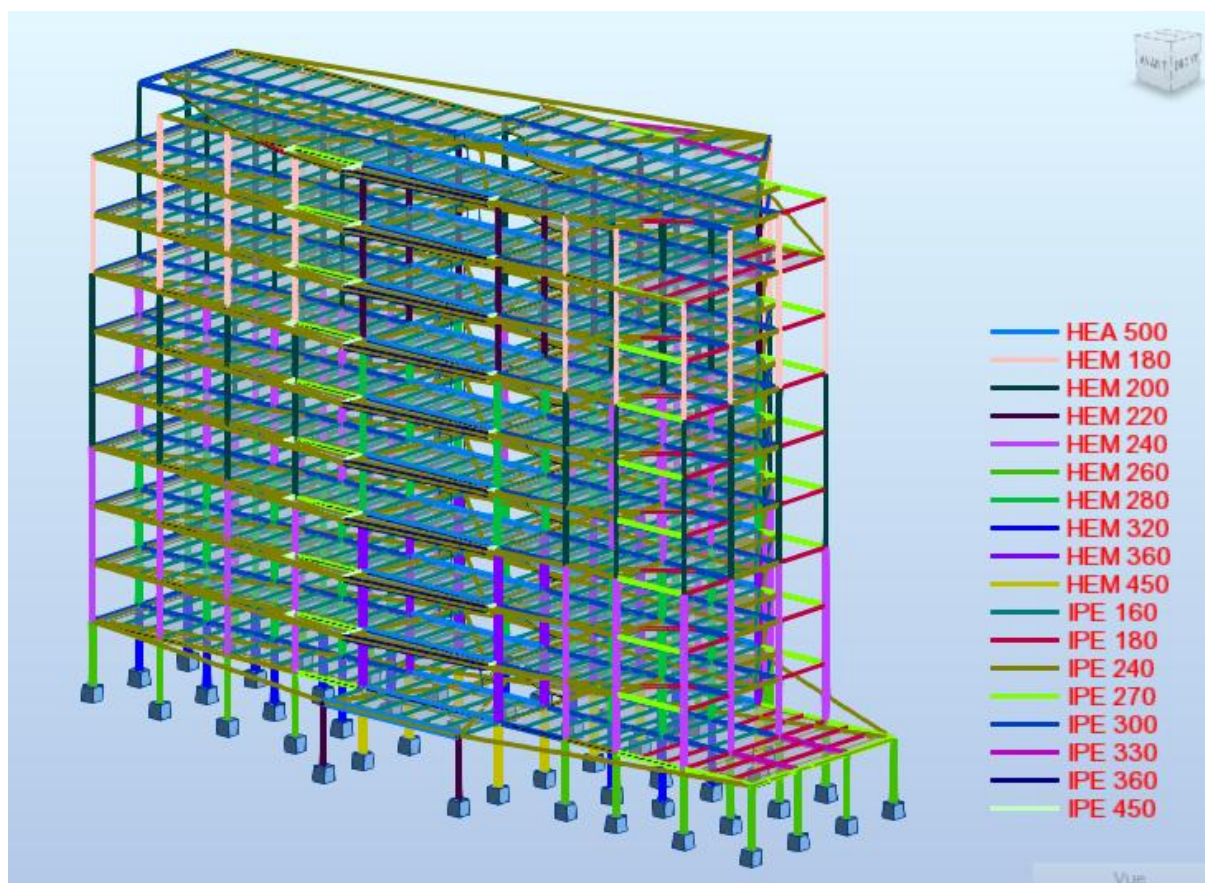


Figure 6. 1 : Structure auto-stable.

A. Utilisation des spectres de réponse :

La pratique actuelle la plus répandue consiste à définir le chargement sismique par un spectre de réponse toute structure est assimilable à un oscillateur multiple, la réponse d'une structure à une accélération dynamique est fonction de l'amortissement (ζ) et de la pulsation naturelle (ω).

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

L'action sismique est représentée par un spectre de calcul suivant :

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

B. Représentation graphique du spectre de réponse :

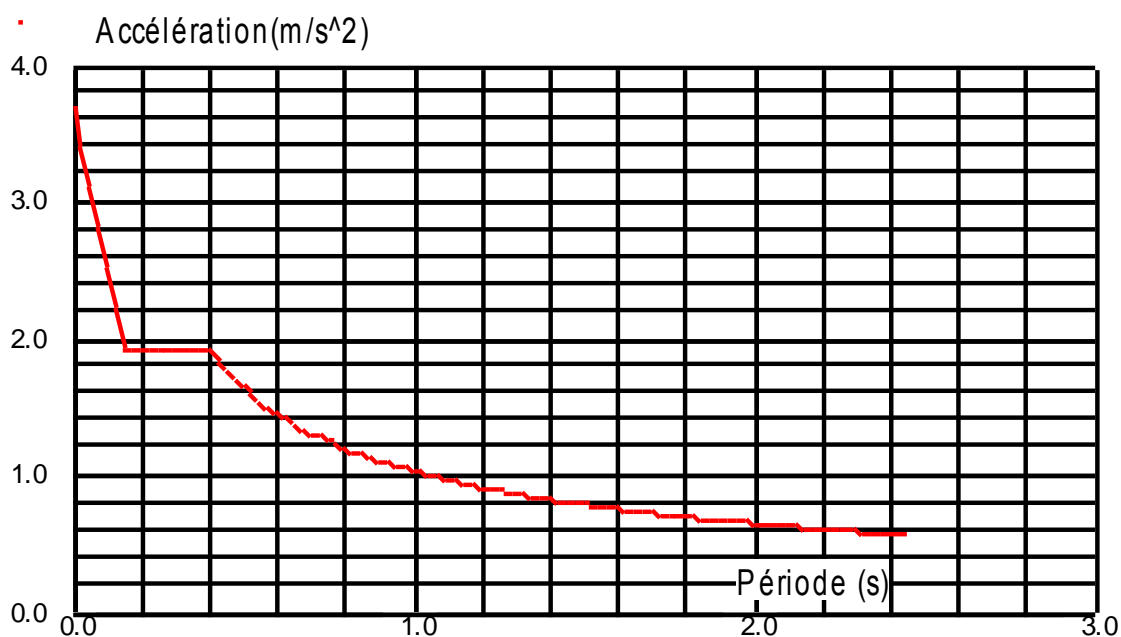


Figure 6. 2 : représentation de graphe pour un spectre de réponse du 1^{er} model.

Avec :

- g : accélération de la pesanteur.
- A : coefficient d'accélération de zone.
- R : Coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement.
- T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site, ($T_1 = 0,15\text{sec}$, $T_2 = 0,40\text{sec}$)
- Q : Facteur de qualité.

C. Résultante des forces sismiques de calcul :

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_t < 0.8 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) par la valeur du rapport $r = \frac{0,8 V}{V_t}$.

6.3 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 :

6.3.1 A : coefficient d'accélération de zone.

- Groupe d'usage : **1B** (bâtiment recevant du public et pouvant accueillir simultanément plus de 300 personnes (usage de bureaux) Dépasse 30m.
- Zone sismique : **III (wilaya d'Alger)**

6.3.2 D : facteur d'amplification dynamique moyen

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

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

T1, T2: périodes caractéristiques associée à la catégorie du site est donnée dans **le tableau 4.7[2]**.

$$\text{Catégorie S2} \begin{cases} T1 = 0,15 \text{ sec} \\ T2 = 0,40 \text{ sec} \end{cases}$$

6.3.3 Estimation de la période fondamentale de la structure :

$$T = \min \left(T = C_T \times h_N^{3/4}, T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \right)$$

- $C_T=0,085$: pour portique auto-stable en acier sans remplissage en maçonnerie
- $C_T=0,05$: contreventement assuré partiellement ou totalement par des palées triangulées
- h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.
- $h_N = 41,14 \text{ m}$.

$$T = 0,075 \times 41,14^{\frac{3}{4}} = 1,21 \text{ s}$$

On calcule le facteur D suivant les deux directions par les formules suivantes :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7 \rightarrow \eta = 1$$

$$\begin{cases} T_2 \leq T \leq 3s \rightarrow D_x = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \\ T_2 \leq T \leq 3s \rightarrow D_y = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \end{cases} \begin{cases} D_x = 2,5 \times 1 \times \left(\frac{0,4}{1,21}\right)^{\frac{2}{3}} = 1,20 \\ D_y = 2,5 \times 1 \times \left(\frac{0,4}{1,21}\right)^{\frac{2}{3}} = 1,20 \end{cases}$$

6.3.4 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.

Comme notre bâtiment dépasse les 10 niveaux ou 30m (R=9, h=41,14 m).et le contreventement et assuré par des portiques auto-stables ductiles on a choisi un coefficient de comportement (R=6) car les caractéristiques de la structure sont conforme au paragraphe 8.2 de RPA99/2003.

6.3.5 Q : facteur de qualité

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent
- la régularité en plan et en élévation
- la qualité de contrôle de la construction

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

Critère q	Observée (O/N)	Pq // xx	Observée (O/N)	Pq // yy
Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0	Non	0,05
Redondance en plan	Non	0,05	Non	0,05
Régularité en plan	Non	0,05	Non	0,05
Régularité en élévation	Non	0,05	Non	0,05
Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0	Oui	0

Tableau 6. 1 : valeurs des pénalitésPq.

$$Q_{xx}=1+(0+0,05+0,05+0,05+0+0)=1,15$$

$$Q_{yy}=1+(0,05+0,05+0,05+0,05+0+0)=1,2$$

6.3.6 W : poids de la structure

On préconise de calculer le poids total de la structure de la manière suivante :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i$$

Wi étant donné par :

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

Avec :

- W_i : Le poids concentré au niveau du centre masse du plancher « i ».
- W_{Gi} : Le poids dû aux charges permanentes et celui des équipements fixes éventuels, secondaires de la structure au niveau « i ».
- W_{Qi} : Surcharges d'exploitation au niveau « i ».
- B : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.
- $\beta=0,3$ (bâtiment d'habitation, bureaux ou assimilés). (Tableau 4.5)

Poids revenant pour chaque poteau :

G (kN)	59615,48
Q (kN)	19785,32
W=G+0.3Q (kN)	65542.50

Tableau 6. 2 : Poids dynamique de structure.

Sens	A	D	Q	R	W (kN)	V (kN)	0.8V (kN)
x-x	0,3	1,20	1,15	6	65542.50	4522.43	3617.94
y-y	0,3	1,20	1,20	6	65542.50	4719.06	3775.24

Tableau 6. 3 : Le calcul de V ce fait par le W calculé.

0,8Vx	3617.94	r1	2,55
Ex Max	1713.44		
0,8 Vy	3775.24	0,8 Vy < Ey Max	
Ey Max	4602		

Tableau 6. 4 : vérification de l'effort tranchant a la base.

6.3.7 Modes propres et participation massique

Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Modale UX [%]	Masses Modale UY [%]
1	0,13	7,51	0	74,68	0.00	74.68
2	0,2	4,89	0,05	74,85	0.05	0.17
3	0,29	3,41	74,92	74,85	74.87	0.00
4	0,4	2,53	74,92	85,79	0.00	10.94
8	0,59	1,69	74,92	85,79	0.00	0.00
6	0,7	1,43	74,92	90,54	0.00	4.76
7	0,84	1,19	85,84	90,54	10.92	0.00
8	1,03	0,97	85,84	90,55	0.00	0.01
9	1,06	0,94	85,84	93,39	0.00	2.83
10	1,47	0,68	90,5	93,47	4.65	0.08

Tableau 6. 5 : participation massique.

6.3.8 Déplacements inter- étages

L'une des vérifications préconisées par le **RPA99 version 2003**, concerne les déplacements latéraux inter- étages. L'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :

$$\Delta_x^k \leq \bar{\Delta} \quad \text{et} \quad \Delta_y^k \leq \bar{\Delta}$$

Avec:

$\bar{\Delta}$ est le déplacement admissible

$$\bar{\Delta} = 0.01h_e \quad \text{où} \quad h_e \text{ est la hauteur de l'étage.}$$

Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_x^k = R \cdot \delta_{ex}^k \quad \text{Et} \quad \delta_y^k = R \cdot \delta_{ey}^k$$

δ_e^k : Déplacement due aux forces sismiques E_i (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement (R=4)

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$$\Delta_{ex}^k = \delta_{ex}^k - \delta_{ex}^{k-1} \quad \text{Et} \quad \Delta_{ey}^k = \delta_{ey}^k - \delta_{ey}^{k-1}$$

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

Etage	Load Case/Combo	U _x	U _x *R	Delta U _x	H etage	0,01h	Note
		cm	cm	cm	cm	cm	
10	Ex Max	6,5	16,58	6,5	408	4.08	NV
9	Ex Max	17,8	45,39	11,2	408	4.08	NV
8	Ex Max	29,8	75,99	12,0	408	4.08	NV
7	Ex Max	41,3	105,32	11,5	408	4.08	NV
6	Ex Max	52,8	134,64	11,5	408	4.08	NV
5	Ex Max	63,1	160,91	10,2	408	4.08	NV
4	Ex Max	71,8	183,09	8,8	408	4.08	NV
3	Ex Max	80,4	205,02	8,6	408	4.08	NV
2	Ex Max	87,8	223,89	7,4	408	4.08	NV
1	Ex Max	92,2	235,11	4,4	448	4.48	V

Tableau 6. 6 : déplacement inter-étage dans le sens x-x.

Etage	Combo	U _y	Delta U _y	H etage	0,01h	Note
		cm	cm	cm	cm	
10	Ey Max	8,4	8,4	408	4.08	NV
9	Ey Max	24,0	15,6	408	4.08	NV
8	Ey Max	40,4	16,4	408	4.08	NV
7	Ey Max	55,6	15,2	408	4.08	NV
6	Ey Max	70,2	14,6	408	4.08	NV
5	Ey Max	82,9	12,7	408	4.08	NV
4	Ey Max	94,3	11,4	408	4.08	NV
3	Ey Max	105,6	11,3	408	4.08	NV
2	Ey Max	114,9	9,3	408	4.08	NV
1	Ey Max	121,7	6,8	448	4.48	NV

Tableau 6. 7 : déplacement inter-étage dans le sens y-y.

Déduction :

Après la vérification de déplacement inter-étage on a déduit que ça ne vérifie pas les exigences prescrit par le RPA donc on va opter pour des palées triangulées X.

Pour cela le coefficient de comportement va changer d'après le tableau (4.3) dans [2]

R=4 ossature contreventée par palées triangulées en X.

6.4 Modèle final

Afin de stabiliser notre structure et garantir sa sécurité selon le règlement parasismique,

On a ajouté des contreventements et amélioré les sections des poteaux, Après plusieurs essais des dispositions des CV et des changements des sections, j'ai opté à un modèle finale qui satisfait tous les exigences règlementaire.

Comme il est indiqué dans la figure ci-dessous :

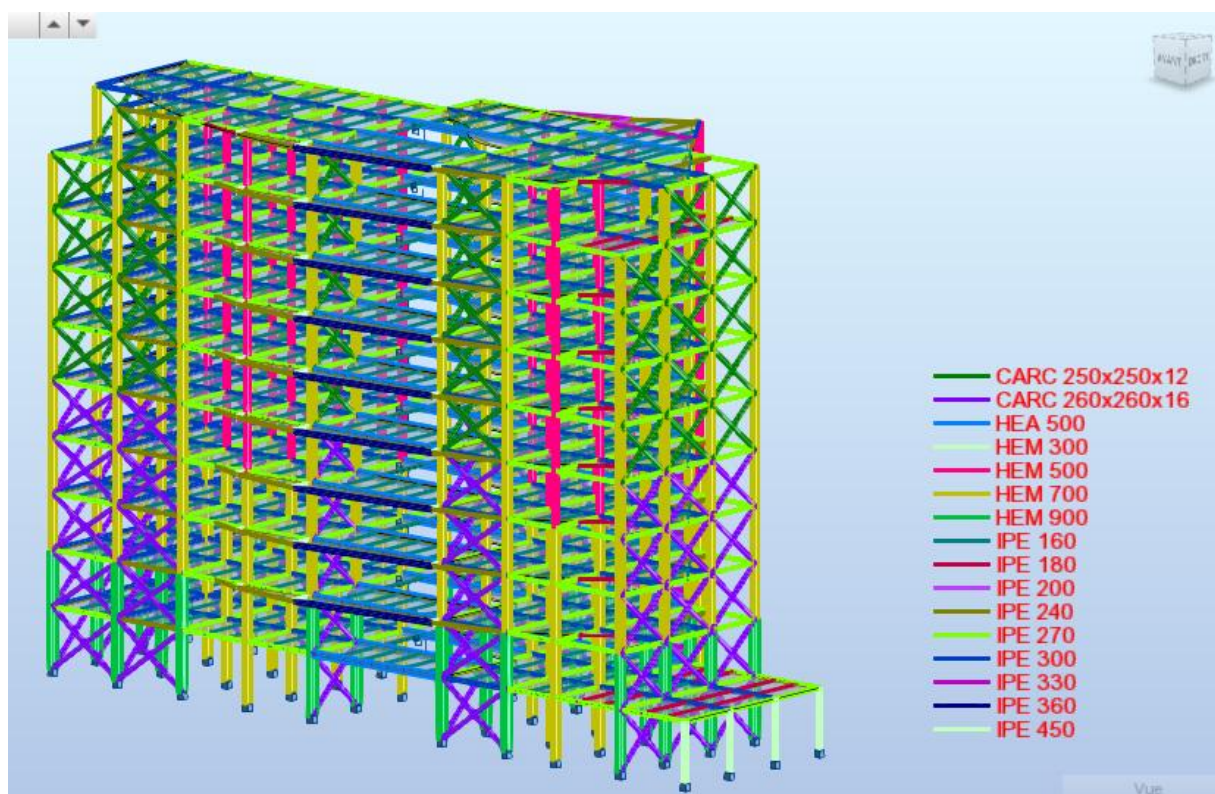


Figure 6. 3 : Structure avec palées triangulées en X.

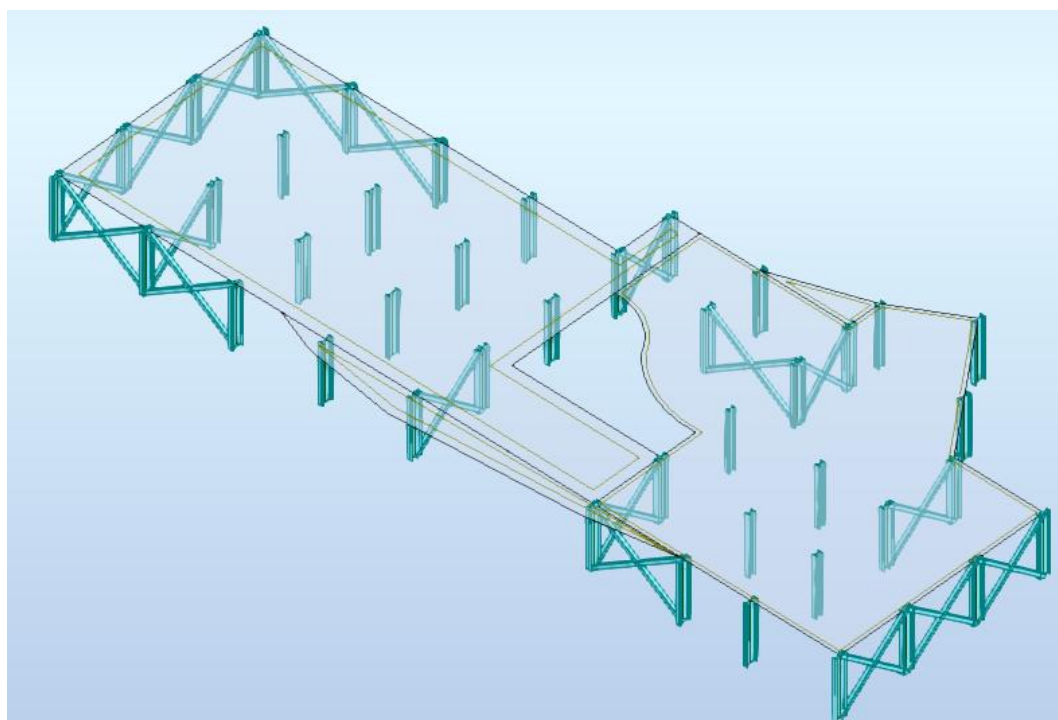


Figure 6. 4 : Disposition de contreventement dans la structure.

6.4.1 Représentation graphique du spectre de réponse

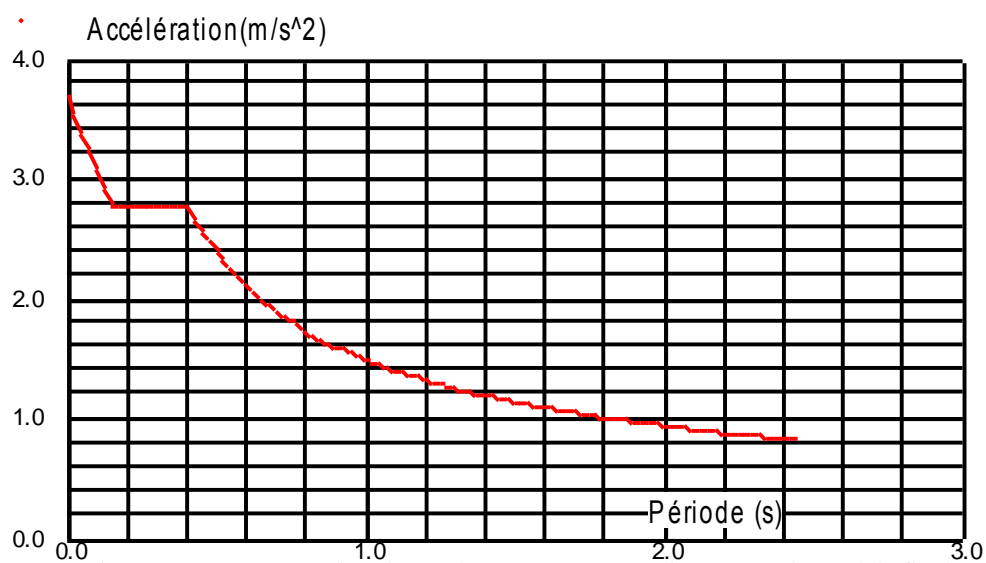


Figure 6. 5 : représentation de graphe pour un spectre de réponse du modèle finale.

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

Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Modales UX [%]	Masses Modale UY [%]
1	0.96	1.04	71.29	0.06	71.29	0.06
2	1.16	0.86	71.38	66.09	0.09	66.03
3	2.08	0.48	71.40	70.16	0.02	4.07
4	3.60	0.28	91.34	70.18	19.95	0.02
8	4.55	0.22	91.37	88.68	0.02	18.50
6	7.00	0.14	92.14	88.93	0.77	0.25
7	7.21	0.14	96.22	89.08	4.08	0.15
8	8.85	0.11	96.24	93.81	0.02	4.74
9	10.43	0.10	98.15	93.82	1.91	0.00
10	12.80	0.08	98.28	94.63	0.13	0.81

Tableau 6. 8 : participation massique.

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

$$T = C_T \times h_N^{3/4}$$

Avec :

C_T : Coefficient qui est fonction du système de contreventement et de base jusqu'au dernier niveau.

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

$$C_T = 0.05 \text{ et } h_N = 41.14\text{m}$$

$$T = 0.812.$$

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

Donc :

$$T_{exp} = 1.3 \times T$$

Chapitre 6 : Etude dynamique et sismique.

$$T_{exp} = 1.056.$$

Il faut que :

$$T_{numérique} \leq T_{exp}$$

$$T_{numérique} = 1.04 < T_{exp} 1.056$$

6.4.3 Calcul de la force sismique

Poids revenant pour chaque poteau :

G (kN)	64127,7
Q (kN)	19785,32
W=G+0.3Q (kN)	70063,3

Tableau 6. 9 : Poids dynamique de structure.

Sens	A	D	Q	R	W (kN)	V (kN)	0.8V (kN)
x-x	0,3	1,636	1,15	4	70063,3	9884.67	7909.74
y-y	0,3	2,248	1,15	4	70063,3	13584.84	10867.87

Tableau 6. 10 : Le calcul de V ce fait par le W calculé.

0,8V_x	7909.74	rx	1
Ex Max	8237.53		
0,8 V_y	10867.87	ry	1,231
Ey Max	8361.69		

Tableau 6. 11 : vérification de l'effort tranchant a la base.

6.4.4 Vérification du déplacement inter-étage

Etage	Cas	U _x	Delta U _x	H etage	0,01h	Note
		cm	cm	cm	cm	
1	Ex Max	1.30	1.3	448	4.48	V
2	Ex Max	3.00	1.7	408	4.08	V
3	Ex Max	5.10	2.1	408	4.08	V
4	Ex Max	7.50	2.4	408	4.08	V
5	Ex Max	10.20	2.7	408	4.08	V
6	Ex Max	13.00	2.8	408	4.08	V
7	Ex Max	15.80	2.9	408	4.08	V
8	Ex Max	18.70	2.9	408	4.08	V
9	Ex Max	21.50	2.8	408	4.08	V
10	Ex Max	24.30	2.8	408	4.08	V

Tableau 6. 12 : déplacement inter-étage dans le sens x-x.

Etage	Cas	Uy	Uy*R	Delta Uy	H etage	0,01h	Note
		cm	cm	cm	cm	cm	
1	Ey Max	0.60	0.78	0.78	448	4.48	V
2	Ey Max	1.60	2.08	1.30	408	4.08	V
3	Ey Max	3.00	3.90	1.82	408	4.08	V
4	Ey Max	4.80	6.24	2.34	408	4.08	V
5	Ey Max	6.80	8.84	2.60	408	4.08	V
6	Ey Max	9.00	11.70	2.86	408	4.08	V
7	Ey Max	11.30	14.69	2.99	408	4.08	V
8	Ey Max	13.60	17.68	2.99	408	4.08	V
9	Ey Max	15.80	20.54	2.86	408	4.08	V
10	Ey Max	18.30	23.79	3.12	408	4.08	V

Tableau 6. 13 : déplacement inter-étage dans le sens y-y.

6.4.5 Vérification de l'effet P-Δ

Niveau	Hk (cm)	Pk (kN)	sens x-x			sens y-y			Note
			Δk (mm)	Vk (kN)	θk	Δk (mm)	Vk (kN)	θk	
10	408	7025	28.00	1983	0.0243	31.20	2714	0.0198	≤ 0,1 ok
9	408	14021	28.00	3359	0.0286	28.60	4569	0.0215	≤ 0,1 ok
8	408	20824	29.00	4306	0.0344	29.90	5850	0.0261	≤ 0,1 ok
7	408	27627	29.00	5001	0.0393	29.90	6848	0.0296	≤ 0,1 ok
6	408	34430	28.00	5586	0.0423	28.60	7690	0.0314	≤ 0,1 ok
5	408	41243	27.00	6159	0.0443	26.00	8498	0.0309	≤ 0,1 ok
4	408	48055	24.00	6755	0.0418	23.40	9270	0.0297	≤ 0,1 ok
3	408	54867	21.00	7340	0.0385	18.20	9951	0.0246	≤ 0,1 ok
2	408	61679	17.00	7835	0.0328	13.00	10502	0.0187	≤ 0,1 ok
1	448	70063	13.00	8238	0.0247	7.80	10870	0.0112	≤ 0,1 ok

Tableau 6. 14 : effet P- Δ.

6.4.6 Justification de coefficient de comportement R

Les palées de contreventement doit reprendre au moins 75% de l'effort horizontal.

Etage	Charges reprises (kN)			Pourcentage %		Note
	Portique	pallier	totale	Portique	pallier	
1	353.15	7884.38	8237.53	4.29	95.71	V
2	243.9	7591.56	7835.46	3.11	96.89	V
3	311.89	7028.06	7339.95	4.25	95.75	V
4	334.08	6420.94	6755.02	4.95	95.05	V
5	353.63	5805.81	6159.44	5.74	94.26	V
6	367.17	5218.89	5586.06	6.57	93.43	V
7	369.14	4631.87	5001.01	7.38	92.62	V
8	370.48	3935.88	4306.36	8.60	91.40	V
9	327.04	3031.91	3358.95	9.74	90.26	V
10	448.21	1534.89	1983.1	22.60	77.40	V

Tableau 6. 15 : distribution des efforts dans le sens x-x.

Etage	Charges reprises (kN)			Pourcentage		Note
	Portique	pallier	totale	Portique	pallier	
1	353.15	10517.04	10870.19	3.25	96.75	V
2	261.64	10239.93	10501.57	2.49	97.51	V
3	398.67	9552.78	9951.45	4.01	95.99	V
4	368.76	8901.38	9270.14	3.98	96.02	V
5	361.65	8136.61	8498.26	4.26	95.74	V
6	334.1	7356.21	7690.31	4.34	95.66	V
7	333.68	6514.03	6847.71	4.87	95.13	V
8	339.3	5511.1	5850.4	5.80	94.20	V
9	243.33	4325.77	4569.1	5.33	94.67	V
10	468.59	2245.19	2713.78	17.27	82.73	V

Tableau 6. 16 : distribution des efforts dans le sens y-y

6.5 Conclusion

Au vu des résultats obtenue pour ce model :

- Vérification des modes de translations.
- Vérification des déplacements inter étage.
- Vérification de l'effet P- Δ .

On peut conclure que le model renforcé par les contreventements en X est satisfaisant pour les exigences de l'RPA99 version 2003.

Chapitre 7 Vérification des éléments.

7.1 Vérification des poteaux

Le pré-dimensionnement des poteaux a été établi vis-à-vis du flambement et après étude dynamique on a remarqué que les poteaux sont sollicités en flexion composée.

7.1.1 Méthode de calcul

Les poteaux sont soumis à la flexion composée (effort normal N et un ou deux moments M_y , M_z)

Les différentes sollicitations doivent être combinées dans les cas les plus défavorables

Comme si dessous :

Cas 1 : Une compression maximale N_{sd} et un moment $M_{y.sd}$ et $M_{z.sd}$ correspondant.

Cas 2 : Un moment $M_{y.sd}$ maximal et une compression N_{sd} et $M_{z.sd}$ correspondant.

Cas 3 : Un moment $M_{z.sd}$ maximal et une compression N_{sd} et $M_{y.sd}$ correspondant.

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

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

Avec :

- $K_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y}$; $K_y \leq 1,5$
- $\mu_y = \bar{\lambda}_y \times (2\beta_{M.y} - 4) + \left(\frac{W_{pl.y} - W_{el.y}}{W_{el.y}} \right)$; $\mu_y \leq 0,90$
- $K_z = 1 - \frac{\mu_z \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y}$; $K_z \leq 1,5$
- $\mu_z = \bar{\lambda}_z \times (2\beta_{M.z} - 4) + \left(\frac{W_{pl.z} - W_{el.z}}{W_{el.z}} \right)$; $\mu_z \leq 0,90$
- $\chi_{min} = \min(\chi_y; \chi_z)$
- $\beta_{M.y}$ et $\beta_{M.z}$ sont les facteurs de moment uniforme équivalent pour le flambement par flexion.

NB : Selon le [3] « article 5.2.5.3 » une ossature métallique peut être classé comme contreventé si le système de contreventement réduit ses déplacement horizontale d'au moins 80%. Dans ce cas Le calcul de longueur de flambement se fait par la méthode des nœuds fixe.

7.1.2 Vérification de poteau de 2eme étage

HEM 500

Hauteur d'étage 4.48m.

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)
HEM 500	344.3	161900	19150	7094	1932	6180	1252	21.69	7.46

Tableau 7. 1 : Caractéristique de section HEM 500

$$\text{Plan y-y : } \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{93,9 \times \varepsilon} = \frac{L_{fy}/i_y}{93,9 \times \varepsilon} ; \left(\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1 \right)$$

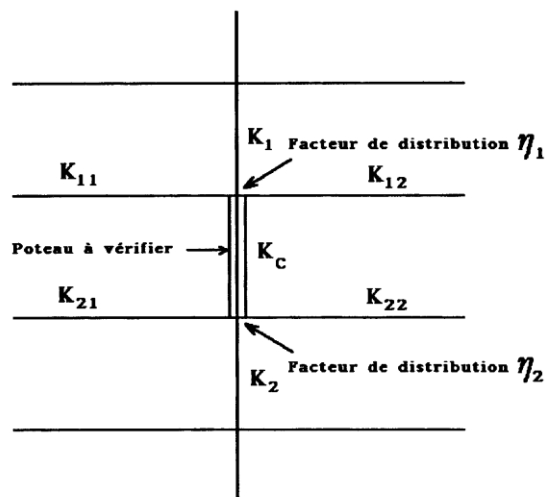
$$\text{Plan z-z : } \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{93,9 \times \varepsilon} = \frac{L_{fz}/i_z}{93,9 \times \varepsilon}$$

Alors ;

$$\frac{L_f}{L_0} = \left(\frac{1 + 0,145 \times (\eta_1 + \eta_2) - 0,265 \times \eta_1 \times \eta_2}{2 - 0,364 \times (\eta_1 + \eta_2) - 0,247 \times \eta_1 \times \eta_2} \right)$$

Avec ;

- $\eta_1 = \frac{K_C + K_{C1}}{K_C + K_{C1} + K_{P11} + K_{P12}}$
- $\eta_2 = \frac{K_C + K_{C2}}{K_C + K_{C2} + K_{P21} + K_{P22}}$
- K_C c'est la rigidité (ou la raideur) de poteau concerné
- K_{C1} et K_{C2} la rigidité des poteaux adjacents
- K_{Pij} la rigidité des poutres associées au nœud considéré



Plan y-y ;

$$K_C = K_{C1} = \frac{I_y}{h} = \frac{161900 \times 10^4}{4.08 \times 10^3} = 396813.73$$

$$K_{C2} = \frac{I_y(\text{HEM700})}{h} = \frac{329300 \times 10^4}{4.08 \times 10^3} = 807107.84$$

$$K_{P11} = K_{P21} = K_{P22} = K_{P12} = \frac{I_y(\text{IPE270})}{L(\text{IPE270})} = \frac{5790 \times 10^4}{5 \times 10^3} = 11580$$

$$\rightarrow \begin{cases} \eta_1 = 0,97 \\ \eta_2 = 0,98 \end{cases} ; \frac{L_{fy}}{L_0} = 0,97 \rightarrow L_{fy} = 3957.6 \text{ mm}$$

Plan z-z ;

$$K_C = K_{C1} = \frac{I_z}{h} = \frac{19150 \times 10^4}{4.08 \times 10^3} = 46936.27$$

$$K_{C2} = \frac{I_z(\text{HEM700})}{h} = \frac{18800 \times 10^4}{4.08 \times 10^3} = 46078.43$$

$$K_{P11} = K_{P21} = K_{P22} = K_{P12} = \frac{I_y(\text{IPE300})}{L(\text{IPE300})} = \frac{8356 \times 10^4}{6 \times 10^3} = 13926.67$$

$$\rightarrow \begin{cases} \eta_1 = 0,77 \\ \eta_2 = 0,93 \end{cases} ; \frac{L_{fz}}{L_0} = 0,89 \rightarrow L_{fz} = 3631.20 \text{ mm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\lambda}_y = \frac{3957.6/216.9}{93.9} = 0,19 \\ \bar{\lambda}_z = \frac{3631.20/74.6}{93.9} = 0,52 \end{array} \right. \text{ Risque de flambement en plan z-z } (\bar{\lambda}_z > 0,2)$$

Le choix de la courbe de flambement :

$$\frac{h(\text{HEM500})}{b(\text{HEM500})} = \frac{524}{306} = 1.71 > 1,2 \quad \text{Et} \quad t_f = 40 \text{ mm} < 100 \text{ mm}$$

Courbe de flambement	a	b	c	d
Facteur d'imperfection α	0,21	0,34	0,49	0,76

$$\alpha_z = 0,34$$

$$\text{Plan } z - z ; \phi_z = 0,5 \times (1 + \alpha_z \times (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^{-2}) = 0,72$$

$$\text{Plan } z - z ; \chi_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^{-2}}} = \frac{1}{0,56 + \sqrt{0,56^2 - 0,29^2}} = 0,86$$

$$\chi_{min} = 0,86$$

Cas 1 :

$$N_{sd}^{MAX} \rightarrow M_{y.sd}^{corr} \text{ et } M_{z.sd}^{corr}$$

$$N_{sd}^{MAX} = 5746,89 \text{ kN}$$

$$M_{y.sd}^{corr} = 48,87 \text{ kN.m}$$

$$M_{z.sd} = 8,58 \text{ kN.m}$$

$$\beta_{M,\varphi} = 1,8 - 0,7\varphi \quad ; \quad \varphi = \frac{M_1}{M_2}$$

➤ Pour $M_{y.sd}$;

$$\varphi = \frac{-30,2}{-48,87} = 0,62 \quad \text{Et} \quad \beta_{M,\varphi} = 1,8 - 0,7 \times (0,62) = 1,366$$

$$\mu_y = 0,19 \times (2 \times 1,366 - 4) + \left(\frac{7094 - 6180}{6180} \right) = -0,14 < 0,9$$

$$K_y = 1 - \frac{-0,14 \times 5746,89 \times 10^3}{1 \times 344,3 \times 10^2 \times 235} = 1,1 < 1,5$$

➤ Pour $M_{z.sd}$;

$$\varphi = \frac{7,1}{8,58} = 0,83 \quad \text{Et} \quad \beta_{M,\varphi} = 1,8 - 0,7 \times (0,83) = 1,22$$

$$\mu_z = 0,52 \times (2 \times 1,22 - 4) + \left(\frac{1932 - 1252}{1252} \right) = -0,27 < 0,9$$

$$K_z = 1 - \frac{-0,27 \times 5746,89 \times 10^3}{0,86 \times 344,3 \times 10^2 \times 235} = 0,82 < 1,22$$

$$\frac{5746,89 \times 10^3}{0,86 \times 344,3 \times 10^2 \times \frac{235}{1,1}} + \frac{1,1 \times 48,87 \times 10^6}{7094 \times 10^3 \times \frac{235}{1,1}} + \frac{1,22 \times 8,58 \times 10^6}{1932 \times 10^3 \times \frac{235}{1,1}} = 0,96 < 1$$

C'est vérifier.

Cas 2 :

$$M_{y.sd}^{MAX} \rightarrow N_{sd}^{corr} \text{ et } M_{z.sd}^{corr}$$

$$M_{y.sd}^{MAX} = 48,87 \text{ kN.m} \quad ; \quad N_{sd}^{corr} = 5746,89 \text{ kN} \quad ; \quad M_{z.sd}^{corr} = 8,58 \text{ kN.m}$$

$$K_y = 1,1 \quad \text{Et} \quad K_z = 1,22$$

Chapitre 7 : Vérification des éléments.

$$\frac{5746.89 \times 10^3}{0,86 \times 344.3 \times 10^2 \times \frac{235}{1,1}} + \frac{1.1 \times 48.87 \times 10^6}{7094 \times 10^3 \times \frac{235}{1,1}} + \frac{1.22 \times 8.58 \times 10^6}{1932 \times 10^3 \times \frac{235}{1,1}} = 0,96 < 1$$

C'est vérifier.

Cas 3 :

$$M_{z.sd}^{MAX} \rightarrow N_{sd}^{corr} \text{ et } M_{y.sd}^{corr}$$

$$M_{z.sd}^{MAX} = 8.58 \text{ kN.m} ; N_{sd}^{corr} = 5746.89 \text{ kN} ; M_{y.sd}^{corr} = 48.87 \text{ kN.m}$$

$$K_y = 1.1 \text{ Et } K_z = 1.22$$

$$\frac{5746.89 \times 10^3}{0,86 \times 344.3 \times 10^2 \times \frac{235}{1,1}} + \frac{1.1 \times 48.87 \times 10^6}{7094 \times 10^3 \times \frac{235}{1,1}} + \frac{1.22 \times 8.58 \times 10^6}{1932 \times 10^3 \times \frac{235}{1,1}} = 0,96 < 1$$

C'est vérifier.

Pour éviter le travail répétitive on a procéder la vérification de tous les poteaux qui reste par le logiciel robot et les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

NIV	cas	Profile	N_{sd} (kN)	$M_{y.sd}$ (kN.m)	$M_{z.sd}$ (kN.m)	$\bar{\lambda}_y$	$\bar{\lambda}_z$	χ_{min}	K_y	K_z	r	Note < 1
5	1	HEM500	3833.74	-24.48	10.19	0.21	0.54	0.87	0.58	0.65	0,97	V
	2		184.42	70.17	7.98	0,21	0,54	0,87	1	0,68	0,09	V
	3		476.78	12.38	-97.10	0,21	0,54	0,87	0,53	0,97	0,31	V
1	1	HEM700	6564.35	23.08	29.84	0.11	0.47	0.90	0.89	0.65	0.98	V
	2		6449.63	-253.56	-0.74	0.11	0.47	0.90	0.48	0.80	0.92	V
	3		205.70	-14.62	-118.06	0.11	0.47	0.90	0.39	0.99	0.31	V
1	1	HEM900	7125.13	383.86	12.03	0.12	0.65	0.81	0.69	0.79	0.96	V
	2		2600	410.69	9.06	0.12	0.65	0,81	0,58	0,87	0,36	V
	3		1924.52	-28.46	112.42	0.12	0.65	0.90	0.39	0.99	0.31	V

Tableau 7. 2 : récapitulatif de vérifications des poteaux.

7.2 Vérification des contreventements

Les pallier de contreventent sont des systèmes de stabilité structural vis-à-vis aux efforts horizontales dut au vent ou de séisme, par la limitation des déplacements.

Il y a Plusieurs types de systèmes de contreventement :

- **Triangulation** (contreventement en treillis : en croix de St André, en K, en V, en N ...) et comme tous les systèmes en treillis les forces sont transmises par des efforts normaux dans les barres (traction-compression). Faire attention aux risques de flambement des barres travaillant à la compression.
- **Rigidification des nœuds** ⇒forces transmises surtout par flexion des traverses et des poteaux.

7.2.1 Disposition des contreventements

Pour équilibrer une force pouvant agir dans n'importe quelle direction d'un plan, Les trois conditions suivantes doivent être respectées :

- il faut disposer d'au moins trois lignes d'action de forces,
- les lignes d'action de forces ne doivent pas être concourantes en un point,
- les lignes d'action de forces ne doivent pas être toutes parallèles entre elles.

Pour classer une structure comme une ossature contreventée il faut que les réduits les déplacements horizontaux d'au moins **80%**.

Dans ce cas il est possible d'analyser l'ossature et le système de contreventement séparément de la façon suivante :

- L'ossature sans système de contreventement peut être traitée comme **totalemt appuyée latéralement** et comme devant supporter l'action des **charges verticales** uniquement.
- Le système de contreventement supporte toutes les **charges horizontales** appliquées aux ossatures qu'il contrevente, toutes les charges verticales éventuelles appliquées au système de contreventement ainsi que les effets des défauts d'aplomb initiaux des ossatures qu'il contrevente et du système de contreventement lui-même

7.2.2 Dimensionnement des barres

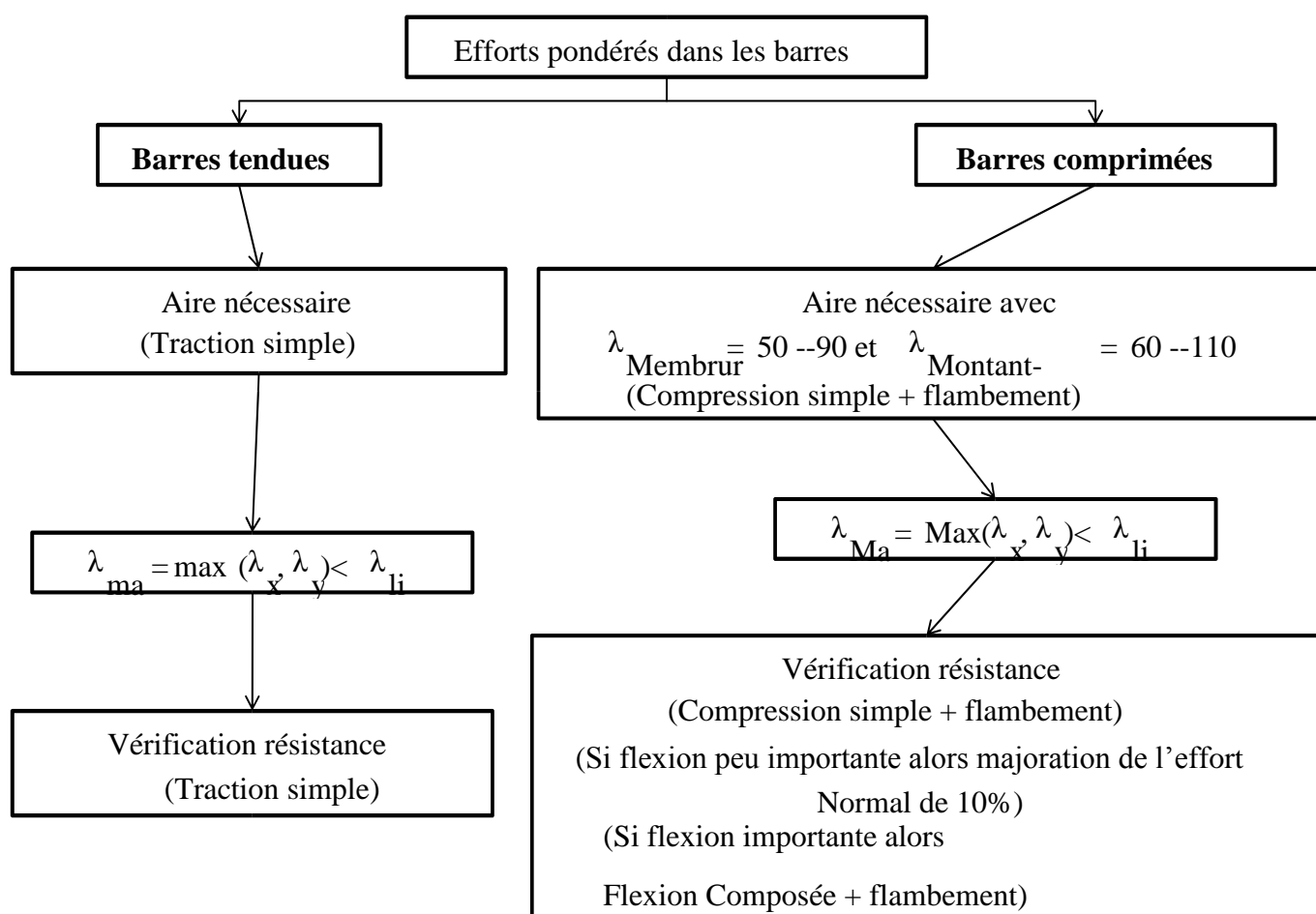


Figure 7. 1 : Organigramme de vérification des éléments de CV.

7.2.3 Section de pallié de contreventement

Les sections a utilisé sont des profilés carrés creux laminé à chaud.

Profile	A (cm ²)	I _y (cm ⁴)	I _z (cm ⁴)	λ _{max}
CARC 260x260x16	153	15039	15039	67.97

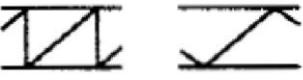
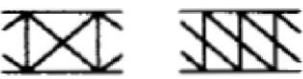
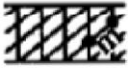

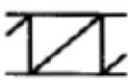
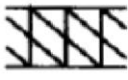

Tableau 7. 3 : Section pour « RDC, 1er étage à 4^{ème} étage ».

Profile	A (cm ²)	I _y (cm ⁴)	I _z (cm ⁴)	λ _{max}
CARC 250x250x12	113	10563	10546	67.60

Tableau 7. 4 : Section pour « 5^{ème} étage à 9^{ème} étage ».

7.2.4 Longueur de flambement des barres des fermes

Les pallier de stabilités a été vérifier et dimensionnés à l'aide de logiciel **Robot structural analysis** selon le tableau 7.2.

Eléments du treillis		Longueur de flambage l_K	
		dans le plan	hors du plan
Membrures		$0.9 l$	$1.0 l$
Diagonales	simple 	$0.8 l$	$1.0 l$
	double 	$0.4 l$ ①	$0.5 l$ ①
	multiple 	$1.0 m$ ①	$1.5 m$ ①
	en K 	$0.9 l$	$1.0 l$
Montants	simple 	$0.8 l$	$1.0 l$
	double 	$0.4 l$ ① ②	$0.5 l$ ① ②
	en K 	$0.4 l$ ②	$0.5 l$ ②

① Valable à condition que les éléments soient liés les uns aux autres à mi-longueur.

② Ces valeurs doivent être doublées pour les montants d'extrémités (ils sont comprimés sur toute leur hauteur).

Figure 7. 2 : Les longueurs de flambement selon le type de barre.

Les résultats sont présentés dans les figures de « taux de travail ».

7.2.5 Vérification des contreventements de sens x-x



Figure 7. 3 : file de CV x-1.

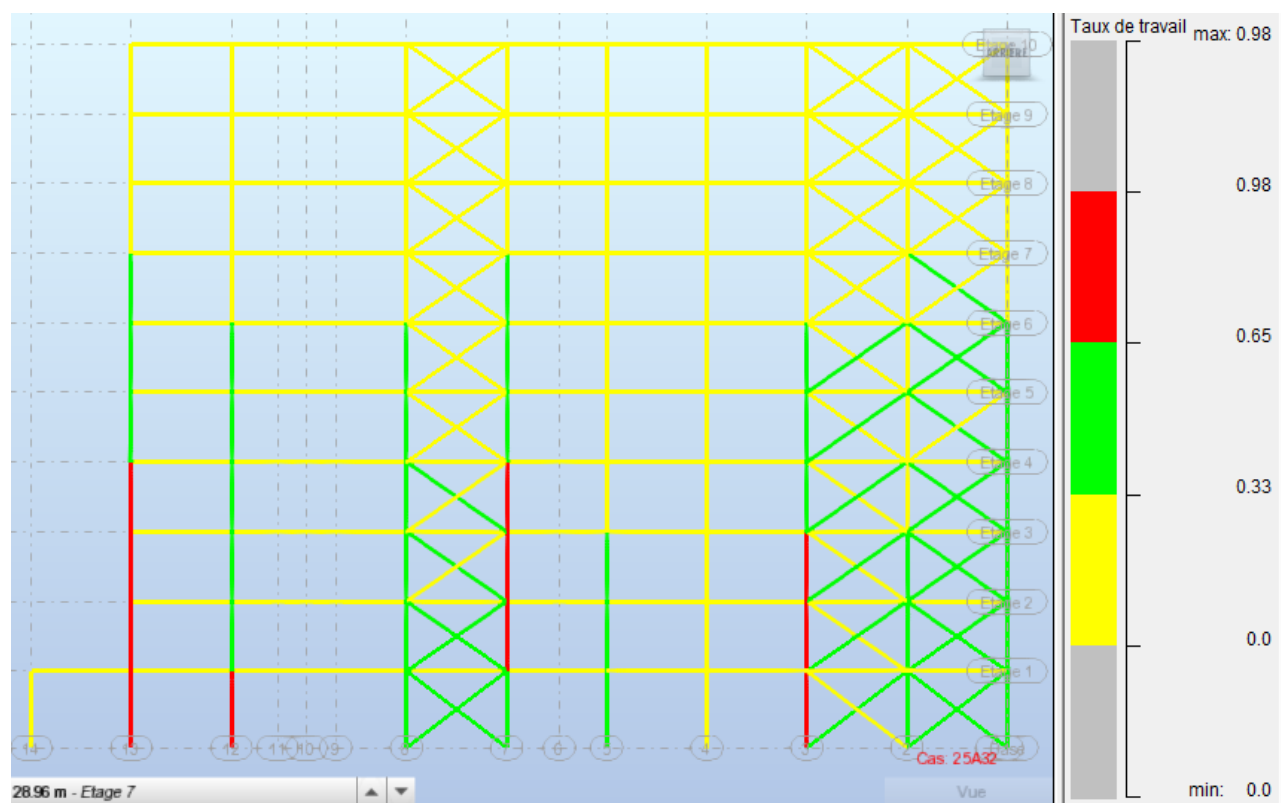


Figure 7. 4 : fil de CV x-2.

7.2.6 Vérification des contreventements de sens y-y

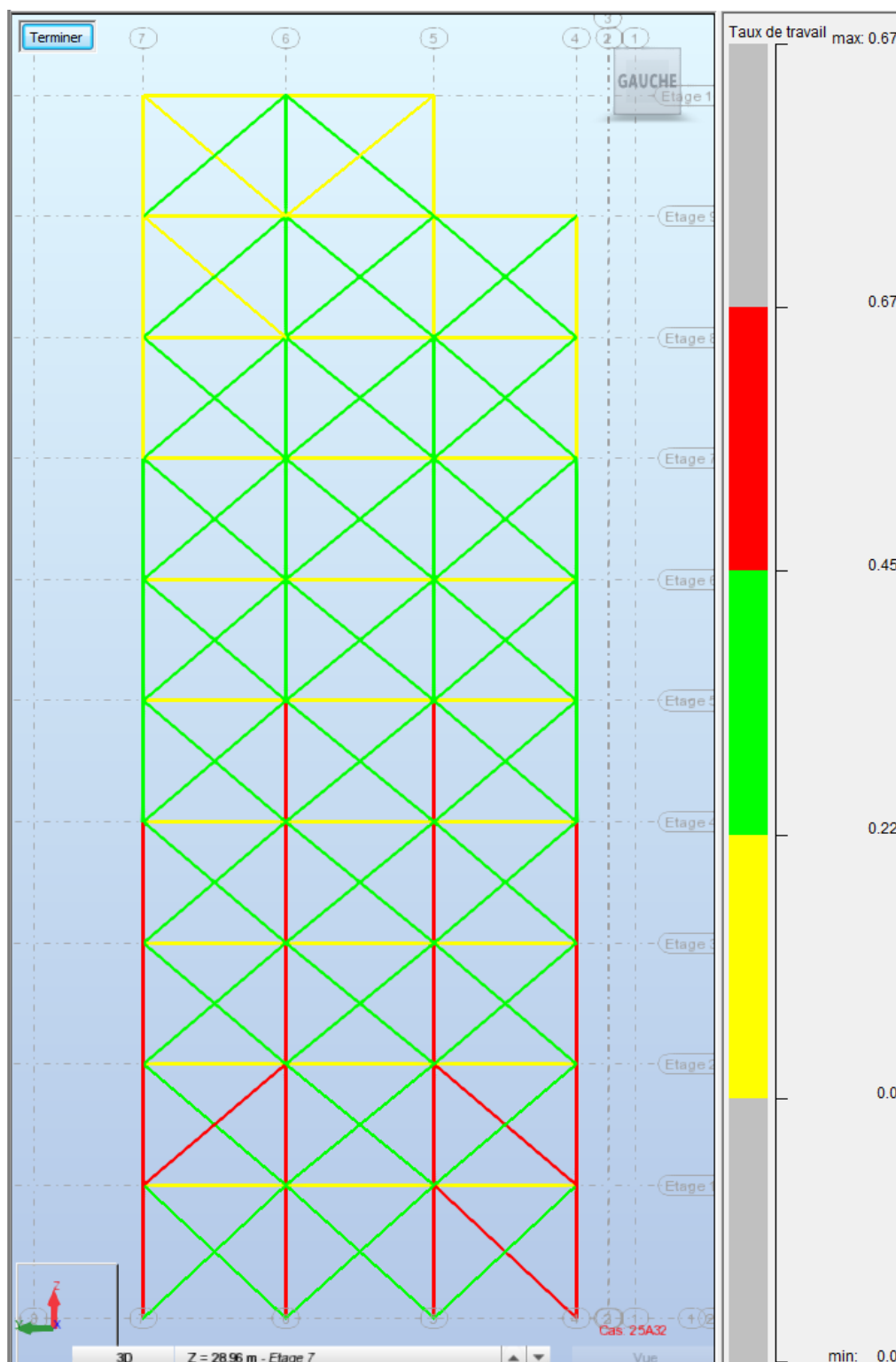


Figure 7. 5 : fil de CV y-1.

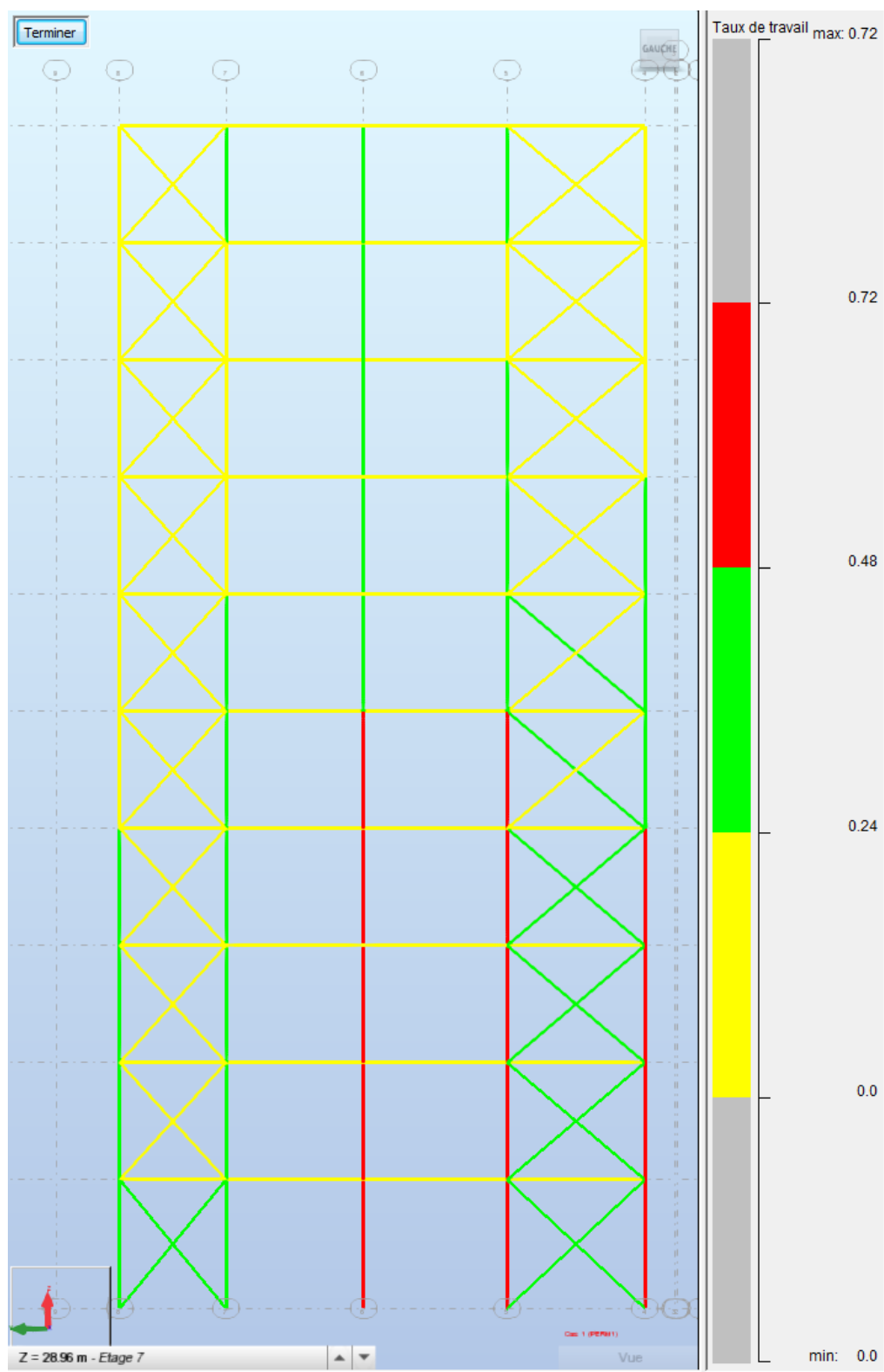


Figure 7. 6 : fil de CV y-2.

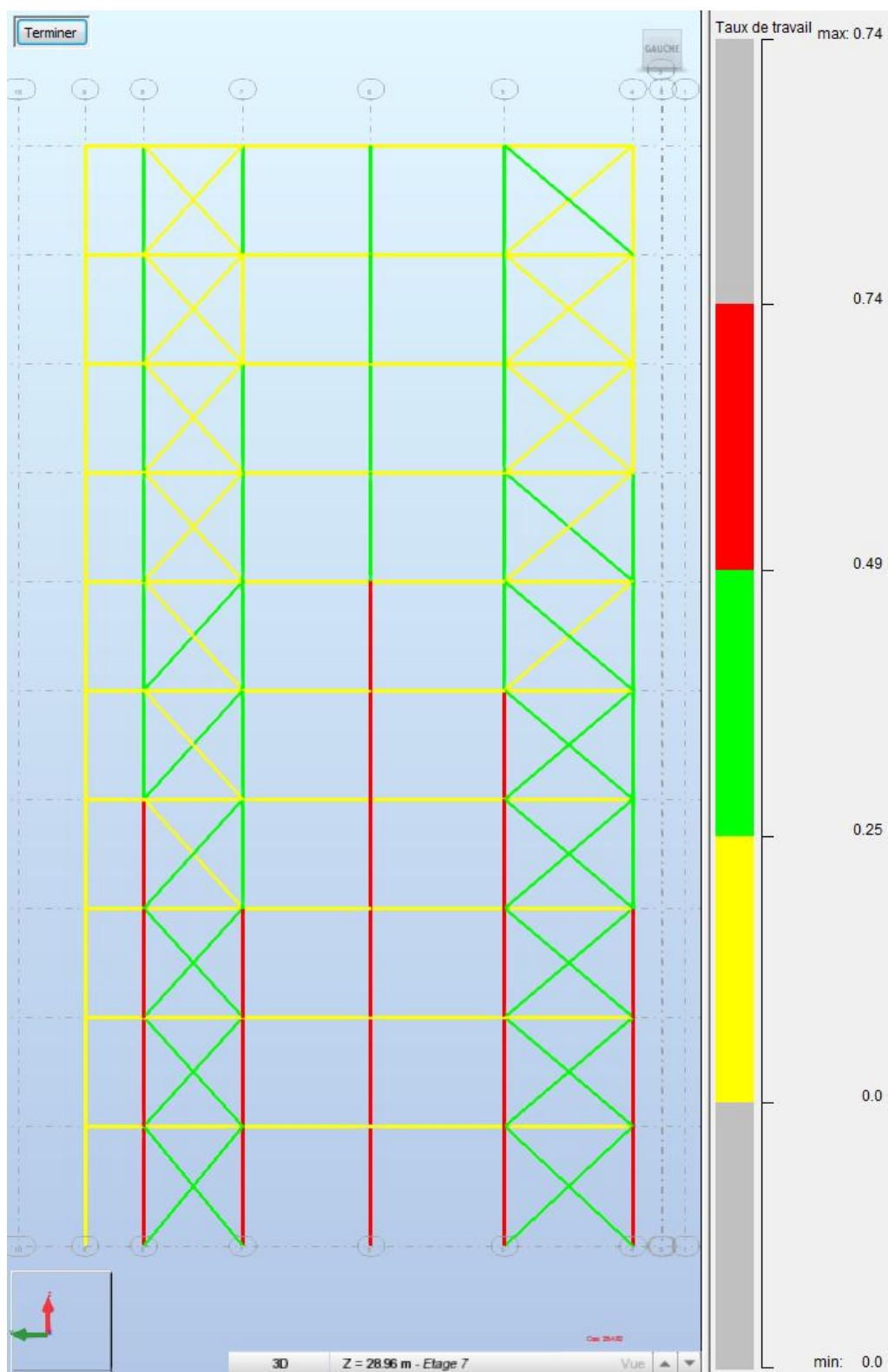


Figure 7. 7 : fil de CV y-3.

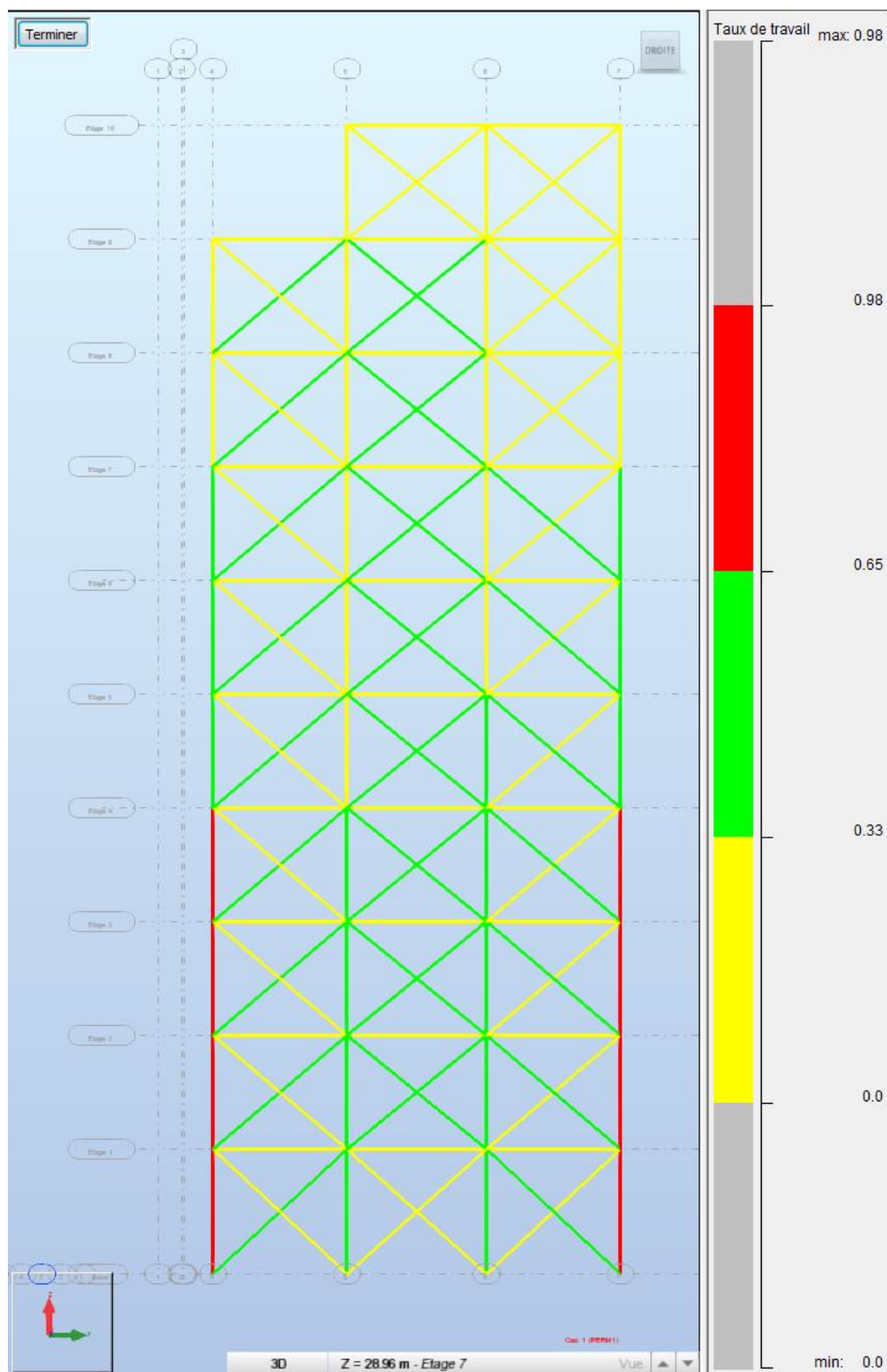


Figure 7. 8 : fil de CV y-4.

Conclusion :

Tous les fils de contreventement sont résiste les efforts appliqué dans tous les cas de charge.

Chapitre 8 Conception et calcul des assemblages.

8.1 Introduction

Les assemblages sont des éléments de transfère des efforts d'un élément à un autre cette opération est garantir par des techniques telle que la soudure, le boulonnage et par fois le rivetage.

Un dimensionnement d'un assemblage doit suivre des critères :

- critères structurels : résistance, comportement.
- critères des dispositions constructives : selon les règlements en vigueur.
- critères de fabrication : faisabilité, maîtrise des tolérances
- critères propre au montage sur site : faisabilité, possibilités de montage.
- critères économiques.

8.2 Dimensionnement et vérification des assemblages

Le dimensionnement et la vérification des assemblages a été faite par le logiciel « IDEA STATICA » par la méthode CBFEM « Méthode des éléments finis basée sur les composants »

Le CBFEM est un complémentaire de la méthode des composantes ce qui permettre d'étudié l'interaction entre les éléments de l'assemblage et entre des assemblages dans le même nœud.

Ce logiciel procède les vérifications selon les critères règlementaires.

8.2.1 Nœud d'assemblage X

Ce nœud contenir des assemblages :

- Poteau poutre.
- De contreventement.

Nom	Section transversal	β – Direction [°]	γ – Angle [°]	Efforts dans	X [mm]
C	9 - HEM700	0.0	-90.0	Node	0
B1	10 - IPE300	0.0	0.0	Node	0
B2	10 - IPE300	180.0	0.0	Node	0
D1	11 - MSH260x260x16.0	0.0	-49.6	Node	0
D2	8 - MSH260x260x16.0	0.0	49.6	Node	0
D3	11 - MSH260x260x16.0	180.0	-49.6	Node	0
D4	6 - MSH260x260x16.0	180.0	49.6	Node	0
M8	10 - IPE300	-90.0	0.0	Node	0

Tableau 8. 1 : positions des barres dans le nœuds d'assemblage.

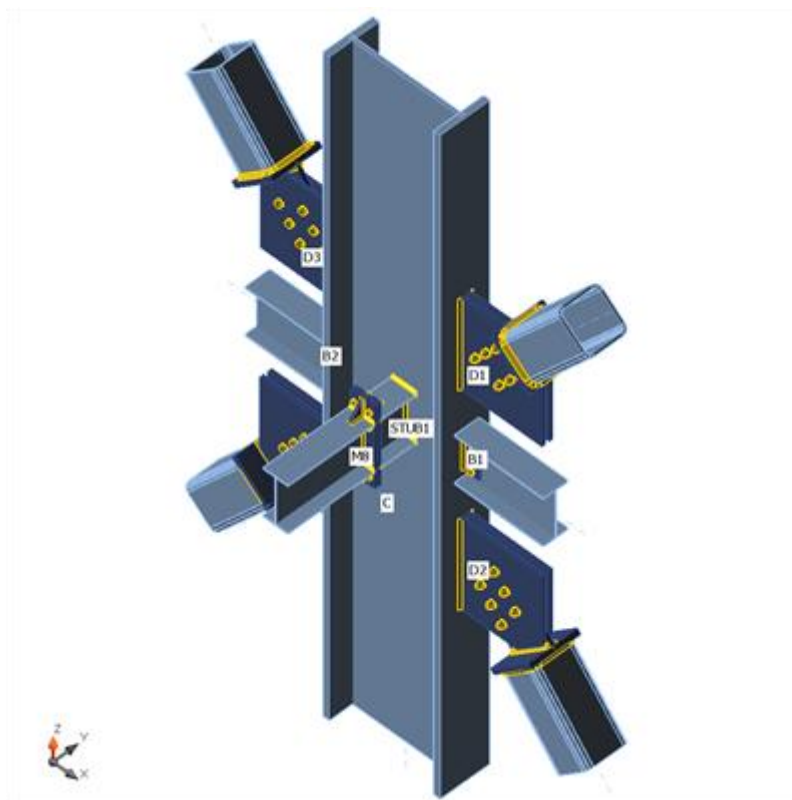


Figure 8. 1 : modèle d'assemblage

Nom	Matériau
9 - HEM700	S 235
10 - IPE300	S 235
10 - IPE300	S 235
11 - MSH260x260x16.0	S 355
8 - MSH260x260x16.0	S 235
11 - MSH260x260x16.0	S 355
6 - MSH260x260x16.0	S 235
10 - IPE300	S 235
10 - IPE300	S 235

Tableau 8. 2 : Sections transversales.

Nom	Groupe de boulons	Diamètre [mm]	fu [MPa]	Superficie brute [mm ²]
M16 10.9	M16 10.9	16	1000.0	201
M22 10.9	M22 10.9	22	1000.0	380

Tableau 8. 3 : Boulons.

Nom	Élément	N [kN]	V _y [kN]	V _z [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	M _z [kNm]
LE2	B1	0.0	0.0	-26.3	0.0	0.0	0.0
	B2	0.0	0.0	-26.3	0.0	0.0	0.0
	D1	-474.4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	D2	1197.6	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	D3	883.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	D4	-612.9	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	M8	0.0	0.0	-69.8	0.0	139.2	0.0

Tableau 8. 4 : Effets des charges.

8.2.1.1 Vérification

Nom	Valeur	Résultat
Analyse	100.0%	OK
Platines	1.6 < 5%	OK
Boulons	92.7 < 100%	OK
Soudures	98.8 < 100%	OK
Voilement	Pas calculé	

Tableau 8. 5 : Sommaire

Nom	Matériau	Épaisseur [mm]	Charges	σ _{Ed} [MPa]	ε _{Pl} [1e-4]	Résultat
C-bfl 1	S 235	40.0	LE2	147.2	0.0	OK
C-tfl 1	S 235	40.0	LE2	131.7	0.0	OK
C-w 1	S 235	21.0	LE2	235.0	1.7	OK
B1-bfl 1	S 235	10.7	LE2	47.6	0.0	OK
B1-tfl 1	S 235	10.7	LE2	50.2	0.0	OK
B1-w 1	S 235	7.1	LE2	238.4	162.6	OK
B2-bfl 1	S 235	10.7	LE2	47.6	0.0	OK
B2-tfl 1	S 235	10.7	LE2	49.6	0.0	OK
B2-w 1	S 235	7.1	LE2	238.4	161.6	OK
D1	S 355	16.0	LE2	125.6	0.0	OK
D2	S 235	16.0	LE2	235.1	6.3	OK
D3	S 355	16.0	LE2	229.7	0.0	OK
D4	S 235	16.0	LE2	162.3	0.0	OK
M8-bfl 1	S 235	10.7	LE2	235.0	1.1	OK
M8-tfl 1	S 235	10.7	LE2	235.0	0.6	OK
M8-w 1	S 235	7.1	LE2	200.5	0.4	OK
STUB1-bfl	S 235	10.7	LE2	237.0	94.0	OK
STUB1-tfl	S 235	10.7	LE2	237.0	94.0	OK
STUB1-w	S 235	7.1	LE2	236.1	50.0	OK
FP1	S 235	10.0	LE2	235.5	23.0	OK
FP2	S 235	10.0	LE2	235.5	23.2	OK
CPL 2a	S 235	25.0	LE2	104.0	0.0	OK
CPL 2b	S 235	25.0	LE2	103.9	0.0	OK
CPL 2c	S 235	30.0	LE2	96.4	0.0	OK
CPL 2d	S 235	25.0	LE2	168.2	0.0	OK
CPL 3a	S 235	20.0	LE2	197.7	0.2	OK
CPL 3b	S 235	20.0	LE2	197.9	0.2	OK
CPL 3c	S 235	30.0	LE2	147.5	0.0	OK
CPL 3d	S 235	25.0	LE2	234.8	6.1	OK
STIFF1	S 235	25.0	LE2	235.2	8.9	OK
STIFF2	S 235	25.0	LE2	235.2	8.8	OK
CPL 4a	S 235	20.0	LE2	102.2	0.0	OK
CPL 4b	S 235	20.0	LE2	98.5	0.0	OK

Nom	Matériau	Épaisseur [mm]	Charges	σ_{Ed} [MPa]	ϵ_{pI} [1e-4]	Résultat
CPL 4c	S 235	30.0	LE2	74.6	0.0	OK
CPL 4d	S 235	25.0	LE2	128.7	0.0	OK
CPL 5a	S 235	20.0	LE2	235.1	5.3	OK
CPL 5b	S 235	20.0	LE2	235.1	5.3	OK
CPL 5c	S 235	30.0	LE2	235.0	2.0	OK
CPL 5d	S 235	25.0	LE2	235.7	33.1	OK
STUB1-EPa	S 235	18.0	LE2	235.2	7.2	OK
STUB1-EPb	S 235	18.0	LE2	235.2	8.9	OK
RIB 1	S 235	15.0	LE2	233.8	17.0	OK
RIB 2	S 235	15.0	LE2	218.7	8.4	OK
RIB 3	S 235	15.0	LE2	235.4	17.9	OK
RIB 4	S 235	15.0	LE2	221.3	9.8	OK

Tableau 8. 6 : **Platines.**

Matériau	f_y [MPa]	ϵ_{lim} [1e-4]
S 235	215.0	500.0
S 355	355.0	500.0

Tableau 8. 7 : Données de conception.

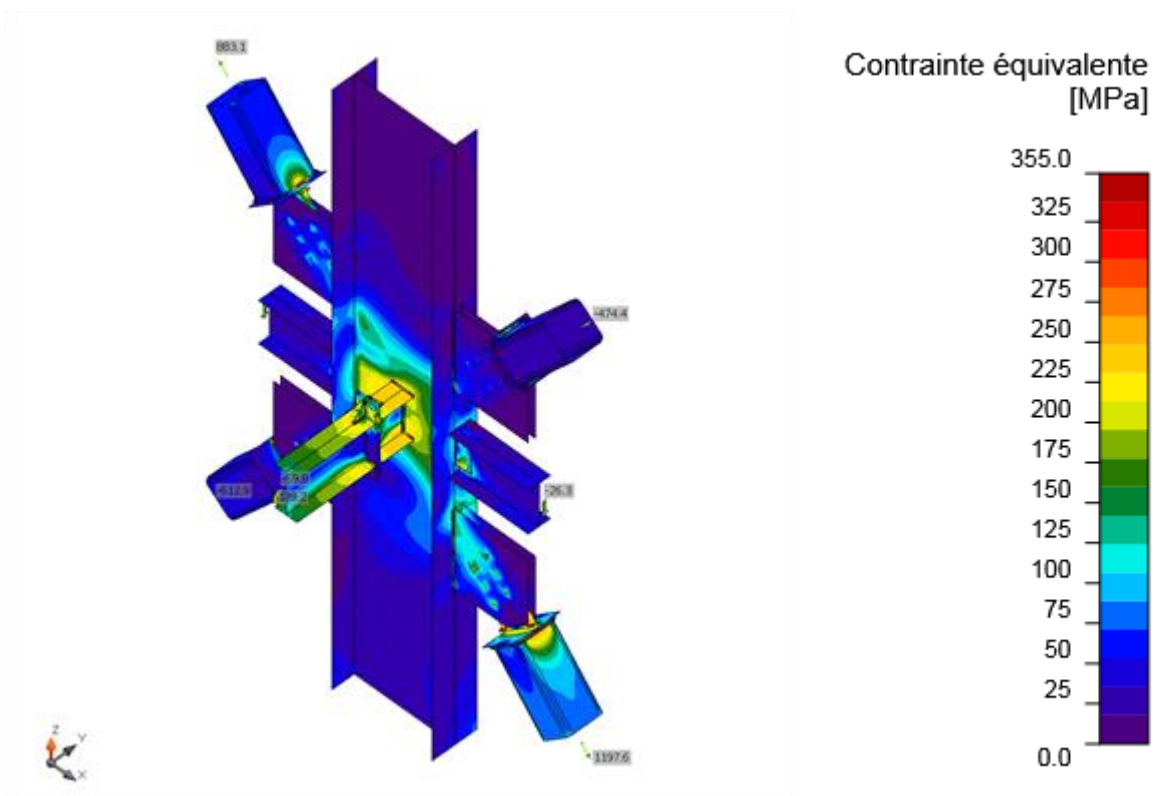
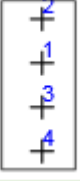
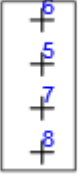
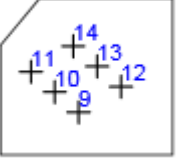
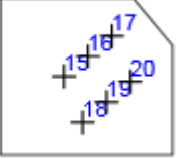
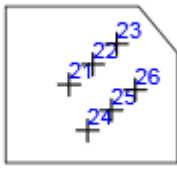
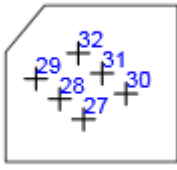
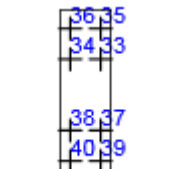


Figure 8. 2 : Contrainte équivalente, LE2

	No m	Class e	Charge s	$F_{t,Ed}$ [kN]	V [kN]	U_t [%]	$F_{b,Rd}$ [kN]	U_s [%]	U_{ts} [%]	Résulta t
	B1	M16 10.9 - 1	LE2	2.2	20.1	2.0	81.8	32.0	33.3	OK
	B2	M16 10.9 - 1	LE2	9.3	54.5	8.5	81.8	86.8	92.7	OK
	B3	M16 10.9 - 1	LE2	3.2	20.5	3.0	72.2	32.6	34.6	OK
	B4	M16 10.9 - 1	LE2	8.5	54.2	7.8	68.7	86.3	91.7	OK
	B5	M16 10.9 - 1	LE2	2.1	20.1	1.9	81.8	32.0	33.3	OK
	B6	M16 10.9 - 1	LE2	8.8	54.5	8.1	81.8	86.8	92.3	OK
	B7	M16 10.9 - 1	LE2	3.3	20.4	3.0	72.3	32.6	34.6	OK
	B8	M16 10.9 - 1	LE2	8.2	54.2	7.5	68.7	86.3	91.5	OK
	B9	M22 10.9 - 2	LE2	4.7	50.7	2.2	396.0	41.8	43.3	OK
	B10	M22 10.9 - 2	LE2	2.2	50.9	1.0	396.0	42.0	42.7	OK
	B11	M22 10.9 - 2	LE2	2.1	53.5	1.0	396.0	44.1	44.8	OK
	B12	M22 10.9 - 2	LE2	7.2	50.5	3.3	396.0	41.7	44.1	OK
	B13	M22 10.9 - 2	LE2	2.4	50.9	1.1	396.0	42.0	42.7	OK
	B14	M22 10.9 - 2	LE2	2.1	53.4	1.0	396.0	44.0	44.7	OK
	B15	M22 10.9 - 3	LE2	5.0	73.4	2.3	396.0	60.6	62.2	OK
	B16	M22 10.9 - 3	LE2	3.4	73.6	1.5	396.0	60.7	61.8	OK
	B17	M22 10.9 - 3	LE2	15.3	75.8	7.0	396.0	62.5	67.5	OK
	B18	M22 10.9 - 3	LE2	4.7	73.7	2.2	396.0	60.8	62.3	OK

Chapitre 8 : Conception et calcul des assemblages.

	B19	M22 10.9 - 3	LE2	3.9	73.1	1.8	396. 0	60. 3	61. 6	OK
	B20	M22 10.9 - 3	LE2	12.9	74.7	5.9	396. 0	61. 7	65. 9	OK
	B21	M22 10.9 - 3	LE2	6.2	39.3	2.8	396. 0	32. 4	34. 4	OK
	B22	M22 10.9 - 3	LE2	2.4	39.6	1.1	396. 0	32. 6	33. 4	OK
	B23	M22 10.9 - 3	LE2	2.7	41.4	1.3	396. 0	34. 1	35. 0	OK
	B24	M22 10.9 - 3	LE2	5.1	39.4	2.3	396. 0	32. 5	34. 1	OK
	B25	M22 10.9 - 3	LE2	2.3	39.2	1.0	396. 0	32. 3	33. 1	OK
	B26	M22 10.9 - 3	LE2	2.8	40.6	1.3	396. 0	33. 5	34. 4	OK
	B27	M22 10.9 - 3	LE2	6.8	100. 9	3.1	396. 0	83. 2	85. 4	OK
	B28	M22 10.9 - 3	LE2	4.4	100. 0	2.0	396. 0	82. 5	83. 9	OK
	B29	M22 10.9 - 3	LE2	20.0	101. 2	9.2	396. 0	83. 5	90. 0	OK
	B30	M22 10.9 - 3	LE2	6.9	99.7	3.2	396. 0	82. 3	84. 6	OK
	B31	M22 10.9 - 3	LE2	5.2	99.1	2.4	396. 0	81. 8	83. 5	OK
	B32	M22 10.9 - 3	LE2	17.5	100. 6	8.0	396. 0	83. 0	88. 7	OK
	B33	M16 10.9 - 4	LE2	104. 4	7.4	92. 3	207. 4	11. 7	77. 7	OK
	B34	M16 10.9 - 4	LE2	104. 3	7.4	92. 3	207. 4	11. 8	77. 7	OK
	B35	M16 10.9 - 4	LE2	102. 7	8.3	90. 9	207. 4	13. 2	78. 1	OK
	B36	M16 10.9 - 4	LE2	102. 8	8.2	90. 9	207. 4	13. 1	78. 0	OK
	B37	M16 10.9 - 4	LE2	0.3	10.0	0.2	207. 4	16. 0	16. 1	OK

Chapitre 8 : Conception et calcul des assemblages.

	B38	M16 10.9 - 4	LE2	0.1	10.0	0.1	207. 4	16. 0	16. 0	OK
	B39	M16 10.9 - 4	LE2	0.0	9.2	0.0	207. 4	14. 7	14. 7	OK
	B40	M16 10.9 - 4	LE2	0.0	9.2	0.0	207. 4	14. 7	14. 7	OK

Tableau 8. 8 : Boulons

Nom	$F_{t,Rd}$ [kN]	$B_{p,Rd}$ [kN]	$F_{v,Rd}$ [kN]
M16 10.9 - 1	113.0	109.0	62.8
M22 10.9 - 2	218.2	515.7	121.2
M22 10.9 - 3	218.2	412.6	121.2
M16 10.9 - 4	113.0	276.3	62.8

Tableau 8. 9 : Données de conception

- Résultat détaillé pour B2

$$U_{ts} = \frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1.4F_{t,Rd}} = 92.7 \%$$

$$U_{tr} = \frac{F_{t,Ed}}{\min(F_{t,Rd}; B_{p,Rd})} = 8.5 \%$$

$$U_{ts} = \frac{V_{Ed}}{\min(F_{v,Rd}; F_{b,Rd})} = 86.8 \%$$

$$F_{t,Rd} = \frac{k_2 f_{ub} A_t}{\gamma_{M2}} = 113.0 \text{ kN}$$

où :

$$k_2 = 0.90 \quad \text{– Coefficient}$$

$$f_{ub} = 1000.0 \text{ MPa} \quad \text{– Résistance à la traction ultime du boulon}$$

$$A_t = 157 \text{ mm}^2 \quad \text{– Zone d'effort de traction du boulon}$$

$$\gamma_{M2} = 1.25 \quad \text{– Facteur de sécurité}$$

$$B_{p,Rd} = \frac{0.6\pi d_m t_p f_u}{\gamma_{M2}} = 109.0 \text{ kN}$$

où :

$$d_m = 28 \text{ mm} \quad \text{– Le moyen des diamètres des cercles inscrit et circonscrit de la tête de boulon ou écrou, la plus petite de ces valeurs étant retenue.}$$

$$t_p = 7 \text{ mm} \quad \text{– Épaisseur}$$

$$f_u = 360.0 \text{ MPa} \quad \text{– Effort ultime}$$

$$\gamma_{M2} = 1.25 \quad \text{– Facteur de sécurité}$$

Chapitre 8 : Conception et calcul des assemblages.

$$F_{v,Rd} = \frac{\beta_p \alpha_v f_{ub} A}{\gamma_{M2}} = 62.8 \text{ kN}$$

où :

- $\beta_p = 1.00$ – Reducing factor
- $\alpha_v = 0.50$ – Reducing factor
- $f_{ub} = 1000.0 \text{ MPa}$ – Résistance à la traction ultime du boulon
- $A = 157 \text{ mm}^2$ – Zone d'effort de traction du boulon
- $\gamma_{M2} = 1.25$ – Facteur de sécurité

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \alpha_b f_u d t}{\gamma_{M2}} = 81.8 \text{ kN}$$

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
- $\alpha_b = 1.00$ – Coefficient
- $f_u = 360.0 \text{ MPa}$ – Effort ultime
- $d = 16 \text{ mm}$ – Diamètre nominal de fixation
- $t = 7 \text{ mm}$ – Épaisseur
- $\gamma_{M2} = 1.25$ – Facteur de sécurité

-

- Explication des symboles

- $F_{t,Rd}$ Résistance à la tension du boulon EN 1993-1-8 tab. 3.4
- $F_{t,Ed}$ Effort de tension
- $B_{p,Rd}$ Résistance au cisaillement par poinçonnement
- V Résultante des efforts de cisaillement V_y, V_z dans le boulon.
- $F_{v,Rd}$ Résistance au cisaillement du boulon EN_1993-1-8 tableau 3.4
- $F_{b,Rd}$ Résistance à la pression diamétrale de la platine EN 1993-1-8 tab. 3.4
- U_t Utilisation en tension
- U_s Utilisation en cisaillement
- U_{ts} Utilisation en tension et cisaillement EN 1993-1-8 table 3.4

Éléme nt	Bord	Ép. gorg e [mm]	Longue ur [mm]	Charg es	$\sigma_{w,E}$ d [MP a]	ϵ_{PI} [%]	σ_{\perp} [MP a]	τ_{\parallel} [MP a]	τ_{\perp} [MP a]	U_t [%]	U_{t_c} [%]	Résult at
C-bfl 1	FP1	▲8.0 ▲	230	LE2	86.5	0. 0	35.9	- 31.9	32.4	24. 0	13. 9	OK
		▲8.0 ▲	230	LE2	124. 8	0. 0	56.3	-5.1	- 64.1	34. 7	26. 1	OK

Chapitre 8 : Conception et calcul des assemblages.

C-tfl 1	FP2	▲8.0 ▾	230	LE2	92.3	0. 0	8.2	52.4	8.2	25. 6	22. 1	OK
		▲8.0 ▾	230	LE2	123. 4	0. 0	- 61.4	28.4	54.8	34. 3	21. 6	OK
C-tfl 1	CPL 2a	▲10. 0	550	LE2	353. 2	0. 3	- 129. 4	136. 7	- 131. 6	98. 1	28. 3	OK
C-tfl 1	CPL 2b	▲10. 0	550	LE2	353. 1	0. 2	- 137. 6	- 133. 3	132. 3	98. 1	29. 6	OK
CPL 2c	CPL 2d	▲15. 0▾	300	LE2	190. 9	0. 0	- 90.8	- 34.1	- 90.8	53. 0	29. 1	OK
		▲15. 0▾	300	LE2	190. 8	0. 0	- 90.7	34.1	90.7	53. 0	29. 1	OK
C-tfl 1	CPL 3a	▲10. 0	550	LE2	353. 5	0. 5	146. 5	111. 2	148. 8	98. 2	43. 5	OK
C-tfl 1	CPL 3b	▲10. 0	550	LE2	353. 4	0. 4	152. 3	- 106. 5	- 150. 2	98. 2	44. 7	OK
CPL 3c	CPL 3d	▲15. 0▾	300	LE2	279. 8	0. 0	129. 9	59.9	130. 0	77. 7	43. 4	OK
		▲15. 0▾	300	LE2	279. 9	0. 0	130. 0	- 59.9	- 130. 0	77. 8	43. 4	OK
C-bfl 1	STIFF 1	▲8.0 ▾	115	LE2	197. 0	0. 0	- 41.8	- 103. 0	- 41.8	54. 7	35. 5	OK
		▲8.0 ▾	115	LE2	251. 1	0. 0	30.8	140. 5	- 30.8	69. 7	56. 1	OK
C-w 1	STIFF 1	▲8.0 ▾	582	LE2	309. 7	0. 0	10.7	178. 7	-3.9	86. 0	65. 8	OK
		▲8.0 ▾	582	LE2	284. 3	0. 0	134. 4	- 79.8	- 120. 6	79. 0	61. 5	OK
C-tfl 1	STIFF 1	▲8.0 ▾	115	LE2	197. 4	0. 0	9.1	112. 9	- 14.4	54. 8	38. 3	OK
		▲8.0 ▾	115	LE2	230. 3	0. 0	- 30.2	- 131. 6	6.7	64. 0	49. 2	OK
C-bfl 1	STIFF 2	▲8.0 ▾	115	LE2	249. 7	0. 0	- 35.5	137. 9	- 36.8	69. 4	57. 5	OK
		▲8.0 ▾	115	LE2	186. 6	0. 0	38.0	- 97.9	- 39.3	51. 8	35. 4	OK
C-w 1	STIFF 2	▲8.0 ▾	582	LE2	285. 8	0. 0	- 134. 9	- 81.2	- 120. 7	79. 4	61. 8	OK
		▲8.0 ▾	582	LE2	303. 2	0. 0	19.6	- 174. 6	-6.6	84. 2	65. 9	OK
C-tfl 1	STIFF 2	▲8.0 ▾	115	LE2	232. 2	0. 0	30.0	- 132. 8	7.0	64. 5	49. 2	OK
		▲8.0 ▾	115	LE2	198. 7	0. 0	-7.0	113. 5	- 16.1	55. 2	38. 1	OK

Chapitre 8 : Conception et calcul des assemblages.

C-bfl 1	CPL 4a	▲10.0	550	LE2	352.8	0.0	-132.0	-132.9	-134.3	98.0	22.3	OK
C-bfl 1	CPL 4b	▲10.0	550	LE2	352.8	0.0	-141.4	126.1	137.6	98.0	23.4	OK
CPL 4c	CPL 4d	▲15.0	300	LE2	147.6	0.0	-70.1	-26.5	-70.1	41.0	22.5	OK
		▲15.0	300	LE2	147.7	0.0	-70.2	26.5	70.2	41.0	22.5	OK
C-bfl 1	CPL 5a	▲10.0	550	LE2	355.6	1.9	157.1	-93.3	158.8	98.8	61.5	OK
C-bfl 1	CPL 5b	▲10.0	550	LE2	355.5	1.9	161.0	89.7	-159.5	98.7	62.6	OK
CPL 5c	CPL 5d	▲15.0	300	LE2	352.8	0.0	157.8	-91.0	157.9	98.0	60.9	OK
		▲15.0	300	LE2	352.8	0.0	157.8	91.0	-157.9	98.0	60.9	OK
STUB 1-EPa	M8-bfl 1	▲8.0	150	LE2	200.3	0.0	-93.8	-44.5	-92.0	55.6	50.2	OK
		▲8.0	150	LE2	196.0	0.0	-87.4	47.9	89.3	54.4	45.6	OK
STUB 1-EPa	M8-tfl 1	▲8.0	150	LE2	225.7	0.0	101.7	55.1	102.5	62.7	44.3	OK
		▲8.0	150	LE2	244.2	0.0	115.9	-46.7	-115.0	67.8	47.5	OK
STUB 1-EPa	M8-w 1	▲8.0	289	LE2	165.5	0.0	80.5	27.5	78.8	46.0	17.3	OK
		▲8.0	289	LE2	166.6	0.0	78.1	-29.2	-79.8	46.3	17.2	OK
STUB 1-EPb	STUB 1-bfl	▲8.0	150	LE2	216.9	0.0	-97.1	0.7	-112.0	60.2	55.0	OK
		▲8.0	150	LE2	214.9	0.0	-100.0	-42.4	101.3	59.7	50.0	OK
STUB 1-EPb	STUB 1-tfl	▲8.0	150	LE2	244.8	0.0	115.4	-50.2	114.1	68.0	49.3	OK
		▲8.0	150	LE2	255.4	0.0	120.7	44.9	-121.9	70.9	51.8	OK
STUB 1-EPb	STUB 1-w	▲8.0	289	LE2	184.5	0.0	81.5	-51.9	80.2	51.2	27.8	OK
		▲8.0	289	LE2	185.7	0.0	79.4	53.6	-80.7	51.6	27.6	OK
C-w 1	STUB 1-bfl	▲10.0	150	LE2	352.9	0.1	-153.7	101.2	-153.0	98.0	82.4	OK
		▲10.0	150	LE2	353.0	0.1	-158.0	-89.7	158.6	98.1	73.8	OK
C-w 1	STUB 1-tfl	▲10.0	150	LE2	353.0	0.1	157.5	-91.1	158.0	98.1	73.9	OK

Chapitre 8 : Conception et calcul des assemblages.

		▲10. 0	150	LE2	352. 9	0. 1	153. 0	102. 3	- 152. 5	98. 0	82. 4	OK
C-w 1	STUB 1-w	▲10. 0	289	LE2	144. 6	0. 0	- 67.8	- 27.7	- 68.3	40. 2	25. 4	OK
		▲10. 0	289	LE2	141. 3	0. 0	- 66.9	27.6	66.4	39. 3	24. 9	OK
STUB 1-EPa	RIB 1	▲6.0 ▾	100	LE2	352. 8	0. 0	79.6	- 180. 1	83.2	98. 0	50. 6	OK
		▲6.0 ▾	100	LE2	352. 8	0. 0	84.8	180. 3	- 81.1	98. 0	51. 2	OK
M8-tfl 1	RIB 1	▲6.0 ▾	80	LE2	336. 3	0. 0	88.0	165. 5	87.9	93. 4	61. 1	OK
		▲6.0 ▾	80	LE2	336. 4	0. 0	88.0	- 165. 5	- 88.0	93. 4	61. 1	OK
STUB 1-EPa	RIB 2	▲6.0 ▾	100	LE2	205. 5	0. 0	- 95.1	45.0	- 95.1	57. 1	33. 2	OK
		▲6.0 ▾	100	LE2	205. 3	0. 0	- 94.9	- 44.9	95.1	57. 0	33. 2	OK
M8-bfl 1	RIB 2	▲6.0 ▾	80	LE2	329. 1	0. 0	- 69.9	- 172. 0	- 69.9	91. 4	50. 2	OK
		▲6.0 ▾	80	LE2	329. 0	0. 0	- 69.9	172. 0	69.9	91. 4	50. 2	OK
STUB 1-EPb	RIB 3	▲6.0 ▾	100	LE2	342. 6	0. 0	79.4	- 177. 3	74.6	95. 2	53. 9	OK
		▲6.0 ▾	100	LE2	346. 3	0. 0	73.1	179. 2	- 77.9	96. 2	53. 3	OK
STUB 1-tfl	RIB 3	▲6.0 ▾	80	LE2	352. 8	0. 0	79.1	181. 5	80.4	98. 0	60. 8	OK
		▲6.0 ▾	80	LE2	352. 8	0. 0	80.4	- 181. 9	- 79.1	98. 0	61. 4	OK
STUB 1-EPb	RIB 4	▲6.0 ▾	100	LE2	190. 9	0. 0	- 80.4	58.8	- 80.8	53. 0	32. 4	OK
		▲6.0 ▾	100	LE2	190. 8	0. 0	- 81.2	- 58.4	80.8	53. 0	32. 4	OK
STUB 1-bfl	RIB 4	▲6.0 ▾	80	LE2	352. 8	0. 0	- 65.5	- 189. 5	- 64.3	98. 0	50. 4	OK
		▲6.0 ▾	80	LE2	352. 8	0. 0	- 64.3	189. 2	65.6	98. 0	49. 9	OK
CPL 2c	D4	▲15. 0	919	LE2	263. 4	0. 0	- 128. 5	0.0	132. 7	73. 2	22. 1	OK
CPL 3c	D3	▲15. 0	919	LE2	352. 8	0. 0	171. 1	0.0	- 178. 2	98. 0	32. 0	OK
CPL 4c	D1	▲15. 0	919	LE2	203. 8	0. 0	- 99.5	0.0	102. 7	56. 6	17. 1	OK

Tableau 8. 10 : soudures.

	β_w [-]	$\sigma_{w,Rd}$ [MPa]	0.9σ [MPa]
S 235	0.80	360.0	259.2

Tableau 8. 11 : **Données de conception**

- Explication des symboles

ϵ_{pl}	Déformation
$\sigma_{w,Ed}$	Contrainte équivalente
$\sigma_{w,Rd}$	Résistance aux contraintes équivalentes
σ_{\perp}	Contrainte perpendiculaire
τ_{\parallel}	Contrainte de cisaillement parallèle à l'axe de soudure
τ_{\perp}	Contrainte de cisaillement perpendiculaire à l'axe de soudure
0.9σ	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
Utc	Utilisation de capacité de la soudure

- Résultat détaillé pour C-bfl 1 CPL 5a

$$UT = \max\left(\frac{\sigma_{w,Ed}}{\sigma_{w,Rd}}; \frac{|\sigma_{\perp}|}{\sigma_{\perp,Rd}}\right) = 98.8 \quad \%$$

$$\sigma_{w,Ed} = [\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]^{0.5} = 355.6 \quad \text{MPa}$$

$$\sigma_{w,Rd} = f_u / (\beta_w \gamma_{M2}) = 360.0 \quad \text{MPa}$$

$$\sigma_{\perp,Rd} = 0.9 f_u / \gamma_{M2} = 259.2 \quad \text{MPa}$$

où :

$$f_u = 360.0 \text{ MPa} \quad \text{– Effort ultime}$$

$$\gamma_{M2} = 1.25 \quad \text{– Facteur de sécurité}$$

8.2.2 Nœud d'assemblage poteau poutres

Dans ce nœud il y a un poteau supporte quatre poutre des sections défiantes.

Nom	Section transversale	β – Direction [°]	γ – Angle [°]	Décalage ez [mm]	Efforts dans	X [mm]
SL	1 - CON2(HEM700)	0.0	90.0	0	Node	0
B1	5 - IPE270	0.0	0.0	0	Node	0
B2	5 - IPE270	180.0	0.0	0	Node	0
B3	5 - IPE270	-90.0	0.0	0	Node	0
B4	3 - HEA500	90.0	0.0	-110	Node	0

Tableau 8. 12 : positions des barres dans le nœuds.

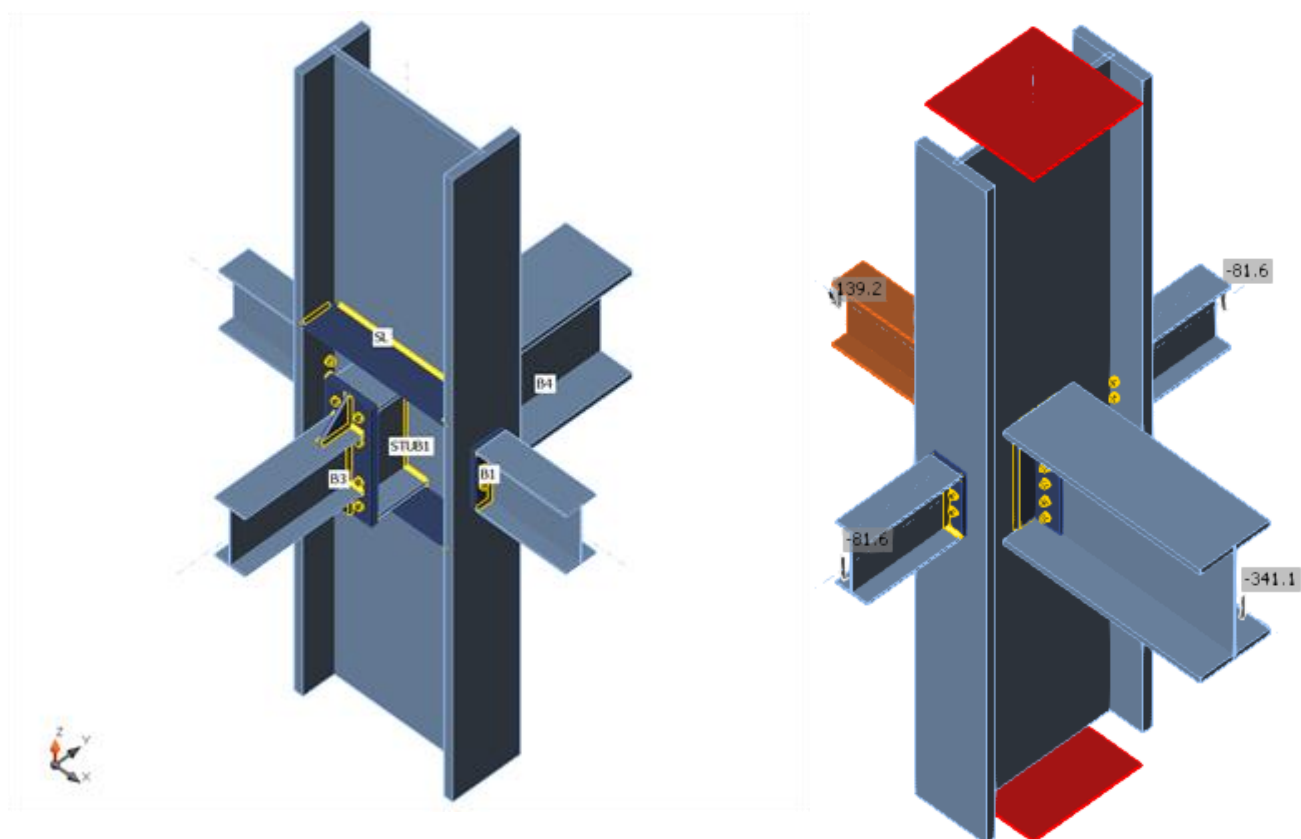


Figure 8. 3 : Modèle d'assemblage.

Chapitre 8 : Conception et calcul des assemblages.

Nom	Matériau
1 - CON2(HEM700)	S 235
5 - IPE270	S 235
5 - IPE270	S 235
5 - IPE270	S 235
3 - HEA500	S 235
8 - HFLue120x80x10	S 235
8 - HFLue120x80x10	S 235
9 - IPE500	S 235

Tableau 8. 13 : Sections transversales.

Nom	Groupe de boulons	Diamètre [mm]	fu [MPa]	Superficie brute [mm ²]
M16 10.9	M16 10.9	16	1000.0	201

Tableau 8. 14 : Boulons.

Nom	Elément	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
LE1	B1	0.0	0.0	-81.6	0.0	0.0	0.0
	B2	0.0	0.0	-81.6	0.0	0.0	0.0
	B3	0.0	0.0	-69.8	0.0	139.2	0.0
	B4	0.0	0.0	-341.1	0.0	0.0	0.0

Tableau 8. 15 : Effets des charges.

8.2.2.1 Vérification

Nom	Valeur	Résultat
Analyse	100.0%	OK
Platines	1.4 < 5%	OK
Boulons	93.5 < 100%	OK
Soudures	98.0 < 100%	OK
Voilement	Pas calculé	

Tableau 8. 16 : Sommaire

Nom	Épaisseur [mm]	Charges	σ_{Ed} [MPa]	ϵ_{Pl} [1e-4]	Résultat
SL-bfl 1	40.0	LE1	116.7	0.0	OK
SL-tfl 1	40.0	LE1	116.7	0.0	OK
SL-w 1	21.0	LE1	161.4	0.0	OK
B1-bfl 1	10.2	LE1	164.2	0.0	OK
B1-tfl 1	10.2	LE1	166.2	0.0	OK
B1-w 1	6.6	LE1	235.2	10.9	OK
B2-bfl 1	10.2	LE1	164.2	0.0	OK
B2-tfl 1	10.2	LE1	166.2	0.0	OK
B2-w 1	6.6	LE1	235.2	10.9	OK
B3-bfl 1	10.2	LE1	235.9	40.6	OK
B3-tfl 1	10.2	LE1	235.5	25.8	OK
B3-w 1	6.6	LE1	235.8	38.5	OK
B4-bfl 1	23.0	LE1	117.9	0.0	OK
B4-tfl 1	23.0	LE1	117.9	0.0	OK
B4-w 1	12.0	LE1	235.8	36.0	OK
CLEAT1 a-bfl 1	10.0	LE1	150.7	0.0	OK

Nom	Épaisseur [mm]	Charges	σ_{Ed} [MPa]	ϵ_{Pl} [1e-4]	Résultat
CLEAT1 a-w 1	10.0	LE1	203.0	0.0	OK
CLEAT1 b-bfl 1	10.0	LE1	150.7	0.0	OK
CLEAT1 b-w 1	10.0	LE1	203.0	0.0	OK
STUB1-bfl	16.0	LE1	190.1	0.1	OK
STUB1-tfl	16.0	LE1	206.6	0.2	OK
STUB1-w	10.2	LE1	185.6	0.0	OK
STIFF1	20.0	LE1	186.5	0.0	OK
STIFF2	20.0	LE1	187.8	0.0	OK
STUB1-EPa	15.0	LE1	235.9	42.4	OK
STUB1-EPb	15.0	LE1	235.5	22.0	OK
RIB 4	15.0	LE1	236.3	60.2	OK
RIB 5	15.0	LE1	237.9	136.3	OK
EP1	20.0	LE1	235.2	8.8	OK
EP 2	20.0	LE1	235.2	8.8	OK

Tableau 8. 17 : Platines.

Matériau	f_y [MPa]	ϵ_{lim} [1e-4]
S 235	215.0	500.0

Tableau 8. 18 : Données de conception

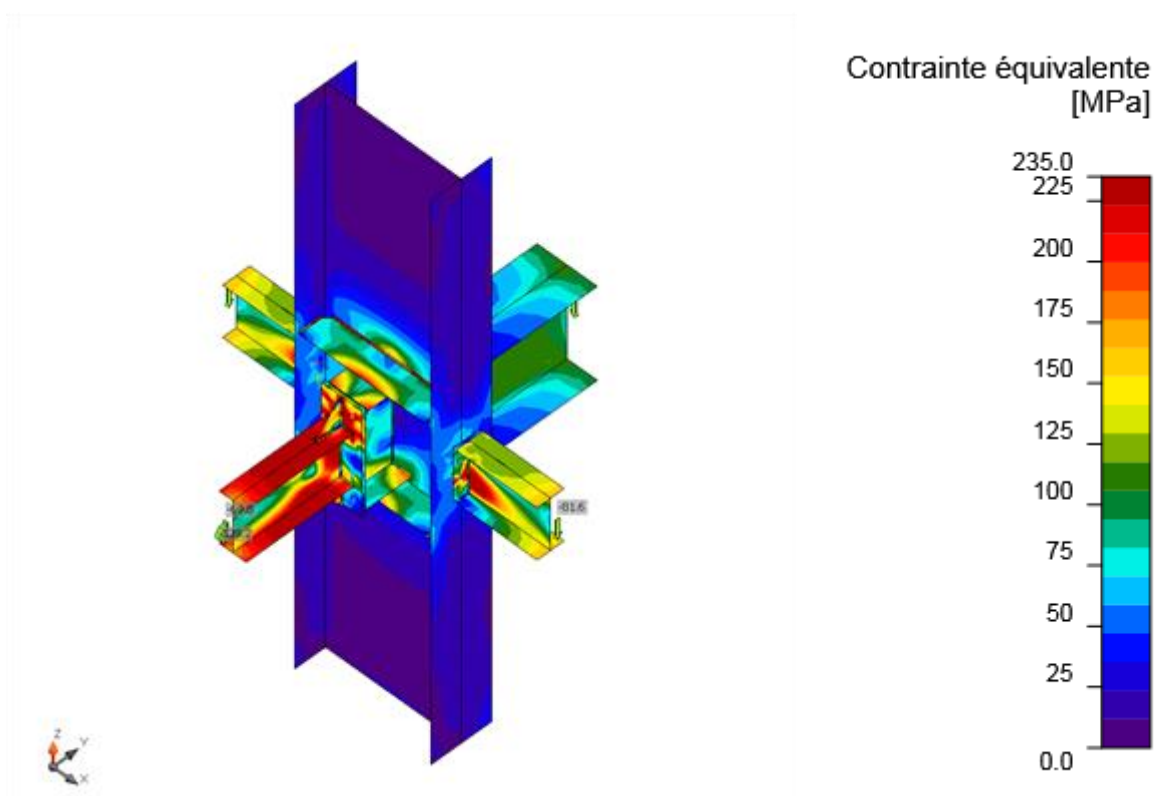
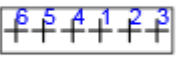
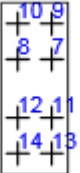
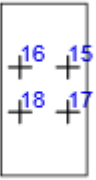


Figure 8. 4 : Contrainte équivalente, LE1

Chapitre 8 : Conception et calcul des assemblages.

	No m	Class e	Charge s	$F_{t,Ed}$ [kN]	V [kN]	U_t [%]	$F_{b,Rd}$ [kN]	U_{ts} [%]	U_{ts} [%]	Résulta t
	B1	M16 10.9 - 1	LE1	2.8	29. 1	2.5	138. 2	46. 3	48. 0	OK
	B2	M16 10.9 - 1	LE1	3.7	31. 9	3.2	138. 2	50. 8	53. 1	OK
	B3	M16 10.9 - 1	LE1	8.8	37. 4	7.8	138. 2	59. 5	65. 0	OK
	B4	M16 10.9 - 1	LE1	2.2	29. 2	2.0	138. 2	46. 5	47. 9	OK
	B5	M16 10.9 - 1	LE1	2.7	32. 1	2.4	138. 2	51. 1	52. 7	OK
	B6	M16 10.9 - 1	LE1	3.6	37. 5	3.2	138. 2	59. 8	62. 1	OK
	B7	M16 10.9 - 2	LE1	101. 9	6.7	90. 1	172. 8	10. 6	75. 0	OK
	B8	M16 10.9 - 2	LE1	101. 9	6.7	90. 1	172. 8	10. 6	75. 0	OK
	B9	M16 10.9 - 2	LE1	105. 7	8.3	93. 5	172. 8	13. 1	79. 9	OK
	B10	M16 10.9 - 2	LE1	105. 7	8.3	93. 5	172. 8	13. 1	79. 9	OK
	B11	M16 10.9 - 2	LE1	4.4	7.8	3.9	172. 8	12. 3	15. 1	OK
	B12	M16 10.9 - 2	LE1	4.4	7.8	3.9	172. 8	12. 3	15. 1	OK
	B13	M16 10.9 - 2	LE1	0.0	12. 8	0.0	172. 8	20. 5	20. 5	OK
	B14	M16 10.9 - 2	LE1	0.0	12. 8	0.0	172. 8	20. 5	20. 5	OK
	B15	M16 10.9 - 3	LE1	22.6	19. 4	20. 0	230. 4	31. 0	45. 2	OK
	B16	M16 10.9 - 3	LE1	23.4	18. 9	20. 7	230. 4	30. 1	44. 9	OK
	B17	M16 10.9 - 3	LE1	75.7	21. 9	66. 9	230. 4	34. 9	82. 7	OK
	B18	M16 10.9 - 3	LE1	83.5	21. 8	73. 9	230. 4	34. 8	87. 6	OK

Chapitre 8 : Conception et calcul des assemblages.

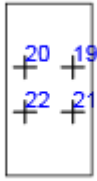
	B19	M16 10.9 - 3	LE1	23.5	18. 9	20. 7	230. 4	30. 1	44. 9	OK
	B20	M16 10.9 - 3	LE1	22.6	19. 4	20. 0	230. 4	31. 0	45. 2	OK
	B21	M16 10.9 - 3	LE1	83.5	21. 8	73. 9	230. 4	34. 8	87. 6	OK
	B22	M16 10.9 - 3	LE1	75.7	21. 9	66. 9	230. 4	34. 9	82. 7	OK

Tableau 8. 19 : Boulons.

Nom	$F_{t,Rd}$ [kN]	$B_{p,Rd}$ [kN]	$F_{v,Rd}$ [kN]
M16 10.9 - 1	113.0	153.5	62.8
M16 10.9 - 2	113.0	230.3	62.8
M16 10.9 - 3	113.0	307.0	62.8

Tableau 8. 20 : Données de conception

- Résultat détaillé pour B10

$$U_{ttz} = \frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1.4F_{t,Rd}} = 79.9 \%$$

$$U_{tt} = \frac{F_{t,Ed}}{\min(F_{t,Rd}; B_{p,Rd})} = 93.5 \%$$

$$U_{tz} = \frac{V_{Ed}}{\min(F_{v,Rd}; F_{b,Rd})} = 13.1 \%$$

$$F_{t,Rd} = \frac{k_2 f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}} = 113.0 \text{ kN}$$

où :

$$k_2 = 0.90 \quad \text{– Coefficient}$$

$$f_{ub} = 1000.0 \text{ MPa} \quad \text{– Résistance à la traction ultime du boulon}$$

$$A_s = 157 \text{ mm}^2 \quad \text{– Zone d'effort de traction du boulon}$$

$$\gamma_{M2} = 1.25 \quad \text{– Facteur de sécurité}$$

$$B_{p,Rd} = \frac{0.6\pi d_m t_p f_u}{\gamma_{M2}} = 230.3 \text{ kN}$$

où :

$$d_m = 28 \text{ mm} \quad \text{– Le moyen des diamètres des cercles inscrit et circonscrit de la tête de boulon ou écrou, la plus petite de ces valeurs étant retenue.}$$

$$t_p = 15 \text{ mm} \quad \text{– Épaisseur}$$

$$f_u = 360.0 \text{ MPa} \quad \text{– Effort ultime}$$

$$\gamma_{M2} = 1.25 \quad \text{– Facteur de sécurité}$$

$$F_{v,Rd} = \frac{\beta_s \alpha_s f_u A}{\gamma_{M2}} = 62.8 \text{ kN}$$

Chapitre 8 : Conception et calcul des assemblages.

où :

$$\begin{aligned} \beta_p &= 1.00 && \text{– Reducing factor} \\ \alpha_v &= 0.50 && \text{– Reducing factor} \\ f_{ub} &= 1000.0 \text{ MPa} && \text{– Résistance à la traction ultime du boulon} \\ A &= 157 \text{ mm}^2 && \text{– Zone d'effort de traction du boulon} \\ \gamma_{M2} &= 1.25 && \text{– Facteur de sécurité} \\ F_{b,Rd} &= \frac{k_1 \alpha_s f_u d t}{\gamma_{M2}} = 172.8 \text{ kN} \end{aligned}$$

où :

$$\begin{aligned} k_1 &= 2.50 && \text{– Factor for edge distance and bolt spacing perpendicular to the} \\ &&& \text{direction of load transfer - EN 1993-1-8 - Table 3.4} \\ \alpha_b &= 1.00 && \text{– Coefficient} \\ f_u &= 360.0 \text{ MPa} && \text{– Effort ultime} \\ d &= 16 \text{ mm} && \text{– Diamètre nominal de fixation} \\ t &= 15 \text{ mm} && \text{– Épaisseur} \\ \gamma_{M2} &= 1.25 && \text{– Facteur de sécurité} \end{aligned}$$

- Explication des symboles

$F_{t,Rd}$ Résistance à la tension du boulon EN 1993-1-8 tab. 3.4

$F_{t,Ed}$ Effort de tension

$B_{p,Rd}$ Résistance au cisaillement par poinçonnement

V Résultante des efforts de cisaillement V_y , V_z dans le boulon.

$F_{v,Rd}$ Résistance au cisaillement du boulon EN_1993-1-8 tableau 3.4

$F_{b,Rd}$ Résistance à la pression diamétrale de la platine EN 1993-1-8 tab. 3.4

U_t Utilisation en tension

U_s Utilisation en cisaillement

U_{ts} Utilisation en tension et cisaillement EN 1993-1-8 table 3.4

-

Elément	Bord	Ép. gorge [mm]	Longueur [mm]	Charges	$\sigma_{w,E}$ [MPa]	ϵ_{PI} [%]	σ_{\perp} [MPa]	τ_{\parallel} [MPa]	τ_{\perp} [MPa]	U_t [%]	U_{tc} [%]	Résultat
SL-w 1	CLEA T1 a- bfl 1	10.0	75	LE1	112.6	0.0	30.9	-20.3	-59.1	31.3	18.6	OK
SL-w 1	CLEA T1 a- bfl 1	10.0	75	LE1	113.7	0.0	-21.4	-63.6	10.2	31.6	18.8	OK

Chapitre 8 : Conception et calcul des assemblages.

SL-w 1	CLEA T1 a- bfl 1	▲10. 0	440	LE1	198. 2	0. 0	- 27.4	112. 7	- 11.9	55. 0	18. 8	OK
SL-w 1	CLEA T1 b- bfl 1	▲10. 0	75	LE1	113. 1	0. 0	58.9	47.1	29.8	31. 4	18. 7	OK
SL-w 1	CLEA T1 b- bfl 1	▲10. 0	75	LE1	112. 6	0. 0	31.0	20.3	- 59.1	31. 3	18. 6	OK
SL-w 1	CLEA T1 b- bfl 1	▲10. 0	440	LE1	197. 9	0. 0	- 27.4	- 112. 5	- 11.9	55. 0	18. 8	OK
SL-bfl 1	STIFF 1	▲8.0	114	LE1	237. 4	0. 0	8.1	136. 3	13.3	65. 9	50. 5	OK
SL-w 1	STIFF 1	▲8.0	582	LE1	289. 5	0. 0	18.7	- 164. 8	25.8	80. 4	61. 3	OK
SL-tfl 1	STIFF 1	▲8.0	114	LE1	237. 6	0. 0	8.1	- 136. 4	13.3	66. 0	50. 5	OK
SL-bfl 1	STIFF 2	▲8.0	114	LE1	233. 3	0. 0	- 11.1	133. 4	17.3	64. 8	49. 5	OK
SL-w 1	STIFF 2	▲8.0	582	LE1	297. 9	0. 0	- 21.7	- 169. 5	26.5	82. 8	61. 6	OK
SL-tfl 1	STIFF 2	▲8.0	114	LE1	233. 5	0. 0	- 11.1	- 133. 5	17.3	64. 9	49. 5	OK
STUB 1-EPa	B3-bfl 1	▲8.0 ▲	135	LE1	171. 7	0. 0	- 66.5	- 51.3	- 75.7	47. 7	41. 2	OK
		▲8.0 ▲	135	LE1	156. 4	0. 0	- 78.3	36.6	69.1	43. 4	33. 6	OK
STUB 1-EPa	B3-tfl 1	▲8.0 ▲	135	LE1	352. 8	0. 0	148. 5	- 130. 5	130. 8	98. 0	64. 9	OK
		▲8.0 ▲	135	LE1	352. 8	0. 0	143. 0	97.8	- 158. 5	98. 0	65. 5	OK
STUB 1-EPa	B3-w 1	▲8.0 ▲	260	LE1	191. 1	0. 0	76.7	65.6	76.9	53. 1	27. 0	OK
		▲8.0 ▲	260	LE1	190. 8	0. 0	76.7	- 65.7	- 76.5	53. 0	27. 0	OK
STUB 1-EPb	STUB 1-bfl	▲8.0 ▲	200	LE1	157. 1	0. 0	- 70.0	24.0	- 77.6	43. 7	24. 2	OK
		▲8.0 ▲	200	LE1	73.8	0. 0	- 26.1	- 35.3	18.5	20. 5	12. 6	OK
STUB 1-EPb	STUB 1-tfl	▲8.0 ▲	200	LE1	211. 2	0. 0	- 71.0	46.4	- 105. 1	58. 7	38. 8	OK
		▲8.0 ▲	200	LE1	205. 7	0. 0	130. 7	39.3	- 82.9	57. 1	43. 6	OK
STUB 1-EPb	STUB 1-w	▲8.0 ▲	484	LE1	248. 2	0. 0	- 123. 4	15.7	- 123. 4	69. 0	32. 1	OK
		▲8.0 ▲	484	LE1	248. 2	0. 0	- 123. 4	- 15.7	123. 4	69. 0	32. 1	OK

Chapitre 8 : Conception et calcul des assemblages.

SL-w 1	STUB 1-bfl	↗8.0 ▾	200	LE1	164.5	0.0	-61.2	43.1	-76.9	45.7	35.5	OK
		↗8.0 ▾	200	LE1	242.6	0.0	-119.4	-64.2	103.6	67.4	54.0	OK
SL-w 1	STUB 1-tfl	↗8.0 ▾	200	LE1	246.4	0.0	124.3	-61.4	106.4	68.5	57.1	OK
		↗8.0 ▾	200	LE1	149.9	0.0	53.0	39.3	-70.8	41.6	33.6	OK
SL-w 1	STUB 1-w	↗5.1 ▾	484	LE1	111.6	0.0	-24.8	-57.8	-24.8	31.0	17.7	OK
		↗5.1 ▾	484	LE1	111.6	0.0	-24.9	57.7	24.9	31.0	17.7	OK
STUB 1-EPa	RIB 4	↗8.0 ▾	130	LE1	223.6	0.0	80.1	-89.1	81.2	62.1	38.5	OK
		↗8.0 ▾	130	LE1	224.7	0.0	81.7	90.0	-80.6	62.4	38.5	OK
B3-tfl 1	RIB 4	↗8.0 ▾	130	LE1	287.3	0.0	71.5	143.8	71.5	79.8	36.5	OK
		↗8.0 ▾	130	LE1	287.2	0.0	71.4	-143.8	-71.5	79.8	36.5	OK
STUB 1-EPa	RIB 5	↗8.0 ▾	130	LE1	221.5	0.0	-77.2	91.7	-77.2	61.5	53.1	OK
		↗8.0 ▾	130	LE1	221.7	0.0	-77.2	-91.9	77.2	61.6	53.1	OK
B3-bfl 1	RIB 5	↗8.0 ▾	130	LE1	322.9	0.0	-80.8	-161.4	-80.8	89.7	57.0	OK
		↗8.0 ▾	130	LE1	323.0	0.0	-80.8	161.5	80.8	89.7	57.0	OK
EP1	B1-bfl 1	↗8.0 ▾	135	LE1	73.9	0.0	40.0	-22.7	27.8	20.5	11.6	OK
EP1	B1-tfl 1	↗8.0 ▾	135	LE1	267.6	0.0	-135.0	-13.1	132.8	74.3	55.2	OK
EP1	B1-w 1	↗8.0 ▾	260	LE1	207.5	0.0	86.1	-63.2	88.8	57.6	27.2	OK
		↗8.0 ▾	260	LE1	210.2	0.0	88.9	68.3	-86.2	58.4	27.5	OK
EP 2	B2-bfl 1	↗8.0 ▾	135	LE1	73.9	0.0	40.0	22.8	27.8	20.5	11.6	OK
EP 2	B2-tfl 1	↗8.0 ▾	135	LE1	267.6	0.0	-135.1	13.1	132.7	74.3	55.2	OK
EP 2	B2-w 1	↗8.0 ▾	260	LE1	210.3	0.0	88.9	-68.5	86.1	58.4	27.5	OK
		↗8.0 ▾	260	LE1	207.6	0.0	86.1	63.3	-88.8	57.7	27.2	OK

Tableau 8. 21 : Soudures.

	β_w [-]	$\sigma_{w,Rd}$ [MPa]	0.9σ [MPa]
S 235	0.80	360.0	259.2

Tableau 8. 22 : Données de conception.

Chapitre 8 : Conception et calcul des assemblages.

- Explication des symboles

ϵ_{p1}	Déformation
$\sigma_{w,Ed}$	Contrainte équivalente
$\sigma_{w,Rd}$	Résistance aux contraintes équivalentes
σ_{\perp}	Contrainte perpendiculaire
τ_{\parallel}	Contrainte de cisaillement parallèle à l'axe de soudure
τ_{\perp}	Contrainte de cisaillement perpendiculaire à l'axe de soudure
0.9σ	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
Utc	Utilisation de capacité de la soudure

- Résultat détaillé pour STUB1-EPa B3-tfl 1

$$UT = \max\left(\frac{\sigma_{w,Ed}}{\sigma_{w,Rd}}; \frac{|\sigma_{\perp}|}{\sigma_{\perp,Rd}}\right) = 98.0 \quad \%$$

$$\sigma_{w,Ed} = [\sigma_1^2 + 3(\tau_1^2 + \tau_{\parallel}^2)]^{0.5} = 352.8 \quad \text{MPa}$$

$$\sigma_{w,Rd} = f_u / (\beta_w \gamma_{M2}) = 360.0 \quad \text{MPa}$$

$$\sigma_{\perp,Rd} = 0.9 f_u / \gamma_{M2} = 259.2 \quad \text{MPa}$$

où :

$$f_u = 360.0 \quad \text{MPa} \quad \text{– Effort ultime}$$

$$\gamma_{M2} = 1.25 \quad \text{– Facteur de sécurité}$$

8.2.3 Nœud d'assemblage de continuité poteau-poteau

Les profilés laminés sont limités en longueur en 12 m, dans le cas où la hauteur de bâtiment dépasse les 12 m on sera obligé de construire des assemblages de continuité.

No m	Section transversale	β – Direction [°]	γ – Angle [°]	α – Rotation [°]	Décalage ex [mm]	Décalage ey [mm]	Décalage ez [mm]	Efforts dans	X [mm]
B1	2 - HEM700	0.0	-90.0	0.0	0	0	0	Node	0
B2	2 - HEM700	180.0	90.0	0.0	0	0	0	Node	0

Tableau 8. 23 : positions des barres dans le nœuds d'assemblage.

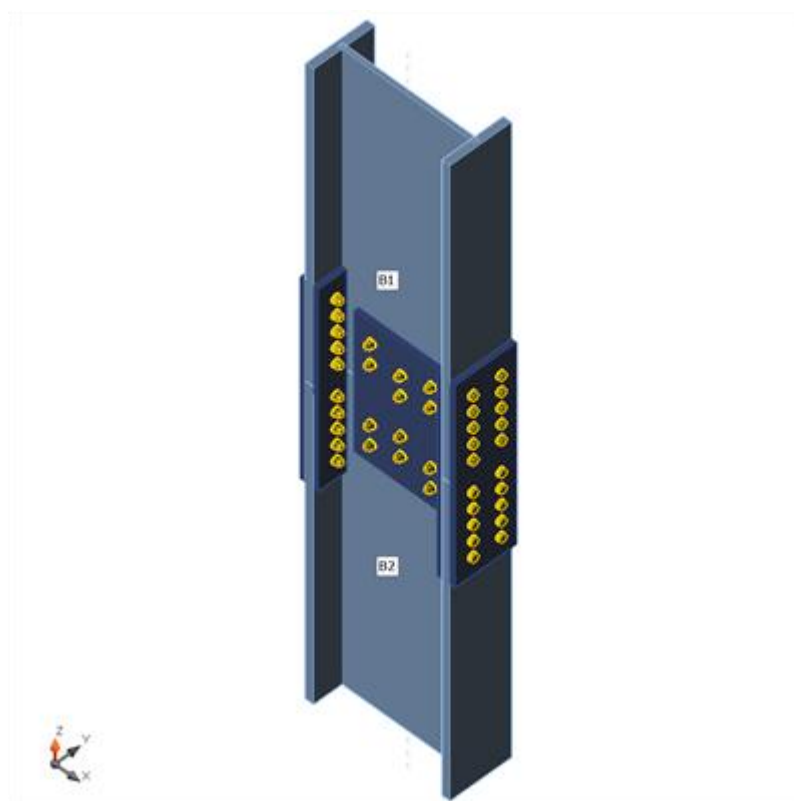


Figure 8. 5 : modèle d'assemblage.

Nom	Matériau
2 - HEM700	S 235
2 - HEM700	S 235

Tableau 8. 24 : Sections transversales.

Nom	Groupe de boulons	Diamètre [mm]	f_u [MPa]	Superficie brute [mm ²]
M22 10.9	M22 10.9	22	1000.0	380

Tableau 8. 25 : boulons

Nom	Elément	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
LE1	B1	4607.2	7.4	19.3	0.0	65.4	7.5

Tableau 8. 26 : Effets des charges.

8.2.3.1 Vérification

Nom	Valeur	Résultat
Analyse	100.0%	OK
Platines	0.3 < 5%	OK
Boulons	89.6 < 100%	OK
Voilement	Pas calculé	

Tableau 8. 27 : Sommaire.

Nom	Épaisseur [mm]	Charges	σ_{Ed} [MPa]	ϵ_{Pl} [1e-4]	Résultat
B1-bfl 1	40.0	LE1	222.0	3.3	OK
B1-tfl 1	40.0	LE1	235.1	6.8	OK
B1-w 1	21.0	LE1	235.5	25.3	OK
B2-bfl 1	40.0	LE1	231.0	3.9	OK
B2-tfl 1	40.0	LE1	235.1	7.1	OK
B2-w 1	21.0	LE1	235.5	22.4	OK
SPL1a	25.0	LE1	235.1	7.1	OK
SPL1b	25.0	LE1	235.2	9.1	OK
SPL1c	25.0	LE1	235.2	9.1	OK
SPL2a	25.0	LE1	232.7	3.6	OK
SPL2b	25.0	LE1	235.1	5.3	OK
SPL2c	25.0	LE1	235.1	5.5	OK
SPL3a	20.0	LE1	170.9	0.0	OK
SPL3b	20.0	LE1	180.4	0.0	OK

Tableau 8. 28 : Platine.

Matériau	f_y [MPa]	ϵ_{lim} [1e-4]
S 235	215.0	500.0

Tableau 8. 29 : Données de conception

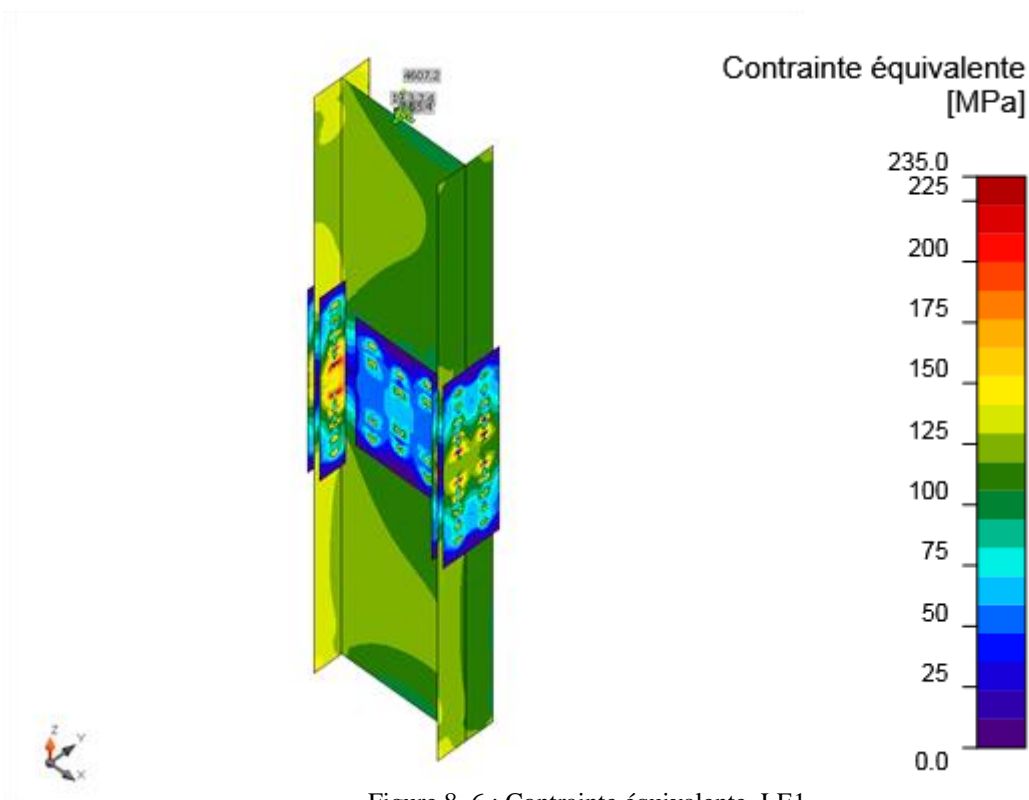




Figure 8. 6 : Contrainte équivalente, LE1.

Chapitre 8 : Conception et calcul des assemblages.

	Nom	Classe	Charges	$F_{t,Ed}$ [kN]	V [kN]	U_t [%]	$F_{b,Rd}$ [kN]	U_s [%]	U_{ts} [%]	Résultat
	B1	M22 10.9 - 1	LE1	3.4	99.1	1.5	633.6	81.8	82.9	OK
	B2	M22 10.9 - 1	LE1	4.8	96.0	2.2	545.6	79.2	80.8	OK
	B3	M22 10.9 - 1	LE1	3.3	95.1	1.5	545.6	78.5	79.5	OK
	B4	M22 10.9 - 1	LE1	3.0	96.1	1.4	545.6	79.3	80.3	OK
	B5	M22 10.9 - 1	LE1	26.1	97.9	12.0	545.6	80.7	89.3	OK
	B6	M22 10.9 - 1	LE1	3.3	97.6	1.5	633.6	80.6	81.6	OK
	B7	M22 10.9 - 1	LE1	4.7	94.7	2.1	545.6	78.1	79.6	OK
	B8	M22 10.9 - 1	LE1	3.2	93.8	1.5	545.6	77.4	78.4	OK
	B9	M22 10.9 - 1	LE1	2.9	94.8	1.3	545.6	78.2	79.1	OK
	B10	M22 10.9 - 1	LE1	25.6	96.4	11.7	545.6	79.6	87.9	OK
	B11	M22 10.9 - 1	LE1	3.4	99.8	1.5	633.6	82.4	83.5	OK
	B12	M22 10.9 - 1	LE1	4.9	96.4	2.2	545.6	79.5	81.2	OK
	B13	M22 10.9 - 1	LE1	3.3	95.5	1.5	545.6	78.8	79.9	OK
	B14	M22 10.9 - 1	LE1	3.0	96.5	1.4	545.6	79.6	80.6	OK
	B15	M22 10.9 - 1	LE1	26.1	98.2	12.0	545.6	81.0	89.6	OK
	B16	M22 10.9 - 1	LE1	3.2	97.5	1.5	633.6	80.5	81.5	OK
	B17	M22 10.9 - 1	LE1	4.7	94.3	2.1	545.6	77.8	79.3	OK
	B18	M22 10.9 - 1	LE1	3.2	93.3	1.5	545.6	77.0	78.1	OK
	B19	M22 10.9 - 1	LE1	2.9	94.2	1.3	545.6	77.7	78.7	OK
	B20	M22 10.9 - 1	LE1	25.5	95.7	11.7	545.6	79.0	87.4	OK
	B21	M22 10.9 - 1	LE1	2.9	89.3	1.3	633.6	73.7	74.6	OK
	B22	M22 10.9 - 1	LE1	4.3	86.0	2.0	545.6	71.0	72.4	OK
	B23	M22 10.9 - 1	LE1	3.0	85.0	1.4	545.6	70.2	71.1	OK
	B24	M22 10.9 - 1	LE1	2.7	86.0	1.2	545.6	71.0	71.8	OK
	B25	M22 10.9 - 1	LE1	23.6	87.5	10.8	545.6	72.2	79.9	OK
	B26	M22 10.9 - 1	LE1	2.9	87.8	1.3	633.6	72.4	73.3	OK
	B27	M22 10.9 - 1	LE1	4.1	84.7	1.9	545.6	69.9	71.2	OK
	B28	M22 10.9 - 1	LE1	2.9	83.7	1.3	545.6	69.1	70.0	OK

Chapitre 8 : Conception et calcul des assemblages.

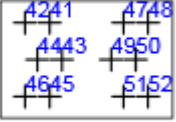
	B29	M22 10.9 - 1	LE1	2.6	84.6	1.2	545.6	69.8	70.7	OK
	B30	M22 10.9 - 1	LE1	23.0	86.0	10.6	545.6	71.0	78.5	OK
	B31	M22 10.9 - 1	LE1	3.0	89.4	1.4	633.6	73.8	74.8	OK
	B32	M22 10.9 - 1	LE1	4.4	86.3	2.0	545.6	71.2	72.7	OK
	B33	M22 10.9 - 1	LE1	3.0	85.5	1.4	545.6	70.6	71.5	OK
	B34	M22 10.9 - 1	LE1	2.7	86.6	1.2	545.6	71.4	72.3	OK
	B35	M22 10.9 - 1	LE1	23.6	88.2	10.8	545.6	72.8	80.5	OK
	B36	M22 10.9 - 1	LE1	2.9	87.2	1.3	633.6	71.9	72.9	OK
	B37	M22 10.9 - 1	LE1	4.1	84.2	1.9	545.6	69.4	70.8	OK
	B38	M22 10.9 - 1	LE1	2.9	83.4	1.3	545.6	68.8	69.7	OK
	B39	M22 10.9 - 1	LE1	2.6	84.3	1.2	545.6	69.5	70.4	OK
	B40	M22 10.9 - 1	LE1	23.0	85.7	10.6	545.6	70.7	78.2	OK
	B41	M22 10.9 - 2	LE1	4.1	86.2	1.9	332.6	71.2	72.5	OK
	B42	M22 10.9 - 2	LE1	17.5	86.0	8.0	332.6	71.0	76.7	OK
	B43	M22 10.9 - 2	LE1	4.3	83.5	2.0	332.6	68.9	70.3	OK
	B44	M22 10.9 - 2	LE1	12.9	83.4	5.9	332.6	68.8	73.0	OK
	B45	M22 10.9 - 2	LE1	3.9	82.3	1.8	332.6	67.9	69.1	OK
	B46	M22 10.9 - 2	LE1	16.6	82.3	7.6	332.6	67.9	73.4	OK
	B47	M22 10.9 - 2	LE1	4.0	85.4	1.9	332.6	70.4	71.8	OK
	B48	M22 10.9 - 2	LE1	17.5	85.2	8.0	332.6	70.3	76.0	OK
	B49	M22 10.9 - 2	LE1	4.5	83.5	2.0	332.6	68.9	70.3	OK
	B50	M22 10.9 - 2	LE1	13.0	83.3	6.0	332.6	68.7	73.0	OK
	B51	M22 10.9 - 2	LE1	3.9	83.2	1.8	332.6	68.7	70.0	OK
	B52	M22 10.9 - 2	LE1	16.9	83.2	7.7	332.6	68.7	74.2	OK

Tableau 8. 30 : Boulons.

Nom	$F_{t,Rd}$ [kN]	$B_{p,Rd}$ [kN]	$F_{v,Rd}$ [kN]
M22 10.9 - 1	218.2	515.7	121.2
M22 10.9 - 2	218.2	412.6	121.2

Tableau 8. 31 : Données de conception.

Chapitre 8 : Conception et calcul des assemblages.

- Résultat détaillé pour B15

$$U_{ttt} = \frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1.4F_{t,Rd}} = 89.6 \quad \%$$

$$U_{tt} = \frac{F_{t,Ed}}{\min(F_{t,Rd}; B_{p,Rd})} = 12.0 \quad \%$$

$$U_{tz} = \frac{V_{Ed}}{\min(F_{v,Rd}; F_{b,Rd})} = 81.0 \quad \%$$

$$F_{t,Rd} = \frac{k_2 f_{ub} A_z}{\gamma_{M2}} = 218.2 \quad \text{kN}$$

où :

$$k_2 = 0.90 \quad \text{– Coefficient}$$

$$f_{ub} = 1000.0 \text{ MPa} \quad \text{– Résistance à la traction ultime du boulon}$$

$$A_z = 303 \text{ mm}^2 \quad \text{– Zone d'effort de traction du boulon}$$

$$\gamma_{M2} = 1.25 \quad \text{– Facteur de sécurité}$$

$$B_{p,Rd} = \frac{0.6\pi d_m t_p f_u}{\gamma_{M2}} = 515.7 \quad \text{kN}$$

où :

$$d_m = 38 \text{ mm} \quad \text{– Le moyen des diamètres des cercles inscrit et circonscrit de la tête de boulon ou écrou, la plus petite de ces valeurs étant retenue.}$$

$$t_p = 25 \text{ mm} \quad \text{– Épaisseur}$$

$$f_u = 360.0 \text{ MPa} \quad \text{– Effort ultime}$$

$$\gamma_{M2} = 1.25 \quad \text{– Facteur de sécurité}$$

$$F_{v,Rd} = \frac{\beta_p \alpha_v f_{ub} A}{\gamma_{M2}} = 121.2 \quad \text{kN}$$

où :

$$\beta_p = 1.00 \quad \text{– Reducing factor}$$

$$\alpha_v = 0.50 \quad \text{– Reducing factor}$$

$$f_{ub} = 1000.0 \text{ MPa} \quad \text{– Résistance à la traction ultime du boulon}$$

$$A = 303 \text{ mm}^2 \quad \text{– Zone d'effort de traction du boulon}$$

$$\gamma_{M2} = 1.25 \quad \text{– Facteur de sécurité}$$

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \alpha_b f_u d t}{\gamma_{M2}} = 545.6 \quad \text{kN}$$

où :

$$k_1 = 2.50 \quad \text{– Factor for edge distance and bolt spacing perpendicular to the direction of load transfer - EN 1993-1-8 - Table 3.4}$$

$$\alpha_b = 0.86 \quad \text{– Coefficient}$$

$$f_u = 360.0 \text{ MPa} \quad \text{– Effort ultime}$$

$$d = 22 \text{ mm} \quad \text{– Diamètre nominal de fixation}$$

Chapitre 8 : Conception et calcul des assemblages.

$t =$	40 mm	– Épaisseur
$\gamma_{M2} =$	1.25	– Facteur de sécurité

- Explication des symboles

$F_{t,Rd}$	Résistance à la tension du boulon EN 1993-1-8 tab. 3.4
$F_{t,Ed}$	Effort de tension
$B_{p,Rd}$	Résistance au cisaillement par poinçonnement
V	Résultante des efforts de cisaillement V_y, V_z dans le boulon.
$F_{v,Rd}$	Résistance au cisaillement du boulon EN_1993-1-8 tableau 3.4
$F_{b,Rd}$	Résistance à la pression diamétrale de la platine EN 1993-1-8 tab. 3.4
U_t	Utilisation en tension
U_s	Utilisation en cisaillement
U_{ts}	Utilisation en tension et cisaillement EN 1993-1-8 table 3.4

8.2.4 Base de poteau

No m	Section transversale	β – Direction [°]	γ – Angle [°]	α – Rotation [°]	Décalage ex [mm]	Décalage ey [mm]	Décalage ez [mm]	Efforts dans	X [mm]
COL	2 - HEM700	0.0	-90.0	0.0	0	0	0	Node	0

Tableau 8. 32 : Position de barre.

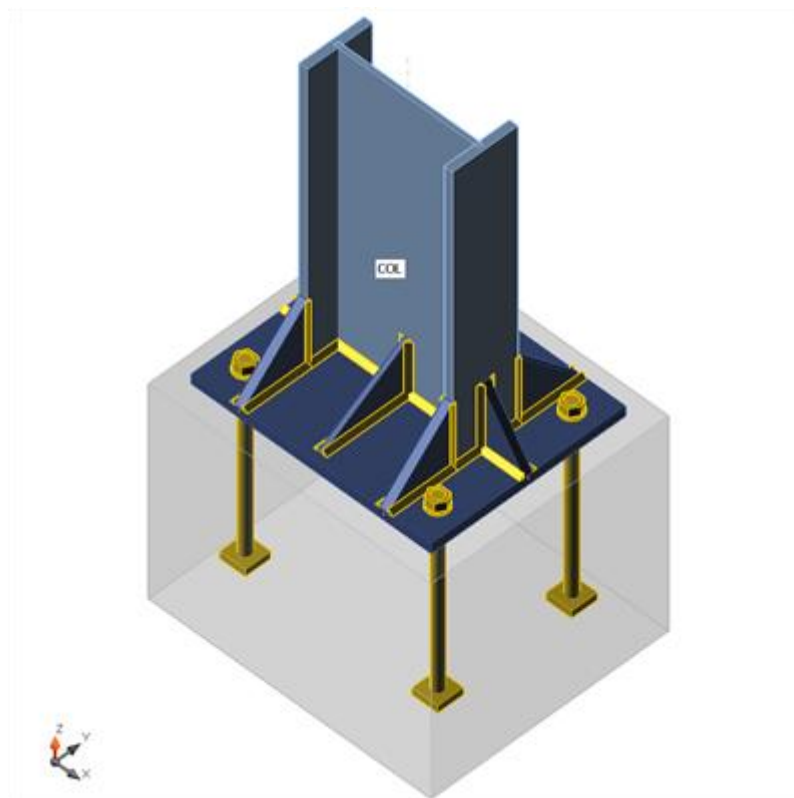


Figure 8. 7 : modèle d'assemblage.

Nom	Matériau
2 - HEM700	S 235

Tableau 8. 33 : Sections transversale.

Nom	Groupe de boulons	Diamètre [mm]	fu [MPa]	Superficie brute [mm ²]
M52 10.9	M52 10.9	52	1000.0	2124

Tableau 8. 34 : Tiges.

Nom	Élément	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
LE1	COL	4462.6	27.7	-52.7	0.0	258.5	54.3

Tableau 8. 35 : effets des charges

Elément	Valeur	Unité
BdB 1		
Dimensions	1100 x 1300	mm
Profondeur	1000	mm
Ancrage	M52 10.9	
Longueur de l'ancrage	800	mm
Transfert d'effort de cisaillement	Tiges	

Tableau 8. 36 : Fondations

8.2.4.1 Vérification

Nom	Valeur	Résultat
Analyse	100.0%	OK
Platines	0.0 < 5%	OK
Tiges	88.8 < 100%	OK
Soudures	92.7 < 100%	OK
Bloc de béton	40.8 < 100%	OK
Voilement	Pas calculé	

Tableau 8. 37 : Sommaires.

Nom	Matériau	Épaisseur [mm]	Charges	σ_{Ed} [MPa]	ϵ_{Pl} [1e-4]	Résultat
COL-bfl 1	S 235	40.0	LE1	195.5	0.0	OK
COL-tfl 1	S 235	40.0	LE1	134.8	0.0	OK
COL-w 1	S 235	21.0	LE1	144.9	0.0	OK
BP1	S 235(40)	45.0	LE1	106.4	0.0	OK
WID1a	S 235	40.0	LE1	131.0	0.0	OK
WID1b	S 235	40.0	LE1	178.2	0.0	OK
WID1c	S 235	40.0	LE1	77.1	0.0	OK
WID1d	S 235	40.0	LE1	124.1	0.0	OK
WID2a	S 235	40.0	LE1	68.4	0.0	OK
WID2b	S 235	40.0	LE1	118.6	0.0	OK
RIB 1a	S 235	21.0	LE1	163.6	0.0	OK
RIB 1b	S 235	21.0	LE1	169.0	0.0	OK

Tableau 8. 38 : Platines

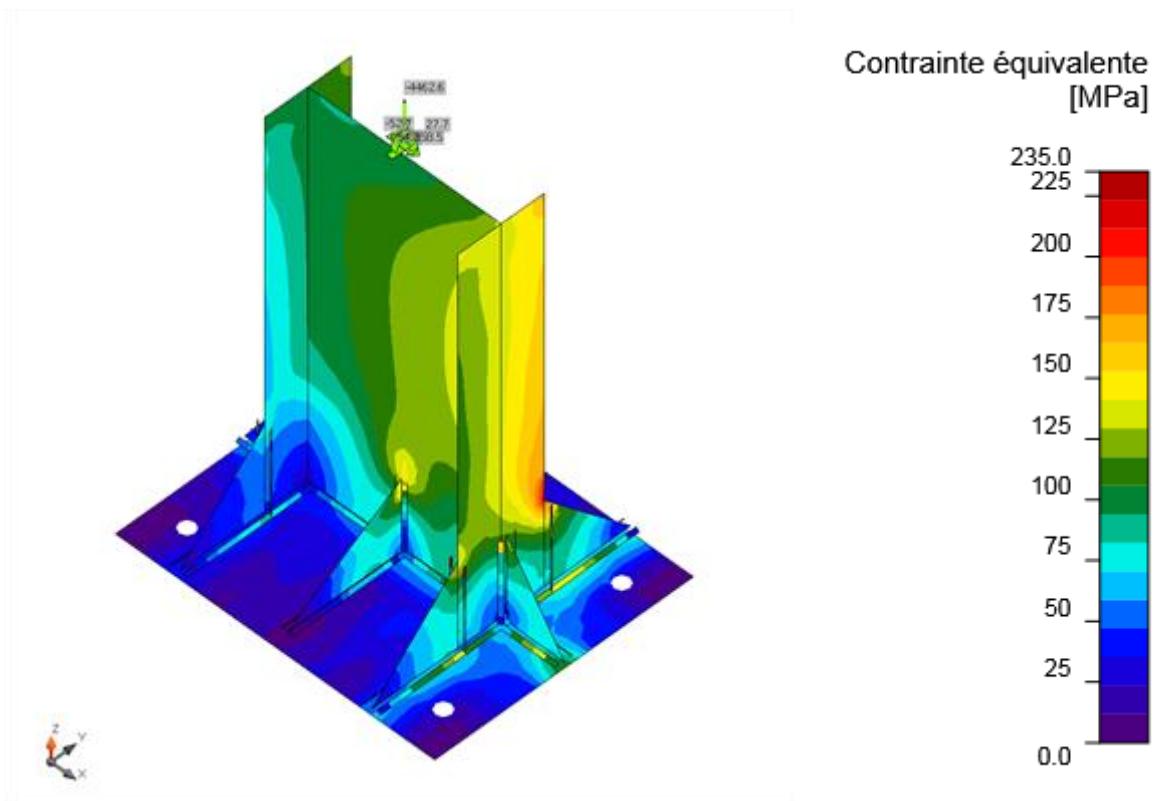


Figure 8. 8 : Contrainte équivalente, LE1

No m	Charges	F _{t,E} [kN]	V [kN]	N _{rd} [kN]	U _t [%]	F _{b,Rd} [kN]	U _s [%]	V _{Rd, cp} [kN]	C _p [kN]	V _{Rd, .c} [kN]	C _e [kN]	Résultat
	A1	LE1	0.0	15.8	0.0	0.0	1684.8	2.7	122.4	O	41.1	OK
	A2	LE1	0.0	1.5	0.0	0.0	1684.8	0.3	122.4	O	41.1	OK
	A3	LE1	0.0	36.3	0.0	0.0	1684.8	6.2	122.4	O	39.3	OK
	A4	LE1	0.0	27.6	0.0	0.0	1684.8	4.7	122.4	O	39.3	OK

Tableau 8. 39 : Tiges

Nom	F _{t,Rd} [kN]	B _{p,Rd} [kN]	F _{v,Rd} [kN]	V _{rds} [kN]	S _{tf} [MN/m]
M52 10.9 - 1	1077.1	2076.5	586.7	586.7	1072

Tableau 8. 40 : Données de conception.

- Résultat détaillé pour A3

$$N_{Rd,c} = \frac{N_{Rk,c}}{\gamma_c \cdot \gamma_{over}} = 0.0 \text{ kN}$$

Chapitre 8 : Conception et calcul des assemblages.

où :

$$\gamma_c = 1.50 \quad \text{– Facteur de sécurité}$$

$$\gamma_{inst} = 1.20 \quad \text{– Facteur de sécurité}$$

$$N_{Rk,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ec,N} = 0.0 \quad \text{kN}$$

où :

$$A_{c,N} = 0 \text{ mm}^2 \quad \text{– Superficie réelle de cône de béton}$$

$$A_{c,N}^0 = 0 \text{ mm}^2 \quad \text{– Superficie de béton d'une tige individuelle avec un grand entraxe}$$

$$N_{Rk,c}^0 = 892.3 \text{ kN} \quad \text{– Résistance caractéristique de tige située dans le béton fissuré}$$

$$\psi_{s,N} = 1.00 \quad \text{– Facteur de la distribution des contraintes dans le béton}$$

$$\psi_{re,N} = 1.00 \quad \text{– Facteur d'exfoliation ou écaillage}$$

$$\psi_{ec,N} = 1.00 \quad \text{– Facteur d'effet de groupe}$$

Modes de rupture par extraction-glisement et par fendage devraient être garantis par le fabricant

$$V_{Rd,s} = \frac{V_{Rk,s}}{\gamma_{MS}} = 586.7 \quad \text{kN}$$

où :

$$\gamma_{MS} = 1.50 \quad \text{– Facteur de sécurité}$$

$$V_{Rk,s} = 0,5 \cdot A_s \cdot f_{uk} = 880.0 \quad \text{kN}$$

où :

$$A_s = 1760 \text{ mm}^2 \quad \text{– Section transversale de précontrainte d'acier}$$

$$f_{uk} = 1000.0 \text{ MPa} \quad \text{– Résistance à la traction ultime caractéristique d'acier}$$

$$V_{Rd,cp} = \frac{V_{Rk,cp}}{\gamma_{MC}} = 122.4 \quad \text{kN}$$

$$V_{Rk,cp} = k \cdot N_{Rk,c} = 183.6 \quad \text{kN}$$

où :

$$N_{Rk,c} = 91.8 \text{ kN} \quad \text{– Résistance d'une tige dans le béton. Tous les tiges du groupe}$$

$$k = 2.00 \quad \text{– Facteur d'ETAG 5.2.3.3}$$

$$\gamma_{MC} = 1.50 \quad \text{– Facteur de sécurité}$$

$$V_{Rd,c} = \frac{V_{Rk,c}}{\gamma_{MC}} = 39.3 \quad \text{kN}$$

où :

$$\gamma_{MC} = 1.50 \quad \text{– Facteur de sécurité}$$

Chapitre 8 : Conception et calcul des assemblages.

$$V_{Rk,c} = V_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,V}}{A_{c,V}^0} \cdot \psi_{s,V} \cdot \psi_{h,V} \cdot \psi_{\alpha,V} \cdot \psi_{ec,V} \cdot \psi_{re,V} = 58.9 \text{ kN}$$

où :

$V_{Rk,c}^0 =$	81.9 kN	– Valeur initiale de résistance caractéristique d'ancrage
$A_{c,V} =$	116550 mm ²	– Superficie réelle de cône de béton d'ancrage
$A_{c,V}^0 =$	198450 mm ²	– Superficie de cône de béton d'ancrage individuel
$\psi_{s,V} =$	1.00	– Facteur de distribution des contraintes
$\psi_{h,V} =$	1.22	– Facteur de baisse de résistance au cisaillement
$\psi_{\alpha,V} =$	1.00	– Facteur de l'angle entre la direction de la charge et le bord du béton
$\psi_{ec,V} =$	1.00	– Facteur d'effet de groupe
$\psi_{re,V} =$	1.00	– Facteur du type de ferailage
$h_{ef} =$	160 mm	– Profondeur d'ancrage

$$U_{tt} = (\beta_N)^\alpha + (\beta_V)^\alpha = 88.8 \%$$

où :

$\beta_N =$	0.00	– Ratio d'action de conception et résistance à la tension de conception
$\beta_V =$	0.92	– Ratio d'action de conception et résistance au cisaillement de conception
$\alpha =$	1.50	– Factor for combined tension and shear loads - ETAG 001 - Annex C - Equation (5.9)

$$U_{tt} = \frac{F_{t,Ed}}{\min(F_{t,Rd}; B_{p,Rd}; N_{Rd,c})} = 0.0 \%$$

$$U_{ts} = \frac{V_{Ed}}{\min(F_{t,Rd}; F_{s,Rd})} = 6.2 \%$$

$$F_{t,Rd} = \frac{ck_2 f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}} = 1077.1 \text{ kN}$$

où :

$c =$	0.85	– Coefficient
$k_2 =$	0.90	– Coefficient
$f_{ub} =$	1000.0 MPa	– Résistance à la traction ultime du boulon
$A_s =$	1760 mm ²	– Zone d'effort de traction du boulon
$\gamma_{M2} =$	1.25	– Facteur de sécurité

$$B_{p,Rd} = \frac{0.6\pi d_m t_p f_u}{\gamma_{M2}} = 2076.5 \text{ kN}$$

où :

$d_m =$	85 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.
$t_p =$	45 mm	– Épaisseur

Chapitre 8 : Conception et calcul des assemblages.

$$f_u = 360.0 \text{ MPa} \quad \text{– Effort ultime}$$

$$\gamma_{M2} = 1.25 \quad \text{– Facteur de sécurité}$$

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 a_b f_u d t}{\gamma_{M2}} = 1684.8 \text{ kN}$$

où :

$$k_1 = 2.50 \quad \text{– Factor for edge distance and bolt spacing perpendicular to the direction of load transfer - EN 1993-1-8 - Table 3.4}$$

$$a_b = 1.00 \quad \text{– Coefficient}$$

$$f_u = 360.0 \text{ MPa} \quad \text{– Effort ultime}$$

$$d = 52 \text{ mm} \quad \text{– Diamètre nominal de fixation}$$

$$t = 45 \text{ mm} \quad \text{– Épaisseur}$$

$$\gamma_{M2} = 1.25 \quad \text{– Facteur de sécurité}$$

- Explication des symboles

$F_{t,Rd}$ Résistance à la tension du boulon EN 1993-1-8 tab. 3.4

$F_{t,Ed}$ Effort de tension

$B_{p,Rd}$ Résistance au cisaillement par poinçonnement

V Résultante des efforts de cisaillement V_y , V_z dans le boulon.

$F_{v,Rd}$ Résistance au cisaillement du boulon EN_1993-1-8 tableau 3.4

V_{rds} Résistance caractéristique d'une cheville ETAG 001 Annexe C (5.2.3.2)

S_{if} Rigidité longitudinale d'ancrage

$F_{b,Rd}$ Résistance à la pression diamétrale de la platine EN 1993-1-8 tab. 3.4

$N_{rd,c}$ Concrete breakout resistance

U_t Utilisation en tension

U_s Utilisation en cisaillement

$V_{rd,cp}$ Rupture du béton par effet de levier ETAG 001 Annexe C (5.2.3.3)

$V_{rd,c}$ Rupture du béton en bord de dalle ETAG 001 Annexe C (5.2.3.4)

C_{pf} Rupture du béton par effet de levier ETAG 001 Annexe C (5.2.3.3)

C_{ef} Rupture du béton en bord de dalle ETAG 001 Annexe C (5.2.3.4)

Chapitre 8 : Conception et calcul des assemblages.

Éléme nt	Bord	Ép. gorg e [mm]	Longue ur [mm]	Charg es	$\sigma_{w,E}$ σ_d [MP a]	ϵ_{Pl} [%]	σ_{\perp} [MP a]	τ_{\parallel} [MP a]	τ_{\perp} [MP a]	Ut [%]	Ut _c [%]	Résult at
BP1	COL- bfl 1	▲15. 0▲	304	LE1	113. 1	0. 0	- 52.2	- 22.9	- 53.2	31. 4	24. 3	OK
		▲15. 0▲	304	LE1	117. 7	0. 0	- 55.0	26.4	54.0	32. 7	25. 6	OK
BP1	COL- tfl 1	▲15. 0▲	304	LE1	76.9	0. 0	- 35.7	- 14.3	- 36.6	21. 4	16. 3	OK
		▲15. 0▲	304	LE1	80.8	0. 0	- 38.2	17.4	37.3	22. 5	17. 2	OK
BP1	COL- w 1	▲15. 0▲	676	LE1	94.9	0. 0	- 46.2	13.4	- 45.9	26. 4	18. 5	OK
		▲15. 0▲	676	LE1	94.6	0. 0	- 46.1	- 11.4	46.3	26. 3	18. 5	OK
BP1	WID 1a	▲15. 0▲	300	LE1	131. 5	0. 0	- 49.2	51.2	- 48.4	36. 5	25. 3	OK
		▲15. 0▲	300	LE1	137. 9	0. 0	- 50.4	- 53.6	51.2	38. 3	25. 9	OK
COL- bfl 1	WID 1a	▲15. 0▲	300	LE1	226. 0	0. 0	81.7	- 121. 6	-4.3	62. 8	26. 5	OK
		▲15. 0▲	300	LE1	230. 2	0. 0	81.8	124. 1	-4.3	63. 9	26. 5	OK
BP1	WID 1b	▲15. 0▲	300	LE1	152. 2	0. 0	- 57.2	57.1	- 58.0	42. 3	30. 2	OK
		▲15. 0▲	300	LE1	145. 8	0. 0	- 55.9	- 54.9	55.1	40. 5	29. 9	OK
COL- bfl 1	WID 1b	▲15. 0▲	300	LE1	333. 8	0. 0	117. 3	- 180. 4	4.3	92. 7	31. 5	OK
		▲15. 0▲	300	LE1	329. 1	0. 0	116. 9	177. 6	4.3	91. 4	31. 4	OK
BP1	WID 1c	▲15. 0▲	300	LE1	85.2	0. 0	- 31.3	33.1	- 31.6	23. 7	15. 8	OK
		▲15. 0▲	300	LE1	89.8	0. 0	- 32.9	- 35.6	32.6	25. 0	17. 0	OK
COL- tfl 1	WID 1c	▲15. 0▲	300	LE1	133. 8	0. 0	48.3	- 72.0	0.0	37. 2	16. 9	OK
		▲15. 0▲	300	LE1	134. 6	0. 0	49.1	72.4	0.0	37. 4	17. 0	OK
BP1	WID 1d	▲15. 0▲	300	LE1	104. 0	0. 0	- 39.6	39.2	- 39.3	28. 9	21. 6	OK
		▲15. 0▲	300	LE1	99.4	0. 0	- 38.2	- 36.5	38.5	27. 6	20. 1	OK
COL- tfl 1	WID 1d	▲15. 0▲	300	LE1	234. 6	0. 0	83.0	- 126. 7	0.0	65. 2	21. 7	OK
		▲15. 0▲	300	LE1	233. 8	0. 0	82.3	126. 3	0.0	64. 9	21. 6	OK
BP1	WID 2a	▲15. 0▲	200	LE1	80.7	0. 0	- 34.2	25.9	- 33.3	22. 4	17. 9	OK

Chapitre 8 : Conception et calcul des assemblages.

		▲15. 0▲	200	LE1	77.6	0. 0	- 32.5	- 23.3	33.4	21. 6	17. 2	OK
COL- tfl 1	WID 2a	▲15. 0▲	300	LE1	89.8	0. 0	- 11.8	- 49.6	- 13.6	24. 9	12. 7	OK
		▲15. 0▲	300	LE1	89.7	0. 0	- 13.3	49.9	11.4	24. 9	12. 8	OK
BP1	WID 2b	▲15. 0▲	200	LE1	134. 2	0. 0	- 56.9	39.5	- 58.0	37. 3	29. 2	OK
		▲15. 0▲	200	LE1	137. 3	0. 0	- 58.9	- 42.2	57.8	38. 1	30. 0	OK
COL- bfl 1	WID 2b	▲15. 0▲	300	LE1	158. 5	0. 0	- 24.1	- 87.6	- 22.3	44. 0	21. 7	OK
		▲15. 0▲	300	LE1	158. 6	0. 0	- 22.6	87.3	24.4	44. 1	21. 6	OK
BP1	RIB 1a	▲15. 0▲	400	LE1	71.6	0. 0	- 16.5	36.8	- 16.3	19. 9	11. 3	OK
		▲15. 0▲	400	LE1	76.0	0. 0	- 16.3	- 39.5	16.5	21. 1	12. 0	OK
COL- w 1	RIB 1a	▲15. 0▲	250	LE1	142. 6	0. 0	- 35.3	- 71.6	- 35.3	39. 6	18. 6	OK
		▲15. 0▲	250	LE1	142. 5	0. 0	- 35.1	71.6	35.1	39. 6	18. 7	OK
BP1	RIB 1b	▲15. 0▲	400	LE1	76.0	0. 0	- 16.4	39.5	- 16.6	21. 1	12. 1	OK
		▲15. 0▲	400	LE1	71.6	0. 0	- 16.6	- 36.7	16.4	19. 9	11. 3	OK
COL- w 1	RIB 1b	▲15. 0▲	250	LE1	146. 4	0. 0	- 36.7	- 73.1	- 36.8	40. 7	18. 8	OK
		▲15. 0▲	250	LE1	146. 6	0. 0	- 37.0	73.1	37.0	40. 7	18. 8	OK

Tableau 8. 41 : soudure.

- Explication des symboles

- ϵ_{pl} Déformation
- $\sigma_{w,Ed}$ Contrainte équivalente
- $\sigma_{w,Rd}$ Résistance aux contraintes équivalentes
- σ_{\perp} Contrainte perpendiculaire
- τ_{\parallel} Contrainte de cisaillement parallèle à l'axe de soudure
- τ_{\perp} Contrainte de cisaillement perpendiculaire à l'axe de soudure
- 0.9σ Résistance de contrainte perpendiculaire – $0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}$
- β_w Facteur de corrélation EN 1993-1-8 tab. 4.1
- U_t Utilisation
- U_{tc} Utilisation de capacité de la soudure

- Résultat détaillé pour COL-bfl 1 WID1b

$$UT = \max\left(\frac{\sigma_{w,Ed}}{\sigma_{w,Rd}}; \frac{|\sigma_{\perp}|}{\sigma_{\perp,Rd}}\right) = 92.7 \%$$

Chapitre 8 : Conception et calcul des assemblages.

$$\sigma_{w,Ed} = [\sigma_1^2 + 3(\tau_1^2 + \tau_{II}^2)]^{0.5} = 333.8 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{w,Rd} = f_u / (\beta_w \gamma_{M2}) = 360.0 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\perp,Rd} = 0.9 f_u / \gamma_{M2} = 259.2 \text{ MPa}$$

où :

$f_u = 360.0 \text{ MPa}$ – Effort ultime

$\gamma_{M2} = 1.25$ – Facteur de sécurité

Élément	Charges	c [mm]	A _{eff} [mm ²]	σ [MPa]	Kj [-]	F _{jd} [MPa]	Ut [%]	Résultat
BdB 1	LE1	98	664048	6.7	1.48	16.5	40.8	OK

Tableau 8. 42 : Bloc de Béton.

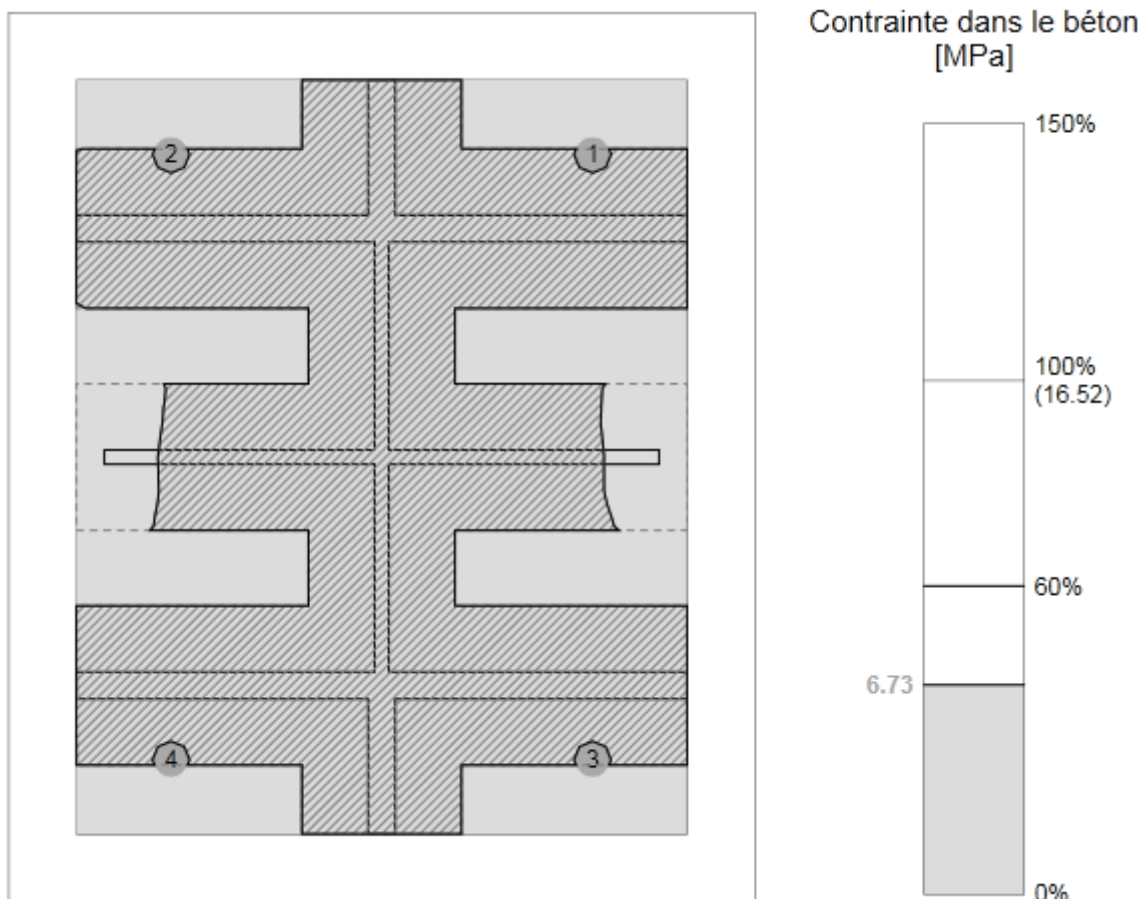


Figure 8. 9 : Zone effective.

- Explication des symboles

A_{eff} Zone effective

Chapitre 8 : Conception et calcul des assemblages.

σ	Contrainte moyenne du béton
K_j	Facteur de concentration
F_{jd}	Résistance à la pression du béton
U_t	Utilisation

- Résultat détaillé pour BdB 1

$$UT = \frac{\sigma}{F_{jd}} = 40.8 \quad \%$$

$$\sigma = \frac{N}{A_{eff}} = 6.7 \quad \text{MPa}$$

$$F_{jd} = \beta_j k_j f_{ck} / \gamma_c = 16.5 \quad \text{MPa}$$

où :

$N =$	4471.6 kN	– Effort normal de conception
$A_{eff} =$	664048 mm ²	– Superficie effective sur laquelle l'effort N de poteau est distribué
$\beta_j =$	0.67	– Coefficient du matériau de scellement β_j
$k_j =$	1.48	– Facteur de concentration
$f_{ck} =$	25.0 MPa	– Effort de compression caractéristique de béton
$\gamma_c =$	1.50	– Facteur de sécurité

8.2.5 Paramétrage de norme

Élément	Valeur	Unité	Référence
γ_{M0}	1.00	-	EN 1993-1-1: 6.1
γ_{M1}	1.00	-	EN 1993-1-1: 6.1
γ_{M2}	1.25	-	EN 1993-1-1: 6.1
γ_{M3}	1.25	-	EN 1993-1-8: 2.2
γ_c	1.50	-	EN 1992-1-1: 2.4.2.4
γ_{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 a_b calculé dans la vérification de la pression diamétrale.	Oui		EN 1993-1-8: tab 3.4

Tableau 8. 43 : Paramétrage de norme.

Chapitre 9 Infrastructure

9.1 Introduction

On appelle infrastructure, la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges supportées par l'ouvrage, 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). [5]

Donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

Il existe plusieurs types de fondations, le choix se fait selon les conditions suivantes :

- La capacité portante du sol.
- La charge à transmettre au sol.
- La dimension des trames.
- La profondeur d'ancrage. [5]

On distingue :

- Fondation superficielle (Semelle isolée, Semelle filante, Radier général)
- Les fondations semi-profondes
- Fondation profonde (semelle sous pieux). [5]

9.2 Etude de voile périphérique

Le dimensionnement de voile a été fait d'après **RPA 99/2003 (Art 10.1.2)**.

- L'épaisseur minimale est de 15 cm.
- Il doit contenir deux nappes d'armatures.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0.1% dans les deux sens.
- Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

9.2.1 Dimensions de voile

$$h = 3.40 \text{ m.}$$

$$e = 20 \text{ cm.}$$

9.2.2 Caractéristiques du sol

Pour le sol on suppose qu'il a les caractéristiques suivantes :

- Poids spécifique $\gamma_h = 18.4 \text{ kN/m}^3$
- Cohésion $c = 0$.
- Angle de frottement $\varphi = 16^\circ$.

9.2.3 Evaluation des charges

- Poussée de terre

$$G = h \times \gamma \times \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2 \times c \times \text{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$G = 3.4 \times 18.4 \times \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{16}{2} \right) - 2 \times 0 \times \text{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{16}{2} \right)$$

$$G = 35.52 \text{ kN/m}^2$$

9.2.4 Ferrailage de voiles

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur deux appuis (les fondations et le plancher de RDC)

La charge est répartie de forme triangulaire

- La charge au sommet de voile
 $Q_u = 1.35 G = 0$
- La charge en bas de voile
- $Q_u = 1.35 G = 47.95 \text{ kN/m}^2$

Donc pour le calcul de ferrailage on prend une bande de 1 m et la considère comme une poutre bi-encastée.

	Sens	M_u (kN.m)	A_s (cm ²)	Choix	$A_{s,adopté}$ (cm ²)	Esp (cm)
Travée	x-x	40.77	8.96	8T12	9.05	13
	y-y	2.35	1.74	5T12	5.65	20
Appui	x-x	96.87	14.84	8T16	16.08	12
	y-y	19.18	2.92	5T12	5.65	20

Tableau 9. 1 : ferrailage de voile périphérique.

9.3 Étude de fondations

La conception générale des fondations doit assurer la cohérence du projet vis-à-vis du site, du sol, de l'ouvrage et interaction sol structure.

Vu les charges de structure et les caractéristiques de sol on opte pour un radier général comme un type de fondation.

9.3.1 Pré-dimensionnement de radier

9.3.1.1 Dalle

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

Condition forfaitaire :

$$\frac{L_{\max}}{25} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{20}$$

avec

L_{\max} : La longueur maximale entre les axes des poteaux.

$$L_{\max} = 12m \Rightarrow 48cm \leq h \leq 60cm$$

$$H=55cm$$

Condition de la raideur :

Pour étudier la raideur de la dalle du radier, on utilise la notion de la largeur définie par l'expression suivante : $L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$

$$\text{et } L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$$

Avec :

E: Module de Young (E=20000MPa),

K_{sol}: Coefficient de raideur du sol (0,5kg/cm³≤K≤12kg/cm³),

Pour notre cas K=4kg/m³ (sol de densité moyenne),

b_{SF}: Largeur de la semelle (b_{SF}=1m),

I: Inertie de la section transversale du radier $\left(I = \frac{bh^3}{12} \right)$.

b_N: Largeur de la nervure (b=1m).

$$L_{\max} = 12 \text{ m}$$

$$\text{On aura : } h_N \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times K_{sol} \times b_{SF} \times L_{Max}^4}{E \times b_N \times \pi^4}} \Rightarrow h_N \geq 3.095 \text{ m}$$

h_N=320 cm

Résumé :

- Epaisseur de la dalle du radier : h = 55cm
- Les dimensions de la nervure : h_N = 320 cm ; b = 100cm

9.3.2 Vérification de la stabilité du radier

Il est très important d'assurer la stabilité au renversement de cet ouvrage dus aux efforts horizontaux (voir figure X.1).

Le rapport $\frac{M_s}{M_R}$ doit être supérieur au coefficient de sécurité

Avec :

M_R: Moment de renversement dû aux forces sismique.

N_R: N₁(superstructure)+N₂(sous sol)

b: largeur de radier

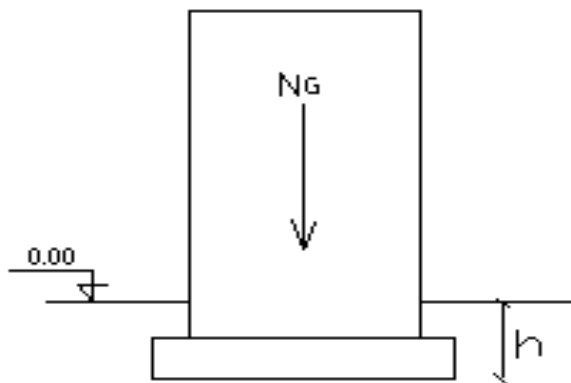


Figure 9. 1 : Schéma statique du bâtiment

-le cas le plus défavorable l'évaluation du risque de renversement et représenter par l'excentricité la plus importante.

$$e_0 = \frac{MR}{NR} = \frac{221805.84}{81066.17} = 2.74\text{m}$$

$$e_0 = 2.74\text{m} < \frac{25}{4} = 6.25 \text{ m} \longrightarrow \text{vérifier}$$

La condition est vérifiée donc le bâtiment est stable.

9.3.3 Ferrailage du radier

Le radier fonctionne comme un plancher renversé. Le ferrailage de la dalle du radier se fait comme celui du plancher.

La fissuration est considérée préjudiciable.

9.3.3.1 Ferrailage de la dalle du radier

9.3.3.1.1 Détermination des efforts

- Si $0,4 < \frac{L_x}{L_y} < 1,0 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens, et les moments au centre de la dalle, pour une largeur unitaire, sont définis comme suit :

$$M_x = \mu_x q L_x^2 \dots \dots \dots \text{sens de la petite portée.}$$

$$M_y = \mu_y M_x \dots \dots \dots \text{sens de la grande portée.}$$

Pour le calcul, on suppose que les panneaux soient encastres au niveau des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

- **Panneau de rive :**

- Moment en travée: $M_{tx}=0,85M_x$
 $M_{ty}=0,85M_y$
- Moment sur appuis: $M_{ax}=M_{ay}=0,3M_x$ (appui de rive)
 $M_{ax}=M_{ay}=0,5M_x$ (autre appui)

- **Panneau intermédiaire :**

- Moment en travée : $M_{tx}=0,75M_x$
 $M_{ty}=0,75M_y$
- Moment sur appuis : $M_{ax}=M_{ay}=0,5M_x$
- Si $\frac{L_x}{L_y} < 0,4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans un seul sens.
- Moment en travée : $M_t=0,85M_0$
- Moment sur appuis : $M_a=0,5M_0$

Avec : $M_0 = \frac{ql^2}{8}$

9.3.3.1.2 Valeur de la pression sous radier

- **ELU** $q_u = \sigma_m^u \cdot 1m = 124.75kN/m$
- **ELS** $q_{ser} = \sigma_m^{ser} \cdot 1m = 90.07kN/m$

9.3.3.1.3 Moment en travée et sur appuis

On a le rapport des panneaux $0,4 < \frac{L_x}{L_y} < 1,0 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

- **Ferrailage longitudinal :** le ferrailage est déterminé par le calcul d'une section rectangulaire en flexion simple.
- **Ferrailage transversal :** les armatures transversales de l'effort tranchant ne sont pas à prévoir si les deux conditions suivantes sont remplies :
 - La dalle est bétonnée sans reprise de bétonnage dans toute son épaisseur.
 - $V u \leq 0.07fc28$, $V u$: effort tranchant maximum à l'ELU.

On a pour le panneau le plus sollicité :

$L_x = 5 \text{ m}$

$L_y = 12 \text{ m}$

$\rho = L_x / L_y$

$\rho = 0.42$ (la dalle porte dans les deux sens)

9.3.3.1.4 Calcul des valeurs de μ_x et μ_y

$$\mu_x = \frac{1}{8(1 + 2,4\alpha^3)}$$

$$\mu_y = \alpha^2(1 - 0,95(1 - \alpha^2)) \geq \frac{1}{4}$$

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant :

			q_u (kN/m) ELU($v=0$)		q_u (kN/m) ELS($v=0,2$)					
			124.75		90.07					
Panneaux	L_x (m)	L_y (m)	L_x/L_y	μ_x	μ_y	M_x (kNm)	M_{tx} (kNm)	M_y (kNm)	M_{ty} (kNm)	M_a (kNm)
ELU	5	12	0.42	0.1062	0.250	331.21	248.41	82.80	62.10	165.61
ELS	5	12	0.42	0.1086	0.309	244.54	183.41	75.56	56.67	122.27

Tableau 9. 2 : Calcul des moments

9.3.3.1.5 Calcul du ferrailage

Le ferrailage se fait avec le moment maximum en travée et sur appuis. On applique l'organigramme d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple (organigramme I, voire annexe).

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

$f_{c28}=30\text{MPa}$; $f_{t28}=2,4\text{MPa}$; $\sigma_{bc}=18\text{MPa}$; $f_e=500\text{MPa}$; $\sigma_s=434.78\text{MPa}$; $b=100\text{cm}$; $h=55\text{cm}$
 $d=0,9h=49.5\text{cm}$

	Sens	M_u (kNm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)	S_t
Travée	x-x	248.41	11.79	8T16	16.08	12
	y-y	62.10	2.88	7T12	7.92	13
Appui	x-x	165.61	7.78	8T14	12.31	12
	y-y					

Tableau 9. 3 : Ferrailage des panneaux du radier

Vérification des contraintes à l'ELS :

	Sens	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ _s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$	Vérification
Travée	x-x	248.41	16.08	5.39	18	249.8	250	oui
	y-y	56.67	7.92	2.34	18	154	250	oui
Appuis	x-x	122.27	6.16	1.86	18	216.7	250	oui
	y-y							

Tableau 9. 4 : Vérification des contraintes.

9.3.4 Ferrailage des nervures :

9.3.4.1 Calcul des efforts et ferrailage

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire (**BAEL91 modifié 99 [1]**)

$$\text{On a : } M_0 = \frac{PL^2}{8}$$

- **En travée** M_t=0,85M₀
- **Sur appuis** M_a=0,50M₀

b.2. Calcul des armatures :

$$b=100\text{cm} ; h_N=320\text{cm} ; d=144\text{cm} \quad A_{s\min} = 0,5\% b.h$$

- **Sens porteur (y-y) :**

$$P_u = 623.75 \text{ KN/m}$$

$$L = 12 \text{ m}$$

	M _u (kNm)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)
Travée	9543.4	71.84	14T32	112.59
Appuis	5613.75	41.72	7T32	56.3

Tableau 9. 5 : Ferrailage des nervures

- **Sens non porteur (y-y) :**

$$P_u = 748.5 \text{ KN/m}$$

$$L = 5 \text{ m}$$

	M _u (kNm)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)
Travée	1988.20	14.61	14T32	112.59
Appuis	1169.53	8.57	7T32	56.3

Tableau 9. 6 : Ferrailage des nervures

9.3.4.2 Vérification des contraintes à l'ELS

Nervures	Sens	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
X-X	Travée	6890.04	112.59	4.98	18	213.2	250	OK
	Appui	4053.15	56.3	4.25	18	245.4	250	OK
Y-Y	Travée	1435.4	112.59	1.15	18	44.6	250	OK
	Appui	844.4	56.3	0.89	18	51.1	250	OK

Tableau 9. 7 : Vérification des contraintes

9.3.4.3 Vérification de la contrainte tangentielle du béton

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4MPa) = 3MPa$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$\tau_u = \frac{3742.5 \cdot 10^3}{1000 \times 2880} = 1.2MPa < \bar{\tau}_u = 3MPa \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

9.3.4.4 Armatures transversales

- BAEL 91 modifié 99 :

$$* \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{tj} K}{0,8f_e} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage})$$

$$* S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40cm) = 40cm$$

$$* \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max} \left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4MPa \right) = 0,6MPa$$

$$A_t = 4.8 \text{ cm}^2$$

- RPA99 version 2003 :

$$* \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0$$

$$* S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) = 38.cm \dots \dots \dots \text{Zone nodale}$$

$$* S_t \leq \frac{h}{2} = 160.cm \dots \dots \dots \text{Zone courante}$$

Les condition limite : (bael A.4.6)

$$\phi t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi l\right) = 8.04 \text{ cm}^2$$

avec

$f_c=500\text{MPa}$; $\tau_u=0,6\text{MPa}$; $f_{t28}=2,4\text{MPa}$; $b=100\text{cm}$; $d=90\text{cm}$

$$A_t \geq 5,50\text{cm}^2$$

On prend : 7T12=7.92cm²

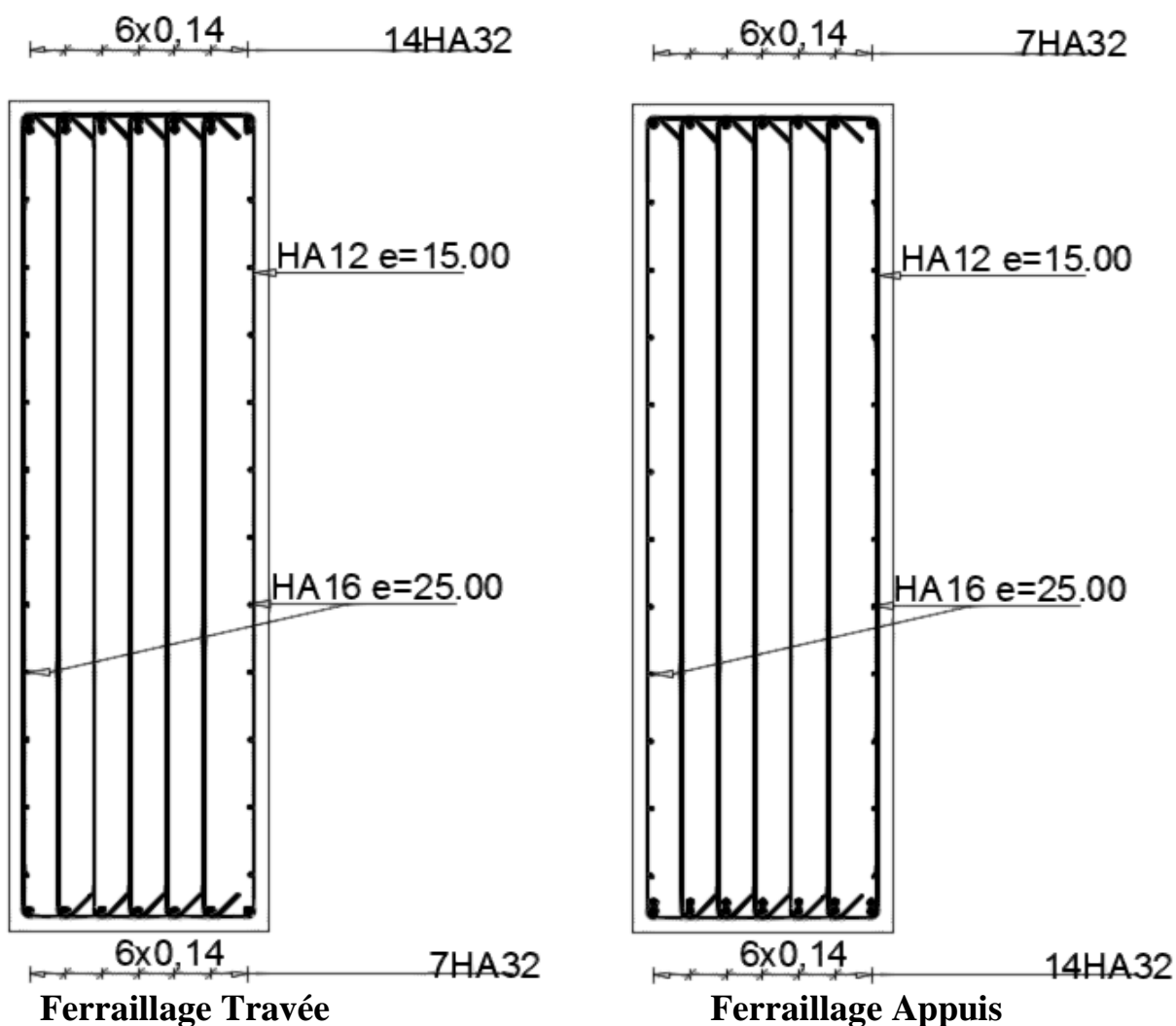


Figure 9. 2 : ferrailage de poutre libage.

Conclusion général

La structure a été dimensionnée selon les règlements, tout en essayant de choisir les profilés adéquat afin que la structure soit la plus légère et la plus stable possible vis-à-vis des sollicitations les plus extrêmes auxquelles elle sera soumise, citons le vent et le séisme dont les effets sont dévastateurs sur une structure.

Le bâtiment comporte des contreventements en X qui permettent d'augmenter sa rigidité structurale. Ce qui permet d'offrir un bon comportement face au séisme.

Les éléments non structuraux sont calculés de façon à éviter les dommages et à assurer la sauvegarde de la plupart des équipements.

Par ailleurs, ce travail m'a donné une opportunité d'appliquer les connaissances acquies durant mon formation et apprendre des nouvelles techniques de calcul, manipulation et analyse des résultats donné par le logiciel.

L'intérêt pour moi a été donc double, apprendre à appréhender les problèmes complexes de calcul de structure et faire les premiers pas pour la résolution de questions pratiques concrètes.

Références

[1] RNV 2013.

[2] Règlement Parasismique Algérien 99 v 2003.

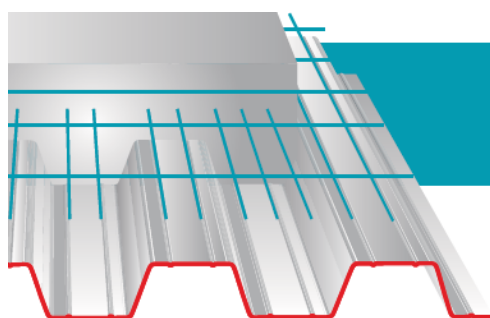
[3] EUROCODE 3 (DDENV-1993-1-1-1992).

EUROCODE 4.

[4] DTR Charges et surcharges.

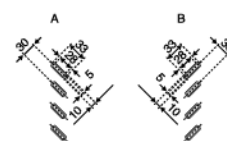
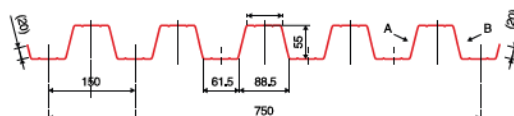
[5] BAEL 91 modifié 99.

Annexes



Tôles pour plancher collaborant

Hi-Bond 55



Identification

Ép. t en cm	Masse en kg/m ²
0,75	9,56
0,88	11,23
1,00	12,83
1,20	15,30

Manutention - Emballage

Ép. t en cm	Masse en kg/m ²
0,75	6,97
0,88	8,18
1,00	9,30
1,20	11,16

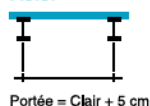
Valeurs de calcul

Épaisseur t en cm	Ép. Acier en mm	Aire d'Acier en cm ² /m	Position fibre neutre V ₁ en cm	V ₂ en cm	Mt d'inertie i en cm ⁴	Module de résistance I.V ₁	I.V ₂
0,75	0,71	11,18	2,75	2,75	57,54	20,92	20,92
0,88	0,84	13,23	2,75	2,75	68,08	24,76	24,76
1,00	0,96	15,12	2,75	2,75	77,80	28,29	28,29
1,20	1,16	18,27	2,75	2,75	94,01	34,19	34,19

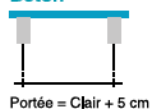
Portées admissibles au coulage en mètres

Distances maximales franchissable par tôle HI-BOND, telles que mesurées selon la figure de la colonne de gauche, admissibles sans étaielement, pour chaque épaisseur de plancher, en fonction de l'épaisseur nominale t de la tôle et du nombre de travées couvertes par la tôle, pour une déformation du coffrage de 240/1^{ème} de la portée. Les colonnes de droite indiquent la distance maximale de part et d'autre d'une file détails éventuelle.

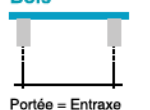
Acier



Béton



Bois



Épaisseur Plancher h cm	t = 0,75 mm				t = 0,88 mm				t = 1,00 mm				t = 1,20 mm			
	Sans Étai		Étais		Sans Étai		Étais		Sans Étai		Étais		Sans Étai		Étais	
10	2,70	3,60	3,33	3,35	2,85	3,80	3,52	3,63	2,96	3,95	3,66	3,97	3,14	4,18	3,88	4,23
11	2,60	3,48	3,22	3,15	2,74	3,66	3,39	3,48	2,85	3,81	3,53	3,71	3,02	4,03	3,73	4,06
12	2,51	3,36	3,11	2,95	2,65	3,54	3,28	3,35	2,76	3,69	3,41	3,57	2,93	3,91	3,62	3,91
13	2,43	3,26	3,02	2,78	2,57	3,44	3,19	3,18	2,68	3,59	3,32	3,44	2,85	3,81	3,52	3,77
14	2,37	3,17	2,94	2,64	2,50	3,34	3,09	3,01	2,61	3,49	3,23	3,33	2,76	3,70	3,42	3,64
15	2,31	3,10	2,87	2,51	2,44	3,26	3,02	2,86	2,54	3,41	3,15	3,17	2,69	3,61	3,34	3,53
16	2,25	3,02	2,80	2,39	2,38	3,19	2,95	2,72	2,48	3,33	3,08	3,02	2,63	3,53	3,26	3,43
17	2,20	2,95	2,73	2,29	2,33	3,12	2,88	2,60	2,43	3,26	3,01	2,89	2,57	3,45	3,19	2,33
18	2,15	2,89	2,67	2,19	2,28	3,05	2,82	2,49	2,37	3,19	2,95	2,77	2,52	3,38	3,13	3,21
19	2,12	2,84	2,63	2,11	2,23	3,00	2,77	2,40	2,34	3,13	2,90	2,66	2,48	3,33	3,08	3,08
20	2,08	2,79	2,58	2,03	2,19	2,94	2,82	2,31	2,29	3,07	2,84	2,56	2,44	3,27	3,02	2,96
22	2,00	2,69	2,49	1,93	2,11	2,84	2,62	2,15	2,21	2,96	2,74	2,38	2,35	3,15	2,91	2,75
24	1,94	2,60	2,41	1,85	2,05	2,76	2,55	2,01	2,14	2,88	2,66	2,23	2,27	3,05	2,82	2,58

Pour les valeurs en italique, l'élanement du plancher est supérieur à 36.

Ces valeurs maximales conviennent lorsque les arrêts de coulage éventuels sont au droit des supports, aux extrémités des tôles et si toutes les précautions utiles sont prises au moment du coulage pour éviter une surépaisseur de béton même localisée, même temporaire, sur la tôle. En cas contraires, choisir des portées moindres. Fixer les tôles par deux fixations au moins par bac à chaque extrémité.



Sarl SES (Steel Export Service)
 Route de Blida - Chemin Berbessa - BP233 Koléa - Tipaza - Algérie
 Tél : 024 59 34 17/ 20/ 21
 Mob : 05 54 50 30 63/ 64 /65 - 05 60 01 79 19/ 23 - 05 61 93 80 34
 Email : commercial@ses-algerie.com - Site Web : www.ses-algerie.com



Annexe 1 : Fiche technique de HI-Bond 55.

Werkstoff: S235 J2G3+C450, Matière: S235 J2G3+C450, Material: S235 J2G3+C450

Ø	l ₂	Bestell-Nr.	Stück/Faß	Gewicht		Keramkring normal					Bolzenhalter	Keramkringhalter	Fußplatte
		No de pièce	Pièce/tonneau	Poids	d ₁	d ₂	d ₃	k	h	Bague réfract. normale	Mandrin	Porte-bague réfractaire	Semelle
		Part No.	Pièce/barrel	Weight (kg/100)	Ferrule/norm. Type					Chuck	Ferrule Grip	Foot Assembly	
1/4" (6)	50	15-09-17	10.000	1,6	6,35	12,7	9,7	4,7	3,0	KSN 1/4"	25-47-00	65-40-00	NS 20: 36-05-00
1/4" (6)	65	15-04-66	8.000	2,0	6,35	12,7	9,7	4,7	3,0	KSN 1/4"	25-47-00	65-40-00	NS 40: 36-06-14
1/4" (6)	100	15-05-79	4.500	2,8	6,35	12,7	9,7	4,7	3,0	KSN 1/4"	25-47-00	65-40-00	
3/8" (10)	50	15-04-82	4.500	4,1	9,52	19,05	12,5	7,1	4,0	KSN 3/8"	25-48-00	65-41-00	NS 20: 36-05-00
3/8" (10)	75	15-15-37	3.300	5,4	9,52	19,05	12,5	7,1	4,0	KSN 3/8"	25-48-00	65-41-00	NS 40: 36-06-14
3/8" (10)	100	15-04-68	2.400	6,8	9,52	19,05	12,5	7,1	4,0	KSN 3/8"	25-48-00	65-41-00	
3/8" (10)	125	15-29-20	1.900	8,2	9,52	19,05	12,5	7,1	4,0	KSN 3/8"	25-48-00	65-41-00	
3/8" (10)	150	15-11-31	1.400	9,5	9,52	19,05	12,5	7,1	4,0	KSN 3/8"	25-48-00	65-41-00	
3/8" (10)	175	15-41-34	1.000	10,8	9,52	19,05	12,5	7,1	4,0	KSN 3/8"	25-48-00	65-41-00	
1/2" (13)	25	15-16-87	4.000	5,2	12,7	25,4	17,0	8,0	5,0	KSN 1/2"	92-02-03	65-36-00	NS 20: 36-06-00
1/2" (13)	50	15-04-71	2.500	7,7	12,7	25,4	17,0	8,0	5,0	KSN 1/2"	92-02-03	65-36-00	NS 40: 36-06-15
1/2" (13)	75	15-04-72	1.800	10,2	12,7	25,4	17,0	8,0	5,0	KSN 1/2"	92-02-03	65-27-00	
1/2" (13)	100	15-04-73	1.400	12,7	12,7	25,4	17,0	8,0	5,0	KSN 1/2"	92-02-03	65-27-00	
1/2" (13)	125	15-04-74	1.100	15,2	12,7	25,4	17,0	8,0	5,0	KSN 1/2"	92-02-03	65-27-00	
1/2" (13)	150	15-21-16	900	17,7	12,7	25,4	17,0	8,0	5,0	KSN 1/2"	92-02-03	65-27-00	
1/2" (13)	175	15-28-87	700	20,2	12,7	25,4	17,0	8,0	5,0	KSN 1/2"	92-02-03	65-27-00	
5/8" (16)	35	15-28-02	2.000	9,2	15,87	31,7	21,0	8,0	7,0	KSN 16	25-50-00	65-98-00	
5/8" (16)	50	15-25-20	1.500	11,7	15,87	31,7	21,0	8,0	7,0	KSN 16	25-50-00	65-98-00	
5/8" (16)	75	15-04-77	1.200	15,6	15,87	31,7	21,0	8,0	7,0	KSN 16	25-50-00	65-29-00	NS 20: 36-06-00
5/8" (16)	100	15-04-78	900	19,5	15,87	31,7	21,0	8,0	7,0	KSN 16	25-50-00	65-29-00	NS 40: 36-06-15
5/8" (16)	125	15-04-79	700	24,2	15,87	31,7	21,0	8,0	7,0	KSN 16	25-50-00	65-29-00	
5/8" (16)	150	15-04-80	900	27,2	15,87	31,7	21,0	8,0	7,0	KSN 16	25-50-00	65-29-00	
5/8" (16)	175	15-28-55	500	31,1	15,87	31,7	21,0	8,0	7,0	KSN 16	25-50-00	65-29-00	
5/8" (16)	200	15-15-01	400	35,8	15,87	31,7	21,0	8,0	7,0	KSN 16	25-50-00	65-29-00	
3/4" (19)	50	15-04-88	1.250	16,1	19,05	31,7	24,0	10,0	9,0	KSN 19	25-50-00	65-29-00	NS 20: 36-06-00
3/4" (19)	60	15-04-89	1.100	17,6	19,05	31,7	24,0	10,0	9,0	KSN 19	25-50-00	65-29-00	
3/4" (19)	75	15-04-90	950	21,0	19,05	31,7	24,0	10,0	9,0	KSN 19	25-50-00	65-29-00	
3/4" (19)	80	15-04-91	850	22,1	19,05	31,7	24,0	10,0	9,0	KSN 19	25-50-00	65-29-00	
3/4" (19)	100	15-04-92	700	26,6	19,05	31,7	24,0	10,0	9,0	KSN 19	25-50-00	65-29-00	
3/4" (19)	125	15-04-93	600	32,2	19,05	31,7	24,0	10,0	9,0	KSN 19	25-50-00	65-29-00	
3/4" (19)	150	15-04-94	500	37,8	19,05	31,7	24,0	10,0	9,0	KSN 19	25-50-00	65-29-00	
3/4" (19)	175	15-17-95	400	43,4	19,05	31,7	24,0	10,0	9,0	KSN 19	25-50-00	65-29-00	
3/4" (19)	200	15-37-55	350	51,8	19,05	31,7	24,0	10,0	9,0	KSN 19	25-50-00	65-29-00	

Werkstoff: S235 J2G3+C450, Matière: S235 J2G3+C450, Material: S235 J2G3+C450

Ø	l ₂	Bestell-Nr.	Stück/Faß	Gewicht		Keramkring normal					Bolzenhalter	Keramkringhalter	Fußplatte
		No de pièce	Pièce/tonneau	Poids	d ₁	d ₂	d ₃	k	h	Bague réfract. normale	Mandrin réfractaire	Porte-bague	Semelle
		Part No.	Pièce/barrel	Weight (kg/100)	Ferrule/norm. Type					Chuck	Ferrule Grip	Foot Assembly	
7/8" (22)	75	15-04-95	700	27,8	22,22	34,9	28,0	10,0	10,0	KSN 22	25-51-00	65-30-00	NS 20: 36-06-00
7/8" (22)	90	15-04-97	600	32,7	22,22	34,9	28,0	10,0	10,0	KSN 22	25-51-00	65-30-00	
7/8" (22)	100	15-04-98	550	36,0	22,22	34,9	28,0	10,0	10,0	KSN 22	25-51-00	65-30-00	
7/8" (22)	125	15-04-99	450	44,2	22,22	34,9	28,0	10,0	10,0	KSN 22	25-51-00	65-30-00	
7/8" (22)	150	15-05-00	350	52,4	22,22	34,9	28,0	10,0	10,0	KSN 22	25-51-00	65-30-00	
7/8" (22)	175	15-05-01	310	60,6	22,22	34,9	28,0	10,0	10,0	KSN 22	25-51-00	65-30-00	
7/8" (22)	200	15-45-47	250	66,4	22,22	34,9	28,0	10,0	10,0	KSN 22	25-51-00	65-30-00	
7/8" (22)	250	15-45-49	200	81,3	22,22	34,9	28,0	10,0	10,0	KSN 22	25-51-00	65-30-00	
7/8" (22)	300	15-45-50	170	96,3	22,22	34,9	28,0	10,0	10,0	KSN 22	25-51-00	65-30-00	
7/8" (22)	350	15-45-51	-	111,3	22,22	34,9	28,0	10,0	10,0	KSN 22	25-51-00	65-30-00	
7/8" (22)	400	15-48-11	-	126,3	22,22	34,9	28,0	10,0	10,0	KSN 22	Sonderzubehör/Accessoire spécial/Special accessories		
7/8" (22)	525	15-45-55	-	163,7	22,22	34,9	28,0	10,0	10,0	KSN 22	Sonderzubehör/Accessoire spécial/Special accessories		
1" (25)	100	15-71-08	-	49,4	25,40	40,9	30,5	12,7	10,0	KSN 25	27-60-09	65-54-31	NS 20: 36-06-33
1" (25)	125	15-76-27	-	59,3	25,40	40,9	30,5	12,7	10,0	KSN 25	27-60-09	65-54-31	
1" (25)	150	15-69-29	-	69,3	25,40	40,9	30,5	12,7	10,0	KSN 25	27-60-09	65-54-31	
1" (25)	175	15-76-75	-	79,2	25,40	40,9	30,5	12,7	10,0	KSN 25	27-60-09	65-54-31	
1" (25)	200	15-79-98	-	89,1	25,40	40,9	30,5	12,7	10,0	KSN 25	27-60-09	65-54-31	
1" (25)	250	15-76-76	-	109,4	25,40	40,9	30,5	12,7	10,0	KSN 25	27-60-09	65-54-31	

Werkstoff: 1.4301 / 1.4303, Matière: acier inoxydable, Material: Stainless Steel

Ø	l ₂	Bestell-Nr.	Stück/Faß	Gewicht		Keramkring normal					Bolzenhalter	Keramkringhalter	Fußplatte
		No de pièce	Pièce/tonneau	Poids	d ₁	d ₂	d ₃	k	h	Bague réfract. normale	Mandrin	Porte-bague réfractaire	Semelle
		Part No.	Pièce/barrel	Weight (kg/100)	Ferrule/norm. Type					Chuck	Ferrule Grip	Foot Assembly	
1/4" (6)	50	15-04-95	10.000	1,6	6,35	12,7	9,0	4,7	3,0	KSN 1/4"	25-47-00	65-40-00	NS 20: 36-05-00
1/4" (6)	65	15-24-82	8.000	2,0	6,35	12,7	9,0	4,7	3,0	KSN 1/4"	25-47-00	65-40-00	NS 40: 36-06-14
3/8" (10)	50	15-21-13	4.500	4,1	9,52	19,05	12,5	7,1	4,0	KSN 3/8"	25-48-00	65-41-00	NS 20: 36-05-00
3/8" (10)	75	15-32-98	3.300	5,4	9,52	19,05	12,5	7,1	4,0	KSN 3/8"	25-48-00	65-41-00	NS 40: 36-06-14
3/8" (10)	100	15-24-78	2.400	6,8	9,52	19,05	12,5	7,1	4,0	KSN 3/8"	25-48-00	65-41-00	
1/2" (13)	50	15-40-55	2.500	7,7	12,7	25,4	17,0	8,0	5,0	KSN 1/2"	92-02-03	65-36-00	NS 20: 36-06-00
1/2" (13)	75	15-24-13	1.800	10,2	12,7	25,4	17,0	8,0	5,0	KSN 1/2"	92-02-03	65-27-00	NS 40: 36-06-15
1/2" (13)	100	15-24-11	1.400	12,7	12,7	25,4	17,0	8,0	5,0	KSN 1/2"	92-02-03	65-27-00	
1/2" (13)	125	15-36-18	1.100	15,2	12,7	25,4	17,0	8,0	5,0	KSN 1/2"	92-02-03	65-27-00	
5/8" (16)	50	15-47-39	1.500	11,7	15,87	31,7	21,0	8,0	7,0	KSN 16	25-50-00	65-98-00	
5/8" (16)	75	15-56-17	1.200	15,6	15,87	31,7	21,0	8,0	7,0	KSN 16	25-50-00	65-29-00	NS 20: 36-06-00
5/8" (16)	100	15-32-51	900	19,6	15,87	31,7	21,0	8,0	7,0	KSN 16	25-50-00	65-29-00	
5/8" (16)	125	15-47-41	700	23,4	15,87	31,7	21,0	8,0	7,0	KSN 16	25-50-00	65-29-00	
5/8" (16)	150	15-47-42	600	27,3	15,87	31,7	21,0	8,0	7,0	KSN 16	25-50-00	65-29-00	

Annexe2 : Abaque pour les goujons.

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: NF EN 1993-1:2005/NA:2007/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 293 Barre es_293

POINT: 7

COORDONNEE: x = 1.00 L = 0.17

m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 3 ELU 1*1.35+2*1.50

MATERIAU:

S 235 (S 235) fy = 235.00 MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: CARC 25x25x3

h=2.5 cm

b=2.5 cm

tw=0.3 cm

tf=0.3 cm

gM0=1.10

Ay=1.27 cm²

Iy=1.99 cm⁴

Wply=2.05 cm³

gM1=1.10

Az=1.27 cm²

Iz=1.99 cm⁴

Wplz=2.05 cm³

Ax=2.54 cm²

Ix=3.35 cm⁴

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = 5.18 kN

Nc,Rd = 54.26 kN

Nb,Rd = 54.26 kN

My,Ed = 0.13 kN*m

My,Ed,max = 0.13 kN*m

My,c,Rd = 0.44 kN*m

MN,y,Rd = 0.44 kN*m

Mz,Ed = -0.02 kN*m

Mz,Ed,max = -0.02 kN*m

Mz,c,Rd = 0.44 kN*m

MN,z,Rd = 0.44 kN*m

Vy,Ed = 0.15 kN

Vy,T,Rd = 15.60 kN

Vz,Ed = 1.47 kN

Vz,T,Rd = 15.60 kN

Tt,Ed = -0.00 kN*m

Classe de la section = 1

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

Ly = 0.17 m

Lcr,y = 0.15 m

Lamy = 17.29

Lam_y = 0.18

Xy = 1.00

kyy = 0.56



en z:

Lz = 0.17 m

Lcr,z = 0.15 m

Lamz = 17.29

Lam_z = 0.18

Xz = 1.00

kyz = 0.42

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.10 < 1.00$ (6.2.4.(1))

$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{1.68} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.68} = 0.13 < 1.00$ (6.2.9.1.(6))

$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.01 < 1.00$ (6.2.6-7)

$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.09 < 1.00$ (6.2.6-7)

$\tau_{xy,Ed}/(f_y/(\sqrt{3})gM0) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)

$\tau_{xz,Ed}/(f_y/(\sqrt{3})gM0) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$\lambda_{y} = 17.29 < \lambda_{y,max} = 210.00$ $\lambda_{z} = 17.29 < \lambda_{z,max} = 210.00$ STABLE

$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_z,Rk/gM1) = 0.28 < 1.00$ (6.3.3.(4))

$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_z,Rk/gM1) = 0.23 < 1.00$ (6.3.3.(4))

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches (REPERE LOCAL):

uy = 0.0 cm < uy max = L/250.00 = 0.1 cm

Vérifié

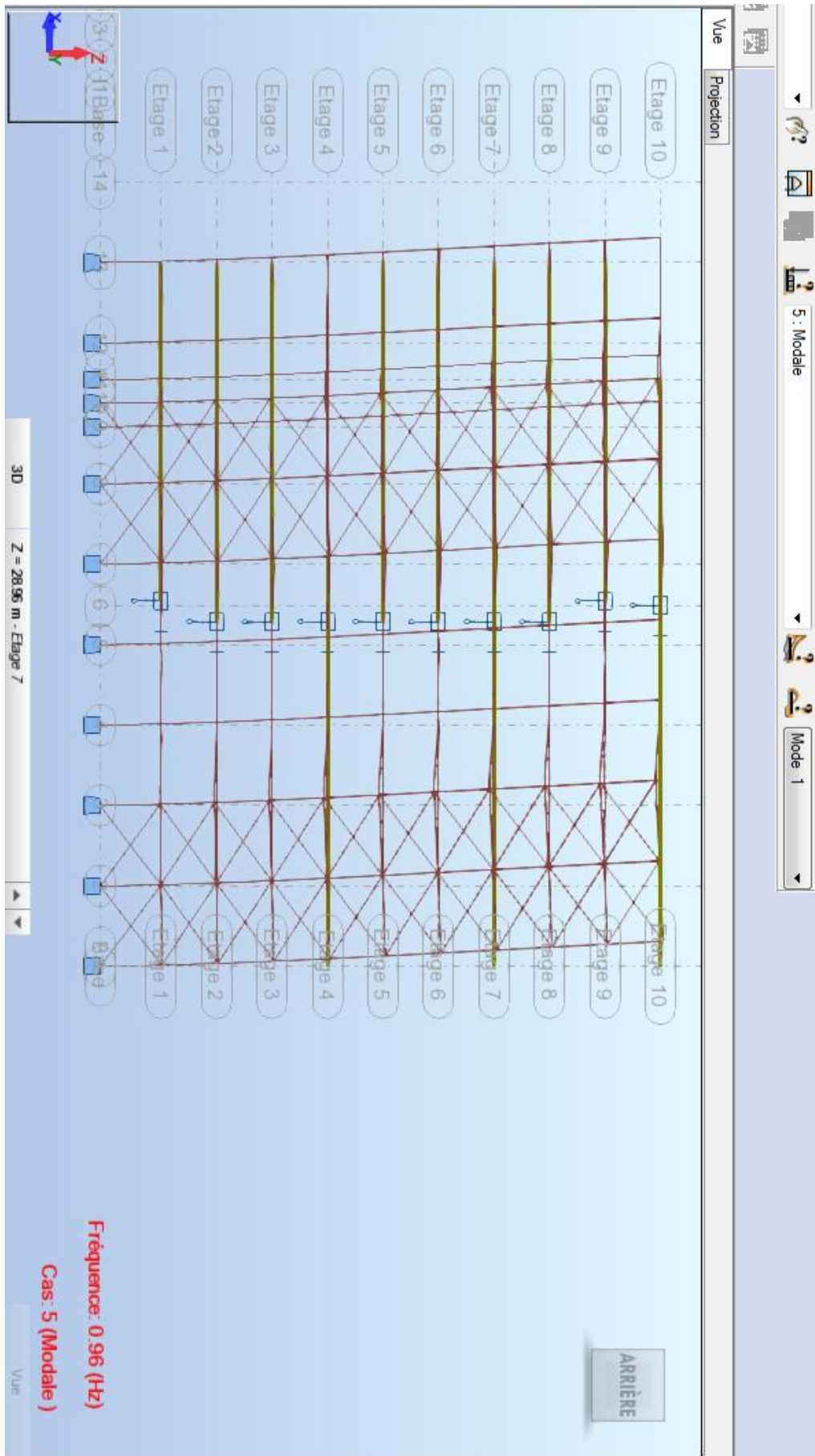
Cas de charge décisif: 4 ELS (1+2)*1.00

uz = 0.0 cm < uz max = L/250.00 = 0.1 cm

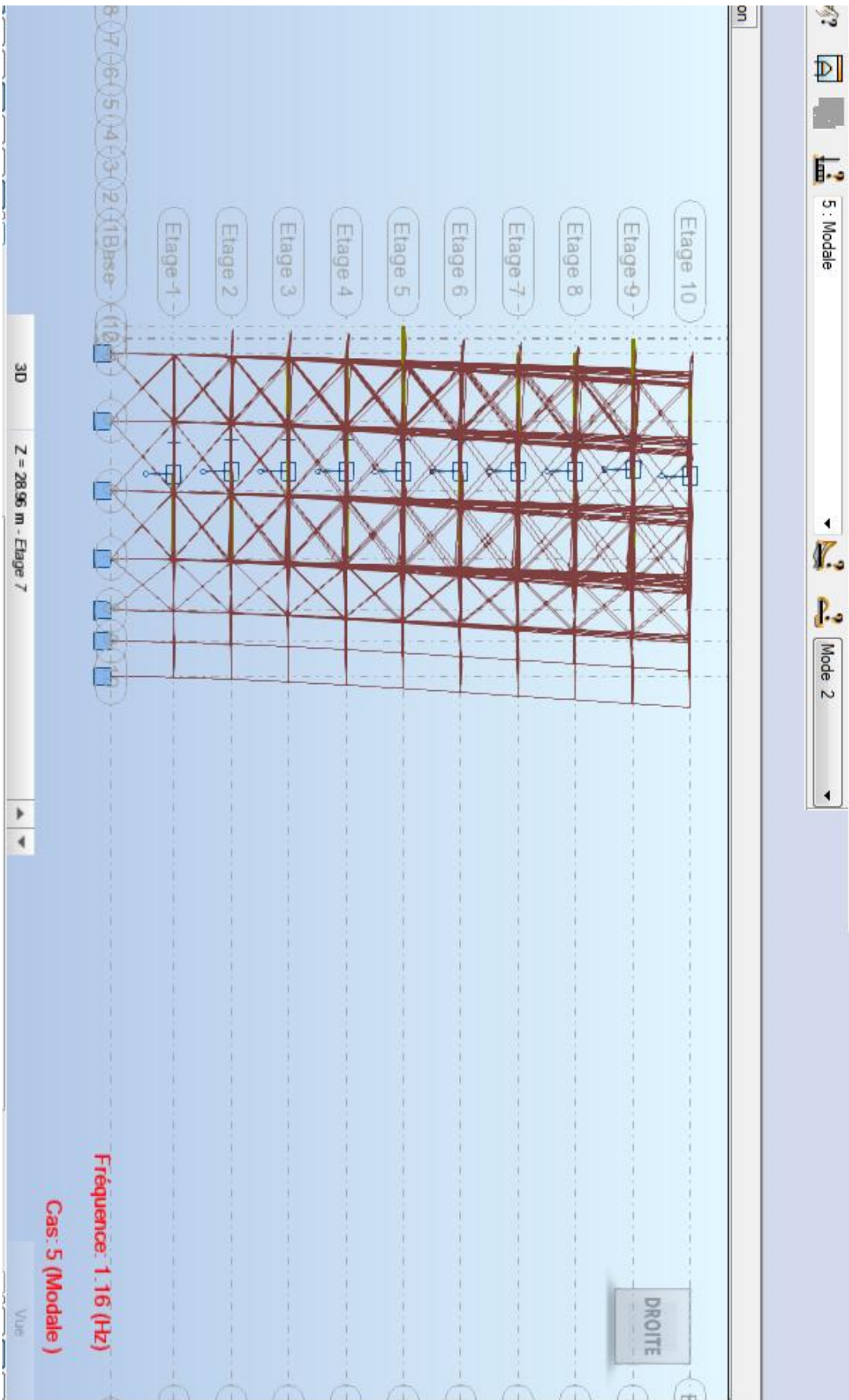
Vérifié

Cas de charge décisif: 4 ELS (1+2)*1.00

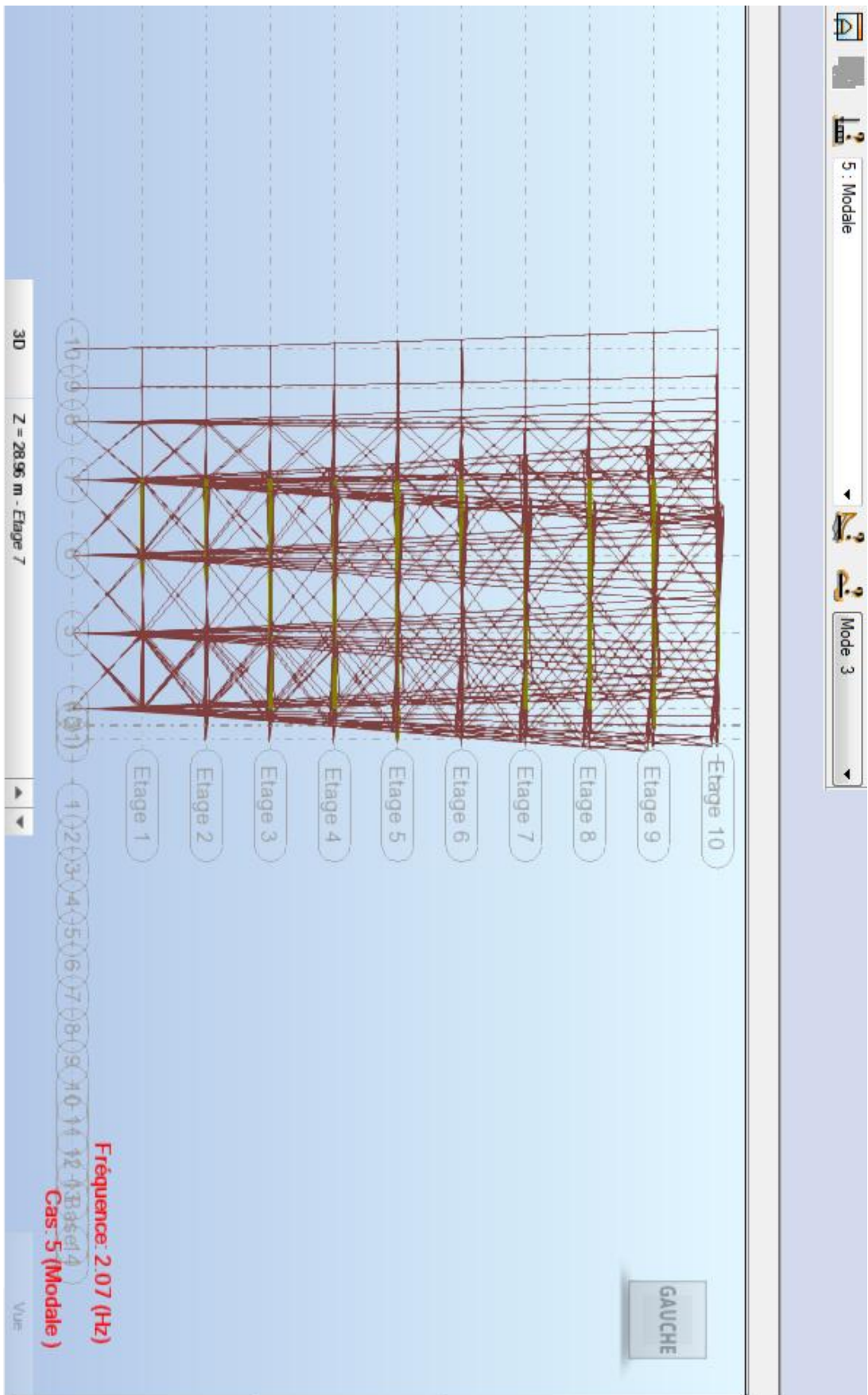
Annexe 3 : note de calcul pour l'élément le plus sollicité.



Annexe 4 : difformé de mode 1 (translation).



Annexe 5 : déformé de mode 2 (translation).



Annexe 6 : difformé de mode 3 (rotation).