

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique



جامعة سعد دحلب – البلدية 1 -

Université Saad Dahleb Blida 1

كلية التكنولوجيا

Faculté De Technologie

قسم الهندسة المدنية

Département de Génie Civil

مذكرة نهاية التخرج

## MEMOIRE DE PROJET DE FIN D'ETUDE

Pour l'obtention du diplôme master en Génie Civil

Option : Construction métallique et mixtes

### THÈME

ETUDE D'UN HOTEL (R+9+ SOUS-SOL) EN CHARPENTE  
METALLIQUE CONTREVENTE PAR PORTIQUES ET  
PALEES DE STABILITE

Présente par :

- BOUHADDI Ouarda
- BESSERI Fella

Encadré par :

- Mme M. BEREDIAFE  
BOURAHLA

Blida, Juin 2024

## REMERCIEMENTS

Au début et avant tout, nous sommes enfin arrivées à terminer notre travail grâce à Allah 'el hamdoulillah'.

Tout d'abord, ce travail ne serait pas aussi riche et n'aurait pas pu avoir le jour sans l'aide et l'encadrement de **Mme. M Berediafe Boourahla**, nous le remercions pour la qualité de son encadrement exceptionnel, pour sa patience, sa rigueur et sa disponibilité durant notre préparation de ce mémoire, "Merci infiniment".

Nous tenons à remercier **Mr.Ahmed Zahef**, qui nous a ouvert ses portes, accepté à répondre à toutes nos questions, et nous a orientées et aidées à réaliser notre mémoire de fin d'étude.

Nous remercions les membres de jury qui nous font l'honneur de présider et d'examiner ce modeste travail.

Nous remercions tous nos enseignants qui ont contribué à notre formation d'ingénieur en génie civil.

Je remercie également le bureau d'étude Zerarga Hocine architecture, de m'avoir accueillies au sein de leur bureau d'étude et Mr Remdan.

Puis je remercie également Mr Zamcha Aboubakr.

Nous n'oublions pas de remercier nos très chers parents qui ont fait tous leurs efforts à nous avoir guidé et inspiré durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et qui m'a soutenu durant toute ma carrière, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci à nos parents.

Enfin nous remercions nos amis et nos familles, qui étaient toujours là pour nous, leurs soutiens inconditionnels et leurs encouragements étaient d'une grande aide.

## ***Dédicaces***

*Avant tous, je remercie ALLAH le tout puissant pour ma avoir donné la force et la patience pour mener à terme ce travail.*

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

*Je dédie ce travail :*

### ***À Ma famille***

*A mes très chers parents, qui m'ont doté d'une éducation digne, leur amour fait de moi ce que je suis aujourd'hui, qu'ils trouvent ici le témoignage de ma profonde reconnaissance. Mon père Mohamed et ma mère Aicha.*

*A Chers sœurs et frères que je leurs souhaite pleins de succès et de réussites dans la vie.*

*A toutes les personnes de ma famille.*

### ***A mes amis :***

*Je dédie ce travail par la même occasion à mes chers amis (e) qui ont partagé avec moi les moments d'émotions et de joie lors de mon parcours scolaire.*

*A mon benom Fella.*

***B.Ouarda***

## *Dédicaces*

*Au nom d'Allah, le tout miséricordieux, Le très miséricordieux.*

*Je dédie ce modeste travail :*

*Je dédie également ce projet à mes parents, [Besseri Mohamed et Abdallah Fettouma], et mes grands-pères [Abdallah Ahmed et Aissa Fadhela] et ma tante [Abdallah Sara] qui m'ont toujours encouragé et soutenu dans mes études, et mes deux frères [Khaled et Abderrahmane].*

*A mon binôme [Ouarda Bouhaddi]*

*Je dédie ce projet de fin d'étude à mes amies [Ryma Benkaci, Malia charfi, Aicha Mouffok Nourhane, Bahia Boukeffoussa, Laskri Nour el Houda, lamia zerouke, benhidoure ichrek et Benrali Amel].*

*Enfin, je dédie ce projet à ma promo qui, comme moi, ont travaillé dur pour atteindre leurs objectifs. J'espère que ce projet inspirera et motivera d'autres à poursuivre leurs rêves et à atteindre leurs buts.*

***B. Fella***

## Résumé

Ce projet de fin d'études consiste à étudier un hôtel (R+9 + sous-sol) en charpente métallique ou sa stabilité est assurée par portiques et palées de stabilité en X. Il est implanté dans la wilaya d'**BLIDA** qui est classée comme zone de forte sismicité (**Zone III**) selon le **RPA 99 version 2003**.

L'étude dynamique a été faite sur le logiciel **CSI ETABS 2018**.

Le dimensionnement des éléments résistants a été effectué conformément aux règlements : (**RPA 99 2003, CCM97, EC3 et BAEL 91**).

L'étude des fondations a conduit à un radier générale nervuré, le ferrailage de ce dernier a été établie manuellement et par le logiciel de calcul des Socotec.

**Mots clés** : Charpente métallique, plancher mixtes, séisme, assemblage.

## Abstract

This project consists of the study of a hotel (Ground floor + 9 floors + basement) in steel frame where its stability is ensured by gantries and X-shaped stability brackets. It is located in the wilaya of BLIDA which is classified as a high seismicity zone (Zone III) according to the RPA 99 version 2003.

The seismic analysis of the structure was carried out by calculation software **CSI ETABS 2018**. The dimensioning of the resistant elements was carried out according to the regulations: (RPA 99 2003, CCM97, EC3 and BAEL 91).

The study of the foundations led to a general ribbed raft, the reinforcement of the latter was established manually and by the Socotec calculation software.

**Key words**: Steel frame, composite floor, seismic, assembly.

## ملخص

يتكون هذا المشروع من دراسة فندق (طابق أرضي + 9 طوابق + قبو) ذو بنية فولاذية حيث يتم ضمان ثباته بواسطة أروقة بأعمدة وعازمات الاستقرار، يقع في ولاية البليدة المصنفة كمنطقة زلزالية عالية (المنطقة الثالثة) وفقاً لنظام الزلازل الجزائرية 99 نسخة 2003.

تم إجراء التحليل الزلزالي للهيكل عن طريق التحليل الهيكلي لبرنامج CSI ETABS 2018 تم إجراء أبعاد العناصر المقاومة وفقاً للوائح (RPA 99 2003 و CCM97 و EC3 و BAEL 91) أدت دراسة الأساسات إلى أرضية مضلعة عامة. تم إنشاء تعزيز الأخريرة يدويا وبواسطة برنامج الحساب Socotec. **الكلمات المفتاحية**: هيكل فولاذي، أرضية مركبة، زلزال، تجميع.

# Sommaire

## REMERCIEMENTS

Dédicaces

Résumé

Liste de figures

Liste des tableaux

Liste des Symboles

**Introduction Générale..... 1**

## **Chapitre I : Généralité et Présentation de l'ouvrage**

I.1	Introduction.....	3
I.2	Présentation de l'ouvrage .....	3
I.3	Caractéristiques géométriques .....	3
I.4	Propriétés des matériaux utilisés.....	4
I.4.1	L'acier .....	4
I.4.2	Le béton.....	5
I.4.2.1	Coefficient de poisson .....	5
I.4.2.2	Déformation longitudinale du béton.....	6
I.5	Les assemblages .....	6
I.6	Logiciels utilisés .....	6
I.7	Règlements utilisés.....	7
I.7.1	Règlements algériens.....	7
I.7.2	Règlement européen.....	7
I.8	Elément de l'ouvrage.....	7
I.8.1	Les planchers mixtes .....	7
I.8.1.1	Bac d'acier .....	8
I.8.1.2	Connexion poutre-dalle.....	8
I.8.2	L'escalier .....	8
I.8.3	Les contreventements.....	9

## **Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments principaux**

II.1	Introduction.....	11
II.2	Evaluation des charges et surcharges .....	11
II.2.1	Charges permanentes G.....	11
II.2.1.1	Plancher étages courants .....	11

II.2.1.2	Plancher terrasse inaccessible.....	12
II.2.1.3	Caractéristique de la tôle .....	12
II.2.2	Charge d’exploitation Q .....	12
II.3	Pré dimensionnement des solives : .....	12
II.3.1	Choix du profilé : .....	13
II.3.2	Phase initiale .....	13
II.3.3	Phase finale.....	16
II.4	Pré dimensionnement des poutres secondaires :.....	18
II.5	Pré dimensionnement des poutre principale .....	18
II.5.1.1	Phase initiale .....	19
II.5.1.2	Phase finale.....	20
II.6	Calcul des connecteurs .....	23
II.7	Pré dimensionnement des poteaux .....	26
II.7.1	Introduction.....	26
II.7.2	Loi de dégression .....	26
II.7.3	Étapes de pré dimensionnement.....	26
II.7.4	Vérification du flambement pour le poteau du 9 <sup>ème</sup> étage .....	28
<b>Chapitre III : Étude des éléments secondaires</b>		
III.1	Introduction.....	33
III.2	Escalier métallique .....	33
III.2.1	Choix des dimensions.....	33
III.2.2	Dimensionnement des limons .....	34
III.2.2.1	Évaluation des charges .....	34
III.2.2.2	Dimensionnement à ELS.....	34
III.2.3	Dimensionnement de la cornière de marche.....	36
III.3	L’acrotère :.....	37
III.3.1	Introduction : .....	37
III.3.2	Calcul des charges sollicitant l'acrotère : .....	37
III.3.3	Détermination des efforts : .....	38
III.3.4	Ferraillage de l'acrotère : .....	39
III.3.5	Vérifications : .....	41
<b>Chapitre IV : Étude dynamique en zone sismique</b>		
IV.1	Introduction.....	45

IV.2	Modélisation de la structure.....	45
IV.3	Choix de la méthode de calcul.....	46
IV.3.1	La méthode statique équivalente.....	46
IV.3.2	La méthode modale spectrale.....	46
IV.4	Vérification de la structure.....	46
IV.4.1	Vérification de la force sismique à la base.....	46
IV.4.2	L'analyse modale spectrale.....	50
IV.4.3	Résultat de l'analyse dynamique.....	51
IV.4.3.1	Modèle initial.....	51
IV.4.3.2	Modèle intermédiaire.....	53
IV.4.3.3	Modèle final.....	57

## **Chapitre V : Vérification des éléments**

V.1	Introduction :.....	64
V.2	Vérification des poteaux.....	65
V.2.1	Vérification vis-à-vis du flambement.....	65
V.2.2	Vérification de poteaux vis-à-vis de diversement.....	72
V.3	Vérification des poutres principal.....	74
V.3.1	Vérification du moment fléchissant.....	74
V.3.2	Vérification de l'effort tranchant.....	74
V.3.3	Vérification du déversement :.....	75
V.3.4	Calcul des connecteurs.....	75
V.4	Vérification des contreventements.....	77
V.4.1	Généralités.....	77
V.4.2	Vérification des contreventements.....	78

## **Chapitre VI : Calcul des assemblages**

VI.1	Introduction.....	81
VI.2	Les différents modes d'assemblages :.....	81
VI.2.1	Assemblage par boulonnage :.....	81
VI.2.2	Assemblage par soudure :.....	82
VI.3	Vérifications des assemblages :.....	82
VI.3.1	Vérification de l'assemblage poutre-solive (IPE 450 – IPE 200).....	82
VI.3.1.1	Boulons assemblant la cornière à la solive.....	85
VI.3.2	Assemblage poteau-poutre.....	86



VI.3.2.1	Calcul de la soudure poutre poutre-platine (soudure).....	87
VI.3.2.2	Calcul assemblage poteau-platine (boulonnage) .....	88
VI.3.3	Assemblage pied de poteau : .....	92
VI.3.4	Assemblage poteau-poteau.....	94
VI.3.5	Assemblage des diagonales de contreventement :.....	96
<b>Chapitre VII : Etude de l'infrastructure</b>		
VII.1	Introduction .....	99
VII.2	Pré dimensionnement des éléments de l'infrastructure .....	99
VII.2.1	Plancher sous-sol .....	99
VII.2.1.1	Dalle pleine.....	99
VII.2.1.2	Poutres principales .....	101
VII.2.1.3	Poutres secondaires .....	101
VII.2.1.4	Les Poteaux.....	101
VII.3	Ferraillage des éléments de l'infrastructure .....	102
VII.3.1	Ferraillage de dalle pleine .....	102
VII.3.1.1	Détermination les efforts .....	102
VII.3.1.2	Calcul du ferraillage .....	103
VII.3.1.3	Schéma ferraillage de dalle pleine .....	104
VII.3.1.4	Ferraillage des nervures.....	105
VII.3.1.5	Schéma ferraillage de la nervure .....	106
VII.3.2	Ferraillage des poutres.....	106
VII.3.3	Ferraillage des poteaux .....	111
VII.3.3.1	Introduction .....	111
VII.3.3.2	Combinaisons d'action.....	111
VII.4	Choix du type de fondation .....	112
VII.4.1	Semelles isolées.....	113
VII.4.2	Semelles filantes .....	113
VII.4.3	Radier général .....	119
VII.4.3.1	Pré dimensionnement du radier rigide .....	120
<b>Conclusion générale .....</b>		<b>129</b>
<b>Références bibliographiques</b>		
<b>Annexes</b>		

## Liste de figures

<b>Figure I. 1:</b> Vue en élévation .....	3
<b>Figure I. 2:</b> Vue en plan.....	4
<b>Figure I. 3:</b> Conception du plancher collaborant. ....	7
<b>Figure I. 4:</b> Connecteur de type Nelson (goujon à tête). ....	8
<b>Figure I. 5:</b> Escalier en charpente métallique. ....	9
<b>Figure I. 6:</b> Les types de contreventements. ....	9
<b>Figure II. 1:</b> Schéma d'entre axe des solives. ....	13
<b>Figure II. 2:</b> Schéma statique de la solive. ....	13
<b>Figure II. 3:</b> Schéma statique de la solive avec 1 étaie (l'appui intermédiaire).....	15
<b>Figure II. 4:</b> Schéma représentatif de la largeur participante de la dalle en béton. ....	16
<b>Figure II. 5:</b> Schéma représentatif de la largeur participante de la dalle en béton .....	21
<b>Figure II. 6:</b> Dimensions de la tôle et du connecteur .....	23
<b>Figure III. 1:</b> Schéma représentatif d'un escalier. ....	33
<b>Figure III. 2:</b> Vue en plan de l'escalier tirer du plan d'architecture.....	34
<b>Figure III. 3:</b> Charges appliqué sur le limon. ....	34
<b>Figure III. 4:</b> Charges revenant au limon. ....	35
<b>Figure III. 5:</b> Dimensions de l'acrotère.....	37
<b>Figure III. 6:</b> Schéma statique de l'acrotère .....	38
<b>Figure III. 7:</b> Schéma de ferrailage de l'acrotère .....	43
<b>Figure IV. 1:</b> Spectre de réponse. ....	50
<b>Figure IV. 2:</b> Vue en 3d du modèle initial.....	51
<b>Figure IV. 3:</b> Vue en plan du modèle initial. ....	52
<b>Figure IV. 4:</b> La déformée pour les modes du modèle initial. ....	52
<b>Figure IV. 5:</b> Disposition des contreventements pour le modèle intermédiaire ....	53
<b>Figure IV. 6:</b> La déformée pour les modes du modèle intermédiaire. ....	54
<b>Figure IV. 7:</b> Disposition des contreventements pour le modèle final. ....	58
<b>Figure IV. 8:</b> La déformée pour les modes du modèle finale. ....	58

<b>Figure V. 1:</b> flambement d'un poteau. ....	64
<b>Figure V. 2:</b> déversement d'une poutre.....	64
<b>Figure V. 3:</b> Facteurs de distribution pour poteaux continus. ....	67
<b>Figure V. 4:</b> Dimensions de la tôle et du connecteur. ....	76
<b>Figure V. 5:</b> Contreventement intérieur au niveau des rampes. ....	77
<b>Figure VI. 1:</b> Schéma de l'assemblage poutre – solive.....	83
<b>Figure VI. 2:</b> Disposition constructif de l'assemblage poutre – solive.....	84
<b>Figure VI. 3:</b> Assemblage poutre     platine.....	87
<b>Figure VI. 4:</b> Assemblage soudé poutre-platine .....	87
<b>Figure VI. 5:</b> Schéma distribution des boulons et des jarrets.....	89
<b>Figure VI. 6:</b> Vue d'assemblage poteau – poutre. ....	91
<b>Figure VI. 7:</b> Vue d'assemblage pied de poteau .....	92
<b>Figure VI. 8:</b> Vérification de déformation, $G+Q+E$ .....	93
<b>Figure VI. 9:</b> Contrainte équivalente, $G+Q+E$ .....	93
<b>Figure VI. 10:</b> Vue de raboutage poteau-poteau.....	94
<b>Figure VI. 11:</b> Vérification globale, $0.8G+E$ .....	95
<b>Figure VI. 12:</b> Contrainte équivalente, $0.8G+E$ .....	95
<b>Figure VI. 13:</b> Vue d'assemblage poutre-contreventement-poteau .....	96
<b>Figure VI. 14:</b> Vérification de déformation, $0.8G+E$ .....	97
<b>Figure VI. 15:</b> Contrainte équivalente, $0.8G+E$ .....	97
<b>Figure VII. 1:</b> Définition des dimensions de la nervure.....	100
<b>Figure VII. 2:</b> Ferrailage de la dalle pleine .....	104
<b>Figure VII. 3:</b> Schéma de Ferrailage des nervures .....	106
<b>Figure VII. 4:</b> Schéma de Ferrailage des Poutres secondaire.....	110
<b>Figure VII. 5:</b> Schéma de Ferrailage des Poutres principale.....	110
<b>Figure VII. 6:</b> Schéma de Ferrailage des poteaux .....	112
<b>Figure VII. 7:</b> Semelle isolée.....	113
<b>Figure VII. 8:</b> Schéma des semelles filantes .....	113
<b>Figure VII. 9:</b> Répartition des charges pour les poteaux de rives.....	114
<b>Figure VII. 10:</b> Répartition des charges pour les poteaux centraux .....	114
<b>Figure VII. 11:</b> Répartition des charges pour les poteaux d'angles.....	114

<b>Figure VII. 12:</b> Schéma d'un radier .....	119
<b>Figure VII. 13:</b> Ferrailage de la dalle du radier sens x-x .....	128
<b>Figure VII. 14:</b> Ferrailage de la dalle du radier sens y-y .....	128
<b>Figure VII. 15:</b> Ferrailage de la nervure .....	128

## Liste des tableaux

<b>Tableau I. 1:</b> Caractéristiques des nuances d'acier .....	4
<b>Tableau I. 2:</b> Valeurs nominales de $f_y$ pour le ferrailage .....	5
<b>Tableau II. 1:</b> Charges permanentes des étages courants.....	11
<b>Tableau II. 2:</b> Charges permanentes du plancher terrasse inaccessible .....	12
<b>Tableau II. 3:</b> Caractéristique de la tôle .....	12
<b>Tableau II. 4:</b> Charges d'exploitations.....	12
<b>Tableau II. 5:</b> Caractéristique du profilé IPE 200 .....	13
<b>Tableau II. 6:</b> Vérification du profilé en phase de finale pour l'étage courant. ....	18
<b>Tableau II. 7:</b> Récapitulatif pour les poutres secondaires de chaque niveau .....	18
<b>Tableau II. 8:</b> Caractéristiques géométriques du profilé IPE450 .....	18
<b>Tableau II. 9:</b> Récapitulatif des poutres principales des autres niveaux.....	23
<b>Tableau II. 10:</b> Limite de K.....	25
<b>Tableau II. 11:</b> Tableau de descente des charges .....	27
<b>Tableau II. 12:</b> Sections et profilés nécessaires.....	28
<b>Tableau II. 13:</b> Caractéristique géométrique de profilé HEA140 .....	28
<b>Tableau II. 14:</b> Récapitulatif de la vérification du flambement .....	31
<b>Tableau III. 1 :</b> Les Résumé des efforts normaux, tranchants et moment fléchissent.....	39
<b>Tableau IV. 1:</b> Valeurs de la périodes caractéristiques.....	47
<b>Tableau IV. 2:</b> Choix de la période de calcul .....	48
<b>Tableau IV. 3:</b> Valeurs des pénalités suivant les deux sens .....	49
<b>Tableau IV. 4:</b> Pourcentage de participation massique pour model initial .....	52
<b>Tableau IV. 5:</b> Pourcentage de participation massique pour le modèle intermédiaire .....	54
<b>Tableau IV. 6:</b> Récapitulatif des facteurs impliqués dans la statique équivalente	55
<b>Tableau IV. 7:</b> Déplacement résultant suivant X .....	56
<b>Tableau IV. 8:</b> Déplacement résultant suivant X .....	57
<b>Tableau IV. 9:</b> Pourcentage de participation massique pour le modèle finale .....	58

<b>Tableau IV. 10:</b> Récapitulatif des facteurs impliqués dans la statique équivalente .....	59
<b>Tableau IV. 11:</b> Déplacement résultant suivant X .....	60
<b>Tableau IV. 12:</b> Déplacement résultant suivant Y .....	60
<b>Tableau IV. 13:</b> Vérification de l'effet P- $\Delta$ .....	61
<b>Tableau IV. 14:</b> Vérification des portiques sous l'effort tranchant pour chaque étage .....	62
<b>Tableau V. 1:</b> Caractéristiques de profilé HEB550 .....	66
<b>Tableau V. 2:</b> Efforts internes des poteaux sous $N^{\max}$ pour chaque niveau. ....	69
<b>Tableau V. 3:</b> Vérification au flambement par flexion pour $N^{\max}$ . ....	69
<b>Tableau V. 4:</b> Efforts internes des poteaux sous <b><i>Msd, zmax</i></b> pour chaque niveau .....	70
<b>Tableau V. 5:</b> Vérification au flambement par flexion pour $M_{sdz}^{\max}$ .....	70
<b>Tableau V. 6:</b> Efforts internes des poteaux sous <b><i>Msd, ymax</i></b> pour chaque niveau. ....	71
<b>Tableau V. 7:</b> Vérification au flambement par flexion pour $M_{sdy}^{\max}$ . ....	71
<b>Tableau V. 8:</b> Vérification du déversement (Poteaux). Sous $N^{\max}$ .....	72
<b>Tableau V. 9:</b> Vérification du déversement (Poteaux). Sous $M_{sdy}^{\max}$ .....	73
<b>Tableau V. 10:</b> Vérification du déversement (Poteaux). Sous $M_{sdz}^{\max}$ .....	73
<b>Tableau V. 11:</b> Caractéristiques géométriques du profilé HEA 300 .....	78
<b>Tableau VI. 1:</b> Caractéristiques mécaniques des boulons selon leur classe d'acier .....	81
<b>Tableau VI. 2:</b> Caractéristiques géométriques des boulons. ....	81
<b>Tableau VI. 3:</b> Caractéristiques géométriques des profilés.....	86
<b>Tableau VI. 4:</b> Résumé de l'assemblage pied poteaux .....	92
<b>Tableau VI. 5:</b> Résumé de raboutage poteau-poteau.....	94
<b>Tableau VI. 6:</b> Résumé de raboutage poteau-poteau.....	96
<b>Tableau VII. 1:</b> Calcul des moments à l'ELU. ....	103
<b>Tableau VII. 2:</b> Calcul des moments à l'ELS. ....	103
<b>Tableau VII. 3:</b> Ferrailage du panneau le plus sollicité de la dalle pleine .....	103
<b>Tableau VII. 4:</b> Vérification des contraintes de la dalle pleine à l'ELS. ....	104
<b>Tableau VII. 5:</b> Ferrailage du la nervure.....	105

<b>Tableau VII. 6:</b> Vérification des contraintes de la dalle pleine à l'ELS. ....	106
<b>Tableau VII. 7:</b> Ferrailage des poutres a ELU .....	107
<b>Tableau VII. 8:</b> Choix des armatures pour les poutres .....	107
<b>Tableau VII. 9:</b> Vérification de la condition de non fragilité.....	108
<b>Tableau VII. 10:</b> Vérification des poutres a l'ELS.....	108
<b>Tableau VII. 11:</b> Vérification de la contrainte de cisaillement .....	109
<b>Tableau VII. 12:</b> Vérification de la flèche des poutres.....	109
<b>Tableau VII. 13:</b> Répartition pour les poteaux centraux.....	115
<b>Tableau VII. 14:</b> Répartition pour les poteaux de rives.....	116
<b>Tableau VII. 15:</b> Répartition pour les poteaux d'angles.....	116
<b>Tableau VII. 16:</b> Sections initial des semelles filantes sens X.....	117
<b>Tableau VII. 17:</b> Sections initial des semelles filantes sens Y.....	117
<b>Tableau VII. 18:</b> Poids du sol appliqué dans les semelles filantes sens X. ....	118
<b>Tableau VII. 19:</b> Poids du sol appliqué dans les semelles filantes sens Y. ....	118
<b>Tableau VII. 20:</b> Sections finale des semelles filantes sens X.....	118
<b>Tableau VII. 21:</b> Sections finale des semelles filantes sens Y.....	119
<b>Tableau VII. 22:</b> Choix de la hauteur des nervures. ....	121
<b>Tableau VII. 23:</b> Contrainte sous le raider à l'ELU. ....	123
<b>Tableau VII. 24:</b> Contrainte sous le raider à l'ELS. ....	123
<b>Tableau VII. 25:</b> Calcul des moments à l'ELU. ....	124
<b>Tableau VII. 26:</b> Calcul des moments à l'ELS.....	124
<b>Tableau VII. 27:</b> Ferrailage du panneau le plus sollicité du radier. ....	125
<b>Tableau VII. 28:</b> Vérification des contraintes de la dalle du raider à l'ELS.....	125
<b>Tableau VII. 29:</b> Calcul du ferrailage de la nervure.....	126
<b>Tableau VII. 30:</b> Vérification des contraintes de la nervure à l'ELS. ....	127

## Liste des Symboles

$A$ :	Coefficient d'accélération de zone.
$A_s$ :	Aire d'une section d'acier.
$\varphi$ :	Angle de frottement.
$Q$ :	Charge d'exploitation.
$\gamma_s$ :	Coefficient de sécurité dans l'acier.
$\gamma_b$ :	Coefficient de sécurité dans le béton.
$\sigma_s$ :	Contrainte de traction de l'acier.
$\sigma_{bc}$ :	Contrainte de compression du béton.
$\bar{\sigma}_s$ :	Contrainte de traction admissible de l'acier.
$\bar{\sigma}_{bc}$ :	Contrainte de compression admissible du béton.
$\tau_u$ :	Contrainte ultime de cisaillement.
$\tau$ :	Contrainte tangentielle.
$\beta$ :	Coefficient de pondération.
$\sigma_{sol}$ :	Contrainte du sol.
$\sigma_m$ :	Contrainte moyenne.
$G$ :	Charge permanente.
$\xi$ :	Déformation relative.
$V_0$ :	Effort tranchant a la base.
$E.L.U$ :	Etat limite ultime.
$E.L.S$ :	Etat limite service
$N_u$ :	Effort normal pondéré aux états limites ultime.
$T_u$ :	Effort tranchant ultime.
$T$ :	Période.
$S_r$ :	Espacement.
$\lambda$ :	Elancement.
$F$ :	Force concentrée.
$f$ :	Flèche.
$f_{adm}$ :	Flèche admissible.
$L$ :	Longueur ou portée.



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

$n$ :	Nombre de boulons.
$\beta_M$ :	Facteur de moment uniforme équivalent (flambement).
$\beta_w$ :	Facteur de corrélation (soudure).
$\varepsilon$ :	Coefficient de réduction élastique de l'acier.
$\eta$ :	Facteur de distribution de rigidité (flambement).
$\lambda$ :	Elancement.
$\lambda_k$ :	Elancement eulérien.
$\lambda$ :	Elancement réduit.
$\lambda_{LT}$ :	Elancement de déversement.
$\mu$ :	Coefficient de frottement.
$\chi$ :	Coefficient de réduction de flambement.
$\chi_{LT}$ :	Coefficient de réduction de déversement.
$A_{net}$ :	Section nette d'une pièce.
$A_s$ :	Section résistant de la tige d'un boulon en fond de filet.
$I_t$ :	Moment d'inertie de torsion.
$I_y$ :	Moment d'inertie de flexion maximale.
$I_z$ :	Moment d'inertie de flexion minimale.
$W_{eff}$ :	Module de résistance efficace.
$W_{el}$ :	Module de résistance élastique.
$W_{pl}$ :	Module de résistance plastique.
$b$ :	Largeur d'une semelle de poutre.
$D$ :	Diamètre nominale des tiges des boulons
$d_0$ :	Diamètre de perçage des trous de boulonnage.
$i$ :	Rayon de giration d'une section.
$l$ :	Largeur d'une poutre.
$t$ :	Epaisseur d'une pièce ou d'une tôle.
$t_f$ :	Epaisseur d'une semelle de poutre.
$t_w$ :	Epaisseur d'une âme de poutre.
$v_s$ :	Distance de la fibre extrême supérieur à l'axe neutre d'une section.
$v_i$ :	Distance de la fibre extrême inférieur à l'axe neutre d'une section.
$\alpha$ :	Angle en général.
$\gamma_{Mb}$	Résistance des boulons au cisaillement.
$\gamma_{Mb}$	Résistance des boulons au à la traction.

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

# Introduction Générale

Le génie civil est un domaine qui vise à concevoir, construire et entretenir des structures pour améliorer la qualité de vie des individus.

Les bâtiments jouent un rôle essentiel dans les grandes villes en répondant aux besoins en logement, lieu de travail et de divertissement. Notre projet concerne la conception d'un hôtel de neuf étages et d'un sous-sol à BLIDA. Nous expliquerons les différentes étapes, de la sélection des matériaux aux calculs des contraintes et des assemblages, en tenant compte des risques sismiques.

Le premier chapitre commence par une description générale du projet avec la présentation des caractéristiques des matériaux des différents éléments.

Le deuxième chapitre porte sur le prédimensionnement des éléments principaux tels que les poteaux, les poutres et les solives.

Le troisième chapitre se concentre sur l'étude des éléments secondaires, tels que les escaliers et l'acrotère.

La structure dynamique a été étudiée dans le quatrième chapitre à l'aide du logiciel CSI ETABS 2018. Cela nous a permis de déterminer les efforts dans les éléments et de vérifier leur comportement face aux sollicitations sismiques.

Le cinquième chapitre vise à vérifier les éléments (poteaux, poutres, contreventements).

Le sixième chapitre est dédié au calcul des assemblages à l'aide de méthodes de calcul appropriées.

L'étude de l'infrastructure a abouti à un radier général nervuré, dont le ferrailage a été réalisé manuellement et a été discuté dans le dernier chapitre.

Nous concluons notre étude par une conclusion générale récapitulant l'essentiel de notre travail et les conclusions auxquelles nous sommes parvenus.

## **Chapitre I :**

# **Généralité et Présentation de l'ouvrage**

## I.1 Introduction

Pour étudier un projet de construction, l'ingénieur en génie civil doit tenir compte des aspects fonctionnels, structurels et esthétiques du bâtiment, tout en respectant les contraintes économiques. Les études comprennent :

- La conception des éléments tels que les fondations, les poutres, les poteaux les planchers,
- L'étude dynamique de la structure, qui permet d'évaluer sa résistance en cas de séisme.
- La vérification des éléments résistante

## I.2 Présentation de l'ouvrage

Notre étude porte sur un Hôtel situé dans la wilaya de **BLIDA**, comprenant un rez-de-chaussée, plus neuf étages, et un sous-sol utilisé comme parking. Cet ouvrage classé selon les règles parasismiques algériennes (**RPA99/V.2003**) comme une zone de sismicité élevée (**zone III**). Sa hauteur ne dépasse pas 48m, ce qui le classe comme un ouvrage courant d'importance moyenne.

## I.3 Caractéristiques géométriques

- Dimensions en élévation :
  - Hauteur totale du bâtiment ..... 31.38 m
  - Hauteur rez-de-chaussée ..... 3.24 m
  - Hauteur de tous les étages : ..... 3.06 m

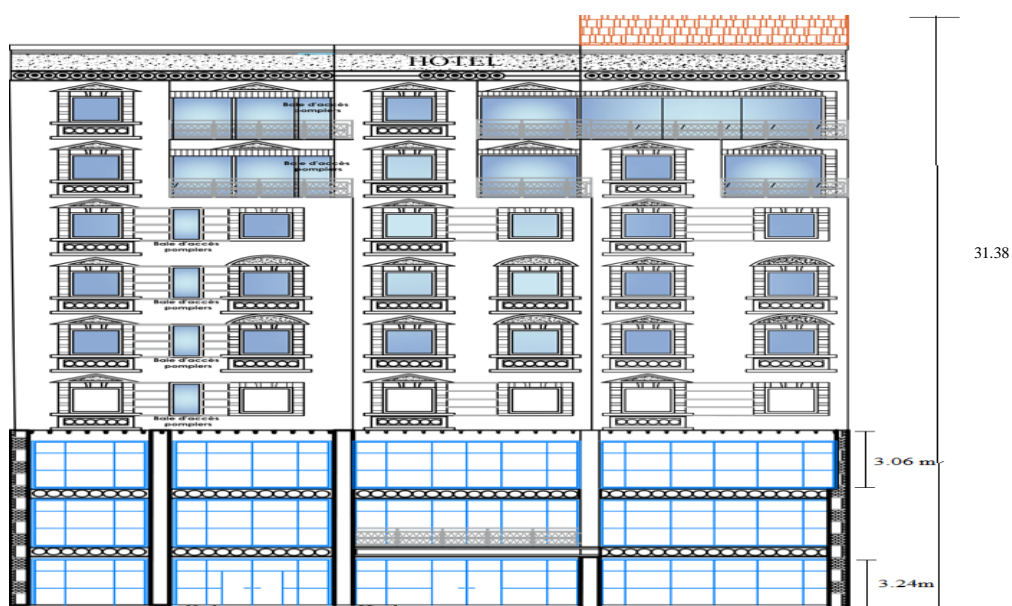


Figure I. 1: Vue en élévation

- **Dimensions en plan :**
  - Longueur totale du bâtiment ..... 41.79 m
  - Largeur totale du bâtiment ..... 22.32 m

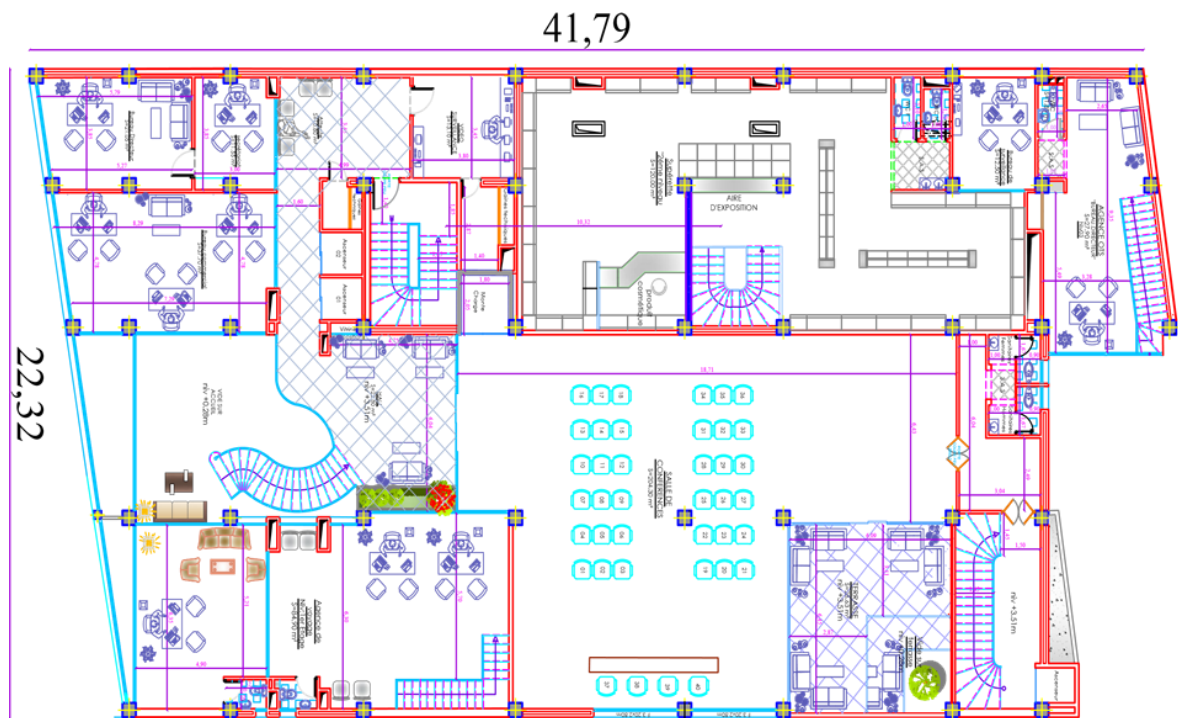


Figure I. 2: Vue en plan.

## I.4 Propriétés des matériaux utilisés

### I.4.1 L'acier

L'acier est composé de fer et de carbone, avec la possibilité d'ajouter d'autres éléments comme le nickel et le chrome pour renforcer ses caractéristiques physiques. Sa popularité dans divers

Secteurs industriels découle de sa robustesse, de sa longévité et de sa malléabilité.

- **Résistance**

Les nuances d'acier courantes et leurs résistances limites sont données par l'Eurocode3 et le CCM97. La nuance d'acier choisie pour la réalisation de cet ouvrage est la S275.

Tableau I. 1: Caractéristiques des nuances d'acier

Nuance d'acier	Epaisseur (mm)			
	t≤40mm		40mm≤t≤100mm	
	Fy (N/mm <sup>2</sup> )	Fu (N/mm <sup>2</sup> )	Fy (N/mm <sup>2</sup> )	Fu (N/mm <sup>2</sup> )
Fe 360	235	360	215	340
Fe 430	275	430	255	410
Fe 510	355	510	355	490

- **Coefficient de calcul de l'acier**

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

- Module d'élasticité longitudinale :  $E = 210\,000\text{ MPa}$ .
- Module de cisaillement :  $G = \frac{E}{2(1+\nu_a)}$
- Le coefficient de poisson :  $\nu = 0,3$
- Masse volumique  $\rho = 7850\text{ kg/m}^3$

- **Acier pour ferrailage**

Pour assurer un bon fonctionnement des fondations en utilisant des armatures et des treuillés à soudé de type HA et de dont les caractéristiques sont :

- Contrainte limite d'élasticité :  $F_e = 500\text{ MPa}$
- Module d'élasticité longitudinale :  $E = 2.1 \cdot 10^5\text{ MPa}$

**Tableau I. 2:** Valeurs nominales de  $f_y$  pour le ferrailage

	Nuances	Fy (MPa)
Barres HA	Fe 400	400
	Fe 500	500

#### I.4.2 Le béton

Le béton est une substance utilisée dans la construction qui est faite à partir d'un mélange de granulats, de ciment, de sable, d'eau et d'additifs. Sa force lorsqu'elle est comprimée est environ 10 fois plus grande que lorsqu'elle est soumise à une force de traction.

Les caractéristiques physiques et mécaniques de différents types de béton sont :

- Masse volumique :  $\rho = 2500\text{ kg/m}^3$
- La résistance à la compression à 28 jours  $f_{c28} = 25\text{ MPA}$  pour le béton de classe C25/30.
- La résistance à la traction à 28 jours  $f_{t28} = 0.06f_{c28} + 0.6 = 2.1\text{ MPA}$

##### I.4.2.1 Coefficient de poisson

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

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

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



### I.4.2.2 Déformation longitudinale du béton

Ce module, connu sous le nom de module de Young, est défini sous l'action des contraintes normales à court et long terme.

- **Module de déformation instantané (courte durée) :**

Pour un chargement d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation instantané  $E_{ij}$  du béton âgé de « j » jours est égale à :

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

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

- **Module de déformation différé (longue durée) :**

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

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

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

## I.5 Les assemblages

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

- Boulons à haute résistance (HR)
- Boulons ordinaires
- Soudage dont les caractéristiques mécaniques sont au moins équivalentes à celles de la nuance d'acier utilisé dans la structure.

## I.6 Logiciels utilisés

- Autodesk AutoCAD : outils de dessin (DAO)
- ETABS : Logiciel d'analyse de charge structurelle qui vérifie la conformité des structures.
- Excel : tableau pour faciliter les calculs, tels que les vérifications de l'analyse sismique, les vérifications des éléments...
- Robot Structural Analysais : pour vérifier les assemblages.
- IDEA Statica : pour fait les assemblages.
- Socotec : pour faciliter les calculs de ferrailages

## I.7 Règlements utilisés

Pour assurer la sécurité et la résistance de la structure, on se base sur les règlements suivants :

### I.7.1 Règlements algériens

- Règles de conception et de calcul des structures en acier « CCM97 » [2]
- Règles parasismiques Algériennes 99 version 2003 « RPA99 V2003 » [4]
- Document technique règlementaire (charges permanentes et charge d'exploitation) « DTR BC2-2 » [1]

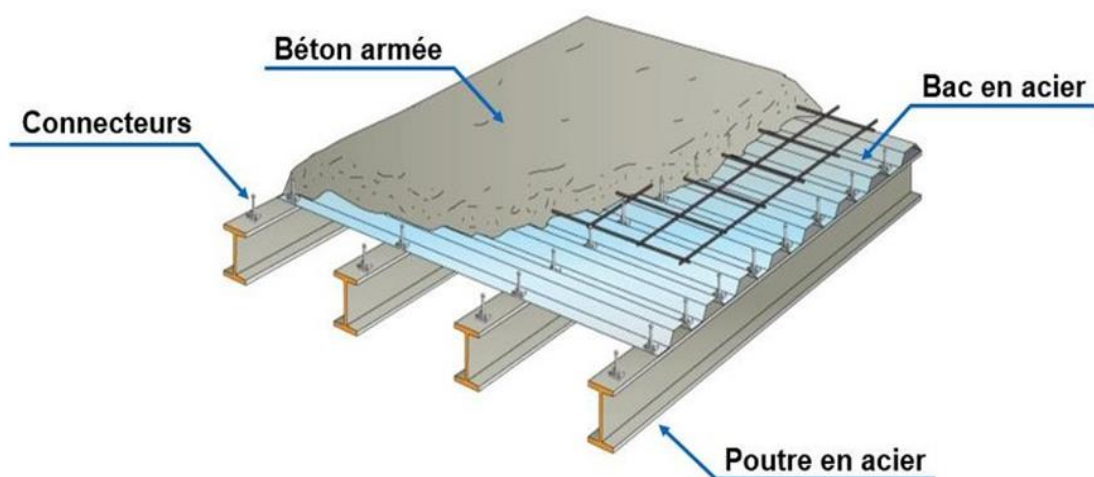
### I.7.2 Règlement européen

- Euro code 3 (calcul des structures en acier) « EC3 » [5]
- Euro code 4 (conception et dimensionnement des structure mixtes acier) « EC4 » [6]
- Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé « BAEL91 » [7]

## I.8 Élément de l'ouvrage

### I.8.1 Les planchers mixtes

Le plancher mixte est une technique d'assemblage de construction qui combine une dalle en béton avec des poutres en acier pour bénéficier des avantages mécaniques de ces deux matériaux complémentaires. La dalle en béton résiste à la compression tandis que les poutres en acier résistent mieux à la traction. Les connecteurs assurent la transmission des efforts entre la poutre et le béton pour que l'ensemble fonctionne de manière monolithique.



**Figure I. 3:** Conception du plancher collaborant.

### I.8.1.1 Bac d'acier

En effet, les bacs collaborant sont des éléments en acier utilisés pour construire des planchers entre des solives dans des structures. Ils peuvent être posés ou fixés sur des poutres ou des cornières, ou bien inclus dans le béton lors de sa mise en place.

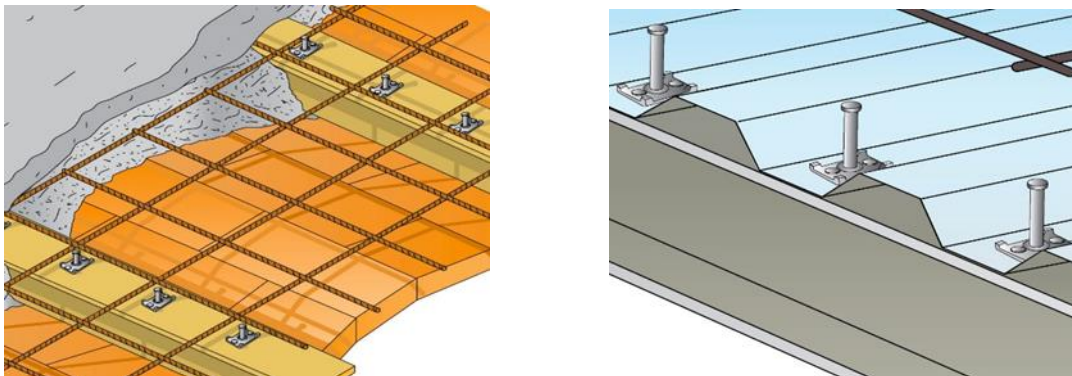
Pour notre cas on a opté pour le bac d'acier de type HI-BOND55-750, il permet :

- D'assurer un coffrage efficace et étanche en supprimant les opérations de décoffrage.
- De constituer une plateforme de travail avant la mise en œuvre du béton.
- D'éviter souvent la mise en place des étais et gagner du temps.

### I.8.1.2 Connexion poutre-dalle

Il existe différents types de connecteurs acier-béton utilisés dans la construction mixte. Bien que chaque type ait des caractéristiques spécifiques, ils ont deux points communs :

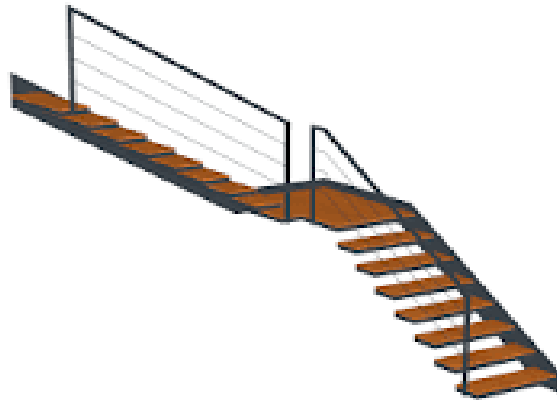
- Ils sont constitués d'acier fixé sur la poutre métallique et enrobé de béton
- Ils sont sollicités à en effort tranchant et en effort de traction dû au soulèvement de la dalle.
- Pour notre étude on a opté pour des connecteurs de types Goujon Nelson.



**Figure I. 4:** Connecteur de type Nelson (goujon à tête).

### I.8.2 L'escalier

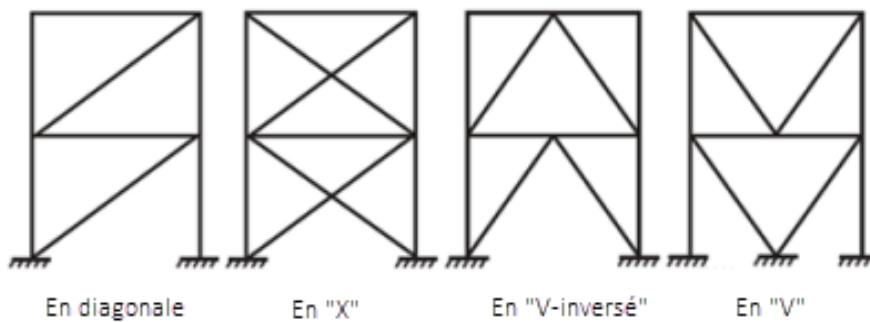
Les escaliers sont des structures accessoires qui permettent l'accès à différents niveaux d'un bâtiment. Ils peuvent être de différentes formes et tailles, mais dans notre cas, on utilise un escalier droit à deux volées avec un palier de repos.



**Figure I. 5:** Escalier en charpente métallique.

### I.8.3 Les contreventements

Ce sont des dispositifs conçus pour reprendre les efforts du vent et du séisme dans la structure et les transmettre au sol. Ils sont disposés en façades (palées de stabilité). On utilise pour cela des palés triangulés, ils peuvent être réalisés en double UPN, double cornière ou même, des sections tubulaires, ces dernières ont une meilleure performance en vue de leur grande inertie.



**Figure I. 6:** Les types de contreventements.

**Chapitre II :**  
**Pré dimensionnement des éléments**  
**principaux**

## II.1 Introduction

Le pré dimensionnement des éléments porteurs d'une structure est une étape essentielle dans tout projet de construction. Cette étape permet de faire une estimation approximative des dimensions des sections des éléments tels que les poteaux et les poutres. Le calcul se base sur le principe de la descente de charges verticales transmises par les planchers aux éléments porteurs, qui à leur tour les transmettent aux fondations. Le pré dimensionnement doit être effectué conformément aux règles de l'Euro code 3 (EC3) , de l'Euro code 4 (EC4)[6] ainsi qu'aux règles de calcul de DTR2.2 [1] et du CCM97 [2]

## II.2 Evaluation des charges et surcharges

Cette étape consiste à déterminer les charges et les surcharges qui influent sur la résistance et la stabilité de notre ouvrage.

### II.2.1 Charges permanentes G

Elles désignent le poids propre de tous les éléments permanents constituant l'ouvrage.

#### II.2.1.1 Plancher étages courants [1]

**Tableau II. 1:** Charges permanentes des étages courants

Matériau	Épaisseur (cm)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Dalle de sol	-	0.54
Mortier de pose	2	0.4
Dalle en béton armé	-	2.33
Bac d'acier Hi band 55	0.1	0.093
Faux plafond	-	0.3
Cloisons légères	-	1
	<b>ΣG</b>	<b>4.66</b>

**II.2.1.2 Plancher terrasse inaccessible**

La charge permanente du plancher terrasse est donné par le tableau suivant : [1]

**Tableau II. 2:** Charges permanentes du plancher terrasse inaccessible

Matériau	Epaisseur (cm)	Poids (kN/m <sup>2</sup> )
Gravier	5	0.85
Etanchéité multicouche	5	0.12
Béton de pente	10	2.5
Isolation thermique	4	0.16
Dalle en béton armé	12	2.33
Bac d'acier Hi band 55	0.075	0.093
Faux plafond	-	0.3
	<b>ΣG</b>	<b>6.35</b>

**II.2.1.3** Caractéristique de la tôle : [Annex 1]

Les principales caractéristiques de la tôle sont résumées sur le tableau suivant :

**Tableau II. 3:** Caractéristique de la tôle

Nom	Epaisseur (mm)	Degrés coupe- feu (min)	Poids du béton seul (DaN/m <sup>2</sup> )	Poids de la tôle (DaN/m <sup>2</sup> )
Hi band 55	0.75	60	233	9.30

**II.2.2** Charge d'exploitation Q : [1]

Elles désignent les surcharges dues à l'exploitation des surfaces par les usagers.

**Tableau II. 4:** Charges d'exploitations

Type	Q (KN/m <sup>2</sup> )
Plancher terrasse inaccessible	1
Plancher étage courant (R+1)	2.5
Plancher étage courant (R+2 a R+8)	1.5
Escalier (parking)	2.5
Ouvrier	0.75

**II.3** Pré dimensionnement des solives :

Les solives sont des éléments essentiels des structures de planchers et sont généralement constituées de poutrelles métalliques telles que les IPE ou les IPN. L'espacement entre les solives dépend de la charge d'exploitation et du type de bac d'acier utilisé. Les solives sont placées entre les poutres principales et le plancher, sont articulées à leurs extrémités et soumises à des charges uniformément réparties.

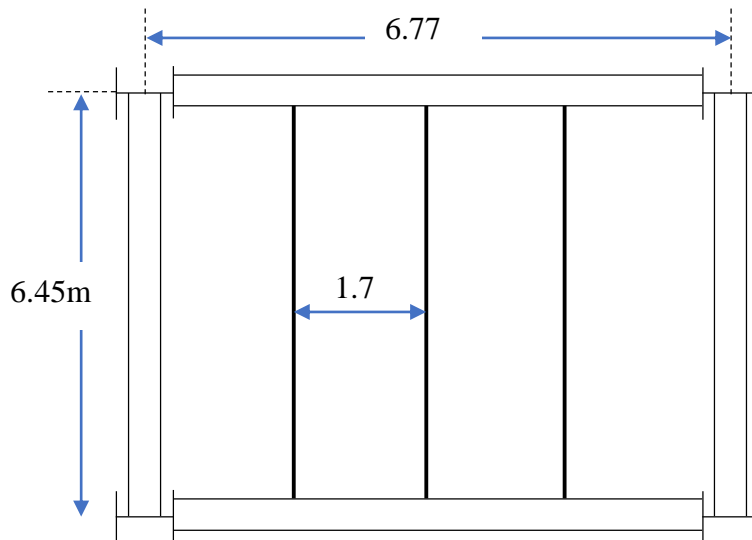


Figure II. 1: Schéma d'entre axe des solives.

**II.3.1 Choix du profilé :**

Le pré dimensionnement se fait par le tâtonnement on a opté pour IPE200

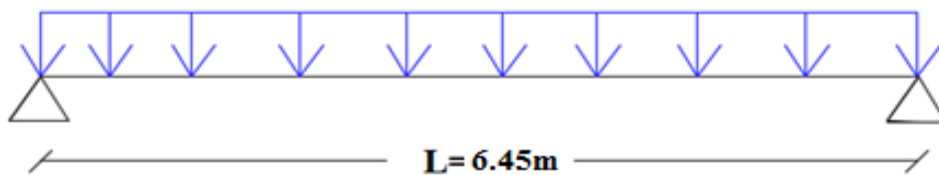


Figure II. 2: Schéma statique de la solive.

Tableau II. 5: Caractéristique du profilé IPE 200

Profilé	Poids	Section	Caractéristiques								
	G (DaN/m)	A (mm <sup>2</sup> )	h (mm)	b (mm)	I <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>z</sub> (cm <sup>4</sup> )	W <sub>ply</sub> (cm <sup>3</sup> )	W <sub>plz</sub> (cm <sup>3</sup> )	i <sub>y</sub> (cm)	i <sub>z</sub> (cm)	A (cm <sup>2</sup> )
IPE200	22.4	2848	200	100	1943	142.4	220.6	44.61	8.26	2.24	14

**II.3.2 Phase initiale**

• **Evaluation des charges :**

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

- Poids propre du béton frais =  $2.33KN/m^2$
- Poids du bac HIBAND55 (0.75mm)=  $0.093 KN/m^2$
- Poids propre du profilé IPE200 =  $0.224KN/ml$

L'entraxe entre les solives est de  $e = 1.7m$  est la longueur  $L_{solive} = 6.45 m$



- **Combinaison de charge [2]**

$$\Rightarrow \text{ELU} : q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$\Rightarrow Q = 0.75 \text{ KN/m}^2$$

$$\Rightarrow G = [2(0.093 + 2.33) + 0.224] = 5.07 \text{ KN/ml}$$

$$q_u = (1.35 \times 5.07) + (1.5 \times 0.75 \times 1.7)$$

$$q_u = 8.76 \text{ KN/ml}$$

$$\Rightarrow \text{ELS} : q_s = G + Q$$

$$\Rightarrow q_s = 5.07 + (0.75 \times 1.7)$$

$$\Rightarrow q_s = 6.34 \text{ KN/ml}$$

- **Vérifications des résistances : [2]**

- **Flexion**

$$M_{sdy} \leq M_{plrdy}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u l^2}{8} \rightarrow M_{sd} = \frac{8.76 \times 6.45^2}{8} \rightarrow M_{sd} = 45.55 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{1} \rightarrow M_{pl,rd} = \frac{220.6 \times 275}{1.1} \rightarrow M_{pl,rd} = 55.15 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 45.55 \text{ Kn.m} < M_{pl,rd} = 55.15 \text{ Kn.m} \dots \dots \text{ Condition vérifiée}$$

- **Effort tranchant**

$$V_{sd} = \frac{q_u l}{2} \rightarrow V_{sd} = \frac{8.76 \times 6.45}{2} \rightarrow V_{sd} = 28.251 \text{ kN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times 1.1} \rightarrow V_{pl,rd} = \frac{11 \times 275}{\sqrt{3} \times 1.1} \rightarrow V_{pl,rd} = 158.771 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 23.61 \text{ Kn} < V_{pl,rd} = 158.771 \text{ Kn} \quad \text{Condition vérifiée}$$

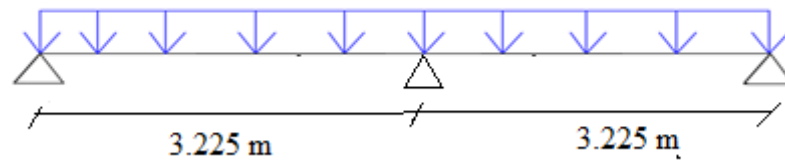
- **Vérification de la flèche :**

$$f_{\max} = \frac{5}{384} \times \frac{q_{ser} l^4}{EI} \rightarrow f_{\max} = \frac{5}{384} \times \frac{6.34 \times 6450^4}{2.1 \times 10^5 \times 1943 \times 10^4} \rightarrow f_{\max} = 35.01 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = \frac{L}{250} \rightarrow f_{adm} = \frac{6450}{250} \Rightarrow f_{adm} = 25.8 \text{ mm}$$

$$f_{\max} = 35.62 \text{ mm} > f_{adm} = 25.8 \text{ mm} \quad \text{Condition non vérifiée}$$

On doit ajouter un étaie à  $L/2 = 3.225$  m pour diminuer la flèche.



**Figure II. 3:** Schéma statique de la solive avec 1 étaie (1 appui intermédiaire).

$$f_{\max} = \frac{5}{384} \times \frac{q_{\text{ser}} l^4}{EI} \rightarrow f_{\max} = \frac{5}{384} \times \frac{6.34 \times 3225^4}{2.1 \times 10^5 \times 1943 \times 10^4} \rightarrow f_{\max} = 2.18 \text{ mm}$$

$$f_{\max} = 2.18 \text{ mm} < f_{\text{adm}} = 25.8 \text{ mm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

○ **Vérification au déversement**

➤ **Classification de la solive IPE 200**

Classification de l'âme :  $d/tw = 220.4/6.2 = 35.55 < 72 * 0.92 = 66.24$

Âme classe 1

Classification de semelles :  $C/tf = 56.9/9.8 = 5.80 < 10 * 0.92 = 9.2$

Semelles de classe 1

$$\overline{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} ; \lambda_1 = 93,91\varepsilon \text{ avec } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{275}} \rightarrow \varepsilon = 0.924$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{L}{i_z}}{\sqrt{C_1 \times \left[ 1 + \frac{1}{20} \left[ \frac{\frac{L}{i_z}}{\frac{h}{tf}} \right]^2 \right]^{0.25}}} \text{ avec } C_1 = 1,132$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{3225}{22.4}}{\sqrt{1,132 \times \left[ 1 + \frac{1}{20} \left[ \frac{\frac{3225}{22.4}}{\frac{200}{8.5}} \right]^2 \right]^{0.25}}}$$

→  $\lambda_{LT} = 103.94$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \frac{103.94}{86.81} = 1.19 > 0.2 \text{ il y a un risque de déversement}$$

$$\varphi = 0,5[1 + \alpha(\lambda - 0,2) + \lambda^2] \rightarrow \varphi = 0,5[1 + 0,21(1.19 - 0,2) + 1.19^2]$$

→  $\varphi = 1.312$

$$X_{LT} = \frac{1}{\varphi + [\varphi^2 - \lambda^2]^{0.5}} \rightarrow X_{LT} = \frac{1}{1.312 + [1.312^2 - 1.19^2]^{0.5}} \rightarrow X_{LT} = 0.536$$

$$M_{b,rd} = X_{LT} \times M_{pl,rd} \rightarrow M_{b,rd} = 0.536 \times 55.15 \rightarrow M_{b,rd} = 29.56 \text{ Kn.m}$$

$$M_{sd} = 11.38 \text{ Kn.m} < M_{b,rd} = 29.56 \text{ Kn.m} \quad \text{Condition vérifié}$$

### II.3.3 Phase finale

- **Evaluation des charges :**

Le béton ayant durci, on peut enlever l'étaie et donc prendre  $L=6.45\text{m}$

L'acier et le béton travaillent ensemble, les charges de cette phase sont :

- Poids propre du profilé IPE200 =  $0.224 \text{ KN/ml}$
- Charge permanente =  $6.35 \text{ KN/m}^2$
- Charge d'exploitation =  $1 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$

- **Combinaison des charges :**

Entraxe entre solives  $e = 1.7 \text{ m}$  donc :  $G = [2(6.35) + 0.224] = 12.924 \text{ KN/m}$  et  $Q = 1 \text{ KN/m}$

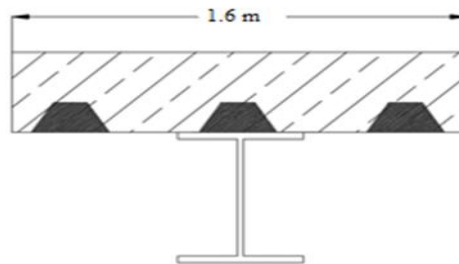
$$\Rightarrow \text{ELU} : q_u = 1.35G + 1.5Q \rightarrow q_u = 17.43 \text{ KN/ml}$$

$$\Rightarrow \text{ELS} : q_s = G + Q \rightarrow q_s = 12.72 \text{ KN/m}$$

- **Détermination de l'axe neutre**

- **Largeur efficace**

$$\text{Pour la solive on a la largeur participante } b_{\text{eff}} = \inf \begin{cases} L_0/4 = 1.6 \text{ m} \\ b = 1.7 \text{ m} \end{cases} \rightarrow b_{\text{eff}} = 1.6 \text{ m}$$



**Figure II. 4:** Schéma représentatif de la largeur participante de la dalle en béton.

- **Position de l'axe neutre**

- **Résistance de compression de la dalle en béton :**

$$R_b = 0.57 f_{c28} (b_{\text{eff}} \cdot h_c)$$

$$\text{Avec : } f_{c28} = 25 \text{ MPA}$$

$$h = 120 \text{ mm} \text{ Hauteur de la dalle en béton ;}$$

$$h_p = 55 \text{ mm} \text{ Hauteur du bac d'acier ;}$$

$$h_c = h - h_p \rightarrow h_c = 120 - 55 = 65 \text{ mm} \text{ Hauteur du béton}$$

$$R_b = 0.57 \times 25 \times (1600 \times 65) \rightarrow R_b = 1482 \text{ KN}$$

- **Résistance de traction du profilé d'acier :**

$$R_a = 0.95 A_a \cdot f_y$$

$$R_a = 0.95 \times 2848 \times 275 \rightarrow R_a = 744.04 \text{ KN}$$

$$R_b > R_a$$

L'Axe neutre plastique est dans la dalle de béton, alors le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

○ **Moment de flexion : [2]**

$$M_{sdy} \leq M_{plrdy}$$

$$M_{plrd} = R_a \left[ \frac{h_a}{2} + h_c + h_p - \left( \frac{R_a \cdot h_c}{2R_b} \right) \right]$$

$$\rightarrow M_{pl,rd} = 744.04 \times 10^3 \left[ \frac{200}{2} + 65 + 55 - \left( \frac{744.04}{1482} \times \frac{65}{2} \right) \right] \rightarrow M_{pl,rd} = 151.548 \text{ KN.m}$$

$$\text{Et } M_{sd} = \frac{q_u l^2}{8} \rightarrow M_{sd} = \frac{17.43 \times 6.45^2}{8} \rightarrow M_{sd} = 90.64 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} < M_{plrd} \dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

○ **Effort tranchant**

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

$$V_{sd} = \frac{q_u l}{2} \rightarrow V_{sd} = \frac{17.42 \times 6.45}{2} \rightarrow V_{sd} = 56.21 \text{ kN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times 1.1} \rightarrow V_{pl,rd} = \frac{14 \times 275}{\sqrt{3} \times 1.1} \rightarrow V_{pl,rd} = 202.07 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 56.12 \text{ KN} < V_{pl,rd} = 202.07 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$0.5 V_{pl,rd} = 0.5 \times 202.07 \rightarrow 0.5 V_{pl,rd} = 101.035 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 23.59 \text{ KN} < 0.5 V_{pl,rd} = 101.035 \text{ KN}$$

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

○ **Vérification de la rigidité**

$$f_{adm} = \frac{L}{250} \rightarrow f_{adm} = \frac{6450}{250} \rightarrow f_{adm} = 25.8 \text{ mm}$$

$$f^{max} = \frac{5 \cdot q_s \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_c}$$

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

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

Vérification du profilé en phase de final		
Moment fléchissant	Effort tranchant	La flèche
$M_{sd} = 77.07 \text{ KN.m}$	$V_{sd} = 47.80 \text{ KN}$	$f_{max} = 15.55 \text{ mm}$
$M_{pl,rd} = 151.54 \text{ KN.m}$	$V_{pl,rd} = 202.07 \text{ KN}$	$f_{adm} = 25.8 \text{ mm}$
Condition vérifiée	Condition vérifiée	Condition vérifiée

**II.4 Pré dimensionnement des poutres secondaires :**

Les poutres secondaires sont calculées de la même manière que les solives. Pour le calcul qui suit, on prend en considération les poutres secondaires médiane, avec un espacement entre deux poutre secondaires 6.45m et un espacement entre poutre secondaire et deux solives de 1.7m.

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau II. 7:** Récapitulatif pour les poutres secondaires de chaque niveau

Niveau	Profilé	Longueur (m)	e (m)	qs KN/m	qu KN/ml	Msd/Mplrd r(%)	Flèche adm (mm)	Flèche max (mm)
Étage courant	IPE 400	6.45	1.7	10.28	14.13	25.8	2.01	IPE 400
Terrasse inaccessible	IPE 400	6.45	1.7	13.15	18.01	25.8	2.57	IPE 400

**II.5 Pré dimensionnement des poutre principale**

Exemple de calcul pour poutre principale intermédiaire du plancher terrasse [2]

$$L_{poutre} = 6.77m$$

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

$$\frac{6770}{25} \leq h \leq \frac{6770}{15}$$

$$270.8 \leq h \leq 451.33 \quad \text{alors on opte pour un IPE450}$$

**Tableau II. 8:** Caractéristiques géométriques du profilé IPE450

Profilé	Poids	Section	Dimensions			Caractéristiques					
	G(kg)	A (cm <sup>2</sup> )	H (m)	B (m)	Tf (m)	I <sub>z</sub> (cm)	I <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	Wplz (cm)	Wpy (cm <sup>3</sup> )	I <sub>y</sub> (cm)	I <sub>z</sub> (cm)
<b>IPE450</b>	77.6	98.82	450	190	14.6	1676	33740	276.4	1702	18.4	4.12

### II.5.1.1 Phase initiale

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

- Poids propre du profilé =  $0.776 \text{ KN/ml}$
- Poids propre du béton frais =  $2.33 \text{ KN/m}^2$
- Poids du bac d'acier =  $0.093 \text{ KN/m}^2$
- Surcharge de construction (ouvrier) =  $0.75 \text{ KN/m}^2$

- **Calcul des réactions des solives :**

La poutre principale intermédiaire retient deux solives de longueur différentes, les réactions sont les suivantes :

- Réaction des solives sur la poutre :

$$\text{ELU : } q_u = 8.76 \text{ KN/m}$$

$$\text{ELS : } q_{\text{ser}} = 6.34 \text{ KN/m}$$

⇒ ELU

$$R_u = \frac{q_u L_{\text{solive}}}{2} \rightarrow R_u = 2 \times \frac{8.76 \times 6.77}{2} \rightarrow R_u = 59.30 \text{ KN}$$

⇒ ELS

$$R_{\text{ser}} = \frac{q_{\text{ser}} L_{\text{solive}}}{2} \rightarrow R_{\text{ser}} = 2 \times \frac{6.34 \times 6.77}{2} \rightarrow R_s = 42.92 \text{ KN}$$

- **Combinaison des charges**

⇒ ELU

$$q_u = 1.35(0.776 + (2.33 + 0.093) \times 0.19) + (1.5 \times 0.75 \times 0.19)$$

$$q_u = \mathbf{1.882 \text{ KN/ml}}$$

⇒ ELS

$$q_s = 0.776 + (2.33 + 0.093 + 0.75) \times 0.19$$

$$q_s = \mathbf{1.378 \text{ KN/ml}}$$

- **Vérifications de la résistance**

Le calcul des résistances sont fait avec un étaie.

- **Moment fléchissant**

$$M_{sdy} \leq M_{plrdy}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u l^2}{8} + \frac{R_u l}{2} \rightarrow M_{sd} = \frac{1.882 \times 6.77^2}{8} + \frac{59.30 \times 6.77}{2}$$

$$M_{sd} = 211.51 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{1.1} \rightarrow M_{pl,rd} = \frac{1702 \times 275}{1.1}$$

$$M_{plrd} = 425.5 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} < M_{plrd} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

○ **Effort tranchant**

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

$$V_{sd} = \frac{q_u L}{2} + \frac{3R_u}{2} \rightarrow V_{sd} = \frac{1.882 \times 6.77}{2} + \frac{3 \times 59.30}{2}$$

$$V_{sdy} = 95.32 \text{ KN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times 1.1} \rightarrow V_{pl,rd} = \frac{50.85 \times 275}{\sqrt{3} \times 1.1}$$

$$V_{plrdy} = 733.96 \text{ KN}$$

$$V_{sdy} < V_{plrdy} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$V_{sdy} < 0.5 V_{plrdy} \rightarrow 41.60 \text{ KN} < 366.98 \text{ KN}$$

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

○ **Vérification de la rigidité**

$$f_{\max 1} = \frac{5}{384} \times \frac{q_{ser} l^4}{EI} \rightarrow f_{\max} = \frac{5}{384} \times \frac{1.378 \times 6770^4}{2.1 \times 10^5 \times 33740 \times 10^4} \rightarrow f_{\max} = 0.53 \text{ mm}$$

$$f_{\max 2} = \frac{19}{384} \times \frac{q_{ser} l^3}{EI} \rightarrow f_{\max} = \frac{19}{384} \times \frac{42.92 \times 10^3 \times 6770^3}{2.1 \times 10^5 \times 33740 \times 10^4} \rightarrow f_{\max} = 9.30 \text{ mm}$$

$$f_{\max} = 0.51 + 3.68 \rightarrow f_{\max} = 4.19 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = \frac{L}{250} \rightarrow f_{adm} = \frac{6770}{250} \Rightarrow f_{adm} = 27.08 \text{ mm}$$

$$f_{\max} = 9.83 \text{ mm} < f_{adm} = 27.08 \text{ mm} \dots \text{Condition vérifiée}$$

○ **Vérification au Déversement**

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

**II.5.1.2 Phase finale**

L'acier et le béton travaillent ensemble, les charges de cette phase sont :

- Poids propre du profilé ....  $G_p = 0.776 \text{ KN/ml}$
- Charge permanente .....  $G = 6.35 \text{ KN/m}^2$
- Charge d'exploitation .....  $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

- **Calcul des réactions des solives en phase finale**

⇒ ELU

⇒ Réaction des solives sur la poutre :

ELU :  $q_u = 17.43 \text{ KN/m}$

ELS :  $q_{ser} = 12.72 \text{ KN/m}$

$$R_u = \frac{q_u L_{solive}}{2} \rightarrow R_u = \frac{17.43 \times 3.225}{2} + \frac{17.43 \times 3.225}{2} \rightarrow R_u = 56.21 \text{ KN}$$

$$R_{ser} = \frac{q_{ser} L_{solive}}{2} \rightarrow R_u = \frac{12.72 \times 3.225}{2} + \frac{12.72 \times 3.225}{2} \rightarrow R_u = 41.022 \text{ KN}$$

- **Combinaison de charge**

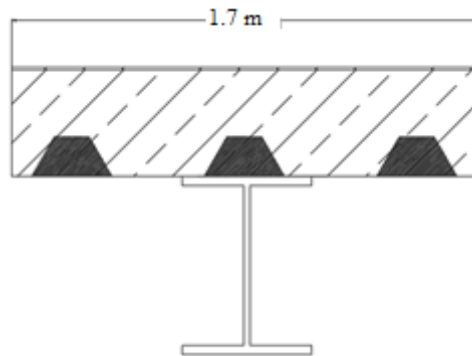
⇒ ELU :  $q_u = 1.35(0.776 + 6.35 \times 0.18) + (1.5 \times 1 \times 0.19) \rightarrow q_u = 2.96 \text{ KN/ml}$

⇒ ELS :  $q_s = 0.776 + (6.35 + 1) \times 0.19 \rightarrow q_s = 2.17 \text{ KN/ml}$

- **Détermination de l'axe neutre**

- **Largeur efficace de la dalle**

$$- b_{eff} = \inf \begin{cases} L_0/4 = 1.7 \text{ m} \\ b = 6.45 \text{ m} \end{cases} \rightarrow b_{eff} = 1.7 \text{ m}$$



**Figure II. 5:** Schéma représentatif de la largeur participante de la dalle en béton

- **Position de l'axe neutre**

- **Résistance de compression de la dalle en béton :**

$$R_b = 0.57 f_{c28} (b_{eff} \cdot h_c)$$

Avec :  $f_{c28} = 25 \text{ MPA}$

$h = 120 \text{ mm}$

$h_p = 55 \text{ mm}$

$h_c = h - h_p \rightarrow h_c = 120 - 55 = 65 \text{ mm}$

$$R_b = 0.57 \times 1700 \times 65 \times 25 \rightarrow R_{béton} = 1574.62 \text{ KN}$$



- **Résistance de traction du profilé d'acier :**

$$- R_a = 0.95 A_a \cdot f_y$$

$$R_a = 0.95 \times 275 \times 9882 \rightarrow R_{acier} = 2581.67 \text{ KN}$$

$R_a > R_b \rightarrow$  L'Axe neutre plastique est dans la poutre d'acier, alors le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

○ **Moment fléchissant**

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

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

$$M_{plrd} = 2581.67 \times 103 \left[ \frac{450}{2} + 65 + 55 - \left( \frac{2581.67}{1574.62} \times \frac{65}{2} \right) \right] \rightarrow$$

$$M_{plrd} = 753.11 \text{ KN.m}$$

Et :

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

$$M_{sd} = \frac{2.96 \times 6.77^2}{8} + \frac{56.21 \times 6.77}{2}$$

$$M_{sd} = 207.22 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 207.22 \text{ kn.m} < M_{plrd} = 753.11 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{ Condition vérifiée.}$$

○ **Effort tranchant**

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

$$V_{sd} = \frac{q_u L}{2} + \frac{3R_u}{2} \rightarrow V_{sd} = \frac{2.96 \times 6.77}{2} + \frac{3 \times 56.21}{2}$$

$$V_{sd} = 94.33 \text{ KN}$$

$$V_{plrdy} = \frac{A_{vy} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{m0}}$$

$$V_{plrdy} = 733.96 \text{ KN}$$

$$V_{sdy} < V_{plrdy} \dots \dots \dots \text{ Condition vérifiée.}$$

$$V_{sdy} = 94.33 < 0.5 V_{plrdy} = 366.98$$

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

○ **Vérification de la rigidité**

$$f_{adm} = \frac{L}{250} \rightarrow f_{adm} = \frac{6770}{250} \rightarrow f_{adm} = 27.08 \text{ mm}$$

$$I_c = \frac{A_a \cdot (h_c + 2h_p + h_0)^2}{4(1 + m \cdot v)} + \frac{b_{eff} \cdot h_c^3}{12 \cdot m} + I_{ya}$$

Avec :  $m=15$

$$V = \frac{A_a}{A_b} = \frac{A_a}{b_{eff} \cdot h_c} \rightarrow V = \frac{9882}{1700 \times 65} \rightarrow V = 0.089$$

$$I_c = 9882 \frac{(65+2 \times 55+450)^2}{4(1+15 \times 0.05)} + \frac{1700 \times 65^3}{12} + 33740 \times 10^4$$

$$I_c = 8888.51 \times 10^5 \text{ mm}^4$$

$$f_{\max 1} = \frac{5}{384} \times \frac{q_{ser} l^4}{EI} \rightarrow f_{\max} = \frac{5}{384} \times \frac{2.17 \times 6770^4}{2.1 \times 10^5 \times 8888.51 \times 10^5} \rightarrow f_{\max} = 0.31 \text{ mm}$$

$$f_{\max 2} = \frac{19}{384} \times \frac{q_{ser} l^3}{EI} \rightarrow f_{\max} = \frac{19}{384} \times \frac{41.022 \times 10^3 \times 6770^3}{2.1 \times 10^5 \times 8888.51 \times 10^5} \rightarrow f_{\max} = 3.37 \text{ mm}$$

$$f_{\max} = 0.31 + 3.37 \rightarrow f_{\max} = 3.68 \text{ mm}$$

$f_{\max} = 3.68 \text{ mm} < f_{adm} = 27.08 \text{ mm} \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

**REMARQUE :** la procédure de calcul de la poutre principale ci-dessus est la même pour les autres poutres, le calcul est récapitulé dans le tableau suivant :

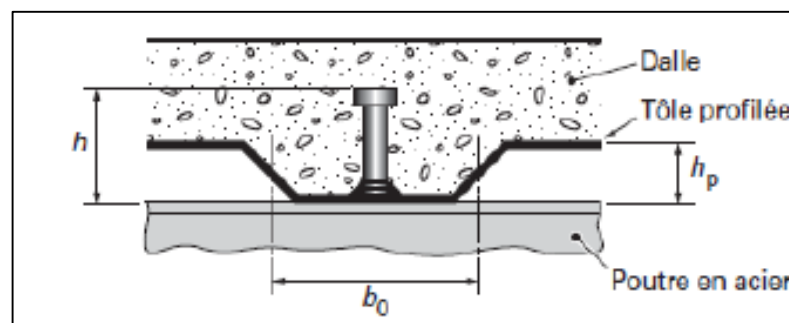
**Tableau II. 9:** Récapitulatif des poutres principales des autres niveaux

Niveau	Profilé	Longueur (m)	$q_s$ KN/m	$q_u$ KN/ml	Msd/Mplrd (%)	Flèche adm (mm)	Flèche max (mm)
Terrasse inaccessible	IPE 450	6.77	2.17	2.96	27.08	3.68	IPE 450
Étage courant	IPE 450	6.77	1.80	2.46	27.08	3.63	IPE 450

**II.6 Calcul des connecteurs**

Dans la conception et la construction de structures mixtes en acier et béton, l'utilisation de connecteurs est Important pour assurer la performance de la poutre en acier et de la dalle en béton.

Pour notre hôtel, nous avons choisi d'employer des connecteurs de type goujon Nelson en raison de leur facilité et rapidité d'exécution, ainsi que de leurs avantages en termes de performance.



**Figure II. 6:** Dimensions de la tôle et du connecteur

- **Résistance du connecteur isolée**

$$P_{rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} K \cdot 0.29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \frac{\sqrt{f_{c28} \cdot E_c}}{\gamma_v} \\ K \cdot 0.8 \cdot f_u \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4 \cdot \gamma_v} \end{array} \right.$$

Avec :

- $\gamma_v$  : coefficient partiel de sécurité pour les connecteurs pris égal à 1.25
- $d$  : diamètre du goujon,  $d = 19 \text{ mm}$
- $f_u$  : résistance ultime en traction de l'acier du goujon égale à 450 MPA
- $E_c$  : valeur du module d'élasticité sécant du béton égale à 30500 MPA
- $f_{c28}$  : résistance caractéristique du béton égale à 25 MPA
- $K$  : facteur de réduction pour tenir compte de la présence des nervures

$$K = \begin{cases} 0.6 \times \frac{b_0}{h_p} \left( \frac{h_c}{h_p} - 1 \right) \leq 1 \dots \dots \dots \text{pour les poutre} \\ \frac{0.7}{\sqrt{N_r}} \times \frac{b_0}{h_p} \left( \frac{h_c}{h_p} - 1 \right) \leq K_{t,max} \dots \text{pour les solive} \end{cases}$$

Avec :

- $N_r$  : le nombre de goujon par nervure, on le prend égal à 1
- $h_c$  : hauteur de la dalle en béton
- $h_p$  : hauteur du bac d'acier
- $b_0$  : largeur de la nervure (d'après la fiche technique du HIBAND55)
- $K_{t,max}$  : limite supérieure pour le facteur K, égale 0.85 d'après le tableau 6.2 si dessous.
- $\alpha$  : facteur correctif.

Tableau II. 10: Limite de K [8]

Nombre de goujons par nervure	Epaisseur $t$ de la plaque (mm)	Goujons d'un diamètre n'excédant pas 20 mm et soudés à travers la plaque nervurée en acier	Plaques nervurées avec trous et goujons d'un diamètre de 19 mm ou 22 mm
$n_r = 1$	$\leq 1,0$	0,85	0,75
	$> 1,0$	1,0	0,75
$n_r = 2$	$\leq 1,0$	0,70	0,60
	$> 1,0$	0,8	0,60

$$\alpha = \begin{cases} 0.2 \times \left( \frac{h}{d} + 1 \right) & \text{pour } 3 \leq \frac{h}{d} \leq 4 \\ 1 & \text{pour } \frac{h}{d} \geq 4 \end{cases}$$

Dans notre cas, on a :  $\frac{h}{d} = \frac{95}{19} = 5 > 4 \rightarrow \alpha = 1$

- **Connecteur de solive : [6]**

$$K = \frac{0.7}{\sqrt{N_r}} \times \frac{b_0}{h_p} \left( \frac{h_c}{h_p} - 1 \right) \rightarrow K = \frac{0.7}{\sqrt{1}} \times \frac{88.5}{55} \left( \frac{95}{55} - 1 \right) \rightarrow K = 0.82 < 0.85$$

Donc :

$$P_{rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.82 \times 0.29 \times 1 \times 19^2 \times \frac{\sqrt{25 \times 30500}}{1.25} = 59.97 \text{ KN} \\ 0.82 \times 0.8 \times 450 \times \frac{\pi \times 19^2}{4 \times 1.25} = 66.95 \text{ KN} \end{array} \right.$$

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

- **Effort tranchant repris par les goujons**

$$R_L = \min(R_b; R_a)$$

Avec :

$R_b$  : Résistance de compression du béton ;  $R_b = 1482 \text{ KN}$

$R_a$  : Résistance de traction du profilé d'acier ;  $R_a = 744.04 \text{ KN}$

D'où :  $R_L = R_a = 744.04 \text{ KN}$

- **Nombre de connecteurs par demi portée**

$$n = \frac{R_L}{P_{rd}} \rightarrow n = \frac{744.04}{59.97} \rightarrow n = 12.40$$

On prend **13 connecteurs** pour le demi porté ; c'est-à-dire **26 connecteurs** sur toute la longueur totale de la solive.

- **Espacement entre les goujons**

Soit  $E$  l'espace entre les goujons calculer comme suit :

$$E = \frac{L}{n - 1}$$

$L$  Est la longueur de la solive ;  $L = 6.45m$

$$E = \frac{6450}{26-1} \rightarrow E = 258mm$$

$$E_{min} \geq 5d \rightarrow E_{min} \geq 5 \times 19 = 95 mm$$

$$E_{max} = 6h_c \rightarrow E_{max} = 6 \times 95 = 570 mm$$

On opte pour un espacement de 150 mm entre les 6 connecteur et espacement de 300 entre les 20 connecteur

## II.7 Pré dimensionnement des poteaux

### II.7.1 Introduction

La méthode de calcul utilisée pour les poteaux consiste à appliquer le principe de descente de charge, qui permet d'évaluer toutes les forces qui traversent la structure porteuse du bâtiment jusqu'au niveau des fondations. Les poteaux sont des éléments verticaux qui sont soumis à des forces de compression et de flexion, ainsi qu'à des contraintes de flambement. Il est donc important de les concevoir et les dimensionner de manière adéquate pour assurer leur résistance et leur durabilité dans la structure.

### II.7.2 Loi de dégression [1]

Soit  $Q_0$  la charge d'exploitation sur le toit ou la terrasse couvrant le bâtiment,  $Q_1, Q_2, Q_3, \dots, Q_n$  les charges d'exploitation respectives des planchers des étages 1, 2, 3, ..., n numérotés à partir du sommet du bâtiment.

On adoptera pour le calcul des points d'appui les charges d'exploitation suivantes :

Sous toit ou terrasse : ..... $Q_0$

Sous dernier étage : ..... $Q_0+Q_1$

Sous étage immédiatement inférieur (étage2) : ....  $Q_0+ 0,95 (Q_1 + Q_2)$

Sous étage immédiatement inférieur (étage3) : .....  $Q_0 +0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$

Pour  $n>5$  : .....  $Q_0 + \left(3 + \frac{n}{2n} [Q_1 + Q_2 + Q_3 + \dots Q_n]\right)$

### II.7.3 Étapes de pré dimensionnement

- Calcul de la surface reprise par chaque poteau ;
- Évaluation de l'effort normal ultime de la compression à chaque niveau ;

- La section du poteau est alors calculée aux états limite (ELU) vis-à-vis de la compression simple.[2]

$$P_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$P_s = G + Q$$

La structure étudiée possède des poteaux en profilé HEA.

Le poteau le plus sollicité reprend une surface de  $40.09 \text{ m}^2$  dans tous les étage

**- Poids des plancher :**

Plancher terrasse :  $G = 40.09 \times 6.35 \rightarrow G = 254.57 \text{ KN}$

Plancher courant :  $G = 40.09 \times 4.66 \rightarrow G = 186.81 \text{ KN}$

**- Poids des éléments horizontaux :**

Poutre principale :  $G = 6.77 \times 0.776 \rightarrow G = 5.25 \text{ KN}$

Poutre secondaire  $G = 6.45 \times 0.663 \rightarrow G = 4.28 \text{ KN} \Rightarrow G_t = 5.25 + 4.27 + 4.045 = 13.565 \text{ KN}$

Solive :  $G = 18.06 \times 0.224 \rightarrow G = 4.05 \text{ KN}$

**- Poids totaux des plancher :**

Plancher terrasse :  $G = 254.57 + 13.565 \rightarrow G = 268.135 \text{ KN}$

Plancher courant :  $G = 186.82 + 13.565 \rightarrow G = 200.375 \text{ KN}$

**Tableau II. 11:** Tableau de descente des charges

Niveau Surcharge (Q)	$G_i$ (KN/m <sup>2</sup> )	$Q_i$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\sum Q_i$ (KN/ m <sup>2</sup> )	Surface (m <sup>2</sup> )	$\sum Q_i$ (KN)	$\sum G_i$ (KN)	Nsd (KN)
N1 (terrasse non accessible) $Q_0$	6.35	1	1	40.09	40.09	268.135	422.117
N2 (9eme étage) $Q_1$	4.66	1.5	2.5		100.225	468.51	782.826
N3 (8eme étage) $Q_2$	4.66	1.5	3.85		154.35	668.88	1134.513
N4 (7eme étage) $Q_3$	4.66	1.5	5.05		202.455	869.26	1477.183
N5 (6eme étage) $Q_4$	4.66	1.5	6.1		244.549	1069.635	1810.83
N6 (5eme étage) $Q_5$	4.66	1.5	7		280.63	1270.01	2135.46
N7 (4eme étage) $Q_6$	4.66	1.5	7.75		310.698	1470.36	2451.033
N8 (3eme étage) $Q_7$	4.66	1.5	8.5		340.765	1670.71	2766.606
N9 (2eme étage) $Q_8$	4.66	2.5	9.93		398.09	1871.085	3123.09
N10 (1er étage) $Q_9$	4.66	2.5	11.33		454.22	2071.46	3477.801
N11 (RDC) $Q_{10}$	4.66	2.5	12.7		509.143	2271.835	3830.70
N12(sous-sol) $Q_{11}$	4.66	2.5	14.04		562.86	2472.21	4181.773

**Calcul les sections et profilés nécessaires :**

- **Poteau du 9<sup>ème</sup> étage : [2]**

$$\begin{cases} G = 268.135 \text{ Kn} \\ Q = 1 \text{ kN} \end{cases} \rightarrow p_u = (1.35G+1.5Q) = 422.117 \text{ kN}$$

$$N_{sd} \leq N_{pl,rd} = \frac{A f_y}{1.1} \rightarrow A \geq \frac{N_{sd} \times 1.1}{f_y} \rightarrow A \geq \frac{422.117 \times 10^3 \times 1.1}{275} \rightarrow A \geq 3131.304 \text{ mm}^2$$

On opte pour un HEA 140 (A= 3142mm<sup>2</sup>)

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

**Tableau II. 12:** Sections et profilés nécessaires

Etage	Nsd (KN)	A calculé (mm <sup>2</sup> )	A choisi (mm <sup>2</sup> )	Profilé
9 <sup>ème</sup>	782.826	3131.304	3142	HEA140
8 <sup>ème</sup>	1134.513	4538.052	4525	HEA180
7 <sup>ème</sup>	1477.183	5908.732	6434	HEA220
6 <sup>ème</sup>	1810.83	7243.32	7684	HEA240
5 <sup>ème</sup>	2135.46	8541.84	9726	HEA280
4 <sup>ème</sup>	2451.033	9804.132	11250	HEA300
3 <sup>ème</sup>	2766.606	11066.24	12440	HEA320
2 <sup>ème</sup>	3123.09	12492.36	13350	HEA340
1 <sup>er</sup>	3477.801	13911.204	14280	HEA360
RDC	3830.70	15322.8	15900	HEA400
SSL	4181.773	16727.092	17800	HEA450

**II.7.4 Vérification du flambement pour le poteau du 9<sup>ème</sup> étage : [2]**

**Tableau II. 13:** Caractéristique géométrique de profilé HEA140

Profilé	Poids	Section	Dimensions			Caractéristiques					
	G (kg/m)	A (mm <sup>2</sup> )	h (mm)	B (mm)	Tf (mm)	I <sub>z</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	Wplz (cm <sup>3</sup> )	Wply (cm <sup>3</sup> )	iy (cm)	iz (cm)
<b>HEA140</b>	24.7	31.42	133	140	8.5	389.3	1033	84.85	173.5	5.73	3.52

La résistance de calcul au flambement d'un élément comprimé doit être prise égale à

$$N_{sd} \leq N_{brd} = \frac{\chi \cdot \beta_A \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{m1}} \text{ Avec :}$$

$\beta_A = 1$  ..... Pour les sections transversales de classe 1, 2 et 3 ;

$\beta_A = \frac{A_{eff}}{A}$  ..... Pour les sections transversales de classe 4.

## - Suivant l'axe y-y

$$L_{fy} = 0.5h = 0.5 \times 3.06 \rightarrow L_{fy} = 1.53 \text{ m} \rightarrow \lambda_y = \frac{L_{fy}}{i_y} \rightarrow \lambda_y = \frac{1530}{57.3} \rightarrow \lambda_y = 26.70$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{26.70}{86.81} \rightarrow \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = 0.30$$

## - Suivant l'axe z-z

$$L_{fz} = 0.7h = 0.7 \times 3.06 \rightarrow L_{fz} = 2.142 \text{ m}$$

$$\lambda_z = \frac{L_{fz}}{i_z} \rightarrow \lambda_z = \frac{2142}{35.2} \rightarrow \lambda_z = 60.85$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{60.85}{86.81} \rightarrow \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = 0.70$$

$$\bar{\lambda} = \max(\bar{\lambda}_y ; \bar{\lambda}_z) \rightarrow \bar{\lambda} = 0.7 > 0.2 \text{ Il y a risque de flambement}$$

$$\begin{cases} h/b = 0.95 \\ tf = 8.5 \end{cases} \rightarrow \text{courbe de flambement C} \rightarrow \alpha = 0.49$$

$$\varphi = 0.5 [1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2] \rightarrow \varphi = 0.5 [1 + 0.49(0.7 - 0.2) + 0.7^2]$$

$$\rightarrow \varphi = 0.86$$

$$X = \frac{1}{\varphi + \sqrt{\varphi^2 - \bar{\lambda}^2}} \rightarrow X = \frac{1}{1.31 + \sqrt{0.86^2 - 0.7^2}} \rightarrow X = 0.50$$

$$N_{b,rd} = \frac{X \times \beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{M1}} \rightarrow N_{b,rd} = \frac{0.50 \times 1 \times 3142 \times 275}{1.1} \rightarrow N_{b,rd} = 395.82 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 782.826 \text{ kN} > N_{b,rd} = 395.82 \text{ kN} \rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

On doit augmenter la section du profilé, on opte pour un HEA 180

## - Suivant l'axe y-y :

$$L_{fy} = 0.5h = 0.5 \times 3.06 \rightarrow L_{fy} = 1.53 \text{ m}$$

$$\lambda_y = \frac{L_{fy}}{i_y} \rightarrow \lambda_y = \frac{1530}{74.5} \rightarrow \lambda_y = 20.53$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{20.53}{86.81} \rightarrow \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = 0.236$$

## - Suivant l'axe z-z :

$$L_{fz} = 0.7h = 0.7 \times 3.06 \rightarrow L_{fz} = 2.142 \text{ m}$$

$$\lambda_z = \frac{L_{fz}}{i_z} \rightarrow \lambda_z = \frac{2142}{45.2} \rightarrow \lambda_z = 47.38$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{47.38}{86.81} \rightarrow \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = 0.54$$

$$\bar{\lambda} = \max(\bar{\lambda}_y ; \bar{\lambda}_z) \rightarrow \bar{\lambda} = 0.54 > 0.2 \text{ Il y a risque de flambement}$$

$$\begin{cases} h/b = 0.95 \\ tf = 8 \end{cases} \rightarrow \text{courbe de flambement C} \rightarrow \alpha = 0.49$$



$$\varphi = 0.5 [1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2] \rightarrow \varphi = 0.5 [1 + 0.49(0.54 - 0.2) + 0.54^2]$$

$$\rightarrow \varphi = 0.73$$

$$X = \frac{1}{\varphi + \sqrt{\varphi^2 - \bar{\lambda}^2}} \rightarrow X = \frac{1}{0.73 + \sqrt{0.73^2 - 0.54^2}} \rightarrow X = 0.60$$

$$N_{b,rd} = \frac{X \times \beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{M1}} \rightarrow N_{b,rd} = \frac{0.60 \times 1 \times 4525 \times 275}{1.1} \rightarrow N_{b,rd} = 681.36 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 782.826 \text{ kN} < N_{b,rd} = 681.36 \text{ kN} \rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

On doit augmenter la section du profilé, on opte pour un HEA220

**- Suivant l'axe y-y :**

$$L_{fy} = 0.5h = 0.5 \times 3.06 \rightarrow L_{fy} = 1.53 \text{ m}$$

$$\lambda_y = \frac{L_{fy}}{i_y} \rightarrow \lambda_y = \frac{1530}{91.7} \rightarrow \lambda_y = 16.68$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{16.68}{86.81} \rightarrow \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = 0.192$$

**- Suivant l'axe z-z :**

$$L_{fz} = 0.7h = 0.7 \times 3.06 \rightarrow L_{fz} = 2.142 \text{ m}$$

$$\lambda_z = \frac{L_{fz}}{i_z} \rightarrow \lambda_z = \frac{2142}{55.1} \rightarrow \lambda_z = 38.87$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{38.87}{86.81} \rightarrow \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = 0.44$$

$$\bar{\lambda} = \max(\bar{\lambda}_y ; \bar{\lambda}_z) \rightarrow \bar{\lambda} = 0.44 > 0.2 \text{ Il y a risque de flambement}$$

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

$$\varphi = 0.5 [1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2] \rightarrow \varphi = 0.5 [1 + 0.49(0.44 - 0.2) + 0.44^2]$$

$$\rightarrow \varphi = 0.66$$

$$X = \frac{1}{\varphi + \sqrt{\varphi^2 - \bar{\lambda}^2}} \rightarrow X = \frac{1}{0.66 + \sqrt{0.66^2 - 0.44^2}} \rightarrow X = 0.67$$

$$N_{b,rd} = \frac{X \times \beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{M1}} \rightarrow N_{b,rd} = \frac{0.67 \times 1 \times 6434 \times 275}{1.1} \rightarrow N_{b,rd} = 1084.05 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 782.826 \text{ kN} < N_{b,rd} = 1084.05 \text{ kN} \rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

**REMARQUE :** la procédure de calcul de la vérification des poteaux au flambement est la même pour les autres niveaux, le calcul est récapitulé dans les tableaux suivants :

**Tableau II. 14:** Récapitulatif de la vérification du flambement

Etage	$N_{sd}$ (Kn)	$N_{b,rd}$ (Kn)	Profilé choisi
9 <sup>ème</sup>	782.826	1084.05	HEA 220
8 <sup>ème</sup>	1134.513	1334,554429	HEA240
7 <sup>ème</sup>	1477.183	1769,971453	HEA280
6 <sup>ème</sup>	1810.83	2083,60497	HEA300
5 <sup>ème</sup>	2135.46	2304,004074	HEA320
4 <sup>ème</sup>	2451.033	2470,080544	HEA340
3 <sup>ème</sup>	2766.606	2639,495181	HEA360
2 <sup>ème</sup>	3123.09	2929,89898	HEA360
1 <sup>er</sup>	3477.801	3274,278708	HEA450
RDC	3830.70	3626,522229	HEA450
SSL	4181.773	3876,380508	HEA500

**REMARQUE :** la procédure de calcul de la vérification des poteaux au flambement est la même pour les poteaux de rives et d'angles est selon RPA il est recommandé d'avoir des sections de poteaux qui se rapproche par étages, donc on a généralisé les profilés du poteau central pour les autres poteaux, et on change de profiler chaque deux niveaux

- RDC+1er  $\Rightarrow$  HEA 450
- 2eme+3eme  $\Rightarrow$  HEA 360
- 4eme+5eme+6eme  $\Rightarrow$  HEA 320
- 7eme+8eme+9eme  $\Rightarrow$  HEA 300

## **Chapitre III :**

### **Étude des éléments secondaires**

### III.1 Introduction

En génie civil, les éléments secondaires sont des composants qui ne sont pas directement impliqués dans la résistance aux charges sismiques ou autres types de charges, mais qui contribuent au fonctionnement global et à la sécurité de la structure. L'étude des éléments secondaires est aussi importante que l'étude des éléments principaux pour garantir le bon fonctionnement et la sécurité de la structure dans son ensemble.

### III.2 Escalier métallique

Un escalier est constitué de marches qui permettent de passer d'un étage à un autre. Chaque marche a une longueur appelée emmarchement (L), une largeur appelée giron (g) et une hauteur appelée contremarche (h).

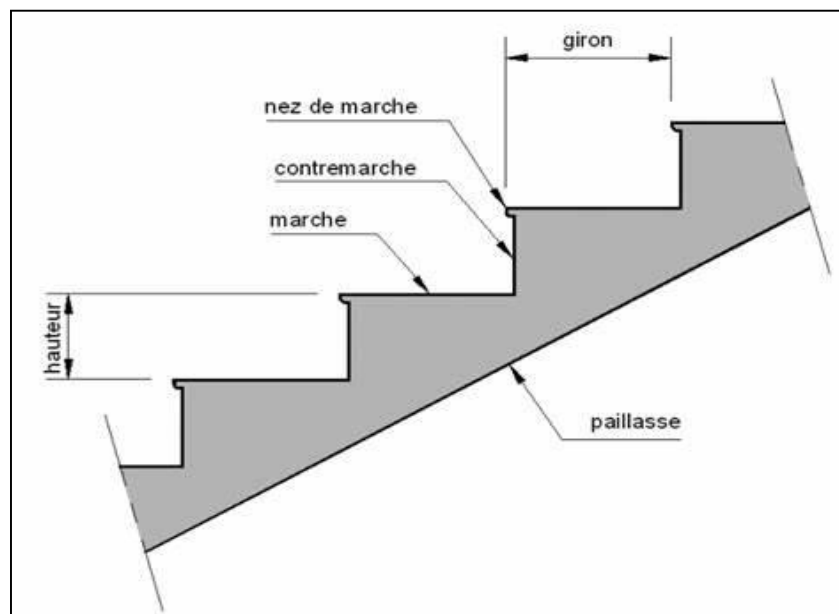


Figure III. 1: Schéma représentatif d'un escalier.

#### III.2.1 Choix des dimensions

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

- h : hauteur de la marche  $16.5 \text{ cm} \leq h \leq 18.5 \text{ cm}$ , on prend une hauteur de marche  $H=17\text{cm}$ .
- g : largeur de la marche (giron),  $27 \text{ cm} \leq g \leq 30\text{cm}$ , on prend  $g = 30 \text{ cm}$

$60 \text{ cm} \leq g + 2h \leq 64 \text{ cm} \rightarrow g + 2h = 30 + 2 \times 17 = 64 \text{ cm} \dots\dots$  **Condition vérifiée.**

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

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

- L'inclinaison de la paillasse :  $\tan\alpha = \frac{1.53}{1.77} = 0.86$  ;  $\alpha = 40.84^\circ$

La figure montre les dispositions et les dimensions des différents éléments constituant l'escalier :

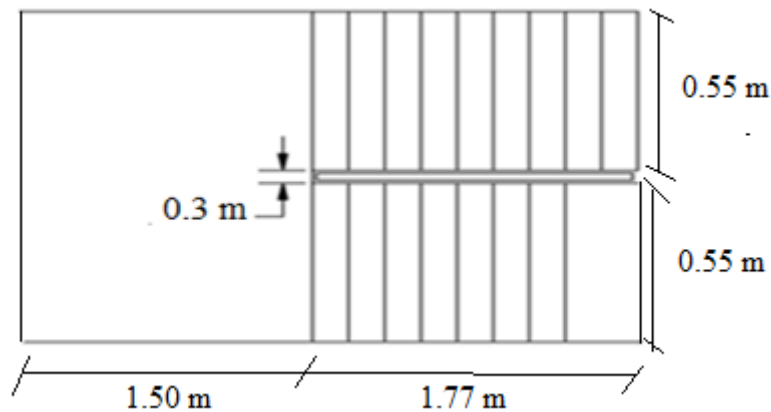


Figure III. 2: Vue en plan de l'escalier tirée du plan d'architecture.

### III.2.2 Dimensionnement des limons

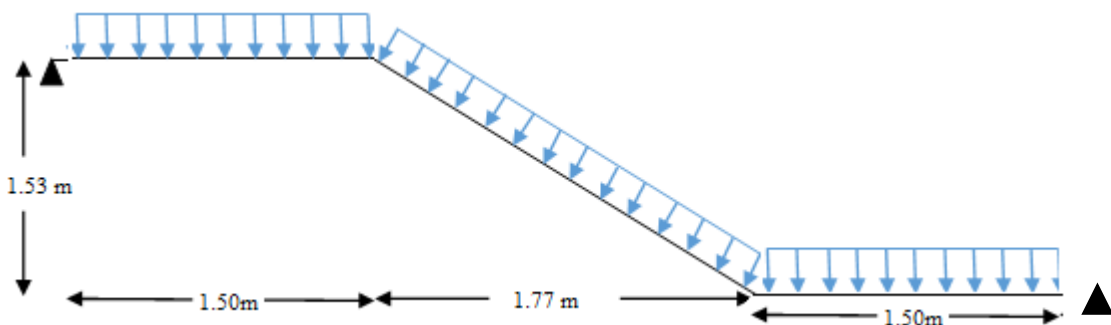


Figure III. 3: Charges appliquées sur le limon.

#### III.2.2.1 Évaluation des charges [1]

- Tôle striée ( $e = 0.5$  cm) :  $0.005 \times 78.5 = 0.40$  KN/m<sup>2</sup>
  - Béton ( $e = 7$  cm) :  $0.07 \times 25 = 1.75$  KN/m<sup>2</sup>
  - Chape :  $0.4$  KN/m<sup>2</sup>
  - Grés cérame :  $0.28$  KN/m<sup>2</sup>
  - Garde-corps :  $1$  KN/ml
- $G = 2.82$  KN/m<sup>2</sup> ;  $Q_{esq} = 2.5$  KN/m<sup>2</sup>

#### III.2.2.2 Dimensionnement à ELS [2]

$$G_1 = 2.82 \times \left(\frac{1.4}{2}\right) + 1 = 2.974 \text{ KN/m}$$

$$G_2 = 2.82 \times \frac{1.4}{2} = 1.974 \text{ KN/m}$$

$$Q = 2.5 \times 1.4/2 = 1.75 \text{ KN/m}$$

$$Q_1 = G_1 + Q \rightarrow Q_1 = 2.974 + 1.75 = 4.724 \text{ KN/m}$$

$$Q_2 = G_2 + Q \rightarrow Q_2 = 1.974 + 1.75 = 3.724 \text{ KN/m}$$

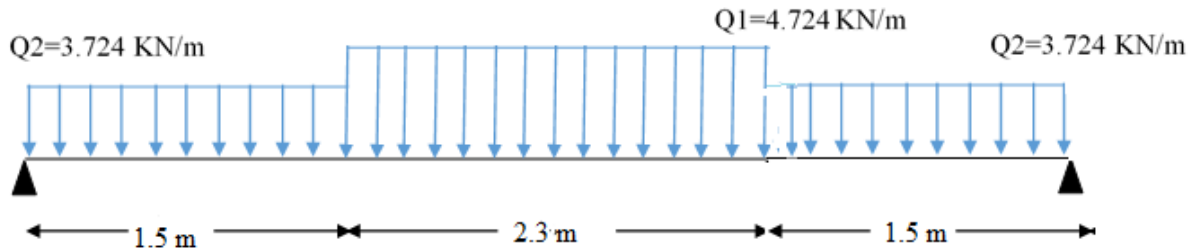


Figure III. 4: Charges revenant au limon.

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

$$Q_{eq} = \max(Q_1; Q_2) = 4.724 \text{ KN/m}$$

- Dimensionnement par condition de flèche

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

$$I \geq \frac{5 \times 250 \times 4.724 \times (5340^3) \times 10^{-4}}{384 \times 2,1 \times 10^5}$$

$$I \geq 1115.05 \text{ cm}^4$$

On prendra un profilé UPN 180.

- Vérification du moment fléchissant a l'ELU : [2]

$$q_u = 1.35(G + G_{upn}) + 1.5Q \rightarrow q_u = 1.35 \times (2.974 + 0.22) + 1.5 \times 1.75$$

$$q_u = 6.93 \text{ KN/m}$$

$$M_{sd} = \frac{6.93 \times 5.34^2}{8} = 24.70 \text{ KN.m}$$

$$M_{plrd} = \frac{(179 \times 10^{-3}) \times 275}{1.1} = 44.75 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 24.70 \text{ KN.m} \leq M_{plrd} = 44.75 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- Vérification de l'effort tranchant : [2]

$$V_{sd} = \frac{6.93 \times 5.34}{2} = 18.50 \text{ KN}$$

$$V_{plrd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\gamma_m \sqrt{3}} \rightarrow V_{plrd} = \frac{15.09 \times 275}{1 \times \sqrt{3}} = 239.58 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 18.50 \text{ KN} \leq V_{plrd} = 239.58 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification de la flèche : [2]**

$$f_{\max} = \frac{5}{384} \times \frac{q_{\text{ser}} l^4}{EI} \rightarrow f_{\max} = \frac{5}{384} \times \frac{4.94 \times 5340^4}{2.1 \times 10^5 \times 1350 \times 10^4} \rightarrow f_{\max} = 18.44 \text{ mm}$$

$$f_{\text{adm}} = \frac{L}{250} \rightarrow f_{\text{adm}} = \frac{5340}{250} \Rightarrow f_{\text{adm}} = 21.36 \text{ mm}$$

$$f_{\max} = 18.44 \text{ mm} < f_{\text{adm}} = 21.36 \text{ mm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

### III.2.3 Dimensionnement de la cornière de marche

- **Condition de flèche a l'ELS :**

$$G_{\text{marche}} = 2.82 \times \left(\frac{0.3}{2}\right) = 0.423 \text{ KN/ml}; \text{ (0.3 m étant la largeur de la marche « giron »)}$$

$$Q_{\text{marche}} = 2.5 \times \left(\frac{0.3}{2}\right) = 0.375 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{\text{ser}} = G_{\text{marche}} + Q_{\text{marche}} \rightarrow Q_{\text{ser}} = 0.423 + 0.375 = 0.8 \text{ KN/ml}$$

- **Dimensionnement par condition de flèche**

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

$$I \geq \frac{5 \times 250 \times 0.8 \times (1400^3) \times 10^{-4}}{384 \times 2,1 \times 10^5}$$

$$I \geq 3.40 \text{ cm}^4$$

Soit une cornière a aile égale L100x100x10

$$I_y = I_z = 176,7 \text{ cm}^4 ; G_{L100} = 15,0 \text{ KG/ml}$$

$$W_{\text{el},y} = W_{\text{pl},y} = 24,62 \text{ cm}^3$$

- **Vérification du moment fléchissant a l'ELU : [2]**

$$q_u = 1.35 (G_{\text{marche}} + G_{L100}) + 1.5 Q_{\text{marche}} = 1.34 \text{ kN/ml}$$

$$M_{\text{sd}} = \frac{1.34 \times 1.4^2}{8} = 0.32 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{plrd}} = \frac{3.05 \times 275}{1.1} = 6.15 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{sd}} = 0.32 \text{ m} < M_{\text{plrd}} = 6.15 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification de l'effort tranchant**

$$V_{\text{sd}} = \frac{1.34 \times 1.4}{2} = 0.938 \text{ KN}$$

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

S est le moment statique  $S = 31.27 \text{ cm}^3$

$$\tau = 16.59 \text{ MPA} \leq \tau' = 158.77 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

**III.3 L'acrotère :**

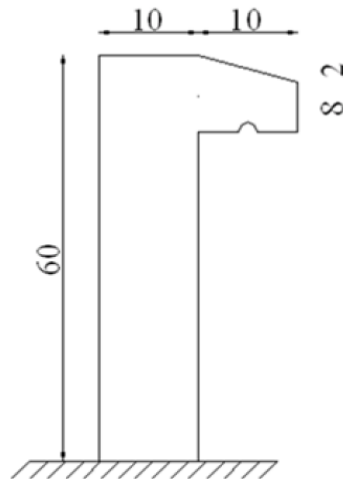
**III.3.1 Introduction :**

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

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

Le calcul se fait pour une bande de 1 m de largeur dont les dimensions sont les suivantes :

- Largeur  $b = 100$  cm
- Hauteur  $H = 60$  cm
- Epaisseur  $e = 10$  cm



**Figure III. 5:** Dimensions de l'acrotère

**III.3.2 Calcul des charges sollicitant l'acrotère :**

**Charge permanente et charge d'exploitation :**

- **Charge permanente :**

**Surface de l'acrotère :**

$$S = 0.1 \times 0.6 + 0.08 \times 0.1 + \frac{(0.02 \times 0.1)}{2} = \mathbf{0.069 \text{ m}^2}$$

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

Revêtement en ciment : ( $e=2$  cm ;  $\rho=14$  KN/m<sup>3</sup>)

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

Revêtement en ciment .....  $15 \times 0.02 \times 1.4 = 0.392$  KN/m

**Totale G=2.12kN/ml**



- **La force horizontale due à l'effet du séisme :**

Les forces horizontales de calcul  $F_p$  agissant sur les éléments

Non structuraux et les équipements ancrés à la structure sont calculées suivant la formule :

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

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

**C<sub>p</sub>:** Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 (tableau 6.1) .

**W:** Poids de l'élément considéré.

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Groupe d'usage 2} \\ \text{Zone sismique III} \end{array} \right. \quad \mathbf{A=0.25 ; C=0.8}$$

$$\mathbf{F_p = 4 \times 0.25 \times 0.8 \times 2.12 = 1.69 \text{ KN/ml}}$$

**Charge d'exploitation :**

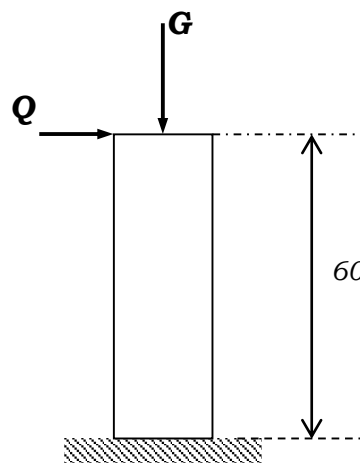
On prend en considération l'effet de la main courante

D'où  $Q = 1,00 \text{ kN/ml}$

$$Q = \text{Max} (1.5Q ; F_p) = \text{Max} (1.5 ; 1.69)$$

$$Q = 1.69 \text{ KN/ml}$$

Donc pour une bande de **1m** de largeur :  $G = 2.12 \text{ KN/ml}$  et  $Q = 1.69 \text{ KN/ml}$



**Figure III. 6:** Schéma statique de l'acrotère

**III.3.3 Détermination des efforts :**

- **Calcul des efforts à l'ELU :**

$$N_U = 1,35 G$$

$$M_U = 1.5 F_p \times h$$

$$T_U = 1.5 F_p$$

- **Calcul des efforts à l'ELS :**

$$N_S = G$$

$$M_S = F_p \times h$$

$$T_U = F_p$$

**Tableau III. 1 :** Les Résumé des efforts normaux, tranchants et moment fléchissant

	ELU	ELS
Efforts normaux (KN)	$N_U = 2.86$	$N_S = 2.12$
Efforts tranchants (KN)	$T_U = 2.54$	$T_S = 1.69$
Moment fléchissant (KN.m)	$M_U = 1.52$	$M_S = 1.01$

### III.3.4 Ferrailage de l'acrotère :

L'acrotère est sollicité en flexion composée le calcul s'effectuera à l'ELU.

Données :  $h = 10 \text{ cm}$  ;  $b = 100 \text{ cm}$ ,  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ ,  $M_U = 1,52 \text{ KN.m}$

$$N_U = 2,86 \text{ kN}, \sigma_b = 14,17 \text{ MPa}, F_e = 400 \text{ MPa}, d = 0.9h = 9 \text{ cm}$$

$$c = c' = 2,5 \text{ cm (enrobage)}$$

✓ **Calcul de l'excentricité :**

$$e_0 = e_1 + e_a + e_2$$

$e_1$ : excentricité de la résultante.

$e_a$ : Excentricité dus aux effets de second ordre.

$e_2$ : excentricité additionnelle.

$\Phi$ : rapport de déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée.

$\Phi = 2$  (en générale).

$$e_1 = \frac{M_U}{N_U} = \frac{1,52}{2,86} = 0,53 \text{ m} = 53 \text{ cm}$$

$$e_a = \max\left(2 \text{ cm}; \frac{l}{250}\right) = \max(2 \text{ cm}; 0,24 \text{ cm}) = 0,02 \text{ m}$$

$$e_2 = l_f^2 \frac{3(2+\alpha\Phi)}{10^4 h}$$

$$l_f = 2l_0 = 2(0,6) = 1,2 \text{ m (console)}$$

$$\alpha = 10 \left(1 - \frac{M_U}{1,5 M_{ser}}\right) = 0$$

$$\left\{ \begin{array}{l} e_2 = 0,0014 \text{ m} \\ e_0 = 0,551 \text{ m} \\ \frac{h}{2} - c' = \frac{10}{2} - 2,5 = 2,5 \text{ cm} \end{array} \right.$$

On a **53cm > 3cm** Donc: **(S.P.C)**

✓ **Calcul du moment fictif :**

$$M_F = N_u (d - (h/2) + e)$$

$$M_f = N_u \left( d - \frac{h}{2} + e \right) = 1,69 \text{ KN.m}$$

$$\text{D'où : } M_F = 1.69 \text{ KN.m}$$

D'après l'organigramme :  $M = M_F = 1.69 \text{ KN.m}$

$$\mu_R = \frac{M_f}{bd^2 \sigma_{bc}} = 0,014$$

$\mu = 0,014 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow A_s' = 0$  (les aciers comprimés ne sont pas nécessaires)

$$\alpha = 1,25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2\mu_u} \right) = 0,017$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,089 \text{ m}$$

$$\mu < 0,186 \Rightarrow \varepsilon_s = 10\% \text{ d'où } \sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow A_{sf} = \frac{M_f}{Z\sigma_s} = 54,56 \text{ mm}^2$$

- $A_{s1} = A'_s = 0$
- $A_{s2} = A_{sf} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 46,34 \text{ mm}^2$

On obtient :  $A_{s1} = 0$  et  $A_{s2} = 46,34 \text{ mm}^2$

✓ **Condition de non fragilité :**

Il faut vérifier  $A_s$  avec la section minimale imposée par la règle millième et par la condition de non fragilité :

Avec :

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} ; F_e = 400 \text{ MPa} ; b = 100 \text{ cm} ; d = 9 \text{ cm} ; h = 10 \text{ cm.}$$

$$A_s^{min} \geq \text{Max} \left\{ \frac{bh}{1000} ; 0,23bd \left( \frac{f_{t28}}{f_e} \right) \right\}$$

$$A_s^{min} \geq \text{Max} \{ 1 \text{ cm}^2 ; 1,09 \text{ cm}^2 \} = 1,09 \text{ cm}^2$$

Donc la section choisie est 6T10,  $A_s = 4,71 \text{ cm}^2$  avec un espacement :

$$S_t = \frac{100-5}{5} = 19 \text{ cm}$$

✓ **Armature de répartition :**

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \rightarrow 1,18 \leq A_r \leq 2,35 \text{ cm}^2$$

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

$$S_t = \frac{60-5}{3} = 18,33 \text{ cm} \cong 18 \text{ cm}$$

**III.3.5 Vérifications :**

- **Vérification a L'ELS :**

La fissuration est considérée comme préjudiciable (selon l'organigramme de la flexion composée à l'ELS) .

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{1,01}{2,12} = 0,476 ; \text{ On prend } e_0=47,6 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - c = 2,5 \text{ cm}$$

On a :  $e_0=47,6 \text{ cm} > \frac{h}{2} - c = 2,5 \text{ cm} \Rightarrow$  section partiellement comprimée (SPC) on doit vérifier le béton et l'acier.

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

$Y_c$  : distance de l'axe neutre au centre de pression.

$C$  : distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée.

$$N_{ser} > 0 \Rightarrow C < 0$$

$$C = \frac{h}{2} - e_0 = \frac{10}{2} - 47,6 = -42,6 \text{ cm}$$

D'après le BAEL91 (modifier 99) on doit résoudre l'équation suivante :

$$Y_c^3 + pY_c^2 + q = 0$$

Avec :

$$P = -3c^2 - \left[ \frac{90A'_s}{b} \times (c - c') \right] + \left[ \frac{90A_s}{b} \times (d - c) \right]$$

$$q = -2c^3 - \left[ \frac{90A'_s}{b} \times (c - c')^2 \right] - \left[ \frac{90A_s}{b} \times (d - c)^2 \right]$$

$$\text{Avec : } A_s = 0$$

$$\Rightarrow p = -5225.54 \text{ cm}^2 ; q = 143330.96 \text{ cm}^3$$

D'où l'équation (1) devient :

$$Y_c^3 - 5225.54 + 143330.96 = 0$$

La solution de l'équation est donnée par le BAEL91 (modifier 99) :

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27} = -595,49 \times 10^6 < 0$$

$$\text{D'où : } \cos \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{-\frac{3}{p}} = -0,985$$

$$\cos \varphi = -0,985 \rightarrow \varphi = 170,06^\circ$$

Après l'itération on trouve :

$$Y_1 = a \cos (\varphi/3) = 45,84 \text{ cm}$$

$$Y_2 = a \cos (\varphi/3 + 240^\circ) = 37,48 \text{ cm}$$

$$Y_3 = a \cos(\varphi/3 + 120^\circ) = -83,33 \text{ cm}$$

$$\text{Avec : } a = 2 \sqrt{-\frac{p}{3}} = 83,47$$

La solution qui convient est :  $Y_c = 45,84 \text{ cm}$

Car :  $0 < Y_{ser} = Y_c + C < d$

$$0 < Y_{ser} = 3,24 \text{ cm} < 9 \text{ cm}$$

$$\text{Donc: } \begin{cases} Y_{ser} = 3,24 \text{ cm} \\ Y_c = 45,84 \text{ cm} \end{cases}$$

Calcul le moment d'inertie de la section homogène réduite :

$$I = \frac{b}{3} y_{ser}^3 + n[A_s(d - y_{ser})^2 + A'_s(y_{ser} - c')^2]$$

$$I = 3477,73 \text{ cm}^4$$

- **Vérification des contraintes :**

- ✓ **Contrainte du béton :**

$$\sigma_{bc} = \left( \frac{N_{ser}}{I} \times y_c \right) y_{ser} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{(2,12 \times 10^3 \times 45,84 \times 10)}{3477,73 \times 10^4} \times 3,24 \times 10 = 0,9 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{vérifiée}.$$

- ✓ **Contrainte de l'acier :**

$$\sigma_s = n \left( \frac{N_{ser}}{I} \times y_c \right) (d - y_{ser}) \leq \bar{\sigma}_s \Rightarrow \text{Acier tendu}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}\right) = 201,63 \text{ MPa} \quad \eta = 1,6 \text{ (Acier HA)}$$

$$\sigma_s = 24,14 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

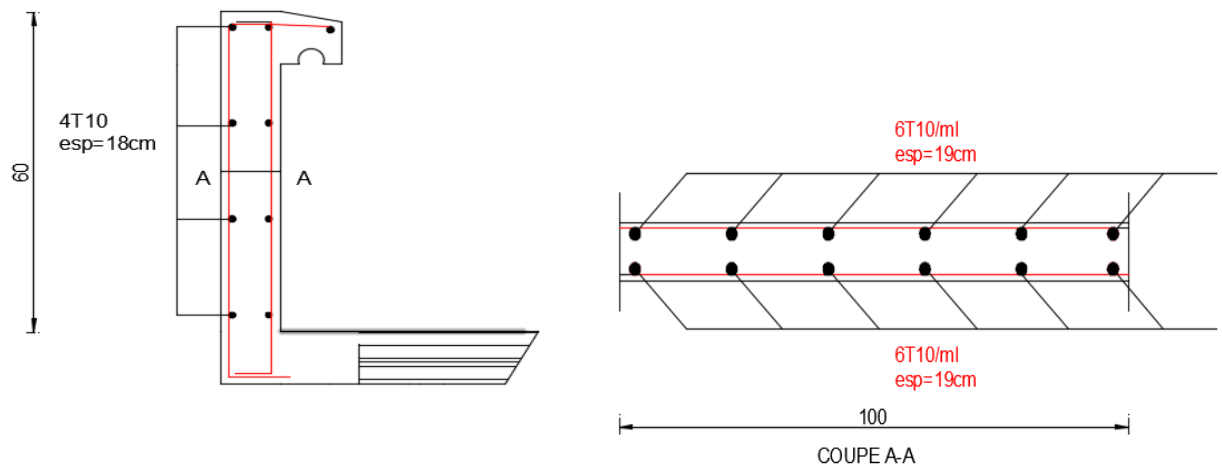
- **Vérification de L'effort tranchant :**

Il faut vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min\left\{0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right\}.$$

$$\rightarrow \tau_u = \frac{2,54 \times 10^3}{1000 \times 90} = 0,028 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Vérifiée}$$



**Figure III. 7:** Schéma de ferrailage de l'acrotère

## **Chapitre IV :**

# **Étude dynamique en zone sismique**

## IV.1 Introduction

L'activité sismique peut se déclencher à tout moment et causer d'importants dégâts humains et matériels. C'est pourquoi il est essentiel de construire des structures de manière adéquate pour résister à ces tremblements de terre, tout en suivant les recommandations des règlements parasismiques tels que le RPA99/version 2003 en Algérie. Le but de cette démarche est de concevoir un modèle de structure qui respecte les conditions de sécurité imposées par le règlement parasismique. Cependant, l'étude dynamique d'une structure est souvent compliquée en raison du grand nombre d'éléments et de fonctions présents dans une structure. Pour simplifier le problème, on utilise fréquemment des modèles de calcul pour analyser la structure et déterminer ses modes propres de vibration ainsi que les sollicitations engendrées par l'action sismique.

## IV.2 Modélisation de la structure

Pour étudier la réponse d'une structure aux forces sismiques, il est important d'établir un modèle numérique représentant la structure. Ce modèle peut ensuite être introduit dans un logiciel de calcul dynamique tel que ETABS, qui permettra de déterminer les modes propres de vibration de la structure et les efforts sismiques.

La méthode la plus couramment utilisée pour la modélisation de structures est la méthode des éléments finis, qui est prise en charge par la plupart des logiciels de calcul. En utilisant cette approche, on peut obtenir une analyse approfondie de la structure et déterminer sa réponse en cas de séisme.

- **Les éléments de portique**

Les poteaux et poutres de la structure ont été modélisés par des éléments barre (frame Éléments) à deux nœuds possédants chacun 6 degrés de liberté (trois translations, trois rotations).

Les poutres entre deux nœuds d'un même niveau (niveau i).

Les poteaux entre deux nœuds de différent niveaux (niveau i et niveau i+1).

- **Conception du contreventement vertical**

Pour une bonne conception parasismique il faudra :

- Disposer les éléments de contreventement d'une manière symétrique dans chaque direction afin de limiter la torsion d'ensemble.



- Maximiser la largeur des éléments verticaux afin de diminuer la déformabilité horizontale.

Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastrés (6 DDL bloqués).

- **Modélisation de la masse**

- La masse est calculée par l'équation  $(G+\beta Q)$  avec  $\beta=0.3$ .
- La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux et les poutres est prise égale à celle d'Acier.
- La masse de l'acrotère a été répartie sur les poutres qui se trouvent sur le périmètre des planchers.

### IV.3 Choix de la méthode de calcul

Définition des critères de choix de la méthode de calcul et description des deux méthodes retenues par le **RPA99/version2003**

- La méthode statique équivalente
- La méthode d'analyse modale spectrale (spectre de réponse)

#### IV.3.1 La méthode statique équivalente

Notre structure a une hauteur totale de 30.78m, en zone III et de groupe d'usage 2. D'après (RPA99/version2003), la méthode statique équivalente n'est applicable que si la hauteur du bâtiment du groupe 2 en zone III, est inférieure à 17m, soit 5 niveaux ou moins.

#### IV.3.2 La méthode modale spectrale

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 au moins égale à 90%

### IV.4 Vérification de la structure

#### IV.4.1 Vérification de la force sismique à la base

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

$$V = \frac{A.D.Q}{R} . W \quad [4]$$

- **A** : coefficient d'accélération de la zone, donnée suivant la zone sismique et le groupe d'usage, notre structure est du groupe 2 en zone III ;

$$A = 0.25$$

- **D** : coefficient d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure ( $T$ ).

Avec :

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

( $T_1, T_2$ ) Période caractéristique associé a la catégorie du site [4]

**Tableau IV. 1:** Valeurs de la périodes caractéristiques

Site	T1 (sec )	T2(sec )
S3	0.15	0.5

- **Estimation de la période fondamentale de la structure**

$$T = \min(T_1; T_{2i})$$

Avec :

$$- T_1 = C_T \times h_N^{\frac{3}{4}}$$

$$- T_{2i} = 0.09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D}}$$

$h_n$  : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N)

$$h_n = 30.78 \text{ m}$$

$C_T$  Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage il est donnée par (tableaux 4.6 [4] ).

Dans notre cas, le contreventement est assuré par des palées triangulées dans les deux sens (cas 4)  $C_T = 0.05$

**D** : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considéré.

$$T_1 = 0.05 \times (30.78)^{\frac{3}{4}} \quad T=0.653 \text{ sec}$$

- **Sens x** :  $D_x = 43.24 \text{ m}$

$$T_{2x} = \frac{0.09 \times 30.78}{\sqrt{43.24}}$$

$$T_x = 0.421 \text{ sec}$$

- **Sens y** :  $D_y = 22.26 \text{ m}$

$$T_{2y} = \frac{0.09 \times 30.78}{\sqrt{22.26}}$$

$$T_y = 0.587 \text{ sec}$$

$$T = \min(T_1 ; T_2) = T_2$$

$$\begin{cases} T_{2x} = 0.421 \text{ sec} \\ T_{2y} = 0.587 \text{ sec} \end{cases}$$

**Tableau IV. 2:** Choix de la période de calcul

SI	La période choisie pour le calcul du facteur D
$T_{analytique} < 1.3T_{empirique}$	$T = T_{analytique}$
$T_{analytique} \geq 1.3T_{empirique}$	$T = 1.3T_{empirique}$

D'où :

- **Sens x-x** :

$$T_{empirique} = 0.421 \text{ sec}$$

$$1.3T_{empirique} = 1.3 \times 0.421 = 0.547 \text{ sec}$$

- **Sens y-y** :

$$T_{empirique} = 0.587 \text{ sec}$$

$$1.3T_{empirique} = 1.3 \times 0.587 = 0.763 \text{ sec}$$

$\eta$  : facteur de correction d'amortissement avec  $\varepsilon$  (%) le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constructif

$$\text{Avec } \varepsilon = 5 \% \text{ (acier Dense)} \quad \eta = \sqrt{\frac{7}{2+\varepsilon}} \quad \eta = 1$$

- **R** : coefficient de comportement global de la structure, en fonction du système de contreventement, dans notre cas on a utilisé un système de Mixte portiques/ palées triangulées en X,  $R=5$  .(tableau4.3 [4])

- **Q** : facteur de qualité est fonction de :

-La redondance et la géométrie des éléments de la structure

-La régularité en plan et en élévation

-La qualité du contrôle de construction

La valeur de Q est déterminée par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum_1^5 P_q$$

$P_q$  : Est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q "est satisfait ou non ". sa valeur est donnée par le tableau 4.4 [4]

**Tableau IV. 3:** Valeurs des pénalités suivant les deux sens [4]

Les conditions	Suivant X	Suivant Y
1. Condition minimale sur les files de contreventements	0.05	0.05
2. Redondance en plan	0.05	0.05
3. Régularité en plan	0.05	0.05
4. Régularité en élévation	0.05	0.05
5. Contrôle des qualité des matériaux	0.05	0.05
6. Contrôle de la qualité d'exécution	0	0

$$Q_x = 0.25 + 1 \longrightarrow Q_x = 1.25$$

$$Q_y = 0.25 + 1 \longrightarrow Q_y = 1.25$$

- **W** : poids total de la structure

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

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

$W_{Gi}$  : Poids du aux charges permanentes et à celle des équipements fixes solidaire a la structure ;

$W_{Qi}$  : charge d'exploitation

$\beta$  : coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, dans notre cas ;  $\beta = 0.3$  [4]

$$V_x = \frac{A.D.Q}{R} . W = \frac{1.25 \times 0.25}{5} . W . D \longrightarrow V_x = 0.0625 . D_x . W$$

$$V_y = \frac{A.D.Q}{R} . W = \frac{1.25 \times 0.25}{5} . W . D_y \longrightarrow V_x = 0.0625 . D_x . W$$

Pour chaque model étudié on va calculer la force statique équivalent en fonction de D et W

#### IV.4.2 L'analyse modale spectrale

L'analyse modale spectrale est une technique qui permet d'évaluer les effets majeurs d'un tremblement de terre sur une structure en utilisant un spectre de réponse pour représenter la sollicitation sismique.

Cette méthodologie peut être appliquée à n'importe quelle structure et fournit des résultats plus précis et généralement satisfaisants lorsqu'une modélisation correcte est réalisée.

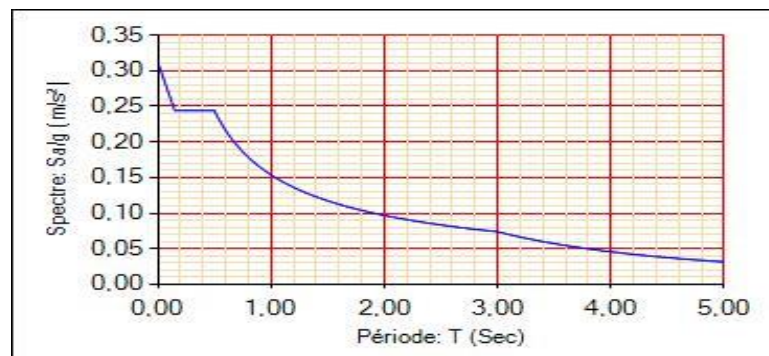
. L'action sismique est décrite par le spectre de calcul suivant :

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

Pour notre étude, le spectre est donné par le logiciel (spectre RPA99), avec les données suivantes :

- Zone sismique III, BLIDA.
- Groupe d'usage 2 (ouvrage courant ou d'importance moyenne)
- Pourcentage d'amortissement  $\varepsilon = 5 \%$ .
- Facteur de qualité  $Q = 1.25$  (dans les deux directions).
- Coefficient de comportement  $R=5$ .

Le spectre est donné par la figure ci-dessous :



**Figure IV. 1:** Spectre de réponse.

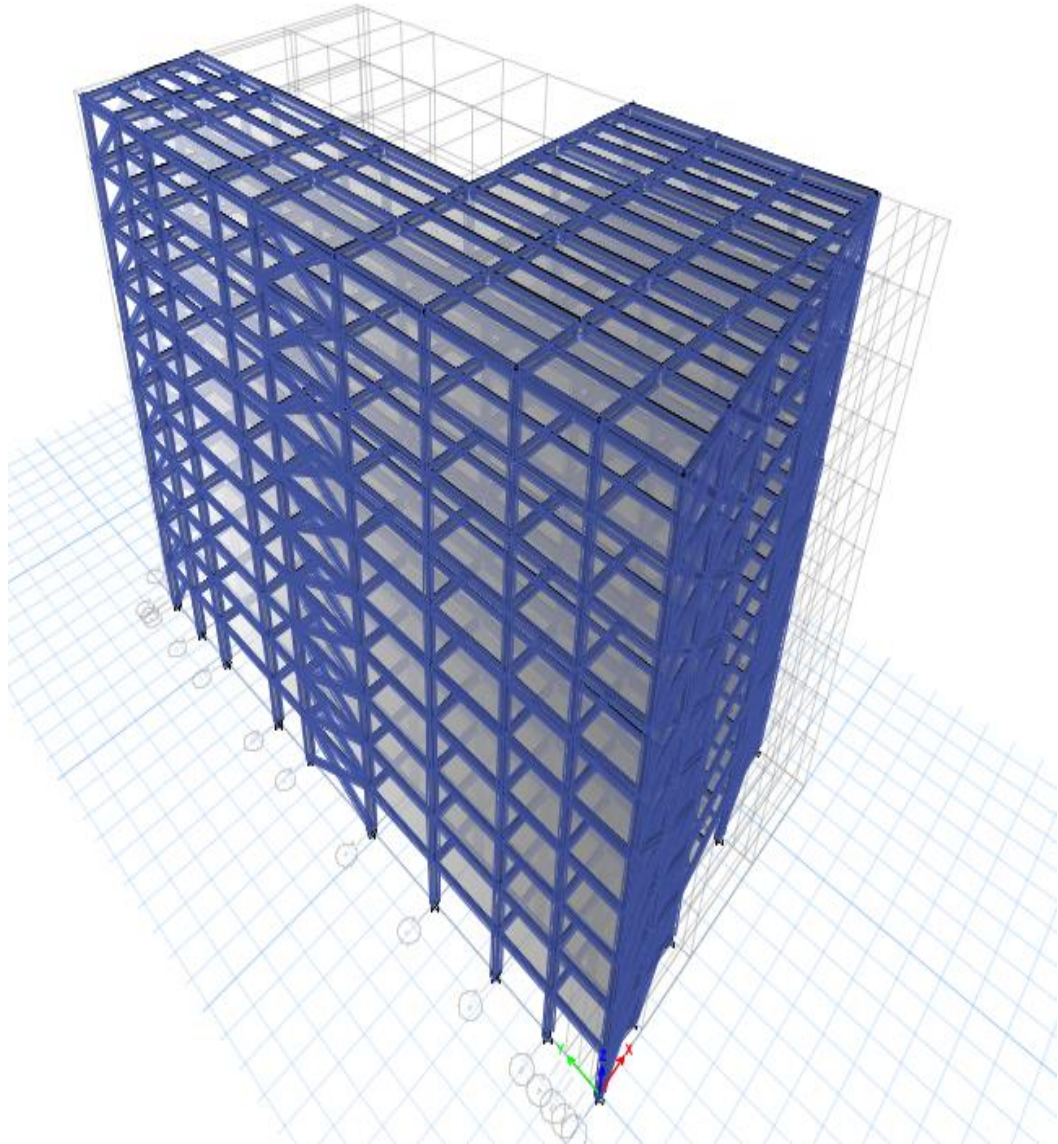
### IV.4.3 Résultat de l'analyse dynamique

#### IV.4.3.1 Modèle initial

Pour ce modèle on a gardé les sections des poteaux et poutre calculées dans le pré dimensionnement et on a proposé une disposition initiale des contreventements pour voir les réponses ou alors V.L.N.A (vibration libre no amortie) initial.

Les poteaux :

- RDC+1er                   ⇒ HEA 450
- 2eme +3eme+4eme       ⇒ HEA 360
- 6eme+7eme +5eme      ⇒ HEA 320
- 8eme+9eme               ⇒ HEA 300
- Les contreventements : 2UPN 200/8



**Figure IV. 2:** Vue en 3d du modèle initial.

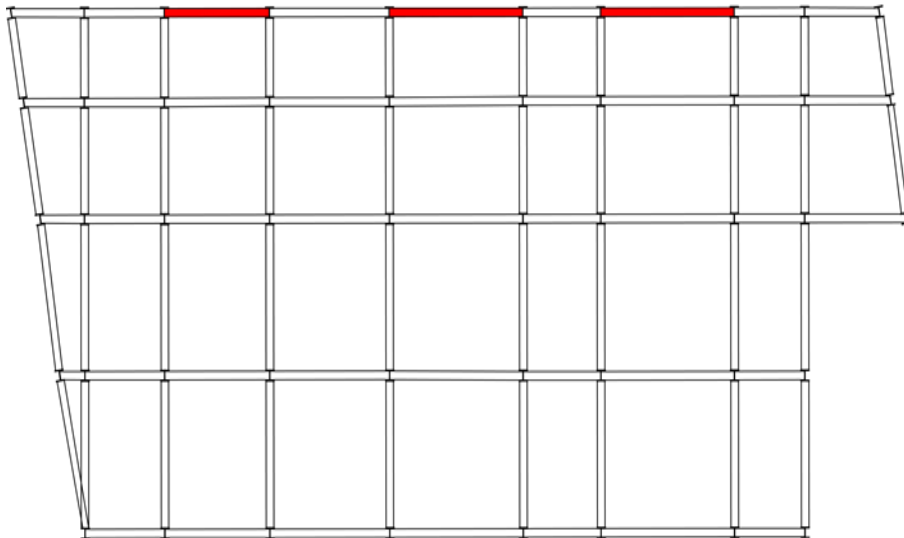


Figure IV. 3: Vue en plan du modèle initial.

- Période et participation du model

Tableau IV. 4: Pourcentage de participation massique pour model initial

Modes	Périodes [Sec]	Facteur de participation massique (%)			
		U <sub>x</sub> (%)	U <sub>y</sub> (%)	∑U <sub>y</sub> (%)	∑U <sub>x</sub> (%)
1	1,376	0,0297	0,3808	0,0297	0,3808
2	1,29	0,6869	0,0206	0,7166	0,4014
3	0,853	0,001	0,3104	0,7176	0,7118
4	0,474	0,0045	0,0849	0,7221	0,7968
5	0,444	0,1395	0,0064	0,8616	0,8031
6	0,284	1,946E-05	0,07	0,8617	0,8731
7	0,269	0,0026	0,0538	0,8642	0,9269
8	0,261	0,0637	0,0011	0,9279	0,928

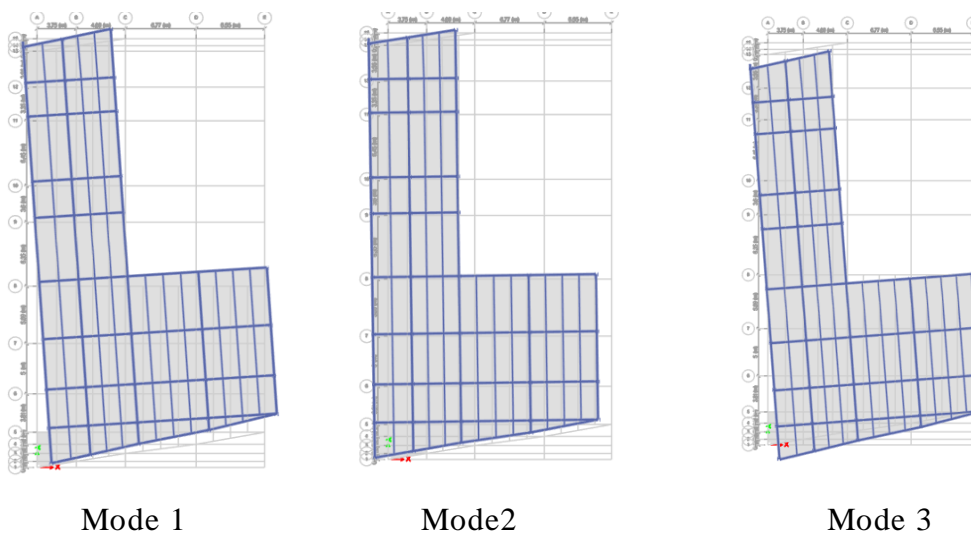


Figure IV. 4: La déformée pour les modes du modèle initial.

- **Constatations :**

L'analyse modale de la structure a conduit à :

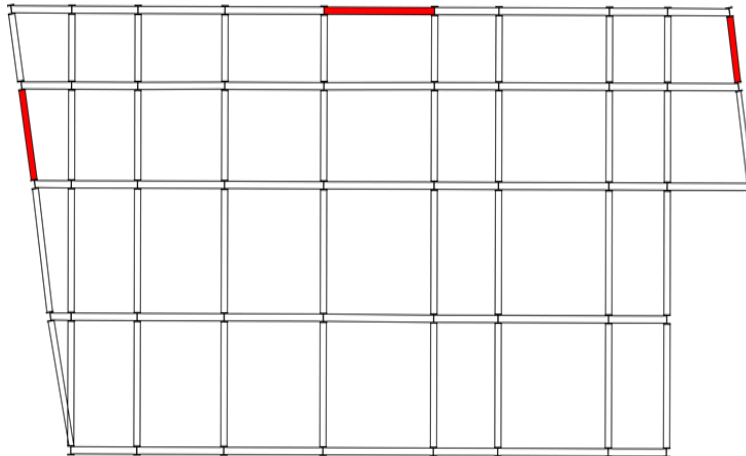
- Une période du 1<sup>er</sup> mode  $T_1 = 1,376$  sec.
- La participation de la masse dépasse le seuil de 90% à partir du 8eme mode
- Premier mode on a un mode couplé
- 2eme mode on a translation selon xx
- 3eme mode on a un mode couplé

#### IV.4.3.2 Modèle intermédiaire

Pour ce modèle on a changé les sections des poteaux et on a ajouté et change les dispositions des contreventements afin d'éviter la rotation dans 2eme mode

Les poteaux :

- RDC+1er+2eme  $\Rightarrow$  HEA500
- 3eme+4eme+5eme  $\Rightarrow$  HEA 450
- 6eme+7eme+8eme+9eme  $\Rightarrow$  HEA 360
- Les contreventements : HEA 300



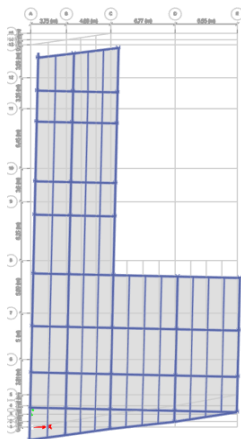
**Figure IV. 5:** Disposition des contreventements pour le modèle intermédiaire



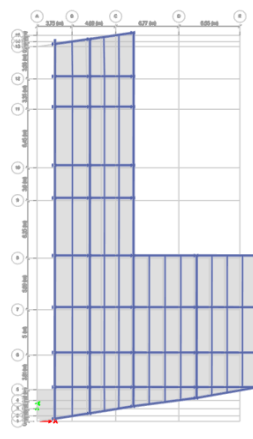
- Période et participation du modèle

**Tableau IV. 5:** Pourcentage de participation massique pour le modèle intermédiaire

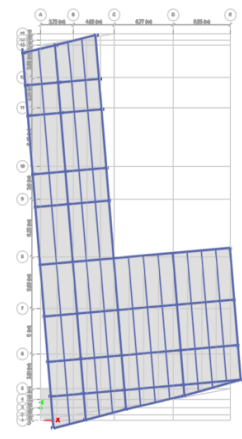
Modes	Périodes [Sec]	Facteur de participation massique (%)			
		$U_x$ (%)	$U_y$ (%)	$\sum U_y$ (%)	$\sum U_x$ (%)
1	1,345	0,0161	0,6712	0,6712	0,0161
2	1,025	0,6666	0,0167	0,688	0,6827
3	0,801	0,0004	0,0225	0,7105	0,6831
4	0,426	0,0047	0,1732	0,8836	0,6879
5	0,312	0,1672	0,0051	0,8887	0,855
6	0,237	0,0022	0,0677	0,9564	0,8573
7	0,227	0,0037	0,0002	0,9566	0,8609
8	0,165	0,0647	0,0058	0,9624	0,9256



Mode 1



Mode2



Mode 3

**Figure IV. 6:** La déformée pour les modes du modèle intermédiaire.

- Constatations :

L'analyse modale de la structure a conduit à :

- Une période  $T_1 = 1.345$  sec.
- La participation de la masse dépasse le seuil de 90% à partir du 8eme mode.
- Premier mode on a translation selon yy
- 2eme mode on a translation selon xx
- On a rotation dans 3eme mode
-

Or, on a :

**Sens x-x :**

- $T_{empirique} = 0.421sec$
- $1.3T_{empirique} = 1.3 \times 0.421 = 0.547 sec$
- $T_{analytique} = 1.025 sec < 1.3T_{empirique} = 0.547$

Alors la période adoptée est  $T = 1,3T_{empirique} = 0,547 Sec.$

$$T = 0.5 < 0.547 Sec < 3,0 \rightarrow D_y = 2,5 \times 1 \times \left(\frac{0,5}{0,547}\right)^{2/3} = 2.35$$

**Sens y-y :**

- $T_{empirique} = 0.587 sec$
- $1.3T_{empirique} = 1.3 \times 0.587 = 0.763 sec$

$$T_{analytique} = 1.345sec > 1.3T_{empirique} = 0.763 sec$$

Alors la période adoptée est  $T = 1,3T_{empirique} = 0,763 Sec.$

$$T = 0.5 < 0.763 Sec < 3,0 \rightarrow D_y = 2,5 \times 1 \times \left(\frac{0,5}{0,763}\right)^{2/3} = 1.89$$

Donc :

**Tableau IV. 6:** Récapitulatif des facteurs impliqués dans la statique équivalente

Sens	A	D	Q	R	W(KN)	Vs(KN)
<b>XX</b>	0,25	2.35	1,25	5	36889,7334	5441.2357
<b>YY</b>	0,25	1.89	1,25	5	36889,7334	4357.5998

• **Vérification de l'effort tranchant à la base [4]**

La résultante des forces sismique à la base  $V_{dyn}$  obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieur à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V_{stat}$ .

Si :  $V_{dyn} < 0.8 V_{stat}$ , il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments, ...) dans le rapport.

Suite à l'application du spectre de calcul dans les deux sens de la structure, les résultats sont comme suit :

$$V_{x,dyn} = 3337,1357 KN$$

$$V_{y,dyn} = 2937,9957 KN$$

$$0,8 V_{x,stat} = 4352.989KN > V_{x,dyn} = 3337,1357KN \rightarrow r_x = 1,30$$

$$0,8 V_{y,stat} = 3486.079KN > V_{y,dyn} = 2937,9957 KN \rightarrow r_y = 1,29$$

- **Vérification du déplacement inter étage [4]**

Le déplacement horizontal à chaque niveau (K) de la structure est calculé comme suit :

$$\delta K = R \cdot \delta_{eK}$$

Avec :

$\delta_{eK}$  : déplacement du aux forces sismique  $F_i$  (y compris l'effet de torsion) ;

$R$  : coefficient de comportement,  $R=5$

Le déplacement relatif au niveau (K) par rapport au niveau (K-1) est égal à :

$$\Delta K = \delta K - \delta_{K-1}$$

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport à l'étage qui lui est adjacent doivent satisfaire la condition suivante :

$$\Delta K < 1\% h_{\text{étage}}$$

Cela veut dire, que le déplacement de doit pas dépasser 0.01 de la hauteur de l'étage considéré.

- **Sens x-x**

**Tableau IV. 7:** Déplacement résultant suivant X

Étage	$\delta^x_{Ek}$ (mm)	$\delta^x_K$ (mm)	$\Delta^x_K$ (mm)	0.01h (mm)	Obs
9 <sup>ème</sup>	5,112	54,875	25,56	30.60	CV
8 <sup>ème</sup>	5,745	49,763	28,725	30.60	CV
7 <sup>ème</sup>	6,254	44,018	31,27	30.60	CNV
6 <sup>ème</sup>	6,673	37,764	33,365	30.60	CNV
5 <sup>ème</sup>	6,564	31,091	32,82	30.60	CNV
4 <sup>ème</sup>	6,549	24,527	32,745	30.60	CNV
3 <sup>ème</sup>	6,222	17,978	31,11	30.60	CNV
2 <sup>ème</sup>	5,122	11,756	25,61	30.60	CV
1 <sup>er</sup>	4,019	6,634	20,095	30.60	CV
RDC	2,615	2,615	13,075	32.40	CV

- Sens y-y

**Tableau IV. 8:** Déplacement résultant suivant X

Etage	$\delta_{ek}^y$ (mm)	$\delta_{K}^y$ (mm)	$\Delta_{K}^y$ (mm)	0.01h (mm)	Obs
9 <sup>ème</sup>	5,976	72,875	29,88	30.60	CV
8 <sup>ème</sup>	6,907	66,899	34,535	30.60	CNV
7 <sup>ème</sup>	7,631	59,992	38,155	30.60	CNV
6 <sup>ème</sup>	8,224	52,361	41,12	30.60	CNV
5 <sup>ème</sup>	8,297	44,137	41,485	30.60	CNV
4 <sup>ème</sup>	8,444	35,84	42,22	30.60	CNV
3 <sup>ème</sup>	8,288	27,396	41,44	30.60	CNV
2 <sup>ème</sup>	7,609	19,108	38,045	30.60	CNV
1 <sup>er</sup>	6,387	11,499	31,935	30.60	CNV
RDC	5,112	5,112	25,56	32.40	CV

- **Remarque :**

Les déplacements inter étage ne sont pas vérifiés dans le sens y-y donc on doit changer les sections des poteaux et des poutres.

#### IV.4.3.3 Modèle final

Pour ce modèle on a proposé une nouvelle section de profilés (utilise les poteaux composés)

Et on a changé la disposition des contreventements

Les poteaux :

- RDC+1er+2eme  $\Rightarrow$  poteaux (HEB550)
- 3eme+4eme+5eme  $\Rightarrow$  poteaux (HEB450)
- 6eme+7eme+8eme+9eme  $\Rightarrow$  poteaux (HEB360)

Les poutres :

- Principal  $\Rightarrow$  IPE 450 ; secondaire  $\Rightarrow$  IPE 400

Les contreventements :

- HEA 300

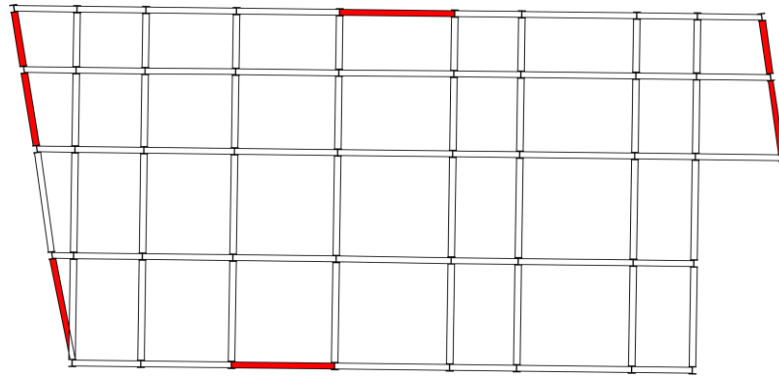


Figure IV. 7: Disposition des contreventements pour le modèle final.

• Période et participation massique du modèle

Tableau IV. 9: Pourcentage de participation massique pour le modèle finale

Modes	Périodes [Sec]	Facteur de participation massique (%)			
		U <sub>x</sub> (%)	U <sub>y</sub> (%)	∑U <sub>y</sub> (%)	∑U <sub>x</sub> (%)
1	1,083	0,0269	0,6642	0,6642	0,0269
2	0,736	0,6343	0,0267	0,691	0,6612
3	0,524	0,0032	7,623E-06	0,691	0,6644
4	0,327	0,0073	0,1916	0,8826	0,6717
5	0,207	0,2008	0,011	0,8936	0,8725
6	0,175	0,0053	0,0637	0,9573	0,8779
7	0,142	0,0008	0,0003	0,9576	0,8787
8	0,117	3,073E-05	0,0217	0,9793	0,8787
9	0,107	0,0696	0,0012	0,9805	0,9483

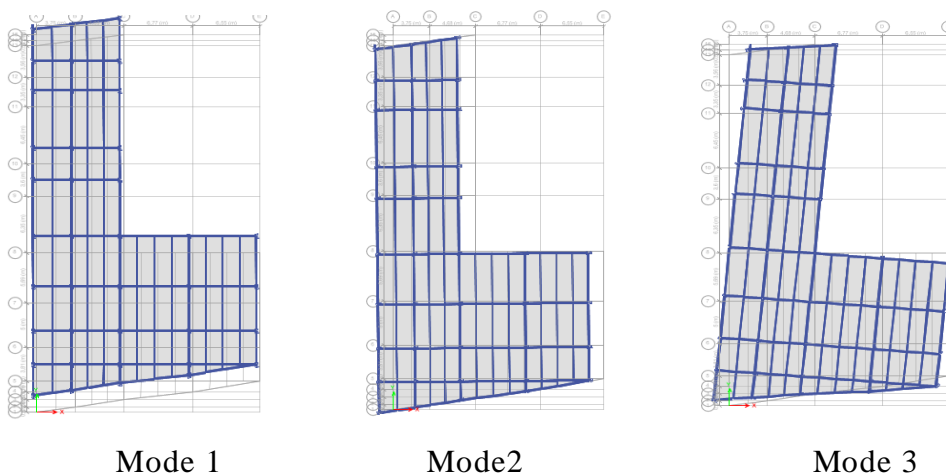


Figure IV. 8: La déformée pour les modes du modèle finale.

- **Constatations :**

L'analyse modale de la structure a conduit à :

- Une période  $T_1 = 1,083$  sec.
- La participation de la masse dépasse le seuil de 90% à partir du 9eme mode
- Premier mode on a translation selon yy
- 2eme mode on a translation selon xx
- On a rotation dans 3eme mode

Or, on a :

- **Sens x-x :**

- $T_{empirique} = 0.421$  sec
- $1.3T_{empirique} = 1.3 \times 0.421 = 0.547$  sec

$$T_{analytique} = 0,736 \text{ sec} > 1.3T_{empirique} = 0.547 \text{ sec}$$

Alors la période adoptée est  $T = 1,3T_{empirique} = 0,547$  Sec.

$$T = 0.5 < 0.547 \text{ Sec} < 3,0 \rightarrow D_x = 2,5 \times 1 \times \left(\frac{0,5}{0.547}\right)^{2/3} = 2.35$$

- **Sens y-y :**

- $T_{empirique} = 0.587$  sec
- $1.3T_{empirique} = 1.3 \times 0.587 = 0.763$  sec

$$T_{analytique} = 1.083 \text{ sec} > 1.3T_{empirique} = 0.763 \text{ sec}$$

Alors la période adoptée est  $T = 1,3T_{empirique} = 0,763$  Sec.

$$T = 0.5 < 0.763 \text{ Sec} < 3,0 \rightarrow D_y = 2,5 \times 1 \times \left(\frac{0,5}{0.763}\right)^{2/3} = 1.89$$

Donc :

**Tableau IV. 10:** Récapitulatif des facteurs impliqués dans la statique équivalente

Sens	A	D	Q	R	W(KN)	Vs(KN)
XX	0,25	2,35	1,25	5	37735,6341	5542.421
YY	0,25	1,89	1,25	5	37735,6341	4457.522

- Vérification de l'effort tranchant à la base

D'après ETABS on obtient les valeurs suivantes :

$$V_{x,dyn} = 4081,7933 \text{ KN}$$

$$V_{y,dyn} = 3457,1764 \text{ KN}$$

$$0,8 V_{x,stq} = 4433.9368 \text{ KN} < V_{x,dyn} = 4081,7933 \text{ KN} \rightarrow r_x = 1,08$$

$$0,8 V_{y,stq} = 3566.018 \text{ KN} < V_{y,dyn} = 3457,1764 \text{ KN} \rightarrow r_y = 1,03$$

### Vérification du déplacement inter étage

**Tableau IV. 11:** Déplacement résultant suivant X

Etage	$\delta^x_{eK}$ (mm)	$\delta^x_K$ (mm)	$\Delta^x_K$ (mm)	$\Delta^x_K * r_x$ (mm)	0.01h (mm)	Obs
9 <sup>ème</sup>	3,77	33,851	18,85	20,26	30.60	CV
8 <sup>ème</sup>	4,015	30,081	20,075	21,57	30.60	CV
7 <sup>ème</sup>	4,13	26,066	20,65	22,19	30.60	CV
6 <sup>ème</sup>	4,163	21,936	20,815	22,36	30.60	CV
5 <sup>ème</sup>	3,984	17,773	19,92	21,405	30.60	CV
4 <sup>ème</sup>	3,796	13,789	18,98	20,395	30.60	CV
3 <sup>ème</sup>	3,454	9,993	17,27	18,555	30.60	CV
2 <sup>ème</sup>	2,905	6,539	14,525	15,605	30.60	CV
1 <sup>er</sup>	2,199	3,634	10,995	11,86	30.60	CV
RDC	1,435	1,435	7,175	7,67	32.40	CV

**Tableau IV. 12:** Déplacement résultant suivant Y

Etage	$\delta^y_{ek}$ (mm)	$\delta^y_K$ (mm)	$\Delta^y_K$ (mm)	$\Delta^y_K * r_y$	0.01h (mm)	Obs
9 <sup>ème</sup>	4,385	47,639	21,925	22,66	30.60	CV
8 <sup>ème</sup>	4,88	43,254	24,4	25,205	30.60	CV
7 <sup>ème</sup>	5,219	38,374	26,095	26,955	30.60	CV
6 <sup>ème</sup>	5,452	33,155	27,26	28,16	30.60	CV
5 <sup>ème</sup>	5,451	27,703	27,255	28,15	30.60	CV
4 <sup>ème</sup>	5,393	22,252	26,965	27,85	30.60	CV
3 <sup>ème</sup>	5,145	16,859	25,725	26,565	30.60	CV
2 <sup>ème</sup>	4,648	11,714	23,24	23,995	30.60	CV
1 <sup>er</sup>	3,963	7,066	19,815	20,46	30.60	CV
RDC	3,103	3,103	15,515	16,02	32.40	CV

- Effet du deuxième ordre [4]

L'effet  $P\Delta$  est lié à :

- La charge axiale (P)
- La rigidité ou la souplesse de la structure dans son ensemble
- La souplesse des différents éléments de la structure

Les effets de second ordre (ou effet  $P - \Delta$ ) peuvent être négligés si la condition suivante est satisfaite :

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0.1$$

$P_k$  : poids total de la structure et des charges d'exploitations associés au-dessus du niveau <<K>>

$\Delta_k$  : déplacement relatif du niveau <<K>> par rapport au niveau K-1

$V_k$  : effort tranchant d'étage au niveau K, calculé par le logiciel ETABS ;

$h_k$  : hauteur de l'étage K.

Si  $0.1 \leq \theta \leq 0.2$ ; l'effet  $P\Delta$  peut-être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1<sup>er</sup> ordre par le facteur :  $\frac{1}{1-\theta_k}$

Si  $\theta > 0.2$ ; la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

**Tableau IV. 13:** Vérification de l'effet P-Δ.

Etage	P <sub>k</sub> [KN]	Δ <sub>k</sub>		V <sub>k</sub>		h <sub>k</sub> [mm]	Θ (%)		Obs < 10%
		Sens x [mm]	Sens y [mm]	Sens x [KN]	Sens y [KN]		Sens x	Sens y	
9 <sup>ème</sup>	4183,2429	20,26	22,66	1117,3779	912,9286	3060	2,47	3,39	<b>OK</b>
8 <sup>ème</sup>	7458,5204	21,57	25,205	1812,3062	1453,2295	3060	2,90	4,22	<b>OK</b>
7 <sup>ème</sup>	10733,7979	22,19	26,955	2336,2798	1853,7271	3060	3,33	5,10	<b>OK</b>
6 <sup>ème</sup>	14009,0754	22,36	28,16	2759,6515	2168,1758	3060	3,70	5,94	<b>OK</b>
5 <sup>ème</sup>	17316,2989	21,405	28,15	3127,9517	2437,3319	3060	3,87	6,53	<b>OK</b>
4 <sup>ème</sup>	20623,5225	20,395	27,85	3449,5066	2682,5506	3060	3,98	6,99	<b>OK</b>
3 <sup>ème</sup>	23930,746	18,555	26,565	3718,5005	2909,1627	3060	3,90	7,14	<b>OK</b>
2 <sup>ème</sup>	27487,5589	15,605	23,995	3956,0508	3127,2173	3060	3,54	6,89	<b>OK</b>
1 <sup>er</sup>	32602,7406	11,86	20,46	4237,3924	3395,4415	3060	2,98	6,42	<b>OK</b>
RDC	37735,6341	7,67	16,02	4396,1298	3575,9508	3240	2,03	5,21	<b>OK</b>



Puisque tous les coefficients sont inférieurs à 10% alors l'effet  $p\Delta$  peut-être négliger suivant les deux directions.

• **Justification du coefficient de comportement : [4]**

Selon le choix du coefficient de comportement qui a été adopté pour la structure, (R=5) alors Structure mixte Portique – Contreventement), le RPA99 version 2003, préconise de justifier que :

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

L'effort normal total à la base de la structure :  $P_{total} = 45464,7606 \text{ KN}$

L'effort normal total reprise par les palées de contreventement :  $P_{CV} = 8817,726 \text{ KN}$

Rapport :  $P_{CV}/P_{total} = 19.39\% < 20\%$  la condition vérifiée.

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

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

**Tableau IV. 14:** Vérification des portiques sous l'effort tranchant pour chaque étage

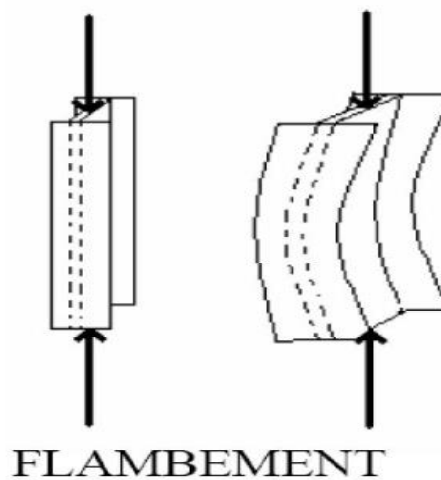
Etage	Effort tranchant Total		Effort tranchant Portiques		Ratio		Obs > 25 X-X	Obs > 25 Y-Y
	$V_X$ [KN]	$V_Y$ [KN]	$V_X$ [KN]	$V_Y$ [KN]	X(%)	Y(%)		
9 <sup>ème</sup>	1117,3779	912,9286	980,2042	896,8411	87,72	98,2	OK	OK
8 <sup>ème</sup>	1812,3062	1453,2295	911,2396	904,921	50,28	62,26	OK	OK
7 <sup>ème</sup>	2336,2798	1853,7271	993,1212	980,9263	42,50	52,91	OK	OK
6 <sup>ème</sup>	2759,6515	2168,1758	974,3495	1012,3123	35,30	46,68	OK	OK
5 <sup>ème</sup>	3127,9517	2437,3319	1244,102	1119,2624	39,77	45,92	OK	OK
4 <sup>ème</sup>	3449,5066	2682,5506	1165,9148	1095,1867	33,79	40,82	OK	OK
3 <sup>ème</sup>	3718,5005	2909,1627	1080,1426	1034,3545	29,04	35,55	OK	OK
2 <sup>ème</sup>	3956,0508	3127,2173	1211,3228	1025,8249	30,61	32,80	OK	OK
1 <sup>er</sup>	4237,3924	3395,4415	1248,5122	1072,4579	29,46	31,58	OK	OK
RDC	4396,1298	3575,9508	1769,659	948,7059	40,25	26,53	OK	OK

**Chapitre V :**  
**Vérification des éléments**

### V.1 Introduction :

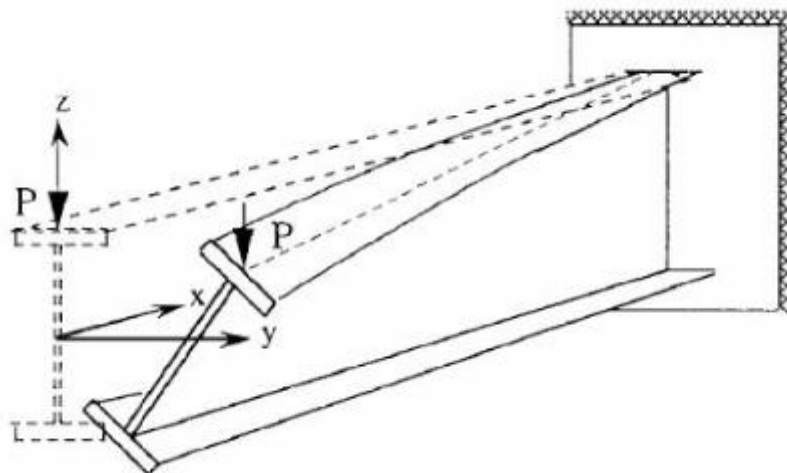
Le calcul d'une structure métallique implique de s'assurer de la stabilité statique dans toutes les combinaisons d'actions possibles, conformément aux règlements en vigueur. Les efforts exercés sur les éléments de la structure entraînent des contraintes et des déformations, qui doivent rester en dessous des limites admissibles pour assurer le niveau de sécurité requis. Les importantes déformations peuvent impacter les zones en compression des pièces, qui peuvent présenter trois types de comportements caractéristiques appelés phénomènes d'instabilité :

**Le flambement** : qui affecte les barres simplement comprimées (flambement simple) ou comprimées et fléchies (flambement composé) qui est très dangereux.



**Figure V. 1:** flambement d'un poteau.

**Le déversement** : qui affecte les semelles comprimées des pièces fléchies.



**Figure V. 2:** déversement d'une poutre

**Le voilement** : qui affecte les âmes des pièces fléchies.

Dans ce chapitre, nous allons procéder aux vérifications de ses phénomènes d'instabilité conformément aux réglementations en vigueur, à savoir [2] et [5].

## V.2 Vérification des poteaux

Les poteaux sont soumis à la flexion composée, ou chaque poteau est soumis à un effort normal  $N_{sd}$ , et deux moments fléchissant  $M_{y,sd}$  et  $M_{z,sd}$ . La vérification se fait pour toutes les combinaisons inscrites aux règlements sous les sollicitations les plus défavorables suivant les deux directions.

### V.2.1 Vérification vis-à-vis du flambement

Les différentes sollicitations doivent être combinées dans les cas les plus défavorables, qui sont :

- **Cas 1** :  $N_{sd}^{max}$  ;  $M_{y,sd}$  et  $M_{z,sd}$  correspondant.
- **Cas 2** :  $M_{y,sd}^{max}$  ;  $N_{sd}$  et  $M_{z,sd}$  correspondant.
- **Cas 3** :  $M_{z,sd}^{max}$  ;  $N_{sd}$  et  $M_{y,sd}$  correspondant.
- **Les étapes de vérification au flambement [5]**

Les éléments sollicités simultanément en flexion et en compression axiale, pour une section transversale de classes 1 ou 2, doivent satisfaire à la condition suivante :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot N_{pl,rd}} + \frac{K_y \cdot M_{y,sd}}{M_{ply,rd}} + \frac{K_z \cdot M_{z,sd}}{M_{plz,rd}} \leq 1$$

Avec :

- $K_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y}$  ;  $K_y \leq 1,5$
- $\mu_y = \bar{\lambda}_y \times (2\beta_{M,y} - 4) + \left( \frac{W_{ply} - W_{el,y}}{W_{el,y}} \right)$  ;  $\mu_y \leq 0,90$
- $K_z = 1 - \frac{\mu_z \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y}$  ;  $K_z \leq 1,5$
- $\mu_z = \bar{\lambda}_z \times (2\beta_{M,z} - 4) + \left( \frac{W_{plz} - W_{el,z}}{W_{el,z}} \right)$  ;  $\mu_z \leq 0,90$
- $\chi_{min} = \min(\chi_y; \chi_z)$
- $N_{pl,rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M1}}$
- $M_{ply,rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M1}}$
- $M_{plz,rd} = \frac{W_{plz} \times f_y}{\gamma_{M1}}$

Les vérifications doivent être faites sous les combinaisons suivantes :

$$G + Q \pm E ;$$

$$0,8G \pm E ; \quad 1.35G + 1.5Q$$

- **Cas 1 :  $N_{sd}^{max}$  ;  $M_{sd,y}$  et  $M_{sd,z}$  correspondant**
- **Exemple de calcul**

Nos calculs vont être mené sur le Poteau central du RDC d'un profilé composé (HEB550) et d'une hauteur de 3.24 m.

$$N^{max} = -3582.28 \text{ Kn} ; \quad M_{sd,y}^{cor} = -88.24 \text{ Kn.m} \quad ; \quad M_{sd,z}^{cor} = -35.19 \text{ Kn.}$$

**Tableau V. 1:** Caractéristiques de profilé HEB550

Profil	A (cm <sup>2</sup> )	I <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>z</sub> (cm <sup>4</sup> )	W <sub>pl,y</sub> (cm <sup>3</sup> )	W <sub>el,y</sub> (cm <sup>3</sup> )	W <sub>pl,z</sub> (cm <sup>3</sup> )	W <sub>el,z</sub> (cm <sup>3</sup> )	i <sub>y</sub> (cm)	i <sub>z</sub> (cm)
<b>HEB550</b>	254.4	136700	13080	5591	4971	1341	871.8	23.20	7.17

- **Suivant l'axe y-y :**

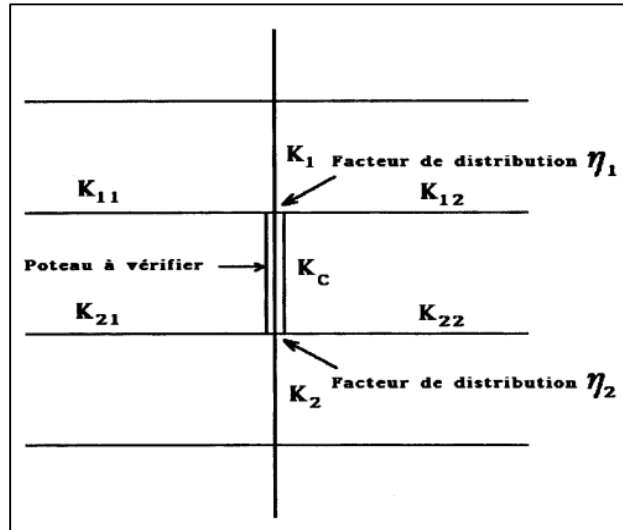
$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{93.91\varepsilon} \rightarrow \frac{L_{fy}/i_y}{93.9\varepsilon} \quad ; \quad \left( f_y = 275 \text{ MPA}, \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 0.92 \right)$$

Pour un mode d'instabilité a nœuds fixe on a :

$$- \quad \frac{L_f}{L_0} = \left[ \frac{1 + 0.145(\eta_1 + \eta_2) - 0.265\eta_1\eta_2}{2 - 0.364(\eta_1 + \eta_2) - 0.247\eta_1\eta_2} \right]$$

Avec :

- $\eta_1 = \frac{K_C + K_1}{K_C + K_1 + K_{p11} + K_{p12}}$
- $\eta_2 = \frac{K_C + K_2}{K_C + K_2 + K_{p21} + K_{p22}} \rightarrow \eta_2 = 0$  Car le poteau est encasté à la base.
- $K_1$  Et  $K_2$  la rigidité des poteaux adjacents
- $K_{pij}$  La rigidité des poutres associées au nœud considéré



**Figure V. 3:** Facteurs de distribution pour poteaux continus.

Donc :

$$K_C = K_1 = \frac{I_y(\text{HEB550})}{h} = \frac{136700}{324} = 421.91 \text{ cm}^3$$

$$K_{P12} = K_{P11} = \frac{I_y(\text{IPE450})}{L} = \frac{33740}{677} = 49.83 \text{ cm}^3$$

$$\eta_1 = \frac{(2 \times 421.91)}{(2 \times 421.91) + (2 \times 49.83)} = 0.894$$

$$L_{f,y} = \left[ \frac{1 + (0,145 \times 0,894)}{2 - (0,364 \times 0,894)} \right] \times 3.24 \quad \rightarrow \quad L_{f,y} = 2.185 \text{ m}$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{218.5/23.20}{93.91 \times 0.92} \rightarrow \bar{\lambda}_y = 0.109 < 0.2 \text{ il n'y a pas de risque de flambement}$$

$$\chi_y = 1$$

$$\phi_y = 0.5(1 + \alpha_y(\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}_y^2) \rightarrow \phi_y = 0.519$$

- **Suivant l'axe z-z :**

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{93.91\varepsilon} \rightarrow \frac{L_{f,z}/i_z}{93,9 \times \varepsilon} ; \left( f_y = 275 \text{ MPA}, \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 0.92 \right)$$

$$K_C = \frac{I_z}{h} = \frac{13080}{324} = 40.37 \text{ cm}^3$$

$$K_{P12} = K_{P11} = \frac{I_z(\text{IPE400})}{L} = \frac{2668}{645} = 4.13 \text{ cm}^3$$

$$\eta_1 = \frac{(2 \times 40.37)}{(2 \times 40.37) + (2 \times 4.13)} = 0.90$$

$$L_{f,z} = \left[ \frac{1 + (0,145 \times 0,90)}{2 - (0,364 \times 0,90)} \right] \times 3,24 \quad \rightarrow \quad L_{fz} = 2,19 \text{ m}$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{219/7,17}{93,91 \times 0,92} \rightarrow \bar{\lambda}_z = 0,353 > 0,2 \text{ il n'y a pas un risque de flambement.}$$

D'après le logiciel ETABS, la combinaison la plus défavorable est :  $G + Q + E$

- **Suivant l'axe y-y :**

$$\beta_{M,y} = 1,8 - 0,7\Psi$$

$$\Psi = \frac{M_{ymin}}{M_{ymax}} \begin{cases} M_{ymax} = 132,16 \text{ kn.m} \\ M_{ymin} = 125,59 \text{ kn.m} \end{cases} \text{ (Obtenu du logiciel Etabs)}$$

$$\Psi = \frac{-125,59}{132,16} = 0,95 \rightarrow \beta_{M,y} = 2,47$$

$$\mu_y = 0,109 \times (2 \times 2,47 - 4) + \left( \frac{5591 - 4971}{4971} \right) = 0,23 < 0,9$$

$$X_y = 1$$

$$K_y = 1 - \frac{0,23 \times 3582,28 \times 10^3}{1 \times 254,1 \times 10^2 \times 275} = 0,89 < 1,5$$

- **Suivant l'axe z-z:**

$$\beta_{M,y} = 1,8 - 0,7\Psi$$

$$\Psi = \frac{M_{ymin}}{M_{ymax}} \begin{cases} M_{ymax} = 43,039 \text{ kn.m} \\ M_{ymin} = 43,95 \text{ kn.m} \end{cases} \text{ (Obtenu du logiciel Etabs)}$$

$$\Psi = \frac{-43,95}{43,039} = -1,02 \rightarrow \beta_{M,z} = 2,51$$

$$\varphi_z = 0,5 [1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] \quad \rightarrow \quad \varphi_z = 0,5 [1 + 0,34(0,353 - 0,2) + 0,353^2]$$

$$\rightarrow \varphi = 0,59$$

$$X_z = \frac{1}{\varphi + \sqrt{\varphi^2 - \bar{\lambda}^2}} \quad \rightarrow \quad X_z = 0,94 \rightarrow \mu_z = 0,89 < 0,9 \rightarrow K_z = 0,51 < 1,5$$

$$\text{On aura : } \frac{N_{sd}}{\chi_{min,A} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_y \cdot M_{y,sd}}{W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_z \cdot M_{z,sd}}{W_{pl,z} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} = 0,71 < 1 \dots \dots \text{ Condition vérifiée.}$$

## Vérification des autres poteaux :

- Cas :  $N^{\max}$ ,  $M_{sd,y}^{\text{cor}}$ ,  $M_{sd,z}^{\text{cor}}$

**Tableau V. 2:** Efforts internes des poteaux sous  $N^{\max}$  pour chaque niveau.

Niveau	Combinaison	$N^{\max}$	$M_{sd,z}^{\text{cor}}$	$M_{sd,y}^{\text{cor}}$
9 <sup>ème</sup>	1.35G + 1.5Q	377.5626	-0.4158	27.0933
8 <sup>ème</sup>	1.35G + 1.5Q	679.2414	-0.0119	23.5042
7 <sup>ème</sup>	1.35G + 1.5Q	985.783	-0.4612	22.5088
6 <sup>ème</sup>	1.35G + 1.5Q	1294.5584	-0.757	17.9315
5 <sup>ème</sup>	1.35G+ 1.5Q	1604.5298	-1.2092	22.5653
4 <sup>ème</sup>	1.35G+ 1.5Q	1915.7325	-1.4956	19.4131
3 <sup>ème</sup>	1.35G+ 1.5Q	2230.9174	-3.1679	14.4834
2 <sup>ème</sup>	1.35G+ 1.5Q	2605.9068	-2.1884	17.672
1 <sup>er</sup>	1.35G+ 1.5Q	2979.3101	-2.0715	11.0334
RDC	G+Q+E	3582.28	-88.24	-35.19

- Tableau ci-dessous regroupe les résultats calculés manuellement et les vérifications faites :

**Tableau V. 3:** Vérification au flambement par flexion pour  $N^{\max}$ .

Flambement par flexion								
Etage	Profilé	Longueur de flambement		Les coefficients			Valeur finale (r)	<1
		$\lambda_y$	$\lambda_z$	$X_{\min}$	$K_y$	$K_z$		
9 <sup>ème</sup>	HEB360	2218.31	1817.72	0.856	0.85	0.696	0.134	<b>CV</b>
8 <sup>ème</sup>	HEB360	2315.491	1929.167	0.843	0.887	0.74	0.211	<b>CV</b>
7 <sup>ème</sup>	HEB360	2316.99	1929.167	0.843	0.887	0.74	0.29	<b>CV</b>
6 <sup>ème</sup>	HEB360	2351.644	1941.658	0.841	0.744	0.744	0.366	<b>CV</b>
5 <sup>ème</sup>	HEB 400	2409.91	1966.56	0.874	0.923	0.754	0.359	<b>CV</b>
4 <sup>ème</sup>	HEB 400	2432.119	1978.29	0.873	0.932	0.758	0.423	<b>CV</b>
3 <sup>ème</sup>	HEB 400	2452.791	1987.67	0.871	0.94	0.762	0.488	<b>CV</b>
2 <sup>ème</sup>	HEB 550	2487.272	2007.67	0.547	0.769	0.769	0.49	<b>CV</b>
1 <sup>er</sup>	HEB 550	2498.87	2011.692	0.862	0.957	0.77	0.554	<b>CV</b>
RDC	HEB 550	2185	2190	0.94	0.89	0.51	0.71	<b>CV</b>



Cas :  $M_{sd,z}^{max}$ ,  $M_{sd,y}^{cor}$   $N^{cor}$  :

Les efforts internes du logiciel ETABS sous les combinaisons citées au-dessus sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau V. 4:** Efforts internes des poteaux sous  $M_{sd,z}^{max}$  pour chaque niveau

Etage	Combinaison	$M_{sd,z}^{max}$	$M_{sd,y}^{cor}$	$N^{cor}$
9 <sup>ème</sup>	G + Q + E	-68.75	-56.58	152.44
8 <sup>ème</sup>	G + Q + E	-68.63	-53.22	277.77
7 <sup>ème</sup>	G + Q + E	-70.76	-58.35	407.97
6 <sup>ème</sup>	G + Q + E	-69.90	-53.70	542.94
5 <sup>ème</sup>	G + Q + E	-76.21	70.62	684.17
4 <sup>ème</sup>	G + Q + E	-72.51	-69.01	828.87
3 <sup>ème</sup>	G + Q + E	-67.24	-62.22	945.02
2 <sup>ème</sup>	G + Q + E	-64.67	-73.19	1086.07
1 <sup>er</sup>	G + Q + E	55.64	77.14	254.87
RDC	G + Q + E	-43.95	-114.53	1334.51

- Le tableau ci-dessous regroupe les résultats calculés manuellement et les vérifications faites :

**Tableau V. 5:** Vérification au flambement par flexion pour  $M_{sdz}^{max}$ .

Flambement par flexion								
Etage	Profilé	Longueur de flambement		Les coefficients			Valeur finale (r)	<1
		$\lambda_y$	$\lambda_z$	$X_{min}$	$K_y$	$K_z$		
9 <sup>ème</sup>	HEB360	2167.80	1626.45	0.876	0.83	0.623	0.274	<b>CV</b>
8 <sup>ème</sup>	HEB360	2272.31	1715.06	0.869	0.87	0.657	0.272	<b>CV</b>
7 <sup>ème</sup>	HEB360	2272.31	1715.06	0.869	0.87	0.657	0.289	<b>CV</b>
6 <sup>ème</sup>	HEB360	2312.66	1726.22	0.869	0.885	0.661	0.316	<b>CV</b>
5 <sup>ème</sup>	HEB 400	2376.61	1732.15	0.898	0.911	0.669	0.304	<b>CV</b>
4 <sup>ème</sup>	HEB 400	2401.68	1757.14	0.897	0.92	0.673	0.327	<b>CV</b>
3 <sup>ème</sup>	HEB 400	2468.48	1940.39	0.878	0.946	0.744	0.345	<b>CV</b>
2 <sup>ème</sup>	HEB 550	2499.8	1957.69	0.87	0.958	0.751	0.323	<b>CV</b>
1 <sup>er</sup>	HEB 550	2451.544	1843.76	0.883	0.939	0.707	0.16	<b>CV</b>
RDC	HEB 550	1921.88	1719.36	0.881	0.689	0.617	0.36	<b>CV</b>

Cas :  $M_{sd,y}^{max}$ ,  $M_{sd,z}^{cor}$   $N^{cor}$  :

Les efforts internes du logiciel ETABS sous les combinaisons citées au-dessus sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau V. 6:** Efforts internes des poteaux sous  $M_{sd,y}^{max}$  pour chaque niveau

Etage	Combinaison	$M_{sd,y}^{max}$	$M_{sd,z}^{cor}$	$N^{cor}$
9 <sup>ème</sup>	1.35G + 1.5Q	136.16074	2.68	164.95
8 <sup>ème</sup>	G + Q + E	97.085	37.584	391.745
7 <sup>ème</sup>	G + Q + E	102.2115	40.6922	574.858
6 <sup>ème</sup>	G + Q + E	90.696	41.638	761.013
5 <sup>ème</sup>	G + Q + E	120.614	45.90	951.016
4 <sup>ème</sup>	G + Q + E	114.33	45.236	1142.85
3 <sup>ème</sup>	G + Q + E	98.906	43.22	1335.01
2 <sup>ème</sup>	G + Q + E	119.6013	24.111	756.5404
1 <sup>er</sup>	G + Q + E	123.96	31.84	115.66
RDC	G + Q + E	125.59	38.91	2223.67

- Le tableau ci-dessous regroupe les résultats calculés manuellement et les vérifications faites :

**Tableau V. 7:** Vérification au flambement par flexion pour  $M_{sdy}^{max}$ .

Flambement par flexion								
Etage	Profilé	Longueur de flambement		Les coefficients			Valeur finale (r)	<1
		$L_{fy}$	$L_{fz}$	$X_{min}$	$K_y$	$K_z$		
9 <sup>ème</sup>	HEB360	2375.138	1814.723	0.836	0.91	0.696	0.228	
8 <sup>ème</sup>	HEB360	2194.209	1969.409	0.836	0.841	0.755	0.295	<b>CV</b>
7 <sup>ème</sup>	HEB360	2194.209	1969.409	0.836	0.841	0.755	0.355	<b>CV</b>
6 <sup>ème</sup>	HEB360	2240.25	1981.826	0.834	0.858	0.76	0.391	<b>CV</b>
5 <sup>ème</sup>	HEB 400	2316.707	2013.624	0.868	0.888	0.769	0.376	<b>CV</b>
4 <sup>ème</sup>	HEB 400	2346.765	2018.022	0.866	0.899	0.773	0.411	<b>CV</b>
3 <sup>ème</sup>	HEB 400	2375.657	2027.331	0.865	0.91	0.777	0.435	<b>CV</b>
2 <sup>ème</sup>	HEB 550	2544.576	2141.65	0.5	0.975	0.82	0.544	<b>CV</b>
1 <sup>er</sup>	HEB 550	2524.16	1848.13	0.882	0.967	0.708	0.16	<b>CV</b>
RDC	HEB 550	1912.14	1742.29	0.877	0.69	0.63	0.526	<b>CV</b>

**V.2.2 Vérification de poteaux vis-à-vis de déversement**

Les éléments à section transversale pour lesquelles le déversement représente un mode potentiel de ruine doivent satisfaire à la condition suivante :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \frac{A \times f_Y}{\gamma_{M1}}} + \frac{k_{LT} \times M_{ysd}}{\chi_{LT} \times W_{ply} \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{k_z \times M_{zsd}}{W_{plz} \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

- **Cas 1 :  $N_{sd}^{max}$  ;  $M_{sd,y}$  et  $M_{sd,z}$  correspondant**

- **Exemple de calcul (Niveau RDC) :**

On doit d’abord vérifier que :  $\overline{\lambda_{LT}} < 0.4$

Avec :  $\overline{\lambda_{LT}} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_w}$

Sachant que :  $\lambda_{LT} = \frac{\frac{L}{i_z}}{\sqrt{C_1 \times \left[ 1 + \frac{1}{20} \left( \frac{\frac{L}{i_z}}{\frac{L}{i_y}} \right)^2 \right]^{0,25}}}$  avec  $C_1 = 1,132$

$\lambda_{LT} = 33.86$

$\overline{\lambda_{LT}} = 0.39 > 0.4 \rightarrow$  Donc il n’y a pas un risque de déversement

**Vérification des autres poteaux :**

**Tableau V. 8:** Vérification du déversement (Poteaux). Sous  $N^{MAX}$

Etage	Profilé	$L_{fy}$	$L_{fz}$	$\lambda_{LT}$	$\overline{\lambda_{LT}}$	OBS < 0.4
9 <sup>ème</sup>	HEB360	2218.31	1817.72	41.6	0.25	<b>CV</b>
8 <sup>ème</sup>	HEB360	2315.491	1929.167	50	0.261	<b>CV</b>
7 <sup>ème</sup>	HEB360	2316.99	1929.167	50	0.261	<b>CV</b>
6 <sup>ème</sup>	HEB360	2351.644	1941.658	50.4	0.263	<b>CV</b>
5 <sup>ème</sup>	HEB 400	2409.91	1966.56	52.2	0.273	<b>CV</b>
4 <sup>ème</sup>	HEB 400	2432.119	1978.29	52.6	0.274	<b>CV</b>
3 <sup>ème</sup>	HEB 400	2452.791	1987.67	52.9	0.276	<b>CV</b>
2 <sup>ème</sup>	HEB 550	2487.272	2007.67	54.7	0.286	<b>CV</b>
1 <sup>er</sup>	HEB 550	2498.87	2011.692	54.8	0.287	<b>CV</b>
RDC	HEB 550	2185	2190	33.86	0.39	<b>CV</b>

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{L}{\bar{iz}}}{\sqrt{C_1} \times \left[ 1 + \frac{1}{20} \left[ \frac{\frac{L}{\bar{iz}}}{\frac{h}{tf}} \right]^2 \right]^{0,25}} \text{ avec } C_1 = 1,132$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{1845.44}{72.7}}{\sqrt{1,132} \times \left[ 1 + \frac{1}{20} \left[ \frac{\left[ \frac{1845.44}{72.7} \right]^2}{\frac{500}{28}} \right] \right]^{0,25}}$$

→  $\lambda_{LT} = 23.29$

$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{23.29}{86.81} = 0.26 < 0.4$  → Donc il n'y a pas un risque de déversement

**Tableau V. 9:** Vérification du déversement (Poteaux). Sous  $M_{sdy}^{MAX}$

Etage	Profilé	$L_{fy}$	$L_{fz}$	$\lambda_{LT}$	$\bar{\lambda}_{LT}$	OBS < 0.4
9 <sup>ème</sup>	HEB360	2218.31	1817.72	47.6	0.25	<b>CV</b>
8 <sup>ème</sup>	HEB360	2315.491	1929.167	51.2	0.286	<b>CV</b>
7 <sup>ème</sup>	HEB360	2316.99	1929.167	51.2	0.287	<b>CV</b>
6 <sup>ème</sup>	HEB360	2351.644	1941.658	51.6	0.292	<b>CV</b>
5 <sup>ème</sup>	HEB 400	2409.91	1966.56	53.5	0.304	<b>CV</b>
4 <sup>ème</sup>	HEB 400	2432.119	1978.29	53.9	0.306	<b>CV</b>
3 <sup>ème</sup>	HEB 400	2452.791	1987.67	54.3	0.31	<b>CV</b>
2 <sup>ème</sup>	HEB 550	2487.272	2007.67	12.6	0.318	<b>CV</b>
1 <sup>er</sup>	HEB 550	2498.87	2011.692	50.4	0.29	<b>CV</b>
RDC	HEB 550	2185	2190	51.5	0.32	<b>CV</b>

**Tableau V. 10:** Vérification du déversement (Poteaux). Sous  $M_{sdz}^{MAX}$

Etage	Profilé	$L_{fy}$	$L_{fz}$	$\lambda_{LT}$	$\bar{\lambda}_{LT}$	OBS < 0.4
9 <sup>ème</sup>	HEB360	2167.80	1626.45	44	0.257	<b>CV</b>
8 <sup>ème</sup>	HEB360	2272.31	1715.06	45.3	0.262	<b>CV</b>
7 <sup>ème</sup>	HEB360	2272.31	1714.46	45.3	0.264	<b>CV</b>
6 <sup>ème</sup>	HEB360	2312.66	1726.22	45.5	0.265	<b>CV</b>
5 <sup>ème</sup>	HEB 400	2376.61	1732.15	46.9	0.27	<b>CV</b>
4 <sup>ème</sup>	HEB 400	2400.156	1742.61	47.1	0.277	<b>CV</b>
3 <sup>ème</sup>	HEB 400	2468.48	1940.39	51.4	0.296	<b>CV</b>
2 <sup>ème</sup>	HEB 550	2499.8	1957.69	53.1	0.314	<b>CV</b>
1 <sup>er</sup>	HEB 550	2449.92	1843.40	50.4	0.293	<b>CV</b>
RDC	HEB 550	1921.88	1719.36	50.7	0.32	<b>CV</b>

### V.3 Vérification des poutres principal

Les calculs seront faits sur une poutre principale du RDC de profilé IPE400 et de longueur  $L=6.77m$ .

D'après le logiciel ETABS, la combinaison de charge la plus défavorable est  $1.35G + 1.5Q$

Les sollicitations trouvées sont :

$$M_{sd} = -185.95KN.m ; V_{sd} = 161.821KN$$

#### V.3.1 Vérification du moment fléchissant

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

$$R_{\text{Béton}} = \frac{0,85 \times f_{ck}}{1,5} \times b_{\text{eff}} \times hc \quad \text{avec} \quad f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

$$R_{\text{Béton}} = \left( \frac{0,85 \times 25}{1,5} \times 1600 \times 65 \right) \times 10^{-3} = 1473.33kN$$

$$R_{\text{Acier}} = 0,95 \times f_y \times A_a \quad \text{avec} \quad A_a = 8446mm^2$$

$$R_{\text{Acier}} = (0,95 \times 275 \times 8446) \times 10^{-3} = 2206.51kN$$

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

$$h_w = ha - 2r - 2t_f = 400 - (2 \times 21) - (2 \times 13.5) = 331 \text{ mm}$$

$$R_w = [0.95 \times 331 \times 8.6 \times 275] \times 10^{-3} = 743.67kN$$

$$R_{\text{Béton}} > R_w$$

L'axe neutre se trouve dans la semelle supérieure du profilé, donc le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

$$M_{pl,rd} = R_a \times \left( \frac{ha}{2} \right) + R_b \times \left( \frac{hc}{2} + hp \right)$$

$$M_{pl,rd} = 2206.52 \times \left( \frac{400}{2} \right) + 743.67 \times \left( \frac{65}{2} + 55 \right) = 506.38kN.m$$

$$M_{sd}^{\text{max}} = 44,4087kN.m < M_{pl,rd} = 506.38kN.m \quad \text{Condition vérifiée}$$

#### V.3.2 Vérification de l'effort tranchant

$$V_{plrd} = \frac{42.69 \times 10^2 \times 275}{\sqrt{3} \times 1,1} = 616.18kN$$

$$V_{sd}^{\text{max}} = 34.0294 \text{ kN} < V_{plrd} = 616.18 \text{ kN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

On a :  $V_{sd} = 34.0294 \text{ KN} < 0,5 V_{pl,rd} = 308.08 \text{ KN} \implies$  il n'y a pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

**V.3.3 Vérification du déversement :**

Il n'est pas nécessaire de vérifier le déversement car la poutre est maintenue à la partie supérieure donc elle ne risque pas de se déverser.

- Vérification des poutres secondaire

Les calculs seront faits sur une poutre principale du RDC de profilé IPE500 et de longueur L=6.45m.

D'après le logiciel ETABS, la combinaison de charge la plus défavorable est 1.35G + 1.5Q

Les sollicitations trouvées sont :

$$M_{sd} = -44,4087 \text{ KN.m} ; V_{sd} = 34.03 \text{ KN}$$

**V.3.4 Calcul des connecteurs**

- Résistance du connecteur isolée

$$P_{rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} K \cdot 0.29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \frac{\sqrt{f_{c28} \cdot E_c}}{\gamma_v} \\ K \cdot 0.8 \cdot f_u \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4 \cdot \gamma_v} \end{array} \right.$$

Avec :

$\gamma_v$  : coefficient partiel de sécurité pour les connecteurs pris égal à 1.25;

$d$  : diamètre du goujon,  $d = 19 \text{ mm}$ ;

$f_u$  : résistance ultime en traction de l'acier du goujon égale a 430 MPA;

$E_c$  : valeur du module d'élasticité sécant du béton égale a 30500 MPA;

$f_{c28}$  : résistance caractéristique du béton égale a 25 MPA;

$K$  : facteur de réduction pour tenir compte de la présence des nervures ;

$$k = \begin{cases} 0.6 \times \frac{b_0}{h_p} \left( \frac{h_c}{h_p} - 1 \right) \leq 1 \text{ si les nervures sont parallèle a la solive} \\ \frac{0.7}{\sqrt{N_r}} \times \frac{b_0}{h_p} \left( \frac{h_c}{h_p} - 1 \right) \leq K_{t,max} \text{ si les nervures sont perpendiculaire a la solive} \end{cases}$$

Avec :

$N_r$  : le nombre de goujon par nervure, on le prend égal à 1

$h_c$  : hauteur de la dalle en béton

$h_p$  : hauteur du bac d'acier

$b_0$  : largeur de la nervure (d'après la fiche technique du HIBOND55) 150mm

$K_{t,max}$  : limite supérieure pour le facteur K, égale 0.85

$\alpha$  : facteur correctif.

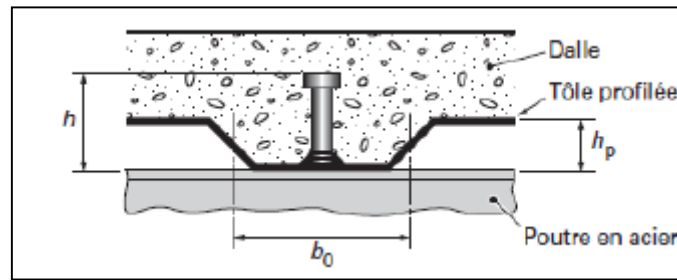


Figure V. 4: Dimensions de la tôle et du connecteur.

$$\alpha = \begin{cases} 0.2 \times \left(\frac{h}{d} + 1\right) & \text{pour } 3 \leq \frac{h}{d} \leq 4 \\ 1 & \text{pour } \frac{h}{d} \geq 4 \end{cases}$$

Dans notre cas, on a :  $\frac{h}{d} = \frac{95}{19} = 5 > 4 \rightarrow \alpha = 1$

Et, les nervures sont parallèles, donc :

$$K = 0.6 \times \frac{b_0}{h_p} \left(\frac{h_c}{h_p} - 1\right) \rightarrow K = 0.6 \times \frac{88.5}{55} \left(\frac{95}{55} - 1\right) \rightarrow K = 0.702 < 1$$

Donc :

$$P_{rd} = \min \begin{cases} 0.702 \times 0.29 \times 1 \times 19^2 \times \frac{\sqrt{25 \times 30500}}{1.25} = 51.34 \text{ KN} \\ 0.702 \times 0.8 \times 450 \times \frac{\pi \times 19^2}{4 \times 1.25} = 57.32 \text{ KN} \end{cases}$$

$$P_{rd} = 51.34 \text{ KN}$$

- Effort tranchant repris par les goujons

$$R_L = \min(R_b; R_a)$$

Avec :

$R_b$  : Résistance de compression du béton ;  $R_b = 1565.41 \text{ KN}$

$R_a$  : Résistance de traction du profilé d'acier ;  $R_a = 2581.65 \text{ KN}$

D'où :  $R_L = R_b = 1565.41 \text{ KN}$

- Nombre de connecteurs par demi portée :

$$n = \frac{R_L}{P_{rd}} \rightarrow n = \frac{1565.41}{51.34} \rightarrow n = 30.49$$

On prend **31 connecteurs** pour le demi porté ; c'est-à-dire **62 connecteurs** sur toute la longueur totale de la solive.

- Espacement entre les goujons :

Soit  $E$  l'espacement entre les goujons calculer comme suit :

$$E = \frac{L}{n-1} \rightarrow L \text{ Est la longueur de la poutre ; } L = 6.77m$$

$$E = \frac{6770}{62-1} \rightarrow E = 110.93 \text{ mm}$$

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

$$E_{max} = 6h_c \rightarrow E_{max} = 6 \times 95 = 570 \text{ mm}$$

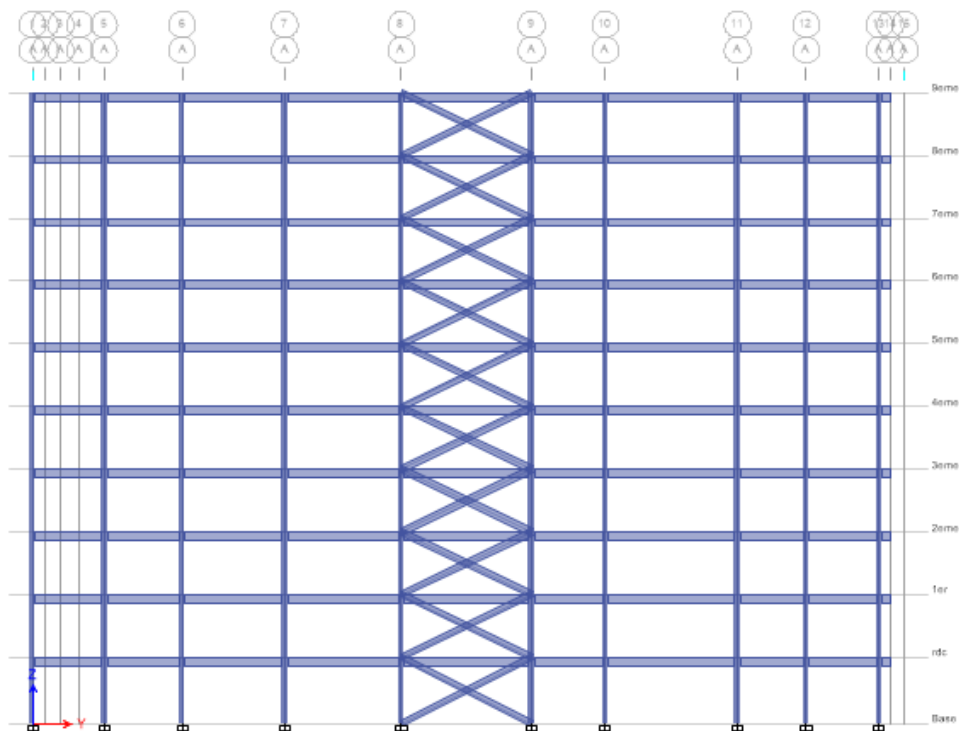
On opte pour un espacement de 110 mm entre les goujons.

## V.4 Vérification des contreventements

### V.4.1 Généralités

Les contreventements ont la fonction générale de stabilisation de l'ossature, on peut distinguer sous ce terme général trois fonctions principales liées entre elles :

- Transmettre les efforts horizontaux
- Limiter les déformations
- Contribuer à augmenter la stabilité de la structure et de ses éléments.



**Figure V. 5:** Contreventement intérieur au niveau des rampes.



### V.4.2 Vérification des contreventements

Les contreventements sont **HEA300** de longueur  $L = 7.13m$

D'après le logiciel ETABS :

La combinaison de charge la plus défavorable est  $G + Q + 1.25Ex$

$$N_{Sd}^{max} = 853,4575 \text{ KN (traction)}$$

$$N_{Sd}^{max} = 1029,3783 \text{ KN (compression)}$$

**Tableau V. 11:** Caractéristiques géométriques du profilé HEA 300

Profilé	A (cm <sup>2</sup> )	t (mm)	I <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>z</sub> (cm <sup>4</sup> )	W <sub>ply</sub> (cm <sup>3</sup> )	W <sub>plz</sub> (cm <sup>3</sup> )	i <sub>y</sub> (mm)	i <sub>z</sub> (mm)
<b>HEA300</b>	112.5	27	18260	6310	1383	641.2	12.74	7.49

- **Vérification a la traction**

$$N_{Sd}^{max} = 853,4575 \text{ KN (traction)}$$

$$N_{Sd} \leq N_{t,rd} \quad ; \text{ Avec : } N_{t,rd} = A \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 112.5 \times \frac{275}{1.1} = 2812.5 \text{ KN}$$

$$N_{Sd} = 853,4575 \text{ KN} < N_{t,rd} = 2812.5 \text{ KN} \dots\dots \text{ Condition vérifiée.}$$

- **Vérification à la compression : [5]**

$$\text{Il faut vérifier que : } N_{Sd}^{max} \leq N_{b,Rd} = \chi \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda^2}} \leq 1 \text{ avec } \phi = 0,5 [1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2]$$

$$\text{La longueur de la barre : } L_0 = 7.13 \text{ m et } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 0,924$$

- **Exemple de calcul :**

$$N_{Sd}^{max} = 1029,3783 \text{ KN (compression)}$$

- **Calcul de l'élanement réduit  $\bar{\lambda}_{y,z}$  :**

$$l_{f,y,z} = l_0 = 7.13 \text{ m}$$

$$\lambda_y = \frac{l_{fy}}{i_y} = \frac{713}{12.74} = 55.96 \dots\dots \bar{\lambda}_y = \frac{55.96}{93,91\varepsilon} = 0.64 > 0,2 \text{ alors il y a risque de flambement}$$

$$\lambda_z = \frac{L_{fz}}{i_z} = \frac{713}{7.49} = 95.19 \quad \dots\dots \quad \bar{\lambda}_z = \frac{95.19}{93.91\varepsilon} = 1.09 > 0,2 \text{ alors il y a risque de flambement}$$

$$\bar{\lambda} = \text{Max} (\bar{\lambda}_z ; \bar{\lambda}_y)$$

On a section tubulaire donc courbe de flambement = courbe b  $\rightarrow \alpha_z = 0.34$

$$\phi = 0,5 [1 + 0,34 (1.09 - 0,2) + (1.09)^2] = 1.25$$

$$\chi = \frac{1}{1.25 + \sqrt{1.25^2 - 1.09^2}} = 0,54 \leq 1$$

$$N_{b,Rd} = 0,54 \times 11250 \times \frac{275}{1,1} = 1518.75 \text{ KN}$$

$$N_{Sd}^{max} = 1029,3783 \text{ KN} < N_{b,Rd} = 1518.75 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

**Chapitre VI :**  
**Calcul des assemblages**

## VI.1 Introduction

Les systèmes d'assemblage relient un ou plusieurs éléments métalliques pour assurer une continuité, en utilisant des méthodes telles que le boulonnage et la soudure, voire les deux en même temps.

Les assemblages ont pour objectif de transmettre les forces entre les différents éléments structuraux, d'assurer une continuité et de choisir le type de liaison adéquat.

Le choix de la méthode d'assemblage dépend de plusieurs facteurs tels que les matériaux, la configuration de la structure, les charges et les conditions environnementales.

Le boulonnage est une pratique fréquente qui consiste à utiliser des boulons pour fixer les éléments ensemble, offrant ainsi la possibilité d'un démontage facile en cas de nécessité.

## VI.2 Les différents modes d'assemblages :

Dans la construction métallique, les modes d'assemblages les plus utilisés sont le boulonnage et la soudure.

### VI.2.1 Assemblage par boulonnage :

Le boulonnage est une technique d'assemblage mécanique qui permet de relier des éléments métalliques entre eux de manière démontable. Il existe deux types de boulons :

- Les boulons ordinaires.
- Les boulons à haute résistance.

La différence entre ces deux types de boulons réside dans leur nuance d'acier.

**Tableau VI. 1:** Caractéristiques mécaniques des boulons selon leur classe d'acier

Valeur de la limite d'élasticité $f_{yb}$ et de la résistance à la traction $f_{ub}$ des boulons							
Classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9
$f_{yb}$ (N/mm <sup>2</sup> )	240	320	300	400	480	640	900
$f_{ub}$ (N/mm <sup>2</sup> )	400	400	500	500	600	800	1000

**Tableau VI. 2:** Caractéristiques géométriques des boulons.

	M8	M10	M12	M14	M16	M18	M20	M22	M24	M27	M30
<b>d (mm)</b>	8	10	12	14	16	18	20	22	24	27	30
<b>d<sub>0</sub> (mm)</b>	9	11	13	15	18	20	22	24	26	30	33
<b>A (mm<sup>2</sup>)</b>	50,3	78,5	113	154	201	254	314	380	452	537	707
<b>As (mm<sup>2</sup>)</b>	36,6	58	84,3	115	157	192	245	303	353	459	561

- **Fonctionnement des assemblages**
  - **Fonctionnement des assemblages par obstacle :**

C'est le cas des boulons ordinaires non précontraints dont les tiges reprennent les efforts et fonctionnent en cisaillement.

- **Fonctionnement des assemblages par adhérence :**

Dans ce cas la transmission des efforts s'opère par adhérence des surfaces des pièces en contact. Cela concerne le soudage et le boulonnage par les boulons à haute résistance.

### **VI.2.2 Assemblage par soudure :**

La soudure est un moyen d'assemblage le plus fréquemment utilisé pour la fabrication des pièces métalliques en atelier. Elle est régulièrement utilisée dans les constructions particulières comme : les réservoirs d'eau, les silos etc...

### **VI.3 Vérifications des assemblages :**

Dans ce chapitre, 6 types d'assemblages sont traités :

- Assemblage poutre-solive.
- Assemblage poteau-poutre.
- Assemblage pied de poteau.
- Assemblage poteau-poteau.
- Assemblage contreventement.

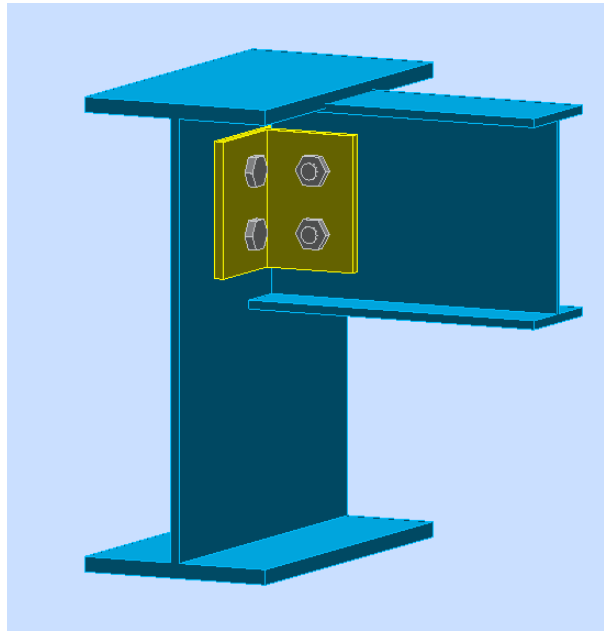
Il existe plusieurs méthodes de calcul des assemblages, pour notre cas, nous avons utilisé nos connaissances acquises en 4<sup>ème</sup> année, et [5] et [8].

#### **VI.3.1 Vérification de l'assemblage poutre-solive (IPE 450 – IPE 200) : [5], [8]**

La hauteur  $h_p \geq 0,6h_{b1} = 0,6 \times 200 = 120 \text{ mm}$  alors on prend  $h_p = 150 \text{ mm}$

L'épaisseur  $t_p = [10 \text{ à } 12 \text{ mm}]$  alors on prend  $t_p = 10 \text{ mm}$

Alors on choisit un cornier à aile égale de dimension : 180 x 160 x 10 mm



**Figure VI. 1:** Schéma de l'assemblage poutre – solive.

Épaisseur de la platine :  $t_p = 10 \text{ mm}$

$t < 10 \text{ mm}$        $d = (12 ; 14) \text{ mm}$ .

$10 \leq t \leq 25 \text{ mm}$        $d = (14 ; 16 ; 20) \text{ mm}$ .

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

On à l'épaisseur de la platine  $t = 10 \text{ mm}$  alors on prend  $\varnothing = 14 \text{ mm}$ , classe 6.6

- **Le choix des boulons**

On choisit 4 boulons ordinaire de diamètre 14 mm (M14) et de classe 6.6

Donc  $d_0 = d + 2 \text{ mm} = 16 \text{ mm}$ .

M14     $\Rightarrow$      $d = 14 \text{ mm}$      $\Rightarrow$      $d_0 = 16 \text{ mm}$      $\Rightarrow$      $A_s = 115 \text{ mm}^2$

- **Disposition constructive :**

$1,2d_0 \leq e_1 \leq \text{maxi} (12t \text{ ou } 150 \text{ mm})$      $\Rightarrow$      $21,60 \text{ mm} \leq e_1 \leq 150 \text{ mm}$      $\Rightarrow$      $e_1 = 35 \text{ mm}$

$1,2d_0 \leq e_2 \leq \text{maxi} (12t \text{ ou } 150 \text{ mm})$      $\Rightarrow$      $21,60 \text{ mm} \leq e_2 \leq 150 \text{ mm}$      $\Rightarrow$      $e_2 = 40 \text{ mm}$

$2,2d_0 \leq P_1 \leq \text{min} (14t \text{ ou } 200 \text{ mm})$      $\Rightarrow$      $39,6 \text{ mm} \leq P_1 \leq 140 \text{ mm}$      $\Rightarrow$      $P_1 = 80 \text{ mm}$

$3d_0 \leq P_2 \leq \text{min} (14t \text{ ou } 200 \text{ mm})$      $\Rightarrow$      $54 \text{ mm} \leq P_2 \leq 140 \text{ mm}$      $\Rightarrow$      $P_2 = 80 \text{ mm}$

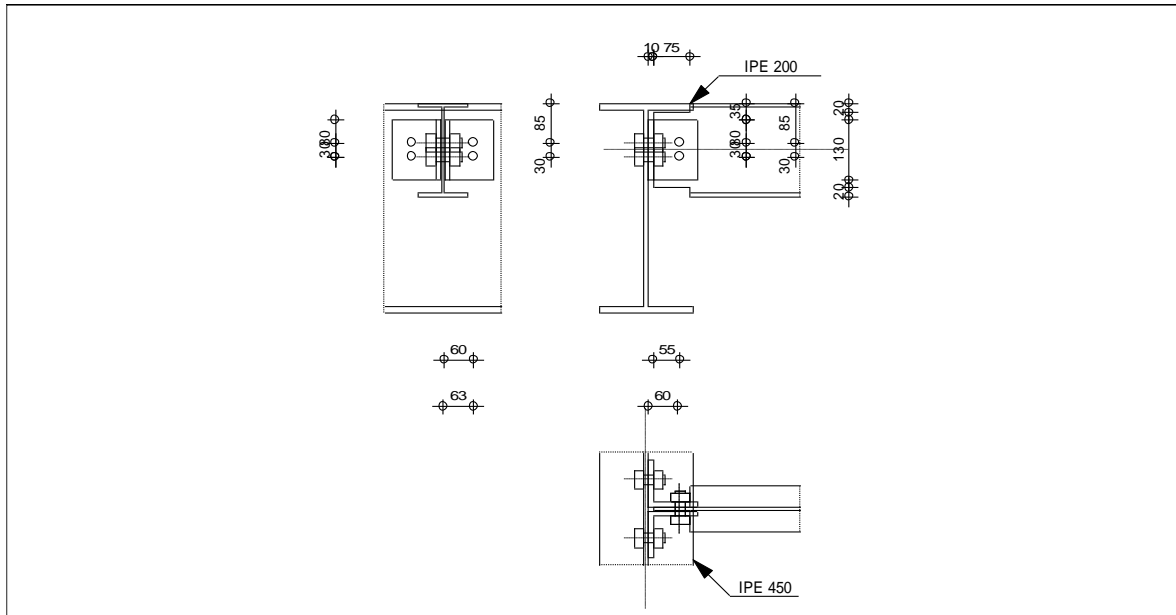


Figure VI. 2: Disposition constructif de l'assemblage poutre – solive.

**Boulons assemblant la cornière à la poutre [8]**

- **Vérification de la résistance des boulons au efforts combinés de traction et de cisaillement**

Effort tranchant :  $V_{sd} = 54.41$  KN

Est moment  $M_0$  (existe à cause de l'excentricité  $e_2$ ), c'est ce qui rend l'effort  $F_{t,sd}$  présente

Donc il faut vérifier que :  $\frac{F_{v,sd}}{F_{v,rd}} + \frac{F_{t,sd}}{1.4 \times F_{t,rd}} \leq 1$

$$F_{v,rd} \leq \frac{0,6f_{ub} \times A}{\gamma_{Mb}}$$

- Section résistante en traction :  $A = 115$  mm<sup>2</sup>.
- Résistance des boulons à la traction :  $\gamma_{Mb} = 1,25$ .

$$F_{v,rd} \leq \frac{0,6 \times 600 \times 115}{1,25} \times 10^{-3} = 33.12 \text{ KN.}$$

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n} = \frac{54.41}{2} = 27.205 \text{ KN}$$

$$M_0 = 0.5 \times V_{sd} \times e = 0.5 \times 27.205 \times 0.040 = 0.54 \text{ KN.m}$$

$$F_{t,sd} = \frac{M_0 \times P_1}{P_1^2} = \frac{0.54 \times 0.08}{0.08^2} = 6.75 \text{ KN}$$

$$F_{t,rd} = \frac{0.9 \times A_s \times F_{ub}}{\gamma_{Mb}} = \frac{0.9 \times 600 \times 115}{1,25} \times 10^{-3} = 49.68 \text{ KN}$$

$$\frac{27.205}{33.12} + \frac{6.75}{1.4 \times 49.68} = 0.92 < 1 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

- **Vérification de la pression diamétrale du boulon sur l'âme de la poutre et de la cornière**

On doit vérifier la résistance minimale entre la cornière et l'âme de la poutre, donc on a choisi l'épaisseur minimale.

$$t = \min(t_w, t_p) = \min(9.4, 10) = 9.4 \text{ mm}$$

$$\text{Il faut vérifier que : } F_{v,sd} \leq F_{b,rd}$$

Avec :

$$\begin{aligned} - F_{b,rd} &= \frac{2,5\alpha \times f_u \times d \times t}{\gamma_{Mb}} \\ - F_{v,sd} &= \frac{V_{sd}}{4} \\ - \alpha &= \min \left\{ \frac{e_1}{3 \times d_0}, \frac{p_1}{3 \times d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1 \right\} \end{aligned}$$

Donc :

$$\alpha = \min(0,65 ; 1,23 ; 1,86 ; 1) = 0,65$$

$$F_{b,rd} = \frac{2,5 \times 0,65 \times 430 \times 16 \times 9,4}{1,25} = 84,07 \text{ KN.}$$

$$F_{v,sd} = 13,603 \text{ KN} < F_{b,rd} = 84,07 \text{ KN} \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

### VI.3.1.1 Boulons assemblant la cornière à la solive [8]

- **Vérification de la résistance des boulons aux efforts de cisaillement**

$$\text{Effort tranchant : } V_{sd} = 54,41 \text{ KN}$$

Donc il faut vérifier que :  $V_{sd} < F_{v,rd}$

$$F_{v,rd} \leq \frac{0,6 f_{ub} \times A}{\gamma_{Mb}}$$

- Section résistante en traction :  $A = 157 \text{ mm}^2$ .
- Résistance des boulons à la traction :  $\gamma_{Mb} = 1,25$ .

$$F_{v,rd} \leq \frac{0,6 \times 800 \times 157}{1,25} \times 2 \times 10^{-3} = 120,58 \text{ KN.}$$

$$V_{sd} = 54,41 < F_{v,rd} = 120,58 \text{ KN} \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$



- **Vérification de la pression diamétrale du boulon sur l'âme de la solive et de la cornière**

On doit vérifier la résistance minimale entre la cornière et l'âme de la solive, donc on a choisi l'épaisseur minimale ;  $t = \min(t_w, t_p) = \min(9.4, 10) = 10\text{mm}$

Il faut vérifier que :  $F_{v,sd} \leq F_{b,rd}$

Avec:

- $F_{b,rd} = \frac{2,5\alpha \times f_u \times d \times t}{\gamma_{Mb}}$
- $F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{2}$
- $F_{b,rd}$ : résistance de calcul à la pression diamétrale par boulon.
- $F_{v,sd}$ : Effort de cisaillement de calcul par boulon.
- $f_u$ : La résistance à la traction des cornières.
- $\alpha = \min\left\{\frac{e_1}{3 \times d_0}, \frac{p_1}{3 \times d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1\right\}$

Donc :

$$\alpha = \min(0,65 ; 1,23 ; 1,86 ; 1) = 0,65$$

$$F_{b,rd} = \frac{2,5 \times 0,65 \times 430 \times 16 \times 5,9}{1,25} = 52,77 \text{ KN.}$$

$F_{v,sd} = 27,205\text{KN} < F_{brd} = 52,77 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$

### VI.3.2 Assemblage poteau-poutre: [5], [8]

- **Efforts sollicitant**

Selon la combinaison « G+Q+1,5Ex » on a les valeurs suivantes :

Moment fléchissant :  $M_{sd} = 212,03 \text{ KN.m}$

Effort tranchant :  $V_{sd} = 167,11 \text{ KN}$

- **Caractéristiques géométriques des profilés**

**Tableau VI. 3:** Caractéristiques géométriques des profilés

Profilé	$h(\text{mm})$	$b(\text{mm})$	$t_f(\text{mm})$	$t_w(\text{mm})$	$A(\text{mm}^2)$
<b>IPE 450</b>	450	190	14.6	9.4	98.82
<b>HEB500</b>	500	300	28	14.5	238.6

VI.3.2.1 Calcul de la soudure poutre poutre-platine (soudure) : [5]

On a utilisé la nuance d'acier S275 on aura:

$$\begin{cases} \beta_w = 0.85 \\ \gamma_{Mw} = 1.3 \\ f_{us} = 430 \end{cases}$$

Donc l'épaisseur du cordon sur la semelle :

$$a_f \geq t_f \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}} \times \frac{\beta_w \times \gamma_{Mw}}{f_{us} \times \sqrt{2}}$$

$$a_f \geq 14.6 \times \frac{275}{1.1} \times \frac{0.85 \times 1.3}{430 \times \sqrt{2}} = 6.12 \text{ mm}$$

Et l'épaisseur du cordon sur l'ame :

$$a_w \geq t_w \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}} \times \frac{\beta_w \times \gamma_{Mw}}{f_{us} \times \sqrt{2}}$$

$$a_w \geq 9.4 \times \frac{275}{1.1} \times \frac{0.85 \times 1.3}{430 \times \sqrt{2}} = 3.94 \text{ mm}$$

Donc pour avoir un cordon de soudure uniforme sur tout le profilée on prend a=10

On a:

$$L_1 = b_s = 190 \text{ mm}$$

$$L_2 = \frac{b_s - t_w}{2} = 90.3 \text{ mm}$$

$$L_3 = h - 2t_f = 420 \text{ mm}$$

$$A_s = \sum l_i a_i = (2L_1 + 4L_2 + 2L_3) a = 15812 \text{ mm}^2$$

$$I_{s/yy} = (2L_1 \times a \times d_1^2) + (4L_2 \times a \times d_2^2)$$

Avec :

$$d_1 = \frac{H_{profilé}}{2} + \frac{a}{2} = \frac{450}{2} + \frac{10}{2} \Rightarrow d_1 = 230 \text{ mm.}$$

$$d_2 = \frac{H_{profilé}}{2} - t_f - \frac{a}{2} = \frac{450}{2} - 14.6 - \frac{10}{2} = 205.4 \text{ mm.}$$

$$I_{s/yy} = (2 \times 190 \times 10 \times 230^2) + (4 \times 90.3 \times 10 \times 205.4^2)$$

$$I_{s/yy} = 353.407 \times 10^6 \text{ mm}^4.$$

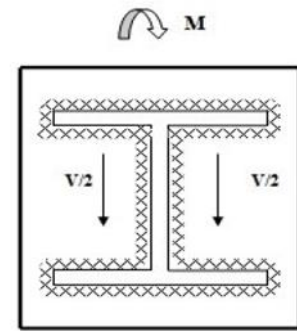


Figure VI. 3: Assemblage poutre platine

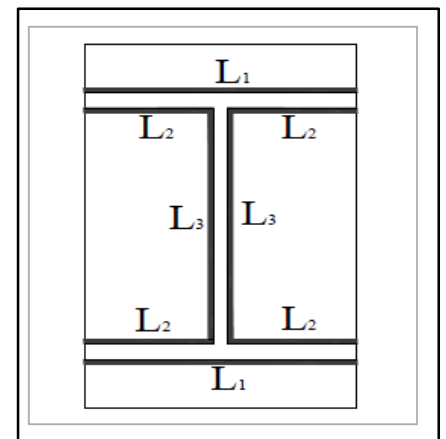


Figure VI. 4: Assemblage soudé poutre-platine

- **Vérification de la soudure**

$$V_{sd} = 167.11 \text{ KN}$$

$$M_{sd} = 212.03 \text{ KN.m}$$

- **Effet de  $N_{sd}$  et  $V_{sd}$**

$$\sqrt{2\left(\frac{N_{sd}}{\sum l_i \times a_i}\right)^2 + 3\left(\frac{V_{sd}}{2 I_3 \times a}\right)^2} \leq \frac{f_{us}}{\beta_w \times \gamma_{m2}}$$

$$\sqrt{3\left(\frac{167.11 \times 10^3}{2 \times 420 \times 10}\right)^2} \leq \frac{430}{0.85 \times 1.3}$$

133.59 Mpa < 360 Mpa ..... **Condition vérifiée.**

- **Effet de  $N_{sd}$  et  $M_{sd}$**

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

$$\sqrt{2\left[\left(\frac{212.03 \times 10^6}{353.407 \times 10^6} \times \frac{450}{2}\right)\right]} \leq \frac{430}{0.85 \times 1.3}$$

124.26 Mpa < 360 Mpa. .... **Condition vérifiée**

### VI.3.2.2 Calcul assemblage poteau-platine (boulonnage) [8]

- **Choix de diamètre du boulon**

On choisit une platine de dimension 690 x 190 avec épaisseur = 20 mm

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

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

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

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

- **Le choix des boulons**

Selon la condition de la résistance au cisaillement des boulons

$$F_{v,sd} \leq F_{v,rd}$$

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

$$F_{v,rd} = 0,6 f_{ub} \cdot A_s / \gamma_{Mb}$$

$$n \geq \frac{V_{sd} \times \gamma_{mb}}{0,5 \times A_s \times f_{ub}}$$

$$n \geq \frac{167.11 \times 1,25}{0,5 \times 245 \times 1000} \times 10^3 = 10$$

On prend  $n= 12$  (boulons) **HR**.

On utiliser 12 boulons HR de diamètre 20mm et de classe 10.9

$$M20 \quad \Rightarrow \quad d= 20 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad d_0= 22 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad A_s= 245 \text{ mm}^2$$

• **Disposition constructive**

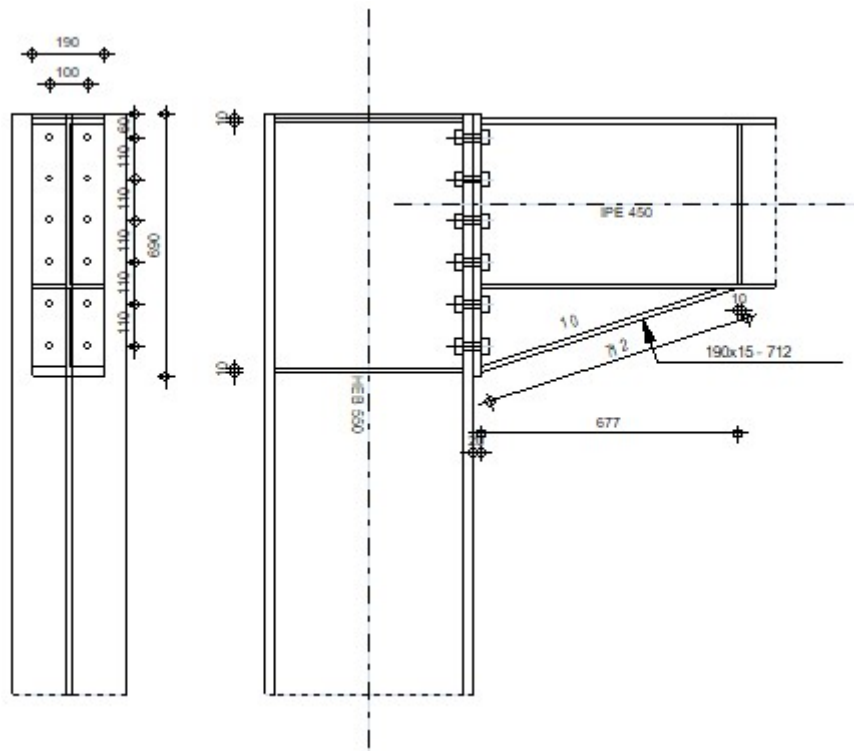
$$d_0 = \varnothing + 2 = 20 + 2 = 22 \text{ mm}$$

$$1,2d_0 \leq e_1 \leq \max (12t \text{ ou } 150 \text{ mm}) \quad \Rightarrow \quad 26.4 \text{ mm} \leq e_1 \leq 180 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad e_1= 100\text{mm.}$$

$$1,5d_0 \leq e_2 \leq \max (12t \text{ ou } 150 \text{ mm}) \quad \Rightarrow \quad 33 \text{ mm} \leq e_2 \leq 180 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad e_2= 60\text{mm.}$$

$$2,2d_0 \leq P_1 \leq \min (14t \text{ ou } 200 \text{ mm}) \quad \Rightarrow \quad 48,4 \text{ mm} \leq P_1 \leq 200 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad P_1= 110\text{mm.}$$

$$3d_0 \leq P_2 \leq \min (14t \text{ ou } 200 \text{ mm}) \quad \Rightarrow \quad 66 \text{ mm} \leq P_2 \leq 200 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad P_2= 110\text{mm.}$$



**Figure VI. 5:** Schéma distribution des boulons et des jarrets.

• **Détermination des efforts dans les boulons**

On a l'espacement des éléments d'attache :

$$e_1 = 60\text{mm} \quad p_1=110\text{mm} \quad e_2 = 100\text{mm} \quad p_2=110\text{mm.}$$

Donc :

$$d_1 = 593 \text{ mm} ; d_2 = 483 \text{ m} ; d_3 = 373 \text{ mm} ; d_4 = 263 \text{ mm} ; d_5 = 153 \text{ mm}$$

$$d_6 = 43 \text{ mm}$$

$$\sum d_i^2 = 1908 \text{ mm}^2.$$

Afin éviter le décollement des pièces, il faut que l'effort de traction appliqué par boulonne soit inférieur à l'effort de précontrainte, soit :

$$F_{tsd} = F_{m1} \leq F_{p.cd}$$

$$F_{mi} = \frac{M_{sd} \times d_i}{n_f \times \sum d_i^2} \times 10^3$$

$n_f$  : Nombre des files,  $n_f = 2$ .

$$F_{m1} = 319.05 \text{ KN}$$

Il faut vérifier que :

$$F_{m1} \leq n F_p$$

$$F_p = 0,7 \times f_{ub} \times A_s$$

- $F_p$  : L'effort de précontrainte autorisé dans les boulons
- $f_{ub}$ : La contrainte de rupture du boulon, vaut 1000 MPa pour les boulons 9.10.
- $A_s$  : L'aire de la section du boulon

$$F_{m1} = 319.05 \text{ kN} \leq nF_p = 2 \times 171.5 = 343 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

- **La résistance de l'assemblage**

$$F_{v,sd} \leq F_{v,rd}.$$

- **L'effort tranchant par boulon**

$$V_{sd} = 167.11 \text{ KN}.$$

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{nb} = \frac{167.11}{12} = 13.93 \text{ KN}.$$

- **La résistance au glissement  $F_{v,rd}$**

$$F_{v,rd} = \frac{k_s \times n \times \mu \times (F_p - 0.8F_{mi})}{\gamma_{ms}}$$

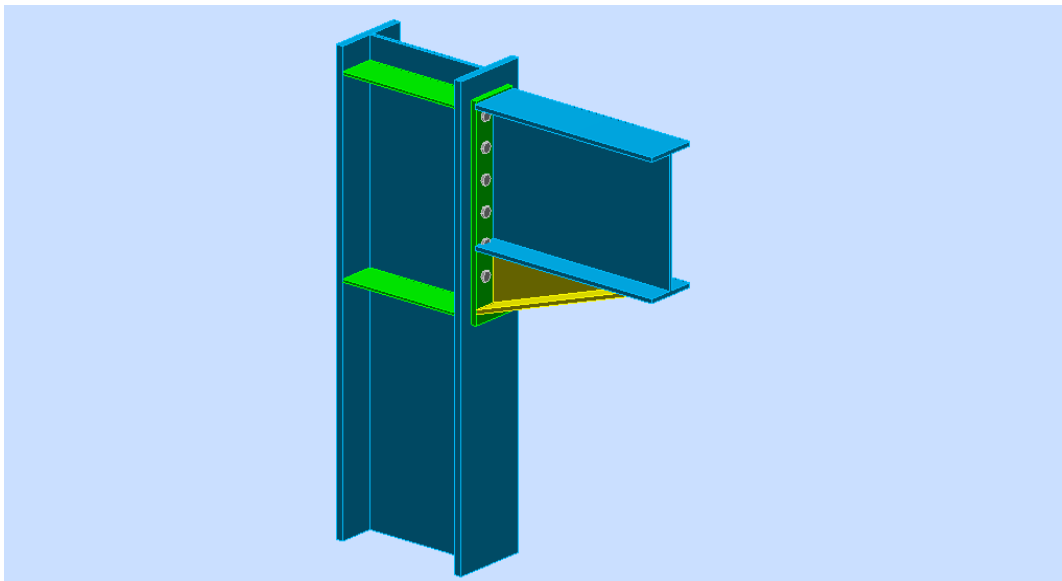
Avec :

- $K_s$  Pour des trous avec tolérances nominales normales.
- $\mu$  Surfaces nettoyées par brassage métallique ou à la flamme avec enlèvement de la rouille.
- $n$  Nombre d'interfaces de frottement.
- $\gamma_{ms}$  Pour les résistances au glissement à L'ELU.
- $F_p$  la résistance du boulon.
- $F_{p.cd} = 0.7 \times f_{ub} \times A_s = 0.7 \times 1000 \times 245 = 171.5 \text{ kN}$

$$- F_{mi} = \frac{M_{sd} \times d_i}{n_f \times \sum d_i^2} \times 10^3$$

$$F_{v.rd} = \frac{1 \times 1 \times 0,3(343 - 0.8 \times 319.05)}{1.25} = 20.06 \text{ KN}$$

$F_{v.sd} = 13.93 \text{ KN} \leq F_{v.rd} = 20.06 \text{ KN} \dots \dots \dots$  **condition vérifiée**



**Figure VI. 6:** Vue d'assemblage poteau – poutre.

## VI.3.3 Assemblage pied de poteau :

- La note de calcul IDEA STATICA : [ANNEX 3]

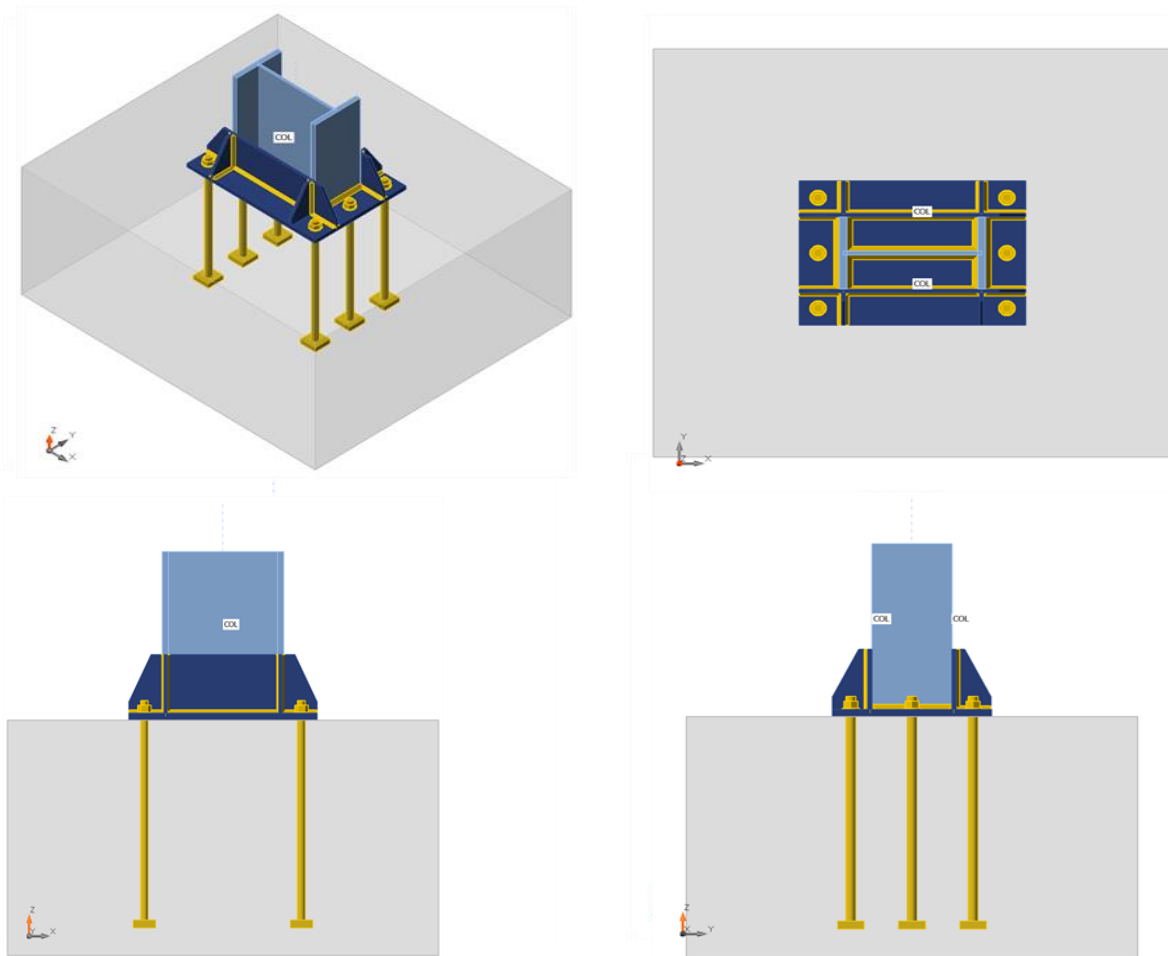


Figure VI. 7: Vue d'assemblage pied de poteau

Tableau VI. 4: Résumé de l'assemblage pied poteaux

Nom	Valeur	Résultat
Analyse	100.0%	OK
Platines	$0.7 < 5.0\%$	OK
Boulons	$85.0 < 100\%$	OK
Tiges	$89.9 < 100\%$	OK
Soudures	$98.5 < 100\%$	OK
Bloc de béton	$44.6 < 100\%$	OK
Voilement	Pas calculé	

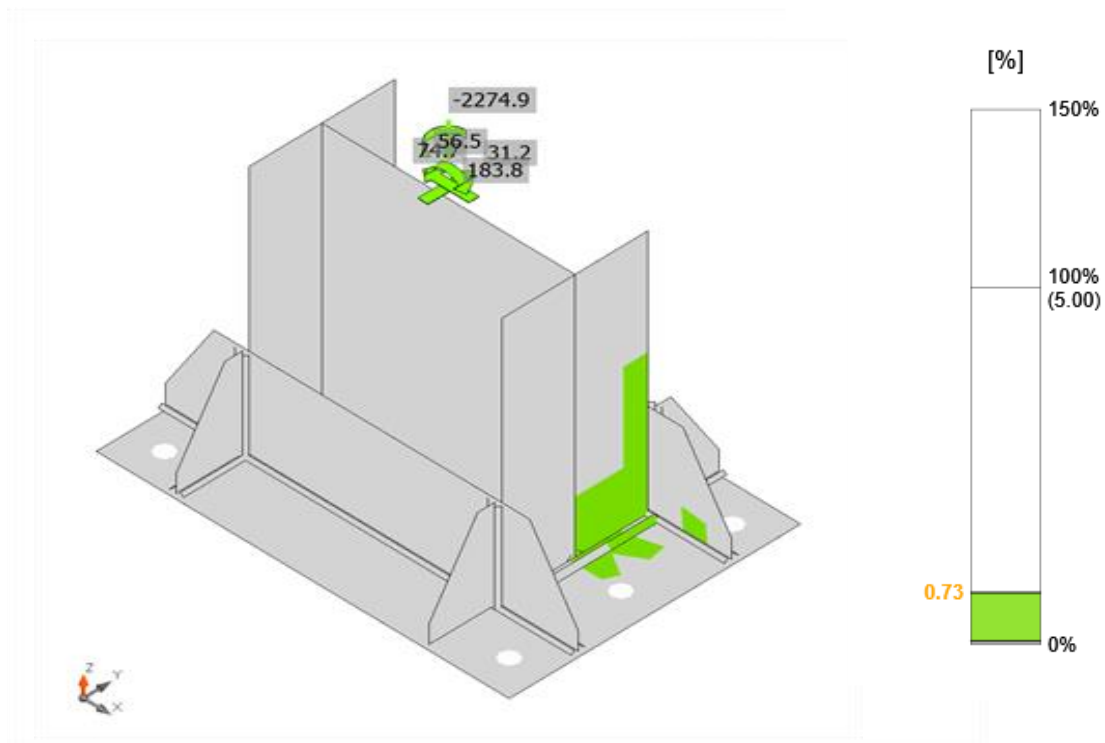


Figure VI. 8: Vérification de déformation, G+Q+E

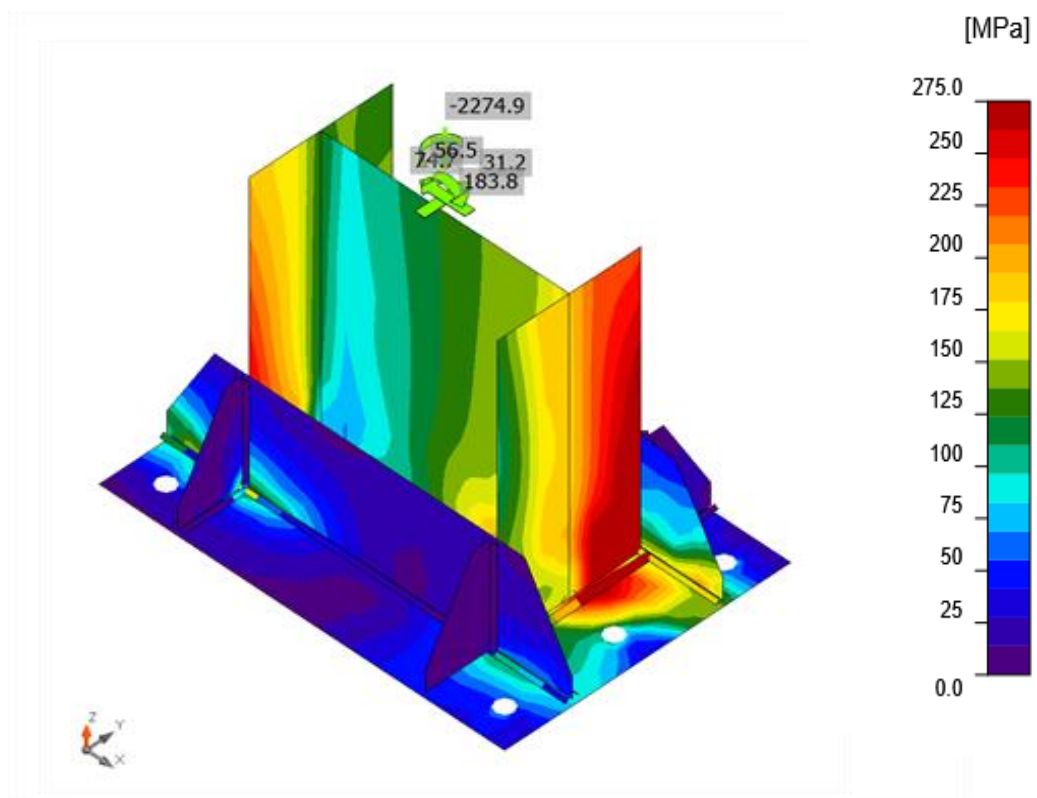


Figure VI. 9: Contrainte équivalente, G+Q+E



## VI.3.4 Assemblage poteau-poteau.

- La note de calcul IDEA STATICA : [ANNEX 4]

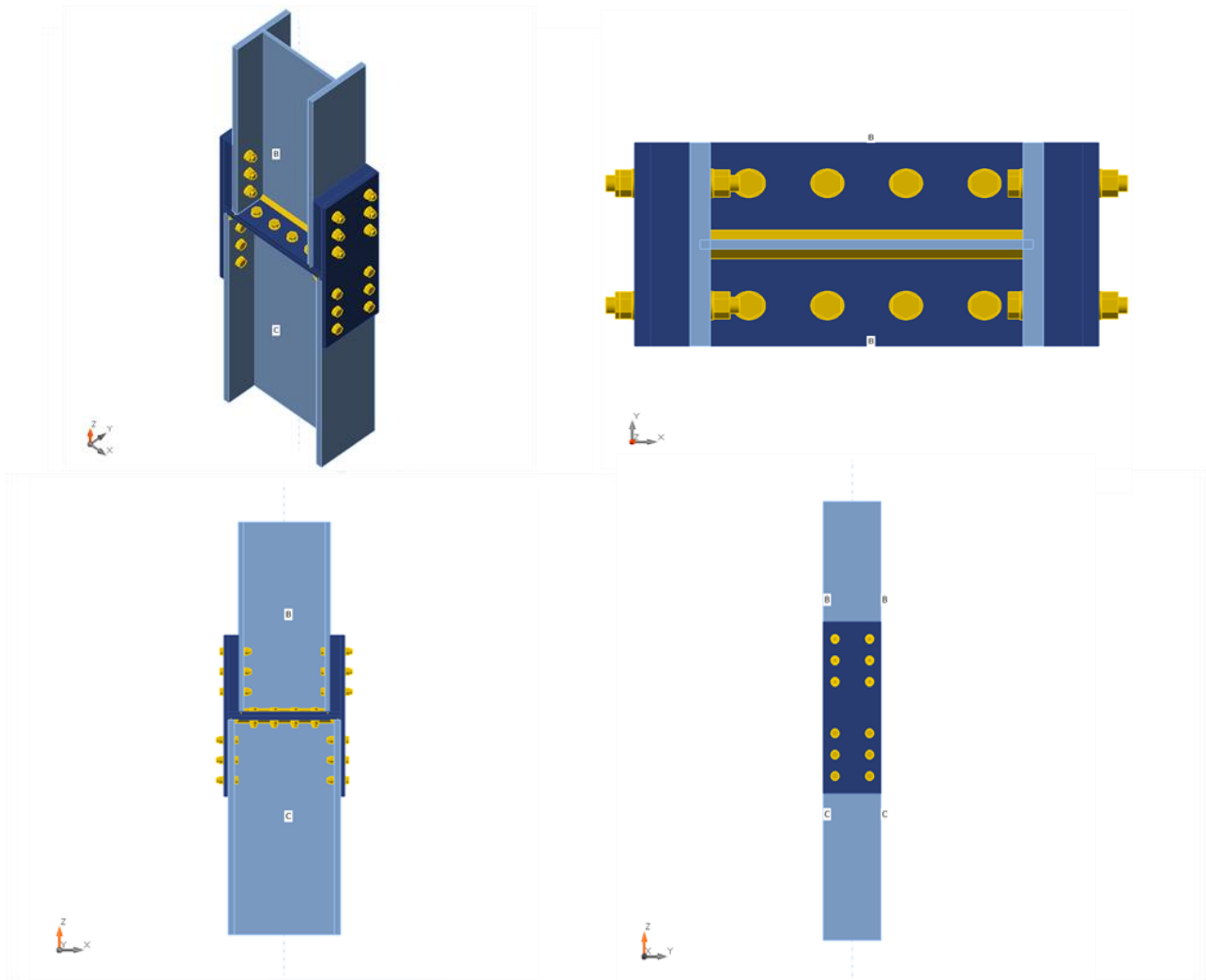


Figure VI. 10: Vue de rabotage poteau-poteau

Tableau VI. 5: Résumé de rabotage poteau-poteau

Nom	Valeur	Résultat
Analyse	100.0%	OK
Platines	$4.0 < 5.0\%$	OK
Boulons	$99.8 < 100\%$	OK
Voilement	Pas calculé	

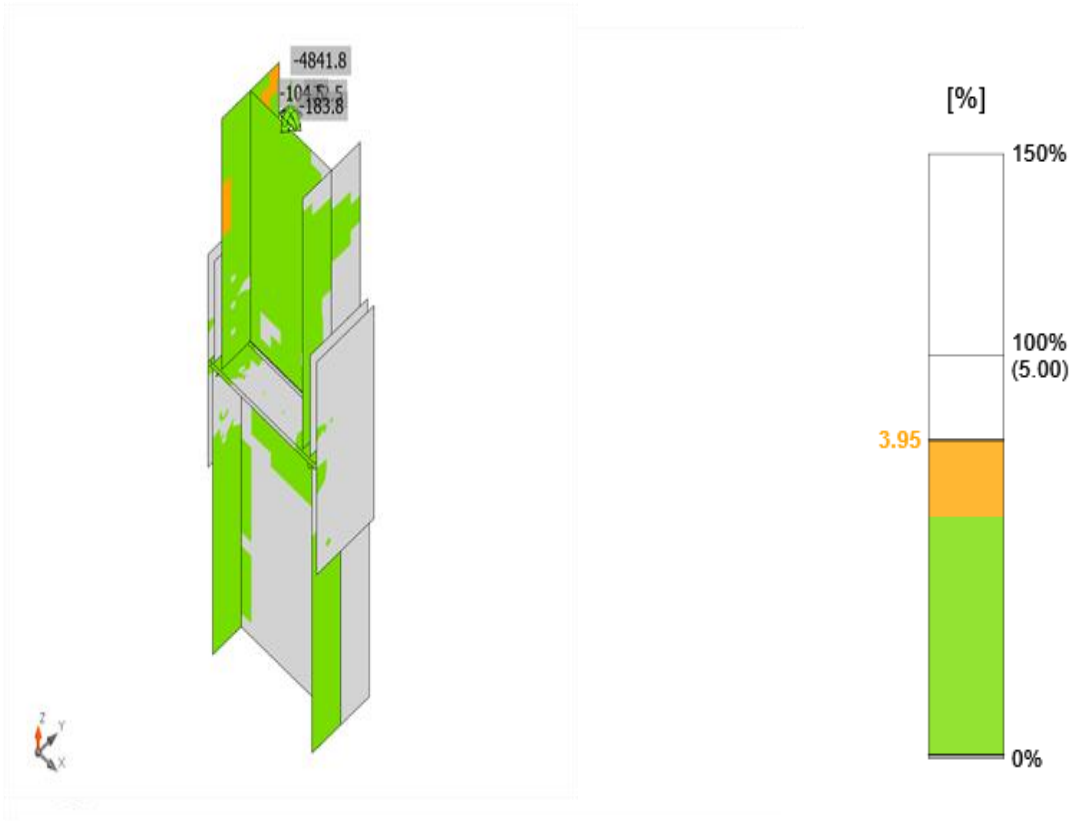


Figure VI. 11: Vérification globale, 0.8G+E

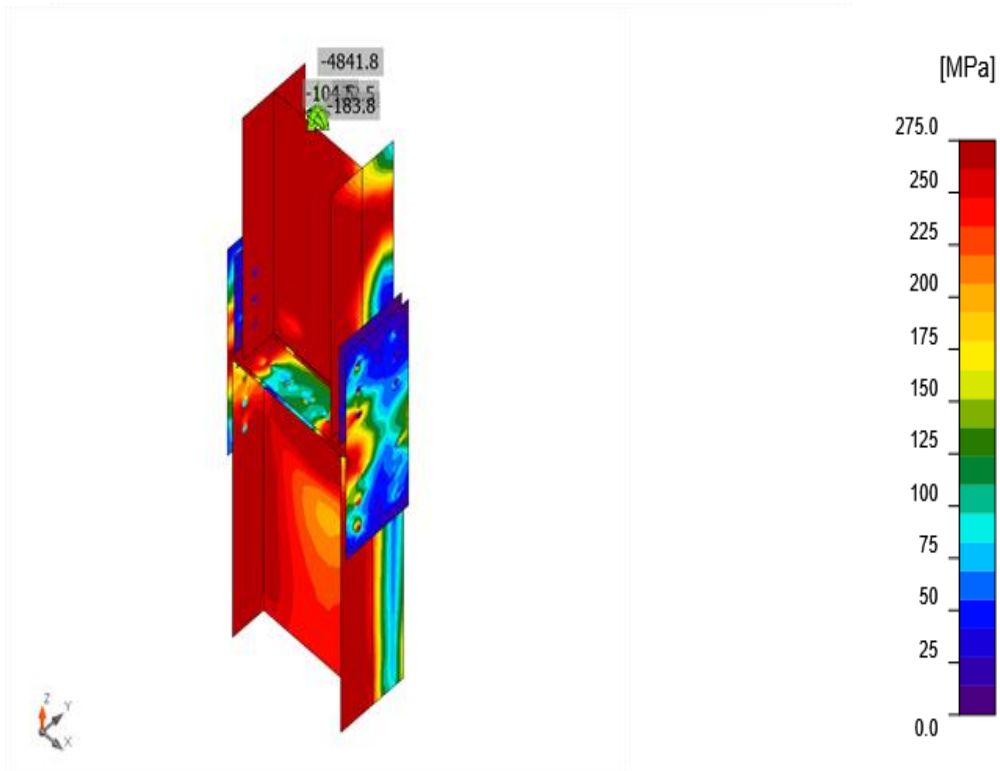


Figure VI. 12: Contrainte équivalente, 0.8G+E

VI.3.5 Assemblage des diagonales de contreventement :

- La note de calcul IDEA STATICA : [ANNEX 5]

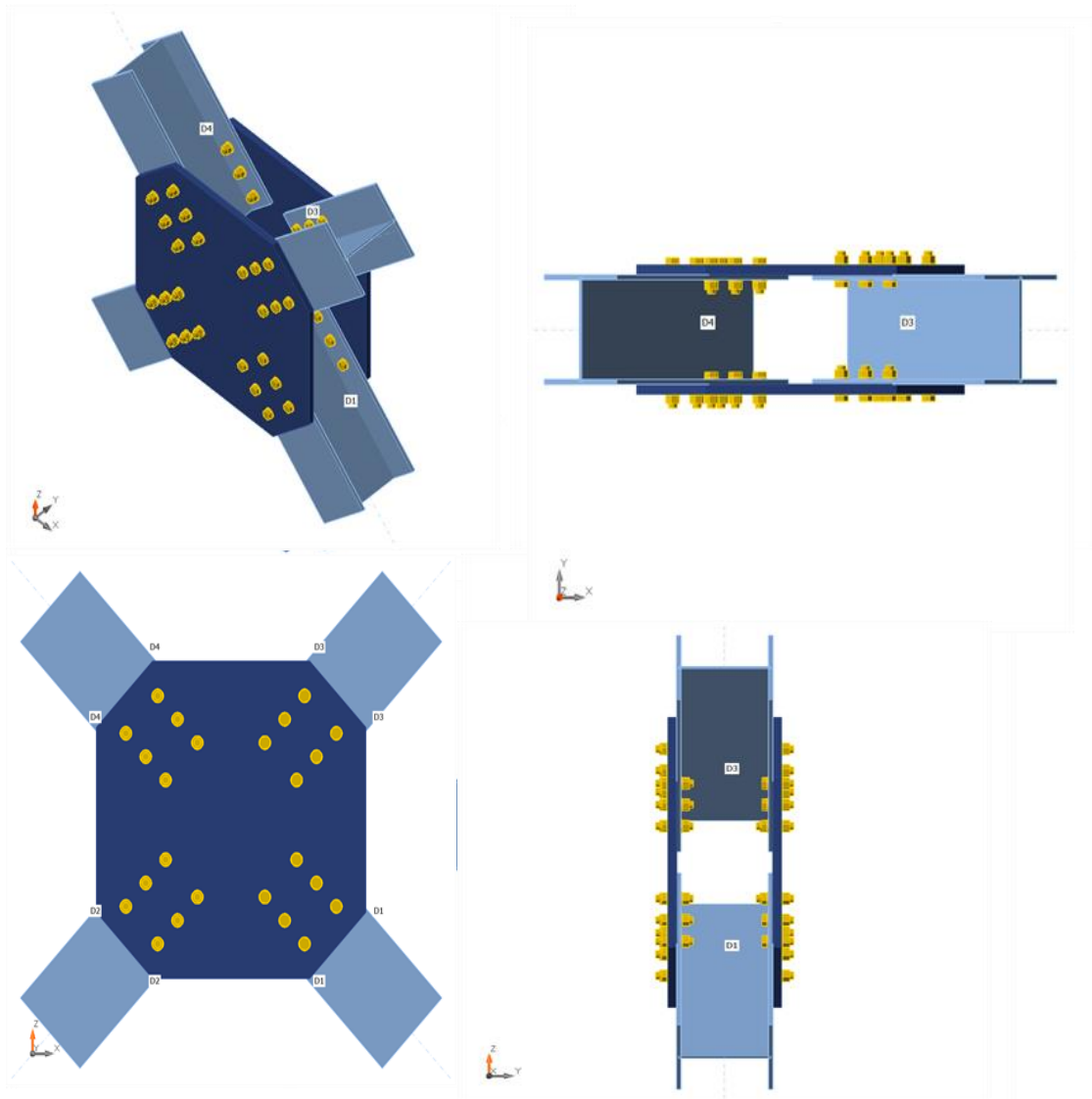


Figure VI. 13: Vue d'assemblage poutre-contreventement-poteau

Tableau VI. 6: Résumé de rabotage poteau-poteau

Nom	Valeur	Résultat
Analyse	100.0%	OK
Platines	$0.0 < 5.0\%$	OK
Boulons	$78.1 < 100\%$	OK
Soudures	$99.7 < 100\%$	OK
Voilement	Pas calculé	

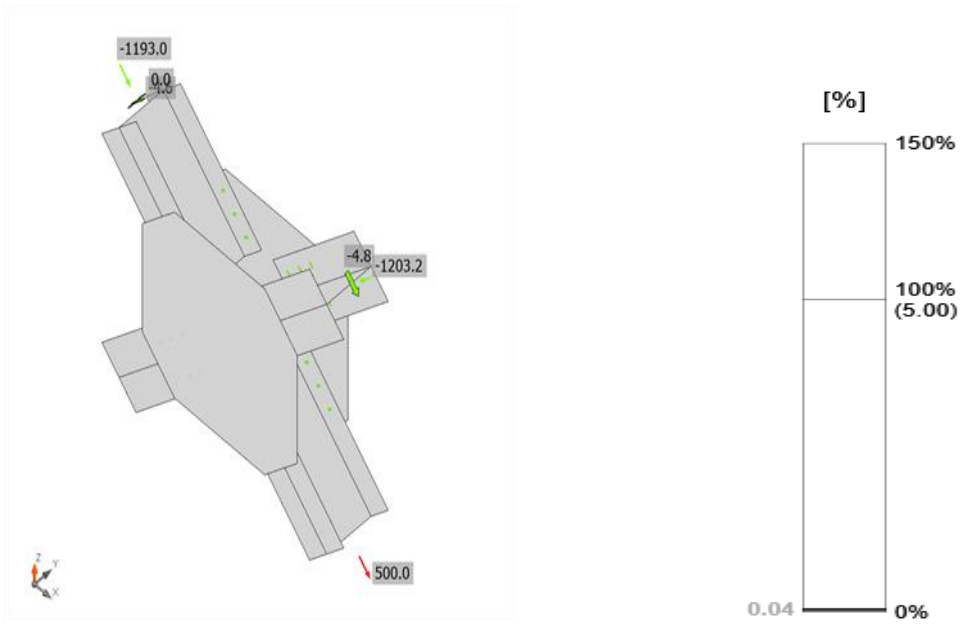


Figure VI. 14: Vérification de déformation, 0.8G+E

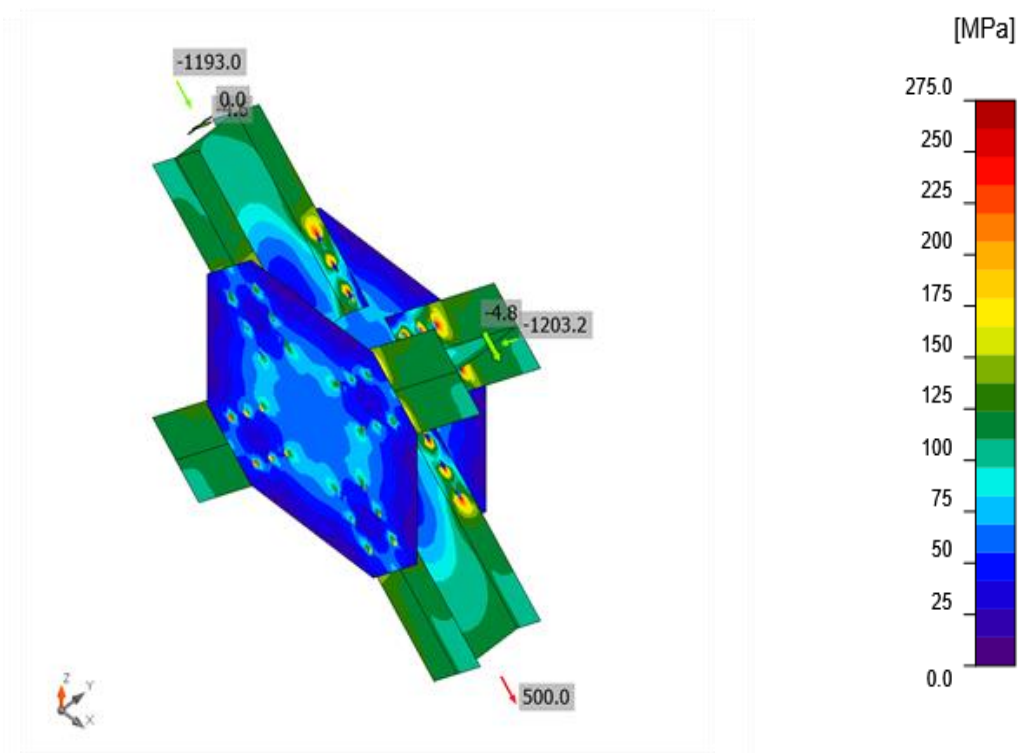


Figure VI. 15: Contrainte équivalente, 0.8G+E

**Chapitre VII :**  
**Etude de l'infrastructure**

## VII.1 Introduction

Les fondations sont les éléments de la construction qui assurent la transmission et la répartition des charges de la superstructure au sol d'assise, et qui sont essentielles pour la stabilité et la durabilité de la construction.

Le choix du type de fondation dépend de :

- ▶ Type d'ouvrage à construire.
- ▶ La nature et l'homogénéité du sol.
- ▶ Facilité d'exécution et l'aspect économique.

Dans notre cas on a opté pour un radier général nervuré dont le calcul des efforts a été mené par le logiciel SAFE et manuellement

## VII.2 Pré dimensionnement des éléments de l'infrastructure

### VII.2.1 Plancher sous-sol :

Les plancher sous est composé de poutres principal secondaire en béton armé et une dalle pleine nervuré

#### VII.2.1.1 Dalle pleine [7] :

Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions et peuvent reposer sur 2,3 ou 4 appuis constitués par des poutres, poutrelles ou murs.

L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance

##### ➤ Résistance au feu :

- $e = 7\text{cm}$  pour une heure de coupe-feu.
- $e = 11\text{cm}$  pour deux heures de coupe-feu.

On admet :  $e = 15\text{cm}$

##### ➤ Résistance à la flexion :

- Dalle reposant deux appuis :  $Lx/35 < e < Lx/30$
- Dalle reposant sur trois ou quatre appuis :  $Lx/50 < e < Lx/40$

$Lx$  : la petite portée du panneau le plus sollicité

Dans notre cas les dalles reposent sur 4 appuis et ont une portée égale à :

$Lx = 3.75\text{ m} = 375\text{ cm}$ .

$$e = \frac{375}{40} = 9.37 \text{ cm}$$

Donc :  $e = \max(15; 9.37)$  On prend :  $e = 15 \text{ cm}$

- **Hauteur de la nervure :**

$$L_{\max} = 6.77 \text{ m}$$

$$\frac{L_{\max}}{20} \leq h_{N1} \leq \frac{L_{\max}}{13} \rightarrow \frac{6.77}{20} \leq h_{N1} \leq \frac{6.77}{13} \rightarrow 33.85 \leq h_{N1} \leq 52.08 \text{ [10]}$$

On prend  $h_{Nb1} = 45 \text{ cm}$

- **Largeur de la nervure :**

$$0.3h \leq b \leq 0.7h$$

$$13.5 \leq b \leq 31.5$$

On prend  $b = 30 \text{ cm}$

- **Largeur efficace de la table :**

La largeur de la dalle qu'on peut associer à une poutre est définie par une largeur notée  $b_{\text{eff}}$

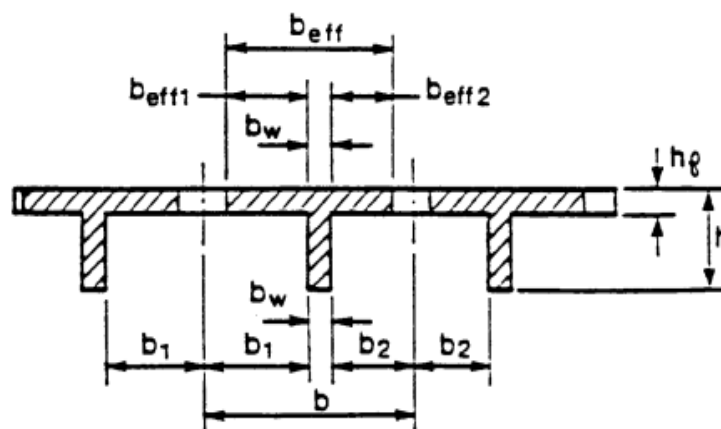
$$b_{\text{eff}} = b_w + 0,2L_0 \text{ (article 2.13 [10])}$$

Où :

$L_0$  : Représente la distance entre les points de moment nul = 4m (obtenue de ETABS)

$$\rightarrow b_{\text{eff}} = 30 + 80 = 110 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} e = 20 \text{ cm} \\ b_w = 30 \text{ cm} \\ h = 45 \text{ cm} \end{cases}$$



**Figure VII. 1:** Définition des dimensions de la nervure [10]

**VII.2.1.2 Poutres principales**

$$L_{\max} = 6.77 \text{ m}$$

$$L/15 \leq h \leq L/10 \rightarrow 677/15 \leq h \leq 677/10$$

$$45.13 \text{ cm} \leq h \leq 67.7 \text{ cm}$$

$$\text{On prend : } h = 55 \text{ cm}$$

$$h/3 \leq b \leq h/2 \rightarrow h/3 \leq b \leq h/2$$

$$20 \text{ cm} \leq b \leq 30 \text{ cm}$$

$$\text{On prend : } b = 30 \text{ cm}$$

Pour la zone III (zone de forte sismicité) ; les règles parasismiques Algériennes, les dimensions des poutres doivent respecter les conditions ci-dessous :

$$h \geq 30 \rightarrow h = 55 \text{ cm} \dots \text{Vérfifié}$$

$$b \geq 20 \rightarrow b = 30 \text{ cm} \dots \text{Vérfifié}$$

$$h/b \leq 4 \rightarrow 1.8 < 4 \dots \dots \text{Vérfifié}$$

**VII.2.1.3 Poutres secondaires**

$$L_{\max} = 6.45 \text{ m}$$

$$L/15 \leq h \leq L/10 \rightarrow 645/15 \leq h \leq 645/10$$

$$43 \text{ cm} \leq h \leq 64.5 \text{ cm}$$

$$\text{On prend : } h = 50 \text{ cm}$$

$$h/3 \leq b \leq h/2 \rightarrow h/3 \leq b \leq h/2$$

$$16.67 \text{ cm} \leq b \leq 25 \text{ cm}$$

$$\text{On prend : } b = 30 \text{ cm}$$

Selon le RPA 99 (Version 2003), les dimensions des poutres doivent respecter les conditions ci-dessous :

$$h \geq 30 \rightarrow h = 50 \text{ cm} \dots \text{Vérfifié}$$

$$b \geq 20 \rightarrow b = 30 \text{ cm} \dots \text{Vérfifié}$$

$$h/b \leq 4 \rightarrow 1.67 < 4 \dots \dots \text{Vérfifié}$$

**VII.2.1.4 Les Poteaux :**

Ils sont dimensionnés par la platine de l'assemblage de pied poteaux donc on a platine de (80x80) cm<sup>2</sup> alors on prend poteaux de (100 x100) cm



### VII.3 Ferrailage des éléments de l'infrastructure

#### VII.3.1 Ferrailage de dalle pleine

Le plancher sont soumises à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges.

- **Charge permanente :**

$$G = 5,82 \text{ KN/m}^2$$

- **Charge d'exploitation :**

$$Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$$

##### VII.3.1.1 Détermination les efforts

Si  $\frac{L_x}{L_y} \leq 0.4$  → La dalle travaille dans un seul sens.

Si  $0.4 \leq \frac{L_x}{L_y} \leq 1$  → La dalle travaille dans les deux sens.

Pour une largeur unitaire, les moments sont définis comme :

$$M_x = \mu_x q L_x^2 \dots\dots\dots \text{Sens de la petite portée.}$$

$$M_y = \mu_y M_x \dots\dots\dots \text{Sens de la grande portée.}$$

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 :**  $M_{tx} = 0.85 M_x$

$$M_{ty} = 0.85 M_y$$

- **Moment sur appui :**  $M_{ax} = M_{ay} = 0.3 M_{x,y}$  (appui de rive)

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.5 M_{x,y} \text{ (autre appui)}$$

➤ **Panneau intermédiaire :**

- **Moment en travée :**  $M_{tx} = 0.75 M_x$

$$M_{ty} = 0.75 M_y$$

- **Moment sur appui :**  $M_{ax} = M_{ay} = 0.5 M_{x,y}$  (appui de rive)

$$\text{Avec } M_a = 0.5 M_0 \text{ et } M_0 = \frac{q l^2}{8}$$

➤ **Valeur de la pression sous plancher :**

$$\text{ELU : } q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 1 \text{ ml} = 11.61 \text{ kN/m}$$

$$\text{ELS : } q_{ser} = (G + Q) \times 1 \text{ ml} = 8.32 \text{ kN/m}$$

Le calcul des efforts sera calculé par la méthode forfaitaire d'une dalle qui repose sur 4 appuis.

➤ **Moment en travée et sur appui pour le panneau le plus sollicité à l'ELU :**

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau VII. 1:** Calcul des moments à l'ELU.

$L_x$ (m)	$L_y$ (m)	$L_x/L_y$	$\mu_x$	$\mu_y$	qu (kN/m)	$M_x$ (kNm)	$M_{tx}$ (kNm)	$M_y$ (kNm)	$M_{ty}$ (kNm)	$M_a$ (kNm)
6.45	6.77	0.95	0.041	0.887	11.61	19.80	16.83	17.56	14.92	8.78

➤ **Moment en travée et sur appui pour le panneau le plus sollicité à l'ELS :**

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau VII. 2:** Calcul des moments à l'ELS.

$L_x$ (m)	$L_y$ (m)	$L_x/L_y$	$\mu_x$	$\mu_y$	q <sub>ser</sub> (kN/m)	$M_x$ (kNm)	$M_{tx}$ (kNm)	$M_y$ (kNm)	$M_{ty}$ (kNm)	$M_a$ (kNm)
6.45	6.77	0.95	0.041	0.887	8.32	14.19	12.06	12.58	10.69	6.29

**VII.3.1.2 Calcul du ferrailage : [Annex 2]**

Le ferrailage se fait avec le moment maximum en travée et sur appuis du panneau le plus sollicité.

On applique l'organigramme d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple, avec :  
 $b=100\text{cm}$  ;  $h=15\text{ cm}$  ;  $d=13.5\text{cm}$  ;  $f_e=500\text{MPa}$  ;  $f_{c28}=25\text{MPa}$  ;  $f_{t28}=2,1\text{MPa}$  ;  $\sigma_s=434.78\text{MPa}$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau VII. 3:** Ferrailage du panneau le plus sollicité de la dalle pleine

	Sens	$M_u$ (kNm)	$A_s^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_s^{adp}$ (cm <sup>2</sup> )
Travée	X-X	16.83	2.33	6HA10	4.71
	Y-Y	14.92	2.06	6HA10	4.71
Appui	XX-YY	8.78	1.2	6HA10	4.71

➤ **Espacement :**

$$\text{Esp} \leq \min(3h ; 33\text{cm}) \quad \rightarrow \quad \text{Esp} \leq \min(45 ; 33)$$

**Travée :**

- Sens X :  $St \frac{100}{5} = 20 < 33\text{ cm}$
- Sens Y :  $St \frac{100}{5} = 20 < 33\text{ cm}$

**Appui :**

- Les deux sens :  $St \frac{100}{5} = 20 < 33\text{ cm} \quad \rightarrow \quad \text{on prend } St = 20\text{ cm}$

➤ **Vérification nécessaire :**

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{s \min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.30 \text{ cm}^2 < 4.71 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle du béton :**

On doit vérifier que :  $\tau_u < \bar{\tau}_u = \min(0.1 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$T_u = \frac{q_u L}{2} \rightarrow T_u = \frac{11.61 \times 6.77}{2} \rightarrow T_u = 39.29 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{39.29 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.29 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification de la contrainte tangentielle du béton :**

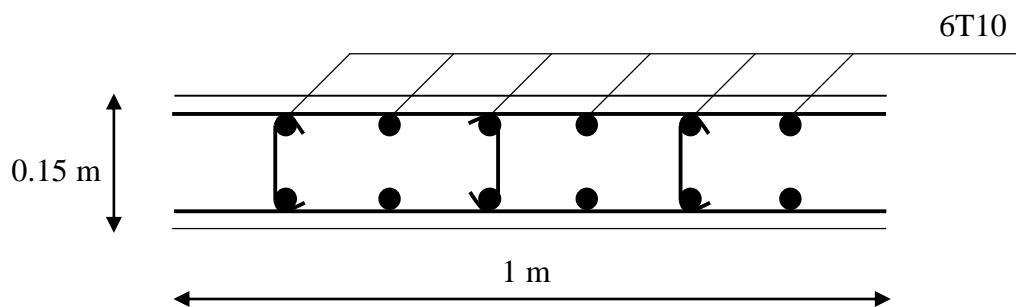
Il faut vérifier que :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} \quad \text{et} \quad \sigma_s < \bar{\sigma}_s$$

**Tableau VII. 4:** Vérification des contraintes de la dalle pleine à l'ELS.

	Sens	M <sub>ser</sub> (kNm)	A <sub>s</sub> <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérif
Trav	x-x	12.06	4.71	6.49	15	223.2	250	Oui
	y-y	10.69	4.71	3.09	15	223.2	250	Oui
App	x-x	6.29	4.71	1.82	15	131.3	250	Oui

**VII.3.1.3 Schéma ferrailage de dalle pleine**



**Figure VII. 2:** Ferrailage de la dalle pleine

### VII.3.1.4 Ferrailage des nervures

Le calcul des nervures est associé à des poutres en Te

- **Calcul des armatures longitudinales**

Le ferrailage se fait avec le moment maximum en travée et sur appuis, dans ETABS on a :

$$M_u (\text{travée}) = 29,29 \text{ KN.m}$$

$$M_u (\text{appui}) = 62,88 \text{ KN.m}$$

On applique l'organigramme II d'une section Te soumise à la flexion simple, avec :

$$B_{\text{eff}}=110\text{cm} ; b_0=30\text{cm} ; h=45\text{cm} ; e=20\text{cm} ; f_c=500\text{MPa} ; f_{c28}=25\text{MPa} ; f_{t28}=2,1\text{MPa} ; \sigma_s=43478\text{MPa}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau VII. 5:** Ferrailage du la nervure

	$M_u$ (kNm)	$A_s^{\text{cal}}$ (cm <sup>2</sup> )	choix	$A_s^{\text{adp}}$ (cm <sup>2</sup> )
Travée	29,29	1,4	4T14	6.16
Appui	62,88	3.75	4T14	6.16

➤ **Espacement :**

$$\text{Esp} \geq 1.5C_g \rightarrow C_g = 2.5 \text{ cm} \rightarrow \text{Esp} \geq 3.75 \text{ cm}$$

$$\text{Esp} = \frac{30 - (4 \times 1.0) - (4 \times 0.8) - (2 \times 3)}{3} = 5.6 \text{ cm} \geq 3.75 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Vérification nécessaire :**

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{s \text{ min}} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.17 \text{ cm}^2 < 6.16 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle du béton :**

On doit vérifier que :  $\tau_u < \bar{\tau}_u = \min (0.1f_{c28} ; 4\text{MPa}) = 2.5 \text{ Mpa}$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$T_u = \frac{q_u L}{2} \rightarrow T_u = 39.29 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{34.67 \times 10^3}{300 \times 450} = 0.29 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

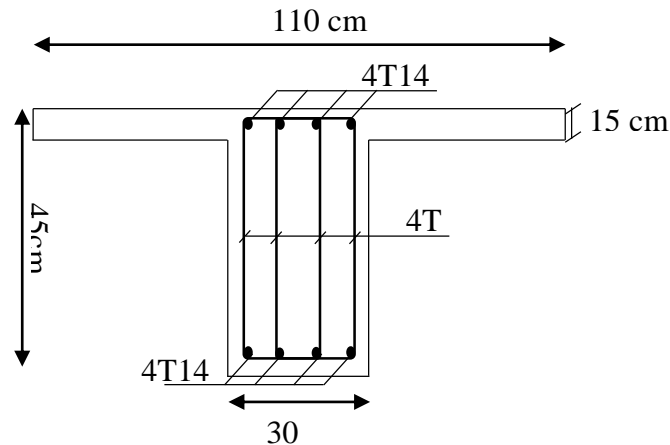
- **Vérification de la contrainte tangentielle du béton :**

Il faut vérifier que :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} \quad \text{et} \quad \sigma_s < \bar{\sigma}_s$$

**Tableau VII. 6:** Vérification des contraintes de la dalle pleine à l'ELS.

	$M_{ser}$ (kNm)	$A_s^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérif
Trav	39.29	6.16	4,22	15	166,2	250	Oui
App	21.32	6.16	2,29	15	90,2	250	Oui

**VII.3.1.5 Schéma ferrailage de la nervure :****Figure VII. 3:** Schéma de Ferrailage des nervures**VII.3.2 Ferrailage des poutres**

Le ferrailage des éléments résistants devra être conforme aux règlements parasismiques algérien (**RPA99 version 2003**) et BAEL91

- **Recommandations des règlements :**

Le pourcentage des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est donné par :

- $0.5\% \leq \frac{A}{b.h} \leq 4\%$  au niveau de la zone courante.
- $0.5\% \leq \frac{A}{b.h} \leq 6\%$  au niveau de la zone de recouvrement.

b : largeur de la poutre.

h : hauteur de la poutre.

- La longueur minimale de recouvrement est de  $50 \Phi$  (zone III).
- Dans les poteaux de rive et d'angle, les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90 %.
- La quantité d'armatures "  $A_t$  ", est donnée par :  $A_t = 0.003 \times St \times L$
- L : longueur de la poutre.

-  $S_t$  : espacement de deux cadres consécutifs, il est donné par :

$$\bullet S_t \leq \text{Min} \left[ \frac{h}{4}; 12\phi \right] \text{ (zone nodale).}$$

$$\bullet S_t \leq \frac{h}{2} \text{ (zone courante).}$$

Les armatures longitudinales sont déterminées en tenant compte de situation durable :

- Béton:  $\gamma_b = 1.5$  ;  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  ;  $\sigma_{bc} = 14.2 \text{ MPa}$ .
- Acier:  $\gamma_s = 1.15$  ; FeE 500 ;  $\sigma_s = 435 \text{ MPa}$ .

- **Calcul du ferrailage :**

Pour le cas de notre structure, les efforts sont déterminés par le logiciel ETABS.

On dispose de 2 types de poutres :

- Poutre principale : Pp 30x55 cm<sup>2</sup>
- Poutre secondaire : Ps 30x50 cm<sup>2</sup>

Les poutres sont ferrillées par le logiciel SOCOTEC (situation durable). Les tableaux suivants regroupent tous les résultats des efforts ainsi que la section d'armatures calculée pour chaque type de poutres

Telle que :

$A_s$  : représente les armatures de la fibre inférieure.

$A_s^{\prime}$  : représente les armatures de la fibre supérieure.

$$A_s^{\min} = 0.05 \times b \times h$$

**Tableau VII. 7:** Ferrailage des poutres a ELU

éléments	Section (cm <sup>2</sup> )	Position	$M^{\max}$ (KN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s^{\prime}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s^{\min}$ (cm <sup>2</sup> )
Poutre Principale	30x55	Travée	-41.08	1.78	0	9
		Appui	39,90	0	1,73	9
Poutre secondaire	30x50	Travée	-33.25	1.73	0	7.5
		Appui	32.34	0	1,69	7.5

- **Choix des armatures :**

**Tableau VII. 8:** Choix des armatures pour les poutres

éléments	Section (cm <sup>2</sup> )	Position	$A_s^{\max}$ Zone C (cm <sup>2</sup> )	$A_s^{\max}$ Zone R (cm <sup>2</sup> )	$A_s^{\min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s^{\text{cal}}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix d'armatures	$A_s^{\text{adopté}}$ (cm <sup>2</sup> )
Poutre Principale	30x55	Travée	72	108	9	1.78	4T20	12,57
		Appui	72	108	9	1,73	4T20	12,57
Poutre secondaire	30x50	Travée	60	90	7,5	1.73	4T16	8.04
		Appui	60	90	7,5	1,69	4T16	8.04

- **Condition de non fragilité :**

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Avec :

$$f_{t28}=2,1\text{MPa} ; f_e=500\text{MPa}$$

**Tableau VII. 9:** Vérification de la condition de non fragilité

Éléments	Section (cm <sup>2</sup> )	As <sup>choisi</sup> (cm <sup>2</sup> )	As <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )	Vérification
Poutre Principale	55x30	12,57	1,56	Vérifiée
Poutre secondaire	50x30	8.04	1,30	Vérifiée

- **Vérification vis-à-vis de l'état limite service :**

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (Mser, Nser), puis elles sont comparées aux contraintes admissibles données par [7] :

- **Béton :**

$$\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa}$$

- **Acier :**

- Fissuration peu nuisible : Pas de vérification.

- Fissuration préjudiciable :  $\sigma_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; \max(0.5 f_e; 110 \times \sqrt{\eta \cdot f_{ij}})\right)$

- Fissuration très préjudiciable :  $\sigma_s = \min\left(\frac{1}{2} f_e; 90 \times \sqrt{\eta \cdot f_{ij}}\right)$

Où :  $\eta = 1,60$  pour les aciers à HA.

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable.

$$\text{On doit vérifier que : } \begin{cases} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y + \frac{N}{A} < \bar{\sigma}_b = 15\text{MPa} \\ \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) + \frac{N}{A} \leq \bar{\sigma}_s = 250\text{MPa} \end{cases}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivants :

**Tableau VII. 10:** Vérification des poutres a l'ELS

éléments	Section (cm <sup>2</sup> )	Position	M <sup>ser</sup> (KN.m)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>bc</sub> <sup>adm</sup> (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ <sub>s</sub> <sup>adm</sup> (MPa)	Vérif
Poutre Principale	30x55	Travée	29,03	1,32	15	44,2	250	Oui
		Appui	-29.76	1,35		45,4		Oui
Poutre secondaire	30x50	Travée	23,53	1,84	15	68,1	250	Oui
		Appui	-24.2	1,89		70,1		Oui

- **Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant**

Il faut vérifier que :  $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$  Avec :

$T_u$  : l'effort tranchant maximum.

$b$  : Largeur de la section de la poutre.

$d$  : Hauteur utile.

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa} \text{ (Fissuration préjudiciable).}$$

**Tableau VII. 11:** Vérification de la contrainte de cisaillement

éléments	Section (cm <sup>2</sup> )	$T_{u \max}$ (kN)	$\tau_u$ (MPa)	$\tau_u^{\text{add}}$ (MPa)	Vérification
Poutre Principale	30x55	75.00	0.46	2,5	Oui
Poutre secondaire	30x50	63,55	0.47	2,5	Oui

- **Vérification de la flèche :**

On doit vérifier que :  $f_{\max} \leq \bar{f}$

$$\text{Avec : } \bar{f} = \begin{cases} 0,5 + \frac{L(\text{cm})}{1000} & \text{si } L > 5\text{m} \\ \frac{L(\text{cm})}{500} & \text{si } L \leq 5\text{m} \end{cases}$$

La vérification de la flèche a été faite en utilisant le logiciel SOCOTEC.

**Tableau VII. 12:** Vérification de la flèche des poutres

éléments	Section (cm <sup>2</sup> )	$f$ (mm)	$f^{\text{add}}$ (mm)	Vérification
Poutre Principale	30x55	5.4	11.77	Oui
Poutre secondaire	30x50	3.17	11.14	Oui

- **Armature de peau :**

Pour éviter des fissurations abusives dans les pièces relativement sollicitées, il convient à défaut de prévoir s'il y a lieu des armatures de peau, leur section est d'au moins 3 cm<sup>2</sup> par mètre de longueur

- **Pour la poutre principale :**  $h = 55\text{cm}$  donc  $A_p = 0.6 \cdot 3 = 1.8\text{cm}^2$

Donc on prend 4T10 = 3.14 cm<sup>2</sup>



## 1. Schéma ferrailage des poutres :

- Poutre secondaire 30x50 :

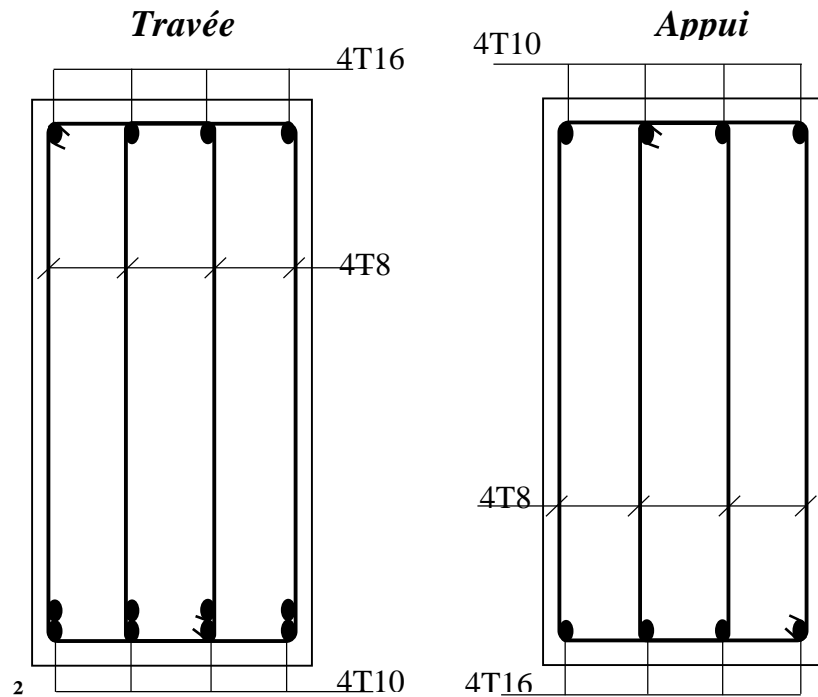


Figure VII. 4: Schéma de Ferrailage des Poutres secondaire

- Poutre principale 30x55 :

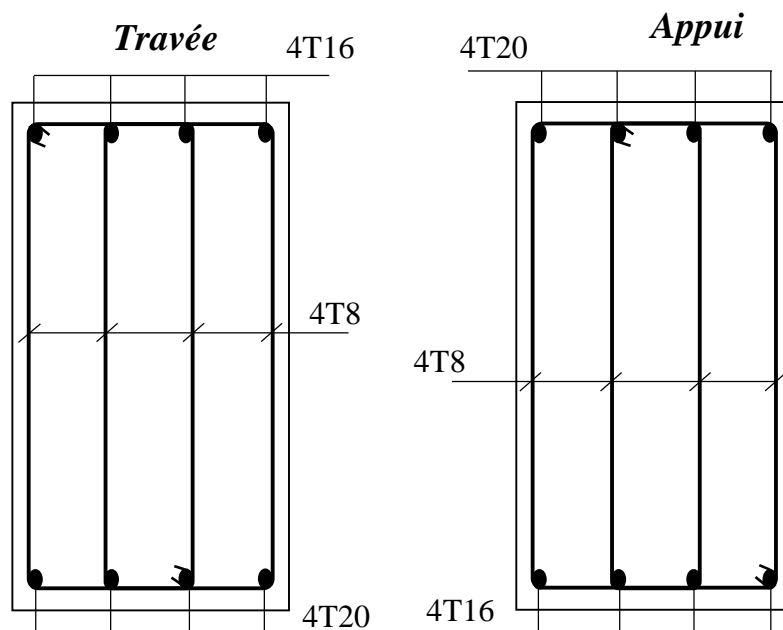


Figure VII. 5: Schéma de Ferrailage des Poutres principale

### VII.3.3 Ferrailage des poteaux

#### VII.3.3.1 Introduction

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux, ils constituent des points d'appuis pour les poutres et jouent un rôle très important dans la transmission des efforts vers les fondations.

#### VII.3.3.2 Combinaisons d'action

En fonction du type de sollicitations, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

**a- Selon CBA 93 :**

Situation durable ELU :  $1.35G+1.5Q$

**ELS :  $G+Q$**

**b- Selon RPA 99 :**

Situation accidentelle :  $G+Q+E$

$0.8G+E$

A partir de ces combinaisons, on distingue les cas suivants :

- **Cas 1** :  $N_{sd}^{max}$  ;  $M_{ysd}$  et  $M_{zsd}$  correspondant.
- **Cas 2** :  $M_{ysd}^{max}$  ;  $N_{sd}$  et  $M_{zsd}$  correspondant.

**Poteaux carrés :  $100 \times 100 \text{ cm}^2$**

Niveaux	Combo	$N_{ser}^{max}$ (KN)	$M_{ser}^{corr}$ (KN/m)	$A_{Scall}$ ( $\text{cm}^2$ )	$M_{ser}^{max}$ (KN/m)	$N_{ser}^{cor}$ (KN)	$A_{Scall}$ ( $\text{cm}^2$ )
	ELU	3359.58	-4.05	34.83	-30.74	1560.81	1.61
Sous-sol	$G+Q+E$	3982.96	88.24	37.78	-132.2	1728.90	16.48
	$0.8G+E$	3547.81	98.45	34.41	121.2	1379.26	18.18

$A_{s}^{max} \text{ cal} = 37.78 \text{ cm}^2$

chois : 8T25  $A_s = 39.27 \text{ cm}^2$

chois total : 30T25  $A_s = 147.35 \text{ cm}^2$

- **Calcul  $A_s$  min :**

Selon le RPA et BAEL on a :

$$A_s \text{ min} = \max (4U ; 0,2\%B ; 0,9\%B)$$

- $4U = 4 \times (100 \times 4) = 16 \text{ cm}^2$
- $0,2\%B = \frac{0,2}{100} \times (100 \times 100) = 20 \text{ cm}^2$
- $0,9\%B = \frac{0,9}{100} \times (100 \times 100) = 90 \text{ cm}^2$

$$A_s \text{ min} = 90 \text{ cm}^2$$

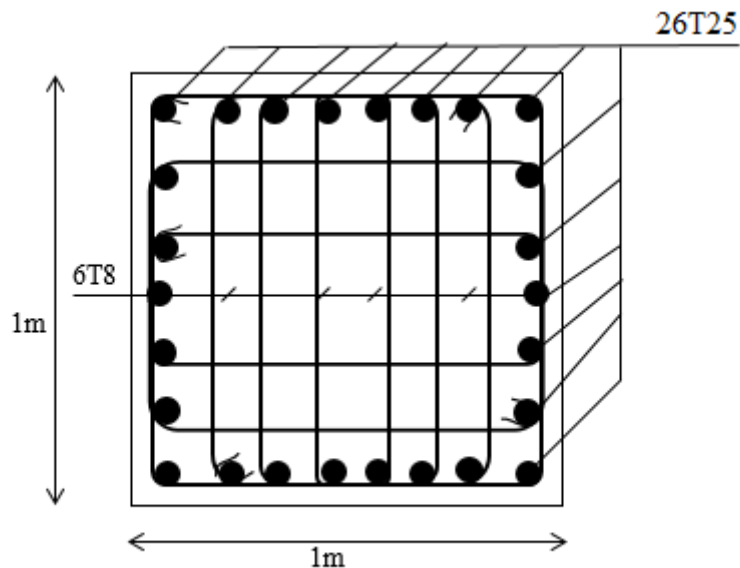
- **Calcul  $A_s$  max**

- $3\%B = 300 \text{ cm}^2$  (Zone courante)
- $6\%B = 600 \text{ cm}^2$  (zone de recouvrement)

Donc on prend  $A_s = 30T25 = 147.35 \text{ cm}^2$

$$A_s \text{ min} = 90 \text{ cm}^2 \leq A_s = 147.35 \text{ cm}^2 \leq A_s \text{ max} = 300 \text{ cm}^2$$

**Schéma de ferrailage :**



**Figure VII. 6:** Schéma de Ferrailage des poteaux

#### VII.4 Choix du type de fondation

Le choix des fondations se fait dans l'ordre suivant :

- Semelles isolées
- Semelles filantes
- Radier général

**VII.4.1 Semelles isolées**

Pour déterminer la surface nécessaire de la semelle isolée il faut que :  $\sigma_{max} \leq \sigma_{sol}$

$$\sigma_{max} = \frac{N_{ser}}{S} \leq \sigma_{sol} \rightarrow S \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

Pour :  $\begin{cases} N_{ser} = 3350.3 \text{ kN} \\ \sigma_{sol} = 2 \text{ bar} \end{cases}$

$S = 16.75 \text{ m}^2 \rightarrow$  Les dimensions de la semelle doivent être 4.5x4.5 m

$$L_{min} \geq 1,5 \times B$$

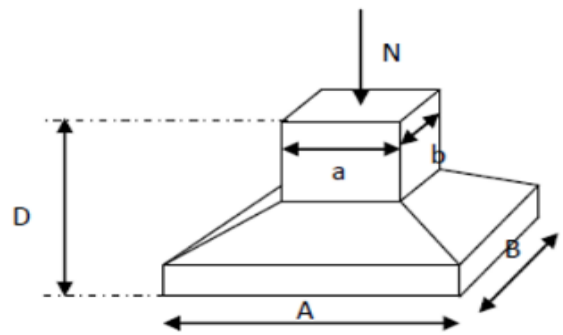
Avec :

$$L_{min} = 4.5 \text{ m}$$

$$1.5 \times B = 6.75 \text{ m}$$

$$6.75 \text{ m} > L_{min} = 4.5 \text{ m} \rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

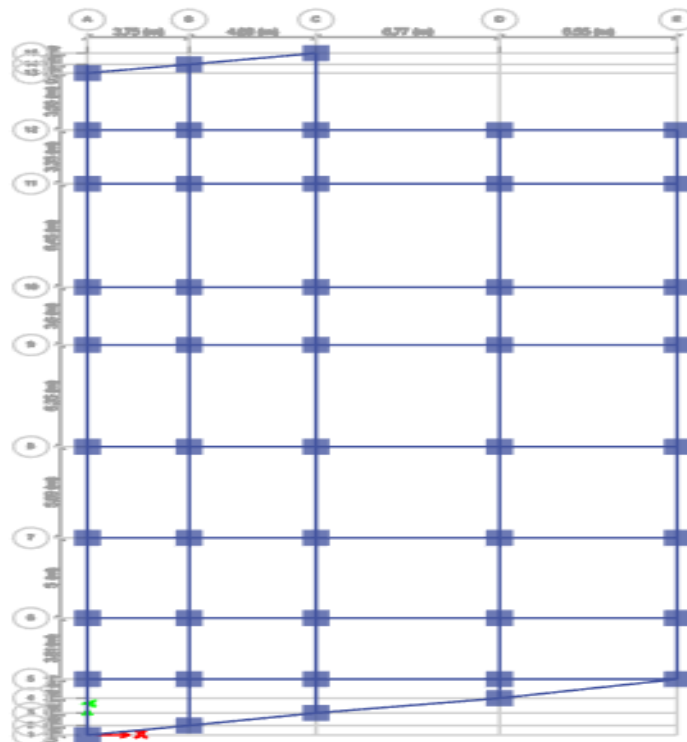
Les semelles isolées ne peuvent pas être adoptées car l'entre axe des poteaux est de  $L = 3 \text{ m}$ , il aura un chevauchement entre les semelles on passe donc à la vérification de la semelle filante.



**Figure VII. 7:** Semelle isolée.

**VII.4.2 Semelles filantes**

Pour déterminer la surface nécessaire de la semelle filante il faut que :  $\sigma_{max} \leq \sigma_{sol}$



**Figure VII. 8:** Schéma des semelles filantes

$$\sigma_{\max} = \frac{\sum N_{ser}}{L \times B} \leq \sigma_{sol} \rightarrow B \geq \frac{\sum N_{ser}}{L \times \sigma_{sol}}$$

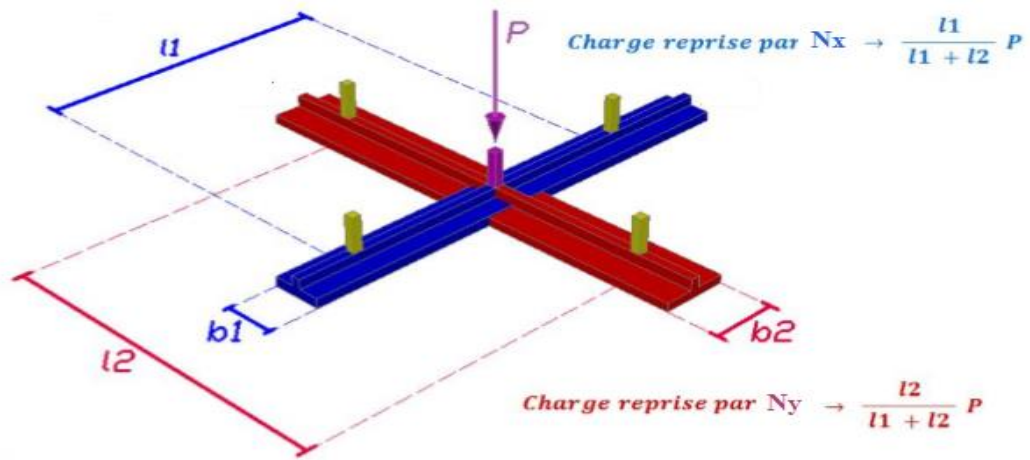


Figure VII. 10: Répartition des charges pour les poteaux centraux

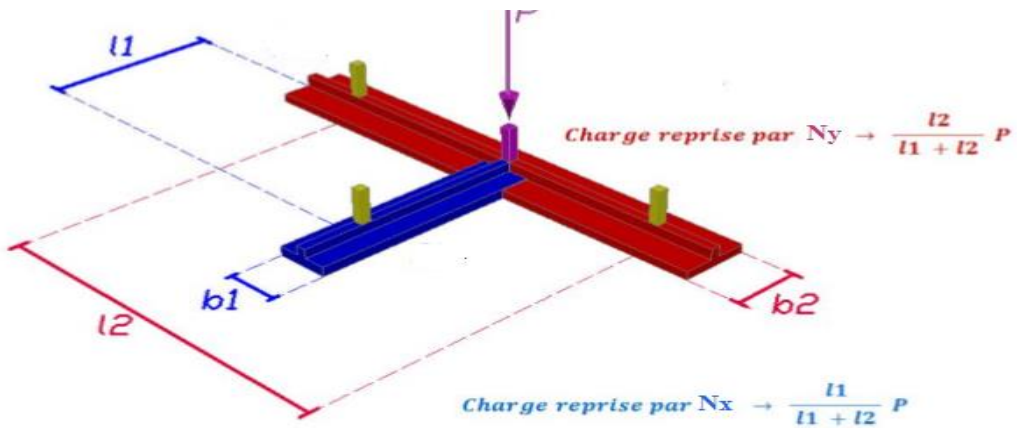


Figure VII. 9: Répartition des charges pour les poteaux de rives.

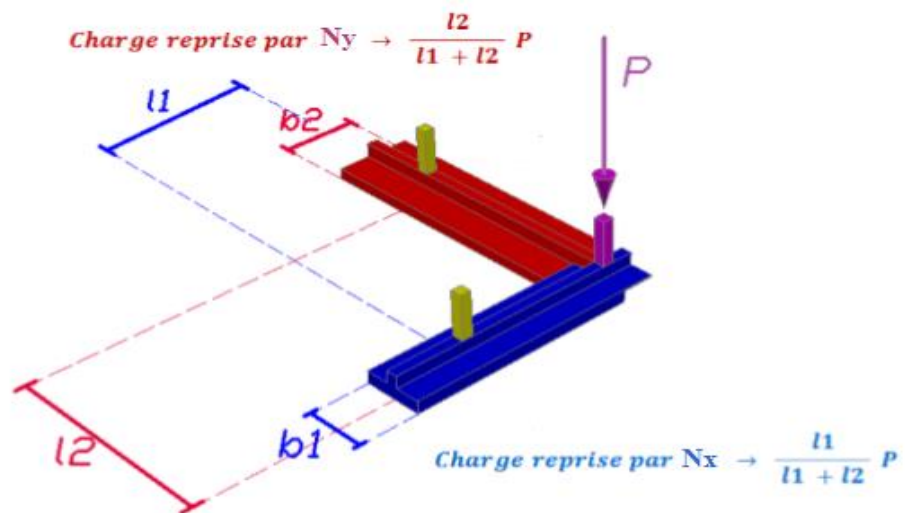


Figure VII. 11: Répartition des charges pour les poteaux d'angles

**Exemple de calcul :**

Le poteau le plus sollicité  $P = 2421,6558 \text{ kN}$

$$N_{(7-D)x} = \frac{5.345}{5.345 + 6.66} \times 2421,6558 = 0.45 \times 2421,6558 = 1089.75 \text{ kn}$$

$$N_{(7-D)y} = \frac{6.66}{6.66 + 5.345} \times 2421,6558 = 0,55 \times 2421,6558 = 1331.91 \text{ Kn}$$

**Tableau VII. 13:** Répartition pour les poteaux centraux.

	Central				
	Sens x-x	Sens y-y	P (KN)	Nx (KN)	Ny (KN)
7-D	0.445	0.555	2421,6558	1077.63	1344.01
7-C	0.48	0.51	2121,2804	1023.73	1097.54
6-D	0.40	0.60	1976,5203	786.31	1190.20
8-C	0.51	0.49	1871,1286	959.05	912.06
6-C	0.43	0.57	1740,1311	756.20	983.92
8-D	0.47	0.52	1721,1239	817.12	903.99
8-B	0.59	0.41	1668,3477	981.29	687.06
7-B	0.56	0.44	1529,904	855.37	674.53
9-B	0.54	0.46	1375,2447	744.49	744.48
10-B	0.54	0.49	1373,6163	743.60	630.00
11-B	0.53	0.46	1333,2407	713.31	619.92
6-B	0.51	0.49	1264,6887	645.92	618.76
9-C	0.47	0.53	1195,7437	556.22	639.51
10-C	0.47	0.53	1184,5206	553.95	630.56
11-C	0.46	0.54	1150,1304	530.66	619.46
5-C	0.30	0.69	1034,5212	314.63	719.88
12-B	0.45	0.54	1019,3323	459.09	560.23
5-D	0.27	0.73	941,6962	257.011	684.67
5-B	0.37	0.63	912,6845	340.04	572.63
12-C	0.58	0.41	849,2993	496.14	353.15
10-D	0.57	0.43	521,3622	297.15	224.20
11-D	0.58	0.42	519,3768	299.22	220.15
9-D	0.57	0.43	518,8424	296.99	221.85

**Tableau VII. 14:** Répartition pour les poteaux de rives.

	Angle				
	Sens x-x	Sens y-y	P (KN)	Nx (KN)	Ny (KN)
13-A	0.51	0.487	747,5125	383.47	364.04
15-C	0.79	0.20	607,6878	480.40	127.28
12-E	0.64	0.35	448,9697	290.87	158.09
5-E	0.63	0.37	421,2374	266.31	154.91
1-A	0.86	0.14	92,16	79.45	12.71

**Tableau VII. 15:** Répartition pour les poteaux d'angles.

	Rive				
	Sens x-x	Sens x-x	P (KN)	Nx (KN)	Ny (KN)
7-E	0.45	0.55	1202,7009	539.70	661.1
8-E	0.48	0.52	1127,0312	539.75	587.28
6-E	0.40	0.60	1060,8984	426.29	634.60
8-A	0.62	0.38	979,7994	603.71	376.07
9-A	0.57	0.43	893,9441	509.50	384.43
7-A	0.59	0.41	857,6292	504.01	353.60
10-A	0.57	0.43	811,8829	464.92	346.96
11-A	0.57	0.43	779,1737	441.38	337.80
6-A	0.54	0.46	710,7243	383.70	327.01
4-D	0.85	0.15	625,6528	530.80	94.84
3-C	0.73	0.27	607,1966	443.57	163.62
14-B	0.86	0.14	595,7228	510.80	84.93
12-A	0.48	0.52	574,4802	275.48	299.00
5-A	0.4	0.6	563,1201	225.25	337.87
2-B	0.84	0.16	560,2708	472.69	87.57
9-E	0.43	0.57	257,5131	111.09	146.41
10-E	0.43	0.56	257,3893	111.73	145.64
11-E	0.43	0.57	257,3498	111.02	146.31
12-D	0.67	0.33	180,3216	119.98	60.34

- Calcul les efforts de la structure dans la semelle filante

- Suivant X :

**Tableau VII. 16:** Sections initial des semelles filantes sens X.

Files	N (KN)	L(m)	B(m)	S (m <sup>2</sup> )
A	3670.85	41.79	0.44	18.39
B	6466.6	41.73	0.77	32.13
C	6114.55	41.11	0.68	27.95
D	4482.211	35.95	0.64	23.01
E	2396.76	34.76	0.34	11.82

- Suivant Y :

**Tableau VII. 17:** Sections initial des semelles filantes sens Y.

Files	N (KN)	L(m)	B(m)	S (m <sup>2</sup> )
1	12.71	0	0	0
2	87.57	3.75	0,11	0.41
3	163.62	8.43	0.09	0.758
4	94.84	15.2	0.031	0.471
5	2469.96	21.75	0,56	12.18
6	3754.49	21.75	0,86	18.70
7	4130.78	21.75	0,94	20.44
8	3466.46	21.75	0,79	17.18
9	2136.68	21.75	0,49	10.65
10	1977.36	21.75	0,45	9.78
11	1943.64	21.75	0,44	9.54
12	1430.78	21.75	0.32	6.96
13	364.04	0	0	0
14	84.93	3.75	0.11	0.412
15	127.28	8.43	0.075	0.632

- Calcul les efforts du sol dans la semelle filante

On a ajouté le poids du sol appliqué sur les semelles, Avec :

- $\gamma_{sol} = 22 \text{ KN/m}^3$
- $P_{sol} = S \times h \times \gamma_{sol}$  ( $h$  = profond de la semelle = 1,5 m)



- Suivant X :

**Tableau VII. 18:** Poids du sol appliqué dans les semelles filantes sens X.

Files	L(m)	S (m <sup>2</sup> )	P <sub>sol</sub>
A	41.79	18.39	606.87
B	41.73	32.13	1060.29
C	41.11	27.95	922.35
D	35.95	23.01	759.33
E	34.76	11.82	390.06

- Suivant Y :

**Tableau VII. 19:** Poids du sol appliqué dans les semelles filantes sens Y.

Files	L(m)	S (m <sup>2</sup> )	P <sub>sol</sub>
1	0	0	0
2	3.75	0.41	13.53
3	8.43	0.758	25.014
4	15.2	0.471	15.543
5	21.75	12.18	401.94
6	21.75	18.70	617.1
7	21.75	20.44	674.52
8	21.75	17.18	566.94
9	21.75	10.65	351.45
10	21.75	9.78	322.74
11	21.75	9.54	314.82
12	21.75	6.96	229.68
13	0	0	0
14	3.75	0.412	13.596
15	8.43	0.632	20.856

• **Calcul l'effort total et la section finale de la semelle filante**

- Suivant X :

**Tableau VII. 20:** Sections finale des semelles filantes sens X.

Files	L(m)	N (KN)	P <sub>sol</sub> (KN)	P <sub>finale</sub> (KN)	B(m)	B <sub>finale</sub> (m)	S (m <sup>2</sup> )
A	41.79	3670.85	606.87	4277.72	0.46	1.5	62.685
B	41.73	6466.6	1060.29	7526.89	0.81	1.5	62.595
C	41.11	6114.55	922.35	7036.9	0.77	1.5	61.665
D	35.95	4482.211	759.33	5241.54	0.65	1.5	53.925
E	34.76	2396.76	390.06	2786.82	0.36	1.5	52.14

Suivant Y :

Tableau VII. 21: Sections finale des semelles filantes sens Y

Files	L(m)	N (KN)	P <sub>sol</sub> (KN)	P <sub>finale</sub> (KN)	B(m)	B <sup>finale</sup> (m)	S (m <sup>2</sup> )
1	0	12.71	0	12.71	0	1.5	0
2	3.75	87.57	13.53	101.1	0.12	1.5	5.625
3	8.43	163.62	25.014	188.63	0.10	1.5	12.645
4	15.2	94.84	15.543	110.38	0.03	1.5	22.8
5	21.75	2469.96	401.94	2871.9	0.59	1.5	32.625
6	21.75	3754.49	617.1	4371.59	0.90	1.5	32.625
7	21.75	4130.78	674.52	4805.3	0.99	1.5	32.625
8	21.75	3466.46	566.94	4033.4	0.83	1.5	32.625
9	21.75	2136.68	351.45	2488.13	0.51	1.5	32.625
10	21.75	1977.36	322.74	2300.1	0.47	1.5	32.625
11	21.75	1943.64	314.82	2258.46	0.46	1.5	32.625
12	21.75	1430.78	229.68	1660.46	0.34	1.5	32.625
13	0	364.04	0	364.04	0	1.5	0
14	3.75	84.93	13.596	98.526	0.11	1.5	5.625
15	8.43	127.28	20.856	148.136	0.07	1.5	12.645

Surface de la semelle filante  $S_{sem} = 613.35m^2$

$$\frac{S_{sem}}{S_{batiment}} = \frac{613.35}{932.75} = 65.75 \% > 50 \%$$

Donc on opte pour un radier général pour notre structure.

#### VII.4.3 Radier général :

On va opter pour un radier général comme type de fondation pour notre structure. Le radier travaille comme un plancher renversé.

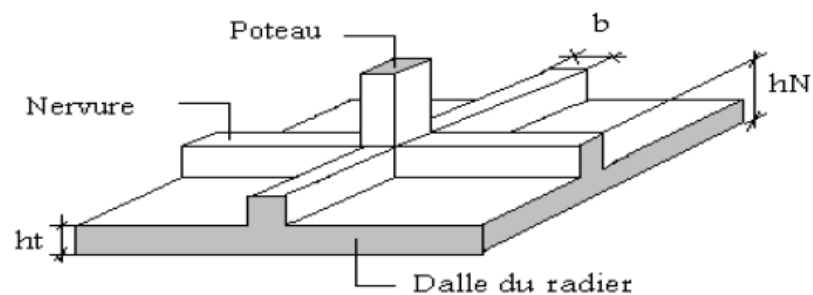


Figure VII. 12: Schéma d'un radier.

### VII.4.3.1 Pré dimensionnement du radier rigide

#### 1. La dalle :

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :  $h_d \geq \frac{L_{\max}}{20}$

Avec :

$L_{\max}$  : La longueur max entre les axes des poteaux.

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{677}{20} = 33.85 \text{ cm}$$

Alors on prend  $h_d = 40 \text{ cm}$  pour l'épaisseur de la dalle.

#### 2. La nervure :

##### - Hauteur de la nervure :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_{N1} \leq \frac{L_{\max}}{10} \rightarrow \frac{677}{15} \leq h_{N1} \leq \frac{677}{10} \rightarrow 45.13 \leq h_{N1} \leq 67.7$$

On prend  $h_{N1} = 60 \text{ cm}$

##### - Largeur de la nervure :

$$b \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{677}{10} = 67.7 \text{ cm}$$

On prend  $b = 70 \text{ cm}$

##### - Condition de la raideur (rigidité) :

Pour étudier le raideur, on utilise la notion de la longueur élastique définie par l'expression

suivante :  $L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e + a$

$$\text{Avec : } L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$$

Avec :

I : L'inertie de la section transversale du radier.

b : Entre axe des poteaux.

E : Module de Yong équivalent ( $E=20\,000 \text{ MPa}$ ).

K: Coefficient de raideur du sol ( $0,5 \text{ kg/cm}^3 \leq K \leq 12 \text{ kg/cm}^3$ ).

$K=0,5 \text{ [kg/cm}^3]$  → pour un très mauvais sol.

$K=4 \text{ [kg/cm}^3]$  → pour un sol de densité moyenne.

$K=12 \text{ [kg/cm}^3]$  → pour un très bon sol.

Nous avons un sol de densité moyenne →  $K=4 \text{ [kg/cm}^3]$ .

**Tableau VII. 22:** Choix de la hauteur des nervures.

$h_{\text{nervure}} \text{ (m)}$	0.7	1.6	2	2.1
$I \text{ (m}^4\text{)}$	0.103	0.673	1.841	2.90
$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$	2.247	3.603	4.291	4.463
$\left(Le \times \frac{\pi}{2}\right) + a$	4.53	6.66	7.74	8.01
$L_{\text{max}} \text{ (m)}$	6.77	6.77	6.77	6.77

Donc :

$$h_{\text{nervure}} \text{ (m)} = 2.1 \text{ m}$$

$$b_{\text{nervure}} \text{ (m)} = 0.7 \text{ m}$$

### 3. Caractéristiques géométriques du radier

Selon le : calcul :

- **Position du centre de gravité :**

- $X_G = 10.42 \text{ m}$

- $Y_G = 20.60 \text{ m}$

- **Moments d'inertie :**

$$I_{xx} = 74611.77 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = 56591.06 \text{ m}^4$$

### 4. Les vérifications nécessaires du radier manuellement :

- **Vérification vis-à-vis la stabilité au renversement :**

Selon **RPA99/version 2003(Art.10.1.5)** on doit vérifier que :  $e = \frac{M_r}{N} < \frac{B}{4}$

Avec :

$M_R$  : Moment de renversement dû aux forces sismique.

$$M_R = \sum M_0 + V_0 h$$

$M_0$  : Moment à la base de la structure.

$V_0$  : L'effort tranchant à la base de la structure.

$h$  : Profondeur de l'ouvrage de la structure.

$N$  : Poids de la structure (y compris le radier).

$$N = N_G + N_R + N_T$$

$N_G$  : Poids de la structure.

$N_R$  : Poids du radier nervuré.

$N_T$  : Poids des terres.

$$N_G = 45464,7606 \text{ KN}$$

$$N_R = P(\text{radier}) + P(\text{les nervures}) = [932.75 \times 0.5 \times 25] + [0.7 \times 1.6 \times (358.95 + 208.95)25]$$

$$N_R = 27560.575 \text{ KN}$$

$$N_T = [(932.75 - (567.9 \times 0.7)) \times 1.6 \times 22] = 18839.744 \text{ KN}$$

$$\rightarrow N = 91865.0796 \text{ KN}$$

$$M_{rx} = 70599,4476 \text{ KN.m}$$

$$M_{ry} = 90756,1335 \text{ KN.m}$$

- **Suivant X-X :**

$$e_x = \frac{M_r}{N} < \frac{B}{4} \rightarrow e = \frac{70599,4476 + (4396,1298 \times 5.5)}{91865.0796} < \frac{70}{4}$$

$$e_x = 1.03 < 17.5 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Suivant Y-Y :**

$$e_x = \frac{M_r}{N} < \frac{B}{4} \rightarrow e = \frac{161907,0822 + (3575,9508 \times 5.5)}{91865.0796} < \frac{60}{4}$$

$$e_x = 1.98 < 15 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

La condition est vérifiée donc le bâtiment est stable.

• **Vérification des contraintes :**

- **Sollicitation du premier genre :**

$$\text{On doit vérifier que : } \sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

$$\frac{91865.0796}{932.75} = 98.49 \text{ KN/m}^2 \leq \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **Sollicitation du second genre :**

On doit vérifier les contraintes sous le radier ( $\sigma_1$  ;  $\sigma_2$ )

$$\text{Avec : } \sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M}{I} V; \sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M}{I} V \quad \delta_{moy} = \frac{3\sigma^{\max} + \sigma^{\min}}{4}$$

$$N_u = N_u (\text{structure}) + 1,35 \times (N_R + N_T).$$

$$N_u = 63033,6682 + 1,35 \times (27560.575 + 18839.744)$$

$$N_u = 125674.09 \text{ KN}$$

$$M_{rx} = 70599,4476 \text{ KN.m}$$

$$M_{ry} = 90756,1335 \text{ KN.m}$$

$$V_x = X_G = 10.42 \text{ m.}$$

$$V_y = Y_G = 20.60 \text{ m.}$$

Les résultats des vérifications sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau VII. 23:** Contrainte sous le radier à l'ELU.

	$\sigma_1(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_2(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right)(\text{kN/m}^2)$
Sens x-x	144.59	124.88	139.66
Sens y-y	167.77	101.70	151.25
Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1.5\sigma_{\text{sol}} = 300$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right) < 1.33 \sigma_{\text{sol}} = 266$

**Tableau VII. 24:** Contrainte sous le radier à l'ELS.

	$\sigma_1(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_2(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right)(\text{kN/m}^2)$
Sens x-x	108.34	88.63	103.41
Sens y-y	131.53	65.45	115.01
Vérification	$\sigma_1^{\max} < \sigma_{\text{sol}} = 200$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right) < \sigma_{\text{sol}} = 200$

Les contraintes sont vérifiées à l'ELU et à l'ELS, donc pas de risque de soulèvement

## 5. Ferrailage du radier :

### ➤ Ferrailage de la dalle :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les poutres qui sont soumises à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges.

#### - Détermination des efforts :

Si  $\frac{L_x}{L_y} \leq 0.4$  → La dalle travaille dans un seul sens.

Si  $0.4 \leq \frac{L_x}{L_y} \leq 1$  → La dalle travaille dans les deux sens.

Pour une largeur unitaire, les moments sont définis comme :

$M_x = \mu_x qL_x^2$  ..... Sens de la petite portée.

$M_y = \mu_y M_x$  ..... Sens de la grande portée.

Pour le calcul, on suppose que les panneaux soient encastrés au niveau des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

- **Panneau de rive :**

- **Moment en travée :**  $M_{tx} = 0.85 M_x$

$$M_{ty} = 0.85 M_y$$

- **Moment sur appui :**  $M_{ax} = M_{ay} = 0.3M_{x,y}$  (appui de rive)

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.5M_{x,y}$$
 (autre appui)

- **Panneau intermédiaire :**

- **Moment en travée :**  $M_{tx} = 0.75 M_x$

$$M_{ty} = 0.75 M_y$$

- **Moment sur appui :**  $M_{ax} = M_{ay} = 0.5M_{x,y}$  (appui de rive)

$$\text{Avec } M_a = 0.5M_0 \text{ et } M_0 = \frac{q l^2}{8}$$

- **Valeur de la pression sous radier :**

$$\text{ELU : } q_u = \sigma_m \times 1\text{ml} = 151.25 \text{ kN/m}$$

$$\text{ELS : } q_{\text{ser}} = \sigma_m \times 1\text{ml} = 115.01 \text{ kN/m}$$

Le calcul des efforts sera calculé par la méthode forfaitaire d'une dalle qui repose sur 4 appuis.

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau VII. 25:** Calcul des moments à l'ELU.

$L_x$ (m)	$L_y$ (m)	$L_x/L_y$	$\mu_x$	$\mu_y$	$Q_u$ (kN/m)	$M_x$ (kNm)	$M_{tx}$ (kNm)	$M_y$ (kNm)	$M_{ty}$ (kNm)	$M_a$ (kNm)
6.77	6.45	0.95	0.041	0.887	151.25	284.22	213.17	252.10	189.08	142.11

**Tableau VII. 26:** Calcul des moments à l'ELS.

$L_x$ (m)	$L_y$ (m)	$L_x/L_y$	$\mu_x$	$\mu_y$	$q_{\text{ser}}$ (kN/m)	$M_x$ (kNm)	$M_{tx}$ (kNm)	$M_y$ (kNm)	$M_{ty}$ (kNm)	$M_a$ (kNm)
6.77	6.45	0.95	0.0483	0.9236	115.01	254.60	190.95	102.01	106.22	127.30

➤ **Calcul du ferrailage :**

Le ferrailage se fait avec le moment maximum en travée et sur appuis du panneau le plus sollicité.

On applique l'organigramme d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple, avec :

$$b=100\text{cm} ; h=40\text{cm} ; d=45\text{cm} ; f_e=500\text{MPa} ; f_{c28}=25\text{MPa} ; f_{t28}=2,1\text{MPa} ; \sigma_s=434.78\text{MPa}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau VII. 27:** Ferrailage du panneau le plus sollicité du radier.

	Sens	M <sub>u</sub> (kNm)	A <sub>s</sub> <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	choix	A <sub>s</sub> <sup>adp</sup> (cm <sup>2</sup> )
Travée	X-X	213.17	14,55	10HA14	15.39
	Y-Y	189.08	12,8	10HA14	15.39
Appui	XX-YY	142.11	9,47	7HA14	10.78

- **Espacement :**

$$\text{Esp} \leq \min(3h ; 33\text{cm}) \rightarrow \text{Esp} \leq \min(120 ; 33)$$

**Travée :**

- Sens X :  $St \frac{100}{9} = 11.11 < 33 \text{ cm}$
- Sens Y :  $St \frac{100}{9} = 11.11 < 33 \text{ cm}$

on prend  $St = 10 \text{ cm}$

**Appui :**

- Les deux sens :  $St \frac{100}{6} = 16.66 < 33 \text{ cm} \rightarrow$  on prend  $St = 15 \text{ cm}$

- **Vérification nécessaire :**

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{s \min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 4.347 \text{ cm}^2 < 10.78 \text{ cm}^2$$

- **Vérification des contraintes à l'ELS :**

Il faut vérifier que :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} \quad \text{et} \quad \sigma_s < \bar{\sigma}_s$$

**Tableau VII. 28:** Vérification des contraintes de la dalle du radier à l'ELS

	Sens	M <sub>ser</sub> (kNm)	A <sub>s</sub> <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ <sub>s</sub> (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérif	A <sub>s</sub> <sup>adp</sup> (cm <sup>2</sup> )	Choix	σ <sub>bc</sub> (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérif
Trav	x-x	190.95	15.39	9,41	15	380,7	250	Non	25.13	8HA20	7,3	236,4	Oui
	y-y	106.22	15.39	5,23	15	211,8	250	Oui					-
A	x-x	127.30	10.78	7,49	15	358,4	250	Non	16.08	8HA16	6,13	243,2	Oui



- **Vérification de la contrainte tangentielle du béton :**

On doit vérifier que :  $\tau_u < \bar{\tau}_u = \min(0.1f_{c28} ; 4\text{MPa}) = 2.5 \text{ Mpa}$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$T_u = \frac{q_u L}{2} \rightarrow T_u = \frac{151.25 \times 6.77}{2} \rightarrow T_u = 511.98 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{611.44 \times 10^3}{1000 \times 360} = 1.7 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Ferraillage de nervure :**

- **Détermination des efforts :**

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire

$$\text{On a : } M_0 = \frac{qL^2}{8}$$

En travée :  $M_t = 0,85M_0$

Sur appuis :  $M_a = 0,50M_0$

$$M_0 = \frac{151.25 \times 6.77^2}{8} = 866.53 \text{ kN.m}$$

➤ **Calcul des armatures :**

Le ferraillage se fait avec le moment maximum en travée et sur appuis du panneau le plus sollicité.

On applique l'organigramme d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple, avec :

$b = 70\text{cm} ; h = 210 \text{ cm} ; d = 189 \text{ cm}$

**Tableau VII. 29:** Calcul du ferraillage de la nervure.

	$M_u$ (kNm)	$A_s^{\text{cal}}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_s^{\text{adp}}$ (cm <sup>2</sup> )
Travée	736.55	8,3	6HA20	16.86
Appui	433.27	4.86	6HA20	16.86

• **Vérification nécessaire :**

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{s \text{ min}} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 14.20 \text{ cm}^2 < 16.86 \text{ cm}^2$$

- **Vérification des contraintes à l'ELS :**

Il faut vérifier que :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} \quad \text{et} \quad \sigma_s < \bar{\sigma}_s$$

$$M_0 = \frac{115.01 \times 6.77^2}{8} = 658.91 \text{ kN.m}$$

**Tableau VII. 30:** Vérification des contraintes de la nervure à l'ELS.

	$M_{ser}$ (kNm)	$A_s^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérif
Trav	560.07	16.86	2,1	15	169,2	200	Oui
App	280.03	16.86	1,05	15	84,6	200	Oui

- **Vérification de la contrainte tangentielle du béton :**

On doit vérifier que :  $\tau_u < \bar{\tau}_u = \min (0.1f_{c28} ; 4\text{MPa}) = 2.5 \text{ Mpa}$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$T_u = \frac{q_u L}{2} \rightarrow T_u = \frac{115.01 \times 6.77}{2} \rightarrow T_u = 389.31 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{389.31 \times 10^3}{700 \times 1890} = 0.29 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Armatures de peau :**

Les armatures de peau sont réparties à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur, leur section est au moins 3cm<sup>2</sup> par mètre de longueur de paroi mesuré perpendiculaire à leur direction.

Dans notre cas :

$$h = 210 \text{ cm}$$

$$A_p = 5 \text{ cm}^2/\text{ml} \times 210 \rightarrow A_p = 10.5 \text{ cm}^2$$

On opte pour 6T16 comme armature de peau.  $A_p = 12.06 \text{ cm}^2$

➤ Schéma de ferrailage :

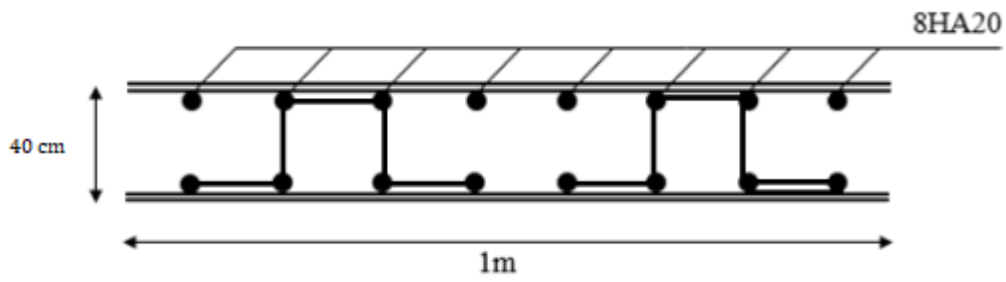


Figure VII. 13: Ferrailage de la dalle du radier sens x-x

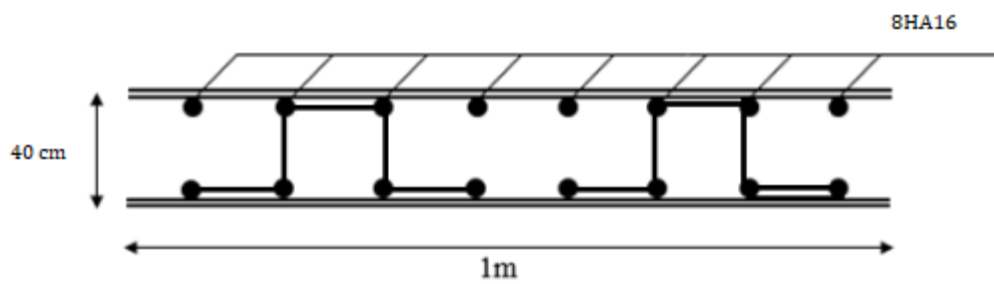


Figure VII. 14: Ferrailage de la dalle du radier sens y-y

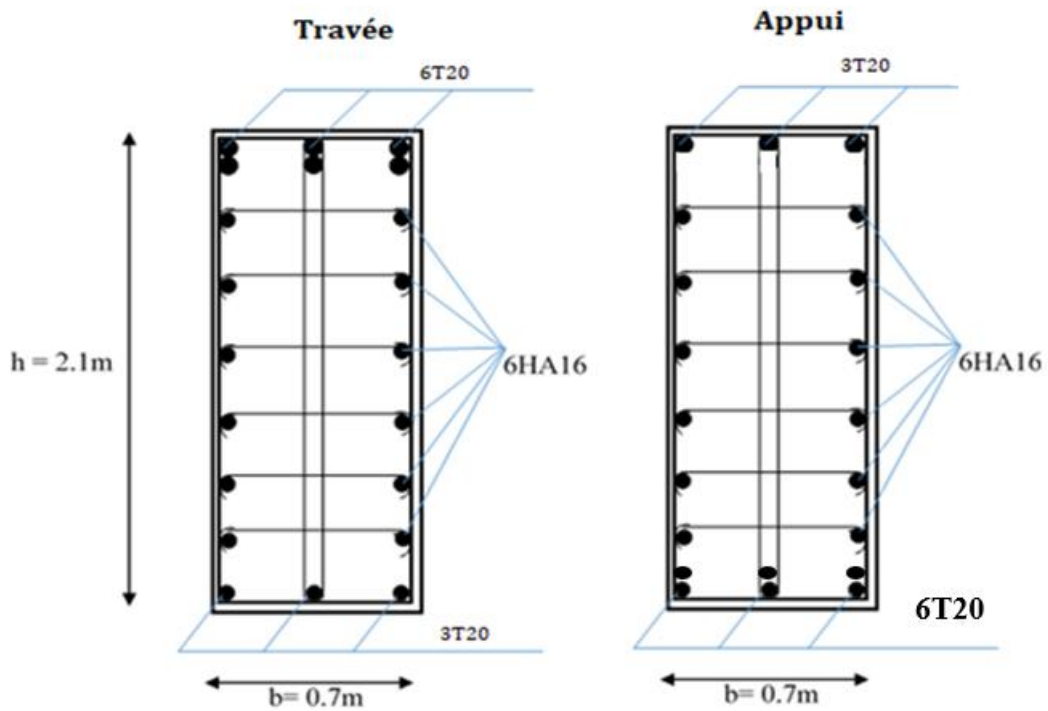


Figure VII. 15: Ferrailage de la nervure

## Conclusion générale

Dans ce projet nous avons abordé les différentes étapes de l'étude d'une structure nécessitant l'ensemble des informations acquises durant notre cursus universitaire. Ce mémoire nous a permis d'un côté d'assimiler les différentes techniques et logiciels de calcul des structures, ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment.

Les points importants tirés de cette étude sont :

Le pré dimensionnement est une étape préliminaire qui a pour but de choisir des sections pour les éléments structuraux afin de les modéliser. Un pré-dimensionnement bien fait facilitera énormément l'étude dynamique de la structure.

Le séisme, un des effets à considérer dans le cadre de la conception des structures, reste le plus dangereux. Ainsi la modélisation des structures nécessite une bonne maîtrise de la méthode des éléments finis et des logiciels de calcul (ETABS).

La conception et le calcul des assemblages revêtent en construction métallique d'une importance équivalente à celle du dimensionnement des éléments pour la sécurité finale de la structure. Le calcul des assemblages est fait par le logiciel « Autodesk Robot structural analysis » et IDEA StatiCa ».

Le choix du type de fondation dépend de la nature du sol et des charges prévenant de la structure, dans notre cas, un radier nervuré a été nécessaire afin de stabiliser la structure.

# Références bibliographiques

- [1]: Charges permanentes et charges d'exploitation (**DTR B.C 2.2**).
- [2] : Règles de conception et de calcul des structures en acier "CCM 97 ";(Document technique réglementaire **D.T.R-B.C.2.44**).
- [3] Université Saad Dahlab de Blida ; **Guide de rédaction d'un projet de fin d'études**.
- [4] : Règles parasismique Algérienne **RPA99 version 2003** ; (Document technique réglementaire (**D.T.R-B.C.2.48**).
- [5]: EC3, Calcul des structures en acier, partie 1-1, règles générales et règles pour les bâtiments.
- [6]: EC4, Conception et dimensionnement des structures mixte acier-béton partie 1-1, règles générales et règles pour les bâtiments.
- [7] : Le BAEL99, D.T.U, Béton armé aux états limites 91, modifié 99.
- [8] : Cours charpente métallique 1, **Mr MENNADI**.
- [9] : Calcul des éléments résistants d'une construction métallique, **Mr Lahlou DAHMANI**.
- [10] : EC2, Calcul des structures en béton, partie 1-1, règles générales et règles pour les bâtiments

# **Annexes**

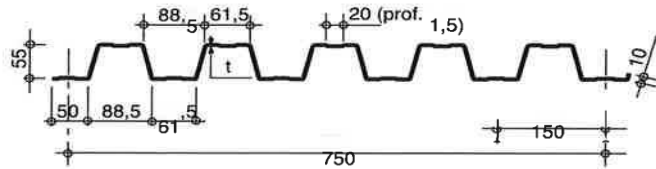
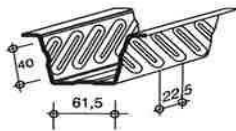
# Annexe 1



monopanel

## HI-BOND 55.750

Certificat CSTBat



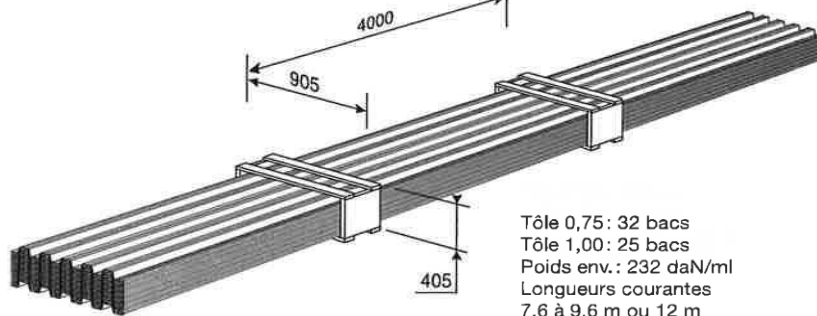
Nota: Commander des profils sans raidisseurs en fonds des nervures dans le cas de solives avec connecteurs sous le nom HI-BOND 55.750 C.

### Identification

Epaisseur t en cm	Masse en kg/m <sup>2</sup>
0,75	9,30
0,88	10,91
1,00	12,40
1,20	14,88

### Manutention - Emballage

Epaisseur t en mm	Masse en kg/ml
0,75	6,97
0,88	8,18
1,00	9,30
1,20	11,16



Tôle 0,75: 32 bacs  
Tôle 1,00: 25 bacs  
Poids env.: 232 daN/ml  
Longueurs courantes  
7,6 à 9,6 m ou 12 m

### Valeurs de calcul

Epaisseur t en mm	Epaisseur acier en mm	Aire d'acier en cm <sup>2</sup> /m	Position fibre neutre		Mt d'inertie i en cm <sup>4</sup>	Modules de résistance	
			v <sub>1</sub> en cm	v <sub>2</sub> en cm		i <sub>v<sub>1</sub></sub>	i <sub>v<sub>2</sub></sub>
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 franchissables par la tôle HI-BOND, telles que mesurées selon la figure de la colonne de gauche, admissibles sans étaie, 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 admissible du coffrage de 1/180 ème de la portée. Les colonnes de droite indiquent la distance maximale de part et d'autre d'une file d'étais éventuelle.

Portée de coulage	Epaisseur plancher h (cm)	t = 0,75 mm				t = 0,88 mm				t = 1,00 mm				t = 1,20 mm			
		sans étais		étais		sans étais		étais		sans étais		étais		sans étais		étais	
(acier)	10	2,70			3,35	2,85			3,63	2,96			3,97	3,14			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
Portée = clair + 5 cm (béton)	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
Portée = clair + 5 cm (bois)	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
Portée = entraxe	16	2,25	3,02	2,80	2,39	2,38	3,19	2,95	2,72	2,48	2,33	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'éclatement du plancher est supérieur à 36

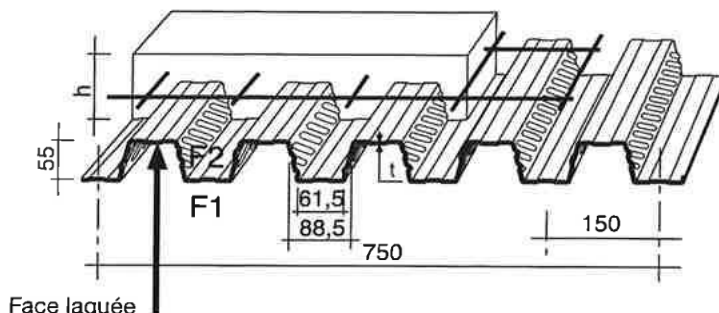
Ces valeurs maximales conviennent lorsque les arrêts de coulage éventuels sont au droit des supports, aux extrémités des tôles et si toutes les précautions utiles sont prises au moment du coulage pour éviter une surépaisseur de béton même localisée, même temporaire, sur la tôle. En cas contraires, choisir des portées moindres. Fixer les tôles par deux fixations au moins par bac à chaque extrémité.

# HI-BOND 55.750

## UTILISATION

Planchers d'épaisseur h de 10 cm à 24 cm

Epaisseur h en cm	Litrage l/m <sup>2</sup>	Masse en kg/m <sup>2</sup>
10	73	185
11	83	209
12	93	233
13	103	257
14	113	281
15	123	305
16	133	329
17	143	353
18	153	377
19	163	401
20	173	425
22	193	473
24	273	521



Béton masse volumique 2400 kg/m<sup>3</sup>

Degré Coupe Feu	h = Ep. mini
CF 60 min	11 cm
CF 90 min	13 cm
CF 120 min	14,5 cm

Les planchers avec une exigence Coupe-Feu de degré CF 60 min ou davantage doivent être capables de limiter l'échauffement en surface non exposée et présenter une épaisseur minimale selon le tableau ci-contre.

Le poids propre du plancher n'est pas à déduire des valeurs de charges admissibles données dans les tableaux.

## CHARGES ADMISSIBLES SUR LE PLANCHER EN daN/m<sup>2</sup>

Charges statiques comprenant les charges permanentes ajoutées et d'exploitation

**t = 0,75 mm**

h cm	▲ ▲ ▲ ▲ ▲ ▲ ▲ ▲ ▲ ▲ ▲ ▲ ▲ ▲ ▲ ▲ ▲ ▲ ▲ ▲																				
	2,00	2,20	2,40	2,50	2,60	2,80	3,00	3,20	3,40	3,60	3,80	4,00	4,20	4,40	4,60	4,80	5,00	5,20	5,40	5,60	
10	1324	1146	1006	947	895	645	571	485													
11	1493	1293	1136	1070	830	730	647	578	518	368											
12	1662	1441	1267	1193	927	816	724	647	581	525	371										
13	1832	1589	1398	1095	1024	902	801	716	643	581	520	370	250								
14	2003	1738	1285	1199	1122	989	878	785	706	638	580	508	366	250	155						
15	2174	1887	1397	1304	1220	1075	956	855	769	696	632	576	495	359	247	154					
16	2346	2037	1509	1409	1318	1163	1034	925	833	753	684	624	571	479	349	319	231	156			
18	2691	2007	1735	1620	1516	1338	1190	1066	960	869	790	720	659	529	478	432	391	312	229	167	
20	3038	2268	1961	1832	1715	1514	1348	1207	1088	985	896	818	684	600	543	492	445	403	364	328	
22	3386	2530	2189	2045	1915	1692	1506	1350	1217	1102	1003	824	744	672	609	551	499	452	409	369	
24	3272	2793	2417	2259	2116	1870	1665	1493	1346	1220	1011	912	823	745	675	611	554	502	454	414	

h cm	▲ ▲ ▲ ▲ ▲ ▲ ▲ ▲ ▲ ▲ ▲ ▲ ▲ ▲ ▲ ▲ ▲ ▲ ▲ ▲																				
	2,00	2,20	2,40	2,50	2,60	2,80	3,00	3,20	3,40	3,60	3,80	4,00	4,20	4,40	4,60	4,80	5,00	5,20	5,40	5,60	
10																					
11	1525	1369	1238	1180	1127	1031	947	872	806	622	569										
12	1711	1536	1389	1324	1264	1157	1062	979	765	696	636	584	526								
13	1897	1702	1540	1468	1402	1282	1178	1086	846	770	704	647	597	539	430						
14	2083	1869	1691	1612	1539	1408	1294	1011	927	844	773	710	655	606	548	442	353				
15	2268	2036	1842	1756	1677	1534	1410	1100	1009	919	841	773	714	661	613	555	450	390	316		
16	2454	2203	1993	1900	1814	1660	1525	1189	1091	994	910	837	773	715	664	535	492	454	400	327	
18	2826	2537	2295	2188	2089	1912	1519	1369	1256	1145	1049	965	891	732	672	617	568	524	483	446	
20	3197	2870	2597	2476	2364	1870	1719	1550	1421	1296	1188	1093	906	830	462	700	645	595	549	507	
22	3569	3204	2899	2764	2639	2100	1919	1731	1588	1449	1328	1109	1013	928	852	784	722	666	615	568	
24	3941	3538	3201	3052	2914	2320	2120	1913	1755	1602	1345	1226	1120	1027	943	868	800	738	681	633	

monopanel

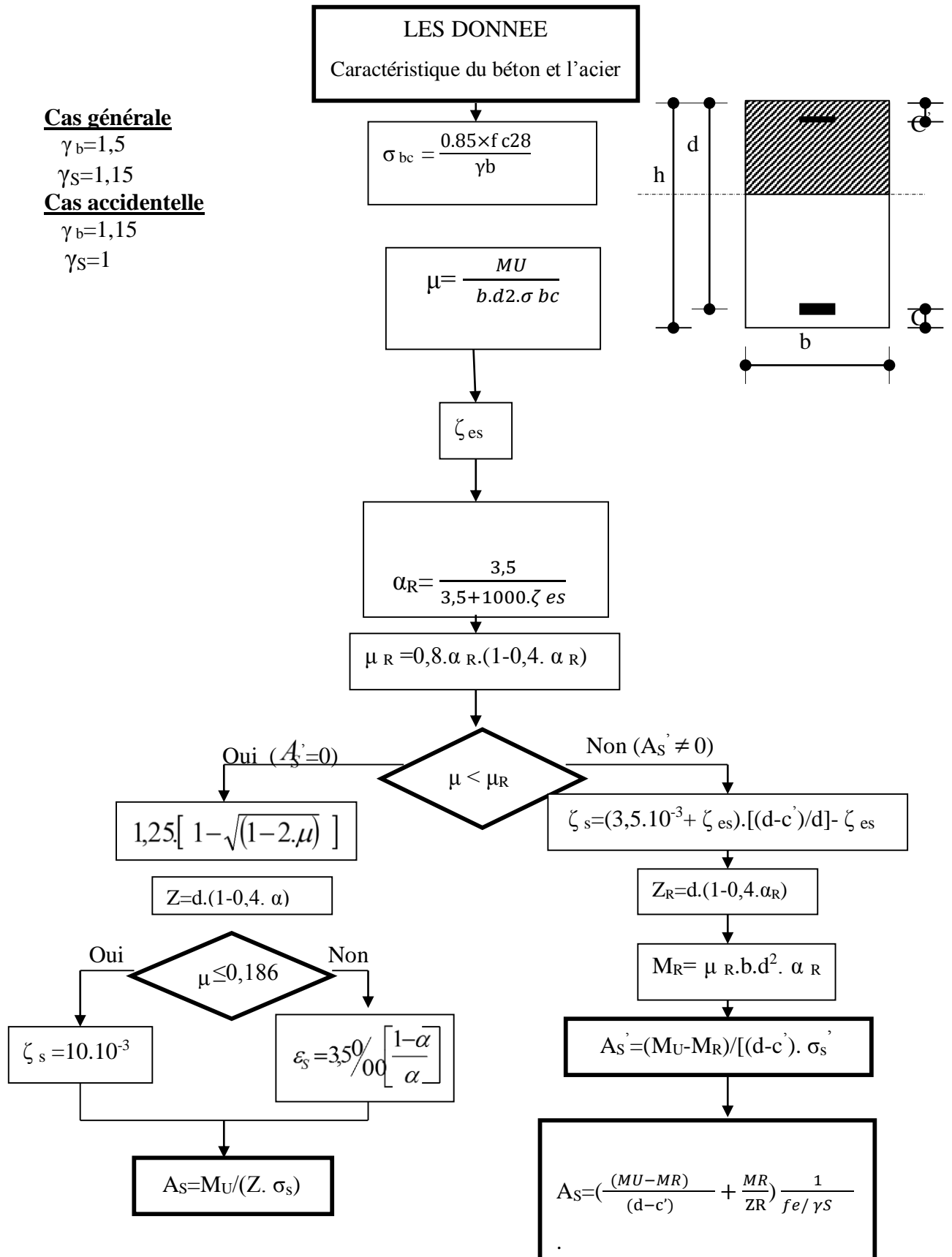
Rue Géo Luibéry - BP 103 - 02301 Craunay Cedex - Tél. : 03 23 40 66 66 - Fax : 03 23 40 66 88  
Internet : www.monopanel.fr

La société se réserve le droit d'apporter toutes améliorations ou modifications rendues nécessaires, à tout moment et sans préavis. - Imo. CVI - janvier 2015



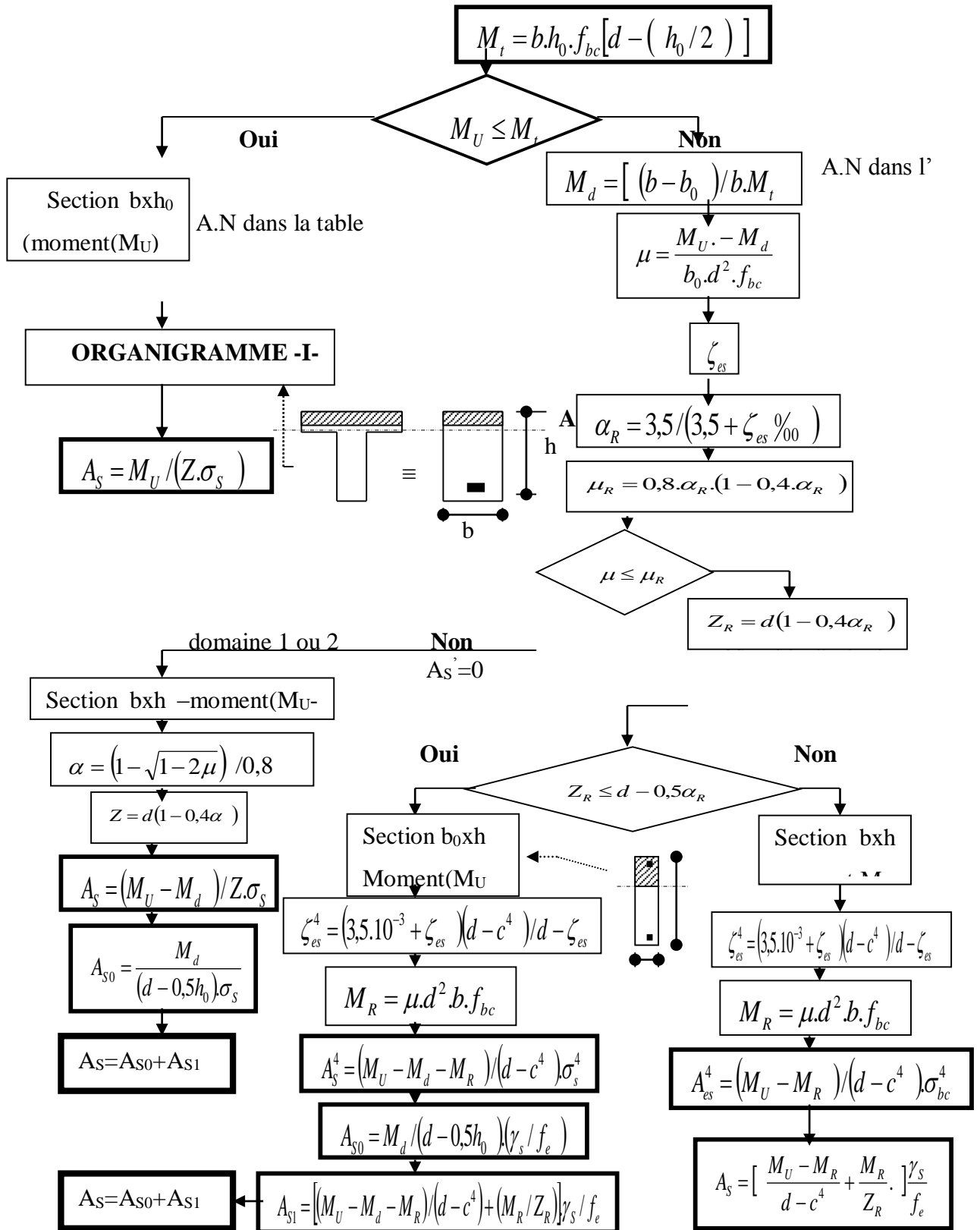
# Annexe 2

## ORGANIGRAMME -I- SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE



ORGANIGRAMME -II-

**CALCUL D'UNE SECTION EN -TE-**  
A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE



## Annexe 3

### Données du projet

Nom de projet  
Numéro du projet  
Auteur  
Description  
Date 27/05/2024  
Norme EN

### Matériau

Acier S 275  
Béton C25/30

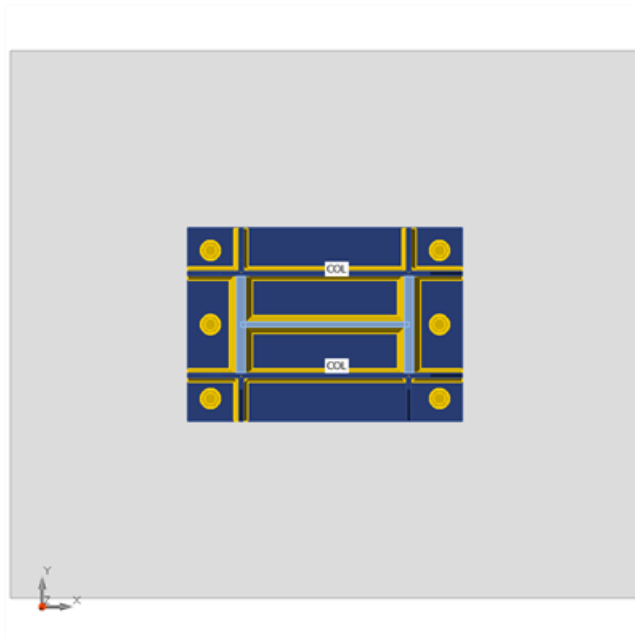
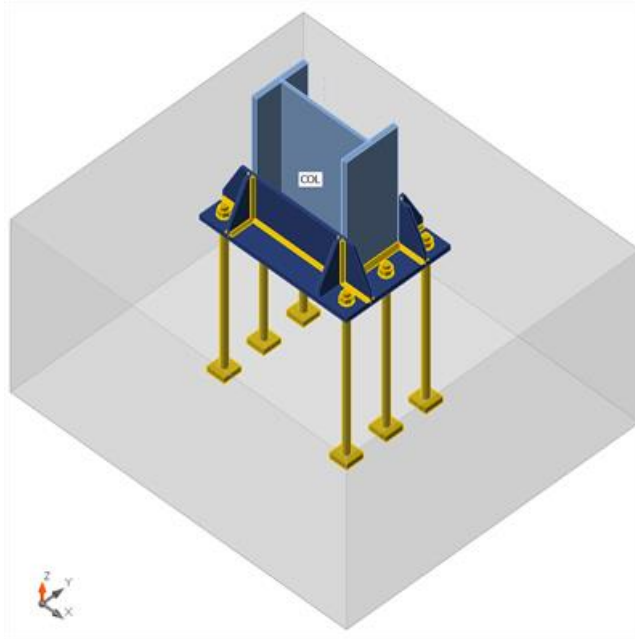
### Élément du projet CON1

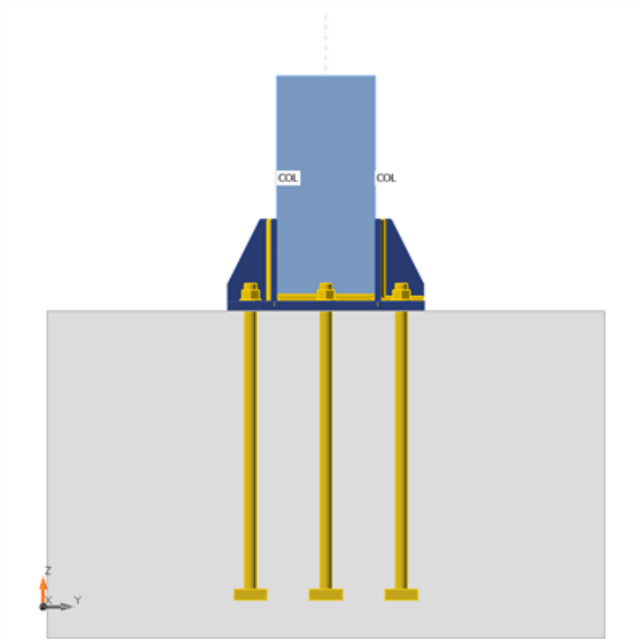
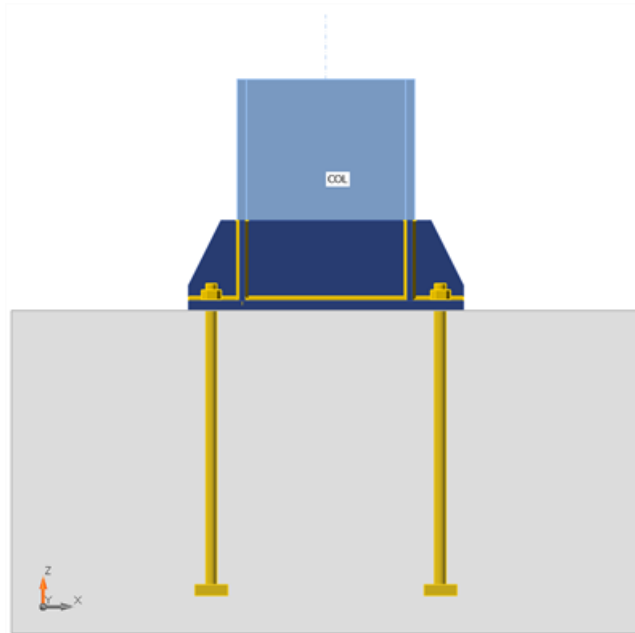
#### Conception

Nom CON1  
Description  
Analyse Contrainte, déformation/ chargement simplifié

#### Poutres et poteaux

No m	Section transversale	$\beta$ - Direction [°]	$\gamma$ - Angle [°]	$\alpha$ - Rotation [°]	Décalage ex [mm]	Décalage ey [mm]	Décalage ez [mm]	Efforts dans
COL	1 - CON1(HEB550)	0.0	-90.0	0.0	0	0	0	Noeud





## Sections transversales

Nom	Matériau
1 - CON1(HEB550)	S 275

## Tiges

Nom	Groupe de boulons	Diamètre [mm]	fu [MPa]	Superficie brute [mm <sup>2</sup> ]
M36 8.8	M36 8.8	36	800.0	1018

## Chargements (équilibre n'est pas exigé)

Nom	Élément	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
LE1	COL	-2274.9	31.2	74.7	56.5	183.8	0.0

## Fondation

Élément	Valeur	Unité
<b>BdB 1</b>		
Dimensions	1700 x 1950	mm
Profondeur	1000	mm
Ancrage	M36 8.8	
Longueur de l'ancrage	850	mm
Transfert d'effort de cisaillement	Tiges	

## Vérification

### Sommaire

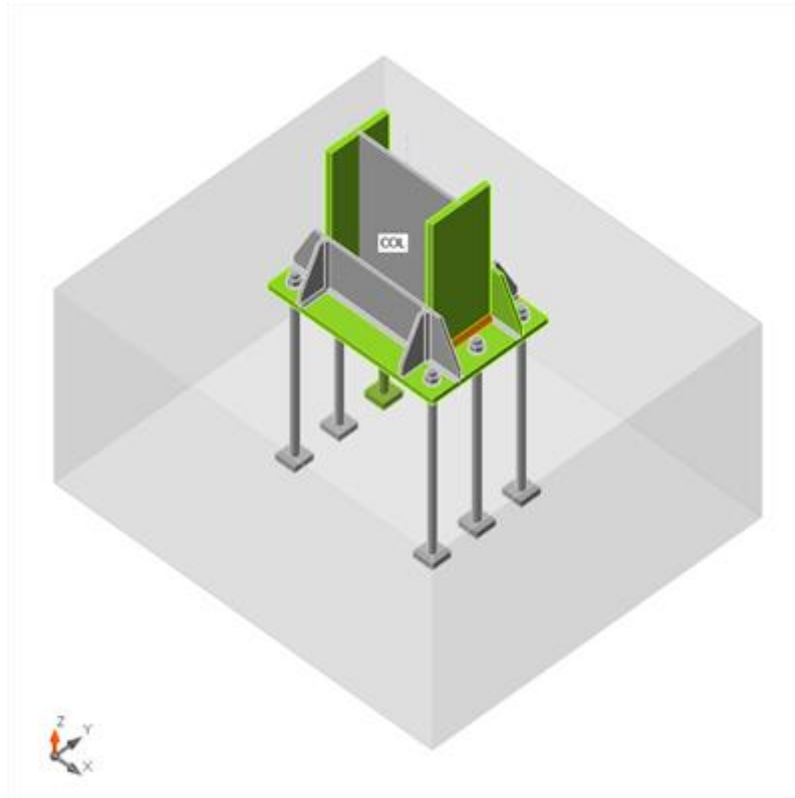
Nom	Valeur	Résultat
Analyse	100.0%	OK
Platines	0.7 < 5.0%	OK
Tiges	89.9 < 100%	OK
Soudures	98.5 < 100%	OK
Bloc de béton	44.6 < 100%	OK
Voilement	13.55	

### Platines

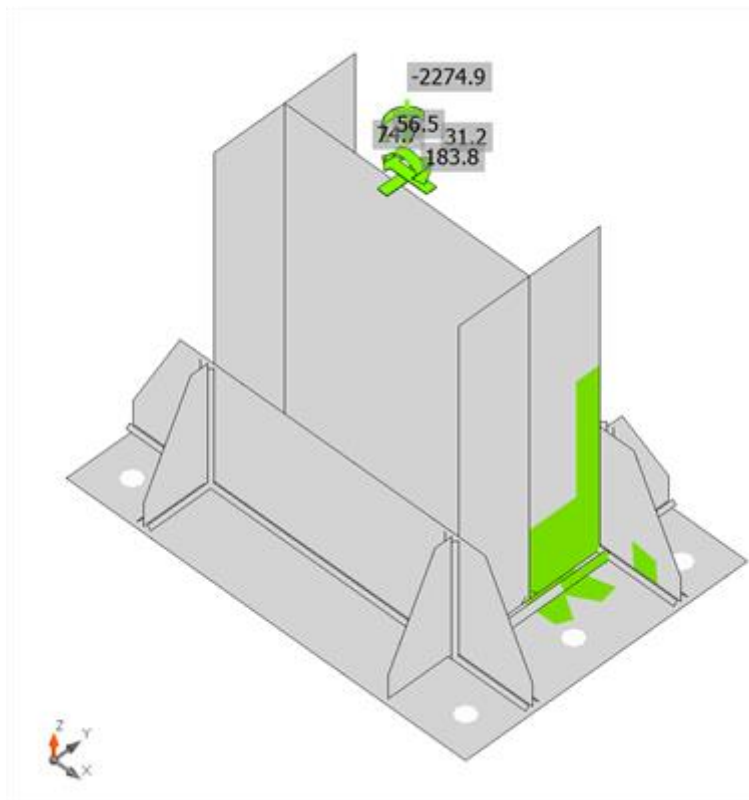
Nom	Épaisseur [mm]	Charges	$\sigma_{Ed}$ [MPa]	$\epsilon_{Pl}$ [%]	$\sigma_{CEd}$ [MPa]	Résultat
COL-bfl 1	29.0	LE1	276.5	0.7	0.0	OK
COL-tfl 1	29.0	LE1	275.5	0.3	0.0	OK
COL-w 1	15.0	LE1	207.5	0.0	0.0	OK
BP1	30.0	LE1	275.2	0.1	0.0	OK
SP 1	15.0	LE1	184.4	0.0	0.0	OK
SP 2	15.0	LE1	138.0	0.0	0.0	OK
SP 3	15.0	LE1	115.7	0.0	0.0	OK
SP 4	15.0	LE1	91.6	0.0	0.0	OK
SP 5	15.0	LE1	21.1	0.0	0.0	OK
SP 6	15.0	LE1	93.7	0.0	0.0	OK

### Données de conception

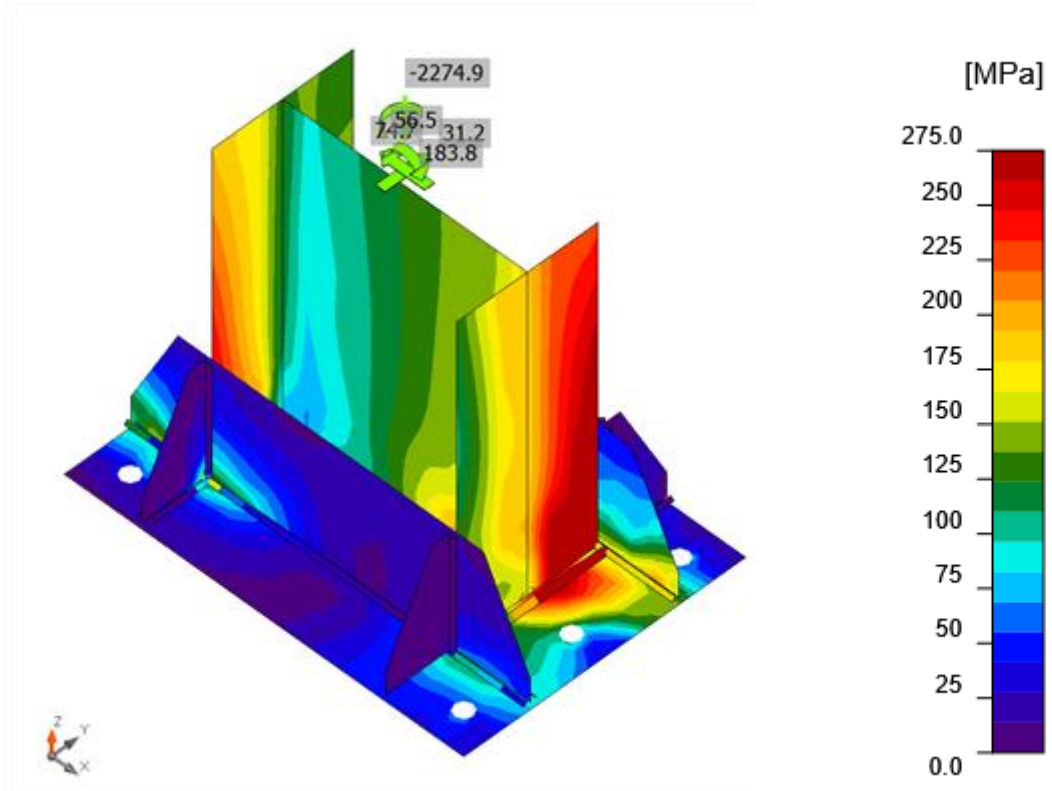
Matériau	$f_y$ [MPa]	$\epsilon_{lim}$ [%]
S 275	275.0	5.0



Vérification globale, LE1



Vérification de déformation, LE1



Contrainte équivalente, LE1

## Tiges

Forme	Élément	Charges	$N_{Ed}$ [kN]	$V_{Ed}$ [kN]	$N_{Rd,c}$ [kN]	$N_{Rd,p}$ [kN]	$N_{Rd,cb}$ [kN]	$V_{Rd,c}$ [kN]	$V_{Rd,p}$ [kN]	$U_{t,s}$ [%]	$U_{t,s}$ [%]	$U_{t,s}$ [%]	Résultat
	A1	LE1	105.7	30.0	295.8	935.6	-	128.3	107.5	58.7	58.7	89.9	OK
	A2	LE1	0.0	20.5	-	935.6	-	128.3	107.5	0.0	58.7	44.9	OK
	A3	LE1	0.0	17.6	-	935.6	-	128.3	107.5	0.0	58.7	44.9	OK
	A4	LE1	0.0	36.1	-	935.6	-	140.4	107.5	0.0	34.1	19.9	OK
	A5	LE1	0.0	28.7	-	935.6	-	-	107.5	0.0	11.0	2.1	OK
	A6	LE1	67.8	25.5	295.8	935.6	-	-	107.5	58.7	9.7	47.0	OK

## Données de conception

Classe	$N_{Rd,s}$ [kN]	$V_{Rd,s}$ [kN]
M36 8.8 - 1	370.4	261.4



## Résultat détaillé pour A1

Résistance à la traction de la tige (EN1992-4 - Cl. 7.2.1.3)

$$N_{Rd,s} = \frac{N_{Rk,s}}{\gamma_{Ms}} = 370.4 \text{ kN} \geq N_{Ed} = 105.7 \text{ kN}$$

$$N_{Rk,s} = c \cdot A_s \cdot f_{uk} = 555.6 \text{ kN}$$

Où :

$$c = 0.85 \quad \text{– facteur de réduction pour un filet coupé}$$

$$A_s = 817 \text{ mm}^2 \quad \text{– surface d'effort de traction}$$

$$f_{uk} = 800.0 \text{ MPa} \quad \text{– résistance minimale à la traction du boulon}$$

$$\gamma_{Ms} = 1.50 \quad \text{– coefficient de sécurité pour acier}$$

$$\gamma_{Ms} = 1.2 \cdot \frac{f_{yk}}{f_{yk}} \geq 1.4$$

, où :

$$f_{yk} =$$

640.0 MPa – limite d'élasticité minimale du boulon

Résistance à l'éclatement de béton de la tige en tension (EN1992-4 - Cl. 7.2.1.4)

La vérification est effectuée pour un groupe de tiges qui forment un arrache-cône commun en traction : A1, A6

$$N_{Rd,c} = 295.8 \text{ kN} \geq N_{Ed,g} = 173.6 \text{ kN}$$

$$N_{Rk,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ec,N} \cdot \psi_{M,N} = 532.4 \text{ kN}$$

Où :

$$N_{Ed,g} = 173.6 \text{ kN} \quad \text{– total des efforts de tension des tiges avec la surface de l'arrache-cône commune}$$

$$N_{Rk,c}^0 = 373.9 \text{ kN} \quad \text{– résistance caractéristique d'une fixation éloignée des effets des fixations adjacentes ou des bords de l'article en béton}$$

$$N_{Rk,c}^0 = k_1 \cdot \sqrt{f_c} \cdot h_{ef}^{1.5}$$

, où :

$$k_1 =$$

8.90 – le paramètre représentant le type de tige et condition de béton

$$f_c =$$

25.0 MPa – résistance à la compression de béton

$$h_{ef} = \min(h_{emb}, \max(\frac{c_{a,max}}{1.5}, \frac{s_{max}}{3})) =$$

413 mm – profondeur d'encastrement, où :

$$h_{emb} =$$

850 mm – longueur de tige ancrée dans le béton

$$c_{a,max} =$$

620 mm – distance maximale de la tige à une des trois bords les plus proches

$$s_{max} =$$

710 mm – espacement maximal entre les tiges

$$A_{c,N} = 2662510 \text{ mm}^2 \quad \text{– surface de l'arrache-cône pour un groupe des tiges}$$

$$A_{c,N}^0 = 1537600 \text{ mm}^2 \quad \text{– surface de l'arrache-cône pour une tige unique pas influencée par les bords}$$

$$A_{c,N}^0 = (3 \cdot h_{ef})^2$$

, où :

$$h_{ef} =$$

413 mm – profondeur d'encastrement

$$\psi_{s,N} = 1.00 \quad \text{– paramètre lié à la distribution des contraintes dans le béton à cause de la proximité de la fixation au bord de l'article en béton :}$$

$$\psi_{s,N} = 0.7 + 0.3 \cdot \frac{c}{1.5 \cdot h_{ef}} \leq 1$$

, où :

$$c =$$

620 mm – distance minimale depuis la tige au bord

$$h_{ef} =$$

413 mm – profondeur d'encastrement

$$\psi_{re,N} = 1.00 \quad \text{– paramètre représentant l'exfoliation ou écaillage :}$$

$$\psi_{re,N} = 0.5 + \frac{h_{emb}}{200} \leq 1$$

, où :

$$h_{emb} =$$

850 mm – longueur de tige ancrée dans le béton

$$\psi_{ec,N} = 0.82 \quad \text{– facteur de modification des groupes de tiges chargés excentriquement en tension :}$$

$$\psi_{ec,N} = \psi_{ecx,N} \cdot \psi_{ecy,N}$$

, où :

$$\psi_{ecx,N} = \frac{1}{1 + \frac{e_{x,N}}{3 \cdot h_{ef}}} =$$

0.89 – facteur de modification dépendant de l'excentricité dans la direction x

$$e_{x,N} =$$

78 mm – excentricité de la charge de traction dans la direction x

$$\psi_{ecy,N} = \frac{1}{1 + \frac{e_{y,N}}{3 \cdot h_{ef}}} =$$

0.93 – facteur de modification dépendant de l'excentricité dans la direction y

$$e_{y,N} =$$

50 mm – excentricité de la charge de traction dans la direction y

$$h_{ef} =$$

413 mm – profondeur d'encastrement

$$\psi_{M,N} = 1.00 \quad \text{– le paramètre représentant l'effet de l'effort de compression entre la fixation et le béton; ce paramètre est égal à 1 si } c < 1.5h_{ef} \text{ ou le ratio de l'effort de compression (y inclus la compression à cause de flexion) et le total des efforts de traction dans les tiges est inférieur à 0,8}$$

$$\psi_{M,N} = 2 - \frac{2 \cdot z}{3 \cdot h_{ef}} \geq 1$$

, où :

$$z =$$

169 mm – bras de levier interne

$$h_{ef} =$$

413 mm – profondeur d'encastrement

$$\gamma_{Mc} = 1.80 \quad \text{– coefficient de sécurité pour béton}$$

Résistance à l'arrachement du béton (EN1992-4 - Cl. 7.2.1.5)

$$N_{Rd,p} = 935.6 \text{ kN} \geq N_{Ed} = 105.7 \text{ kN}$$

$$N_{Rk,p} = k_2 \cdot A_h \cdot f_{ck} = 1684.1 \text{ kN}$$

Où :

$$k_2 = 7.50 \quad \text{– coefficient pour béton fissuré/non fissuré}$$

$$A_h = 8982 \text{ mm}^2 \quad \text{– surface de la tête de la fixation qui porte la charge}$$

$$A_h = a_{wp}^2 - \frac{\pi}{4} \cdot d^2$$

, où :

$$a_{wp} =$$

100 mm – longueur du bord de la rondelle rectangulaire

$$d =$$

36 mm – diamètre de tige de la fixation

$$f_{ck} = 25.0 \text{ MPa} \quad \text{– résistance à la compression de béton}$$

$$\gamma_{Mc} = 1.80 \quad \text{– coefficient de sécurité pour béton}$$

### Résistance à l'éclatement latéral du béton (EN1992-4 - Cl. 7.2.1.8)

La vérification de rupture de béton par éclatement latéral n'est pas exigée si la distance au bord est  $c_1 > 0,5 h_{ef}$ .

### Résistance au cisaillement (EN1992-4 - Cl.7.2.2.3.1)

$$\frac{V_{Rd,s}}{\gamma_{M_s}} = 261.4 \text{ kN} \geq V_{Ed} = 30.0 \text{ kN}$$

$$V_{Rk,s} = k_7 \cdot V_{Rk,s}^0 = 326.8 \text{ kN}$$

Où :

$$k_7 = 1.00 \quad \text{– coefficient de ductilité de tige en acier}$$

$$k_7 = \begin{cases} 0.8, & A < 0.08 \\ 1.0, & A \geq 0.08 \end{cases}$$

, où :

$$A =$$

0.12 – allongement de classe des boulons pendant une rupture

$$V_{Rk,s}^0 = 326.8 \text{ kN} \quad \text{– résistance au cisaillement caractéristique}$$

$$V_{Rk,s}^0 = k_6 \cdot A_s \cdot f_{uk}$$

, où :

$$k_6 =$$

0.50 – coefficient de résistance de tige en cisaillement

$$A_s =$$

817 mm<sup>2</sup> – surface d'effort de traction

$$f_{uk} =$$

800.0 MPa – résistance ultime spécifique de la tige en acier

$$\gamma_{M_s} = 1.25 \quad \text{– coefficient de sécurité pour acier}$$

### Résistance à la rupture du bord de béton (EN1992-4 - Cl. 7.2.2.5)

La vérification est effectuée pour un groupe de tiges qui forment des arrache-cônes en cisaillement : A1, A2, A3

$$V_{Rd,c} = \frac{V_{Rk,c}}{\gamma_{M_c}} = 128.3 \text{ kN} \geq V_{Ed,g} = 75.3 \text{ kN}$$

$$V_{Rk,c} = V_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{s,V}}{A_{s,V}^0} \cdot \psi_{s,V} \cdot \psi_{h,V} \cdot \psi_{ec,V} \cdot 192.5 \text{ kN}$$

Où :

$$V_{Ed,g} = 75.3 \text{ kN} \quad \text{– somme des efforts de cisaillement des tiges sur un pied de poteau commun}$$

$$V_{Rk,c}^0 = 232.5 \text{ kN} \quad \text{– valeur initiale de la résistance au cisaillement caractéristique de la fixation}$$

$$V_{Rk,c}^0 = k_9 \cdot a_{nom}^\alpha \cdot l_f^\beta \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot c_1^{1.5}$$

, où :

$$k_g =$$

1.70 – le paramètre représentant le status de béton

$$d_{nom} =$$

36 mm – diamètre de la tige

$$\alpha = 0.1 \cdot \left(\frac{k}{c_1}\right)^{0.5} =$$

0.07 – facteur

$$l_f = \min(h_{ef}, \max(8 \cdot d, 300\text{mm})) =$$

300 mm – paramètre lié à la longueur de la fixation, où :

$$h_{ef} =$$

850 mm – longueur de tige ancrée dans le béton

$$d_{nom} =$$

36 mm – diamètre de la tige

$$\beta = 0.1 \cdot \left(\frac{d_{nom}}{c_1}\right)^{0.2} =$$

0.06 – facteur

$$f_{ck} =$$

25.0 MPa – résistance à la compression de béton

$$c_1 =$$

620 mm – distance au bord de la fixation dans la direction 1 vers le bord dans la direction de la charge

$$A_{c,V} = 1581930 \text{ mm}^2 \text{ – surface réelle du corps de l'arrache-cône idéalisé}$$

$$A_{c,V}^0 = 1729800 \text{ mm}^2 \text{ – surface projetée de référence de rupture par cône de béton}$$

$$A_{c,V}^0 = 4.5 \cdot c_1^2$$

, où :

$$c_1 =$$

620 mm – distance au bord de la fixation dans la direction 1 vers le bord dans la direction de la charge

$$\psi_{s,V} = 0.90$$

– paramètre lié à la distribution des contraintes dans le béton à cause de la proximité de la fixation au bord de l'article en béton :

$$\psi_{s,V} = 0.7 + 0.3 \cdot \frac{c_2}{1.5 \cdot c_1} \leq 1$$

, où :

$$c_1 =$$

620 mm – distance au bord de la fixation dans la direction 1 vers le bord dans la direction de la charge

$$c_2 =$$

620 mm – distance au bord de la fixation perpendiculaire à la direction 1 qui est la plus petite distance au bord dans un article étroit avec plusieurs distances au bord

$$\psi_{h,V} = 1.00$$

– facteur de modification des tiges situées dans un article en béton peu profond :

$$\psi_{h,V} = \left(\frac{1.5 \cdot c_1}{h}\right)^{0.5} \geq 1$$

, où :

$$h =$$

1000 mm – l'épaisseur de l'article en béton

$$c_1 =$$

620 mm – distance au bord de la fixation dans la direction 1 vers le bord dans la direction de la charge

$$\psi_{ec,V} = 1.00$$

– facteur de modification des groupes de tiges chargés excentriquement en cisaillement :

$$\psi_{ec,V} = \frac{1}{1 + \frac{2 \cdot e_V}{3 \cdot c_1}} \leq 1$$

, où :

$$e_V =$$

0 mm – excentricité de la charge de cisaillement

$c_1 =$

620 mm – distance au bord de la fixation dans la direction 1 vers le bord dans la direction de la charge

$\psi_{\alpha,V} = 1.01$  – facteur de modification des tiges chargées à un angle avec le bord de béton

$$\psi_{\alpha,V} = \sqrt{\frac{1}{(\cos \alpha_V)^2 + (0.5 \cdot \sin \alpha_V)^2}} \geq 1$$

, où :

$\alpha_V =$

7.1 ° – angle entre la charge appliquée à la fixation ou au groupe des fixations et la direction perpendiculaire au bord libre considéré

$\psi_{pe,V} = 1.00$  – paramètre représentant l'effet d'exfoliation ou écaillage, aucun ferrailage de bord ni étriers sont supposés

$\gamma_{Mc} = 1.50$  – coefficient de sécurité pour béton

Résistance du béton à l'effet de levier (EN1992-4 - Cl. 7.2.2.4)

La vérification est effectuée pour un groupe des tiges sur un pied de poteau commun

$$V_{Rd,cp} = \frac{V_{Rk,cg}}{\gamma_{Mc}} = 1075.0 \text{ kN} \geq V_{Ed,g} = 81.0 \text{ kN}$$

$$V_{Rk,cp} = k_8 \cdot 1612.4 \text{ kN}$$

Où :

$k_8 = 2.00$  – facteur envisageant la profondeur de bétonnage de moyen d'assemblage

$N_{Rk,c} = 806.2 \text{ kN}$  – résistance caractéristique de cône de béton pour une fixation individuelle ou pour une fixation dans un groupe

$\gamma_{Mc} = 1.50$  – coefficient de sécurité pour béton

Interaction des résistances à la traction et au cisaillement dans l'acier (EN 1992-4 - Table 7.3)

$$\left(\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,t}}\right)^2 + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,t}} \leq 1.0$$

Où :

$N_{Ed} = 105.7 \text{ kN}$  – effort de contrainte de conception

$N_{Rd,t} = 370.4 \text{ kN}$  – résistance à la traction de la fixation

$V_{Ed} = 30.0 \text{ kN}$  – force de cisaillement de conception

$V_{Rd,t} = 261.4 \text{ kN}$  – résistance au cisaillement de la fixation

Interaction des résistances à la traction et au cisaillement dans le béton (EN 1992-4 - Table 7.3)

$$\left(\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,t}}\right)^{1.5} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,t}} \leq 1.0$$

Où :

$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,t}}$  – la plus grande valeur d'utilisation pour des modes de rupture par traction

$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,t}}$  – la plus grande valeur d'utilisation pour des modes de rupture par cisaillement

$\frac{N_{Ed,g}}{N_{Rd,t}} = 58\%$  – rupture par éclatement de béton de tige en traction

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,p}} = 11\% \quad \text{– rupture de béton par arrachement}$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,cb}} = 0\% \quad \text{– rupture de béton par éclatement latéral}$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,c}} = 58\% \quad \text{– rupture du bord de béton}$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,cb}} = 7\% \quad \text{– rupture de béton par effet de levier}$$

## Soudures (Redistribution plastique)

Élément	Bord	Ép. gorge [mm]	Longueur [mm]	Charges	$\sigma_{w,Ed}$ [MPa]	$\epsilon_{Pl}$ [%]	$\sigma_{\perp}$ [MPa]	$T_{\parallel}$ [MPa]	$T_{\perp}$ [MPa]	Ut [%]	Ut <sub>c</sub> [%]	Résultat
BP1	COL-bfl 1	▲15.0▲	300	LE1	398.8	1.3	-176.5	-123.3	-165.6	98.5	70.6	OK
		▲15.0▲	300	LE1	398.4	1.1	-155.5	128.7	168.2	98.4	69.1	OK
BP1	COL-tfl 1	▲15.0▲	300	LE1	397.2	0.4	-132.1	156.8	-149.0	98.1	58.2	OK
		▲15.0▲	300	LE1	397.5	0.6	-165.4	-142.0	152.9	98.2	61.2	OK
BP1	COL-w 1	▲15.0▲	521	LE1	172.8	0.0	-56.4	75.8	-56.2	42.7	23.7	OK
		▲15.0▲	521	LE1	118.6	0.0	-48.4	12.9	61.2	29.3	20.5	OK
BP1	SP 1	▲10.0▲	850	LE1	183.9	0.0	-106.7	58.9	-63.3	45.4	22.5	OK
		▲10.0▲	850	LE1	202.7	0.0	56.1	21.9	-110.3	50.1	16.4	OK
BP1	SP 2	▲10.0▲	850	LE1	163.2	0.0	57.8	23.6	84.9	40.3	13.3	OK
		▲10.0▲	850	LE1	142.0	0.0	30.3	77.0	-22.1	35.1	14.7	OK
BP1	SP 3	▲10.0▲	133	LE1	73.0	0.0	-35.4	14.3	-34.0	18.0	12.1	OK
		▲10.0▲	133	LE1	83.5	0.0	-2.3	48.1	3.2	20.6	17.8	OK
BP1	SP 4	▲10.0▲	133	LE1	92.4	0.0	9.8	52.4	8.6	22.8	9.3	OK
		▲10.0▲	133	LE1	103.3	0.0	7.6	-58.8	-8.8	25.5	9.5	OK
BP1	SP 6	▲10.0▲	135	LE1	91.4	0.0	16.0	-48.8	17.7	22.6	6.9	OK
		▲10.0▲	135	LE1	79.2	0.0	19.4	40.7	-17.7	19.6	6.5	OK
SP 1	SP 3	▲10.0▲	250	LE1	45.2	0.0	30.9	2.1	18.9	11.2	4.0	OK
		▲10.0▲	250	LE1	54.8	0.0	12.7	0.4	-30.8	13.5	4.8	OK
SP 1	SP 4	▲10.0▲	250	LE1	79.9	0.0	-8.3	-44.9	-9.5	19.7	4.9	OK
		▲10.0▲	250	LE1	82.5	0.0	-4.7	47.4	3.6	20.4	3.4	OK
SP 2	SP 5	▲10.0▲	250	LE1	18.3	0.0	0.8	-10.4	-1.7	4.5	1.2	OK
		▲10.0▲	250	LE1	24.4	0.0	-3.0	14.0	0.6	6.0	0.9	OK
SP 2	SP 6	▲10.0▲	250	LE1	58.1	0.0	-12.6	29.7	-13.8	14.4	3.4	OK
		▲10.0▲	250	LE1	65.7	0.0	-15.9	-33.7	14.8	16.2	3.3	OK

## Voilement

Charges	Forme	Coefficient [-]
LE1	1	13.55
	2	13.88
	3	20.29
	4	25.86
	5	32.30
	6	36.25

## Paramétrage de norme

Élément	Valeur	Unité	Référence
$\gamma_{M0}$	1.00	-	EN 1993-1-1: 6.1
$\gamma_{M1}$	1.00	-	EN 1993-1-1: 6.1
$\gamma_{M2}$	1.25	-	EN 1993-1-1: 6.1
$\gamma_{M3}$	1.25	-	EN 1993-1-8: 2.2
$\gamma_C$	1.50	-	EN 1992-1-1: 2.4.2.4
$\gamma_{Inst}$	1.20	-	EN 1992-4: Table 4.1
Coefficient du matériau de scellement $\beta_j$	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
Coefficient de frottement en résistance au glissement	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
Résistance à l'éclatement du béton	Les deux		EN 1992-4: 7.2.1.4 and 7.2.2.5
Utiliser $a_b$ calculé dans la vérification de la pression diamétrale.	Oui		EN 1993-1-8: tab 3.4
Béton fissuré	Oui		EN 1992-4
Vérification de déformation locale	Non		CIDECT DG 1, 3 - 1.1
Limite de déformation locale	0.03	-	CIDECT DG 1, 3 - 1.1
Non-linéarité géométrique (GMNA)	Oui		Grandes déformations des sections creuses
Structure contreventée	Non		EN 1993-1-8: 5.2.2.5

# Annexe 4

## Données du projet

Nom de projet  
Numéro du projet  
Auteur  
Description  
Date 15/05/2024  
Norme EN

## Matériau

Acier S 275  
Béton C25/30

## Élément du projet CON1

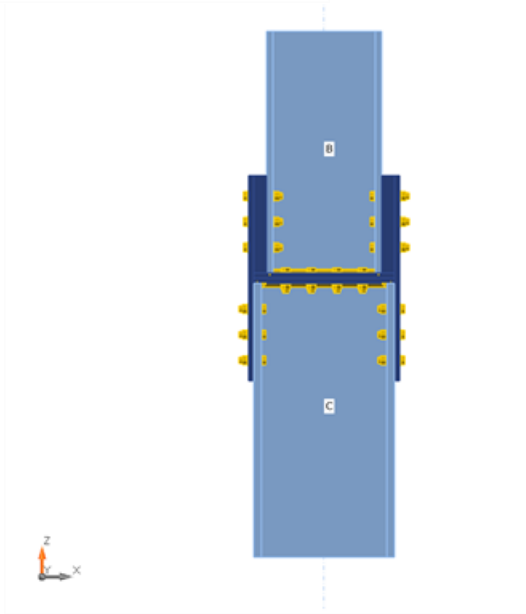
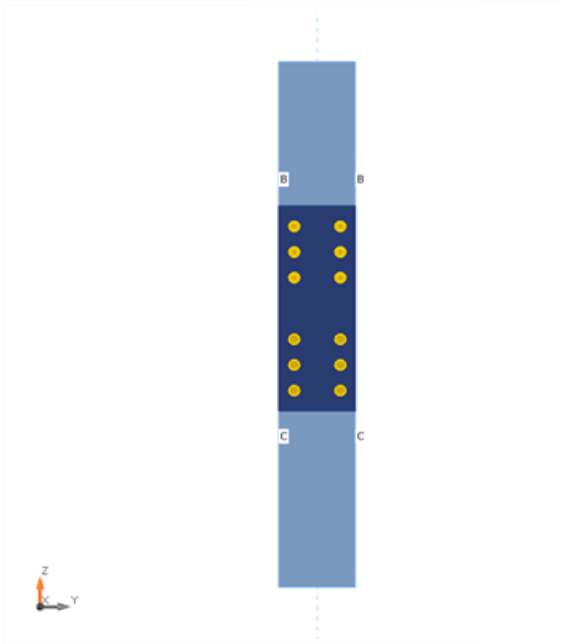
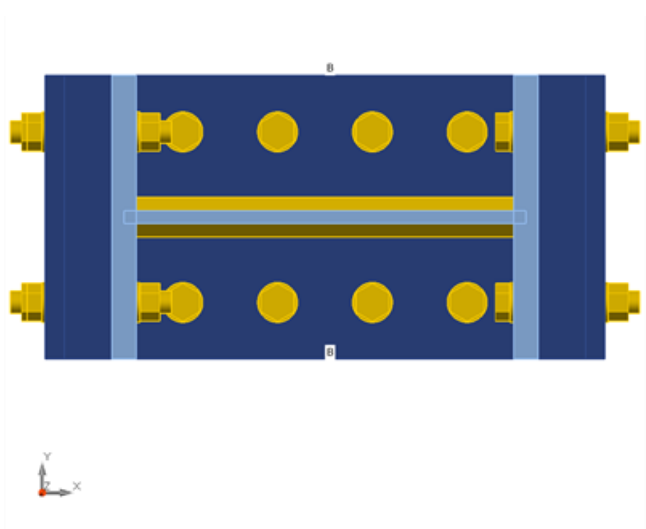
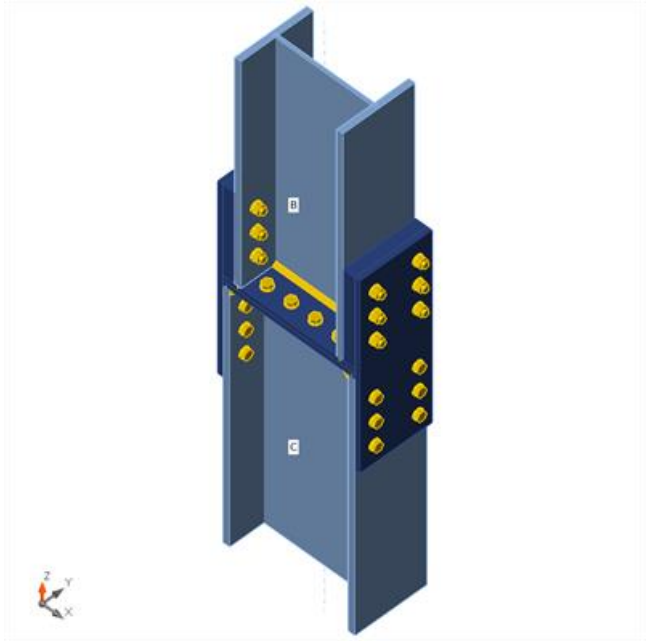
### Conception

Nom CON1  
Description  
Analyse Contrainte, déformation/ charges en équilibre

### Poutres et poteaux

No m	Section transversale	$\beta$ - Direction [°]	$\gamma$ - Angle [°]	$\alpha$ - Rotation [°]	Décalage ex [mm]	Décalage ey [mm]	Décalage ez [mm]	Efforts dans
C	3 - HEB550	0.0	90.0	0.0	20	0	0	Noeud
B	4 - HEB450	0.0	-90.0	0.0	20	0	0	Noeud





## Sections transversales

Nom	Matériau
3 - HEB550	S 275
4 - HEB450	S 275

## Boulons

Nom	Groupe de boulons	Diamètre [mm]	fu [MPa]	Superficie brute [mm <sup>2</sup> ]
M24 10.9	M24 10.9	24	1000.0	452

## Chargements (efforts en équilibre)

Nom	Élément	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
LE1	C	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	B	-4841.8	-72.5	-104.5	0.0	-183.8	-109.7

## Vérification

### Sommaire

Nom	Valeur	Résultat
Analyse	100.0%	OK
Platines	4.0 < 5.0%	OK
Boulons	99.8 < 100%	OK
Boulons précontraints	99.4 < 100%	OK
Soudures	98.9 < 100%	OK
Voilement	5.22	

### Platines

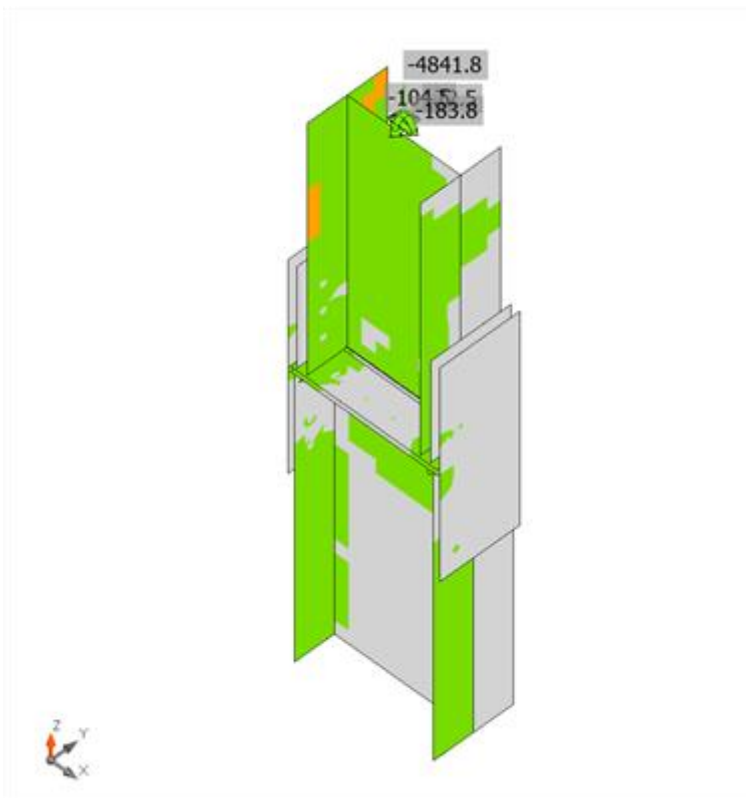
Nom	Matériau	Épaisseur [mm]	Charges	$\sigma_{Ed}$ [MPa]	$\epsilon_{pl}$ [%]	$\sigma_{CEd}$ [MPa]	Résultat
C-bfl 1	S 275	29.0	LE1	275.5	0.2	12.0	OK
C-tfl 1	S 275	29.0	LE1	275.7	0.3	16.0	OK
C-w 1	S 275	15.0	LE1	282.8	3.7	0.0	OK
B-bfl 1	S 275	26.0	LE1	277.5	1.2	6.1	OK
B-tfl 1	S 275	26.0	LE1	283.3	4.0	21.8	OK
B-w 1	S 275	14.0	LE1	280.2	2.5	0.0	OK
SP 1	S 275	20.0	LE1	278.9	1.8	115.0	OK
SP 2	S 275	20.0	LE1	278.9	1.8	115.0	OK
SP 3	S 275	20.0	LE1	275.1	0.1	22.3	OK
SP 4	S 275	20.0	LE1	275.2	0.1	33.5	OK
SP 5	S 275 - 1	50.0	LE1	48.6	0.0	22.3	OK
SP 6	S 275 - 1	50.0	LE1	100.9	0.0	84.0	OK

### Données de conception

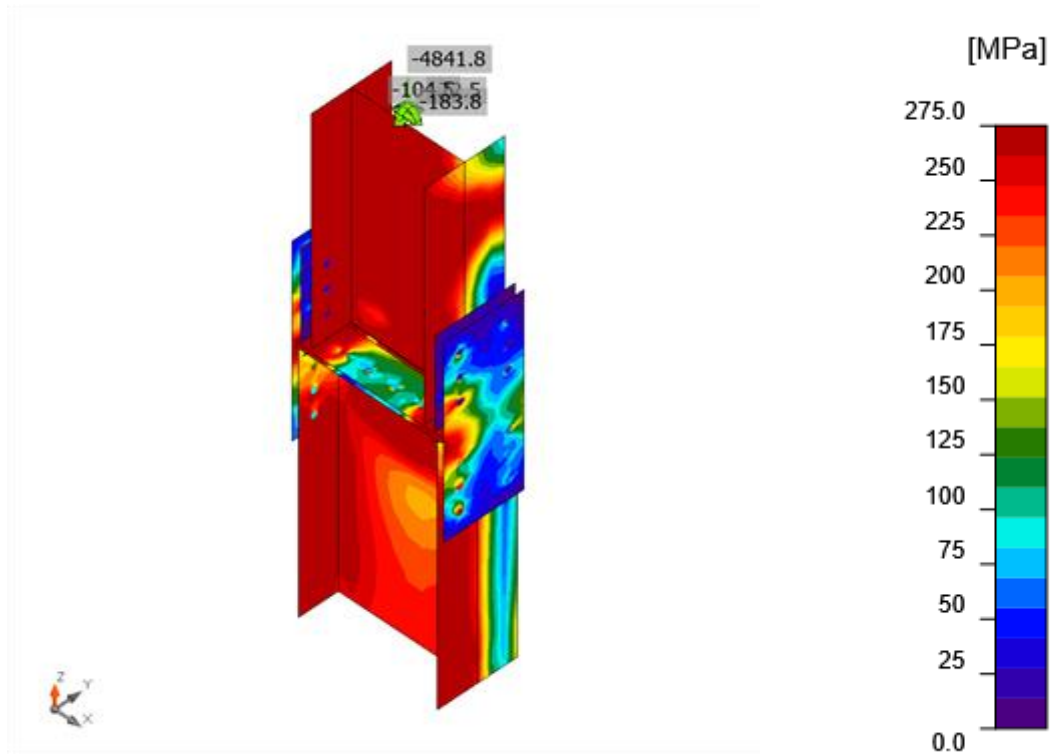
Matériau	$f_y$ [MPa]	$\epsilon_{lim}$ [%]
S 275	275.0	5.0
S 275 - 1	255.0	5.0



Vérification globale, LE1



Vérification de déformation, LE1



Contrainte équivalente, LE1

## Boulons

	Nom	Charges	$F_{t,Ed}$ [kN]	V [kN]	$U_t$ [%]	$F_{b,Rd}$ [kN]	$U_{ts}$ [%]	$U_{ts}$ [%]	Résultat
	B9	LE1	9.8	58.7	3.9	317.5	41.6	44.4	OK
	B10	LE1	2.1	14.7	0.8	334.9	10.4	11.0	OK
	B11	LE1	5.0	41.9	2.0	412.8	29.7	31.1	OK
	B12	LE1	17.8	109.8	7.0	412.8	77.7	82.7	OK
	B13	LE1	3.1	96.3	1.2	412.8	68.2	69.1	OK
	B14	LE1	5.1	116.7	2.0	394.1	82.7	84.1	OK
	B15	LE1	16.0	91.9	6.3	385.0	65.1	69.6	OK
	B16	LE1	3.7	87.7	1.5	412.8	62.1	63.1	OK
	B17	LE1	3.7	99.5	1.5	412.8	70.5	71.5	OK
	B18	LE1	21.1	131.8	8.3	412.8	93.4	99.3	OK
	B19	LE1	6.1	138.4	2.4	412.8	98.0	99.7	OK
	B20	LE1	3.8	139.4	1.5	412.8	98.7	99.8	OK
	B21	LE1	21.1	32.0	8.3	317.5	22.7	28.6	OK
	B22	LE1	0.4	14.7	0.1	412.8	10.4	10.5	OK
	B23	LE1	1.7	41.3	0.7	412.8	29.3	29.8	OK
	B24	LE1	73.3	82.4	28.9	412.8	58.4	79.0	OK
	B25	LE1	2.5	78.7	1.0	412.8	55.7	56.4	OK
	B26	LE1	5.8	100.9	2.3	374.0	71.5	73.1	OK
	B27	LE1	72.0	98.7	28.3	412.8	69.9	90.1	OK
	B28	LE1	3.2	101.3	1.3	412.8	71.8	72.7	OK
	B29	LE1	14.5	114.0	5.7	412.8	80.7	84.8	OK
	B30	LE1	95.0	99.9	37.4	412.8	70.8	97.5	OK
	B31	LE1	6.1	138.3	2.4	412.8	97.9	99.7	OK
	B32	LE1	22.1	131.4	8.7	412.8	93.0	99.3	OK

## Données de conception

Nom	$F_{t,Rd}$ [kN]	$B_{p,Rd}$ [kN]	$F_{v,Rd}$ [kN]
M24 10.9 - 1	254.2	492.7	141.2

## Résultat détaillé pour B9

Vérification de résistance à la traction (EN 1993-1-8 tab 3.4)

$$F_{t,Rd} = \frac{k_2 f_{ub} A_t}{\gamma_{M2}} = 254.2 \text{ kN} \geq F_t = 9.8 \text{ kN}$$

où :

$$k_2 = 0.90 \quad \text{– Facteur}$$

$$f_{ub} = 1000.0 \text{ MPa} \quad \text{– Résistance à la traction ultime du boulon}$$

$$A_t = 353 \text{ mm}^2 \quad \text{– Zone d'effort de traction du boulon}$$

$$\gamma_{M2} = 1.25 \quad \text{– Facteur de sécurité}$$

Vérification de résistance au poinçonnement (EN 1993-1-8 tab 3.4)

$$B_{p,Rd} = 492.7 \text{ kN} \geq F_t = 9.8 \text{ kN}$$

où :

$$d_m = 38 \text{ mm} \quad \text{– Le moyen des diamètres des cercles inscrit et circonscrit de la tête de boulon ou écrou, la plus petite de ces valeurs étant retenue}$$

$$t_p = 20 \text{ mm} \quad \text{– Épaisseur}$$

$$f_u = 430.0 \text{ MPa} \quad \text{– Résistance ultime}$$

$$\gamma_{M2} = 1.25 \quad \text{– Facteur de sécurité}$$

Vérification de résistance au cisaillement (EN 1993-1-8 tab 3.4)

$$F_{v,Rd} = \frac{\beta_p \alpha_v f_{ub} A}{\gamma_{M2}} = 141.2 \text{ kN} \geq V = 58.7 \text{ kN}$$

où :

$$\beta_p = 1.00 \quad \text{– Facteur de réduction}$$

$$\alpha_v = 0.50 \quad \text{– Facteur de réduction}$$

$$f_{ub} = 1000.0 \text{ MPa} \quad \text{– Résistance à la traction ultime du boulon}$$

$$A = 353 \text{ mm}^2 \quad \text{– Zone d'effort de traction du boulon}$$

$$\gamma_{M2} = 1.25 \quad \text{– Facteur de sécurité}$$

Vérification de résistance à la pression diamétrale (EN 1993-1-8 tab 3.4)

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \alpha_b f_u d_t}{\gamma_{M2}} = 317.5 \text{ kN} \geq V = 58.7 \text{ kN}$$

où :

$$k_1 = \min\left(2.8 \frac{e_2}{d_0} - 1.7, 1.4 \frac{p_2}{d_0} - 1.7, 2.5\right) = 2.50 \quad \text{– Facteur de distance au bord et d'espacement des boulons perpendiculairement à la direction du transfert de charge}$$

$$\alpha_b = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}, \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1\right) = 0.77 \quad \text{– Facteur de pince et d'espacement des boulons dans la direction du transfert de charge}$$

$$e_2 = 63 \text{ mm}$$

$$p_2 = 100 \text{ mm}$$

$$d_0 = 26 \text{ mm}$$

$$e_1 = 60 \text{ mm}$$

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

$$f_{ub} = 1000.0 \text{ MPa}$$

$$f_u = 430.0 \text{ MPa}$$

$$d = 24 \text{ mm}$$

$$t = 20 \text{ mm}$$

$$\gamma_{M2} = 1.25$$

– Distance au bord de la platine perpendiculairement à l'effort de cisaillement

– Entraxe perpendiculairement à l'effort de cisaillement

– Diamètre du trou du boulon

– Distance au bord de la platine dans la direction de l'effort de cisaillement

– Entraxe dans la direction de l'effort de cisaillement

– Résistance à la traction ultime du boulon

– Résistance ultime

– Diamètre nominal de moyen d'assemblage

– Épaisseur de la platine

– Facteur de sécurité

Interaction de traction et cisaillement (EN 1993-1-8 tab 3.4)

$$U_{ts} = \frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd}} + \frac{F_{s,Ed}}{1.4F_{s,Rd}} = 44.4 \%$$

Usage en traction

$$U_{tt} = \frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd}} = 3.9 \%$$

Usage en cisaillement

$$U_{ts} = \frac{V_{Ed}}{\min(F_{v,Rd}; F_{b,Rd})} = 41.6 \%$$

## Résultat détaillé pour B12

Vérification de résistance à la traction (EN 1993-1-8 tab 3.4)

$$F_{t,Rd} = \frac{k_2 f_{ub} A_t}{\gamma_{M2}} = 254.2 \text{ kN} \geq F_t = 17.8 \text{ kN}$$

où :

$$k_2 = 0.90 \quad \text{– Facteur}$$

$$f_{ub} = 1000.0 \text{ MPa} \quad \text{– Résistance à la traction ultime du boulon}$$

$$A_t = 353 \text{ mm}^2 \quad \text{– Zone d'effort de traction du boulon}$$

$$\gamma_{M2} = 1.25 \quad \text{– Facteur de sécurité}$$

Vérification de résistance au poinçonnement (EN 1993-1-8 tab 3.4)

$$B_{p,Rd} = \frac{0.6 \pi d_p t_p f_u}{\gamma_{M2}} = 492.7 \text{ kN} \geq F_t = 17.8 \text{ kN}$$

où :

$$d_m = 38 \text{ mm} \quad \text{– Le moyen des diamètres des cercles inscrit et circonscrit de la tête de boulon ou écrou, la plus petite de ces valeurs étant retenue}$$

$$t_p = 20 \text{ mm} \quad \text{– Épaisseur}$$

$$f_u = 430.0 \text{ MPa} \quad \text{– Résistance ultime}$$

$$\gamma_{M2} = 1.25 \quad \text{– Facteur de sécurité}$$

Vérification de résistance au cisaillement (EN 1993-1-8 tab 3.4)

$$F_{v,Rd} = \frac{\beta_p \alpha_v f_{ub} A}{\gamma_{M2}} = 141.2 \text{ kN} \geq V = 109.8 \text{ kN}$$

où :

$$\begin{aligned} \beta_p &= 1.00 && \text{– Facteur de réduction} \\ \alpha_v &= 0.50 && \text{– Facteur de réduction} \\ f_{ub} &= 1000.0 \text{ MPa} && \text{– Résistance à la traction ultime du boulon} \\ A &= 353 \text{ mm}^2 && \text{– Zone d'effort de traction du boulon} \\ \gamma_{M2} &= 1.25 && \text{– Facteur de sécurité} \end{aligned}$$

Vérification de résistance à la pression diamétrale (EN 1993-1-8 tab 3.4)

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \alpha_b f_u d t}{\gamma_{M2}} = 412.8 \text{ kN} \geq V = 109.8 \text{ kN}$$

où :

$$\begin{aligned} k_1 &= \min\left(2.8 \frac{e_2}{d_0} - 1.7, 1.4 \frac{p_2}{d_0} - 1.7, 2.5\right) = 2.50 && \text{– Facteur de distance au bord et} \\ &&& \text{d'espacement des boulons} \\ &&& \text{perpendiculairement à la direction} \\ &&& \text{du transfert de charge} \\ \alpha_b &= \min\left(\frac{e_1}{3d_0}, \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1\right) = 1.00 && \text{– Facteur de pince et} \\ &&& \text{d'espacement des boulons dans} \\ &&& \text{la direction du transfert de charge} \\ e_2 &= 67 \text{ mm} && \text{– Distance au bord de la platine} \\ &&& \text{perpendiculairement à l'effort de} \\ &&& \text{cisaillement} \\ p_2 &= 206 \text{ mm} && \text{– Entraxe perpendiculairement à} \\ &&& \text{l'effort de cisaillement} \\ d_0 &= 26 \text{ mm} && \text{– Diamètre du trou du boulon} \\ e_1 &= 272 \text{ mm} && \text{– Distance au bord de la platine} \\ &&& \text{dans la direction de l'effort de} \\ &&& \text{cisaillement} \\ p_1 &= 309 \text{ mm} && \text{– Entraxe dans la direction de} \\ &&& \text{l'effort de cisaillement} \\ f_{ub} &= 1000.0 \text{ MPa} && \text{– Résistance à la traction ultime} \\ &&& \text{du boulon} \\ f_u &= 430.0 \text{ MPa} && \text{– Résistance ultime} \\ d &= 24 \text{ mm} && \text{– Diamètre nominal de moyen} \\ &&& \text{d'assemblage} \\ t &= 20 \text{ mm} && \text{– Épaisseur de la platine} \\ \gamma_{M2} &= 1.25 && \text{– Facteur de sécurité} \end{aligned}$$

Interaction de traction et cisaillement (EN 1993-1-8 tab 3.4)

$$U_{ttc} = \frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd}} + \frac{F_{v,Ed}}{1.4 F_{v,Rd}} = 82.7 \%$$

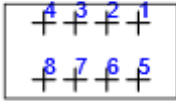
Usage en traction

$$U_{tt} = \frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd}} = 7.0 \%$$

Usage en cisaillement

$$U_{ts} = \frac{V_{Ed}}{\min(F_{v,Rd}; F_{b,Rd})} = 77.7 \%$$

## Boulons précontraints

	Nom	Groupe de boulons	Charges	$F_{t,Ed}$ [kN]	V [kN]	$B_{pRd}$ [kN]	$F_{t,Rd}$ [kN]	$F_{s,Rd}$ [kN]	$U_t$ [%]	$U_s$ [%]	Résultat
	B1	M24 10.9 - 2	LE1	42.3	30.1	492.7	254.2	51.2	16.6	58.9	OK
	B2	M24 10.9 - 2	LE1	4.2	57.4	492.7	254.2	58.5	1.7	98.1	OK
	B3	M24 10.9 - 2	LE1	5.4	57.5	492.7	254.2	58.3	2.1	98.8	OK
	B4	M24 10.9 - 2	LE1	18.1	55.5	492.7	254.2	55.8	7.1	99.4	OK
	B5	M24 10.9 - 2	LE1	13.8	55.9	492.7	254.2	56.7	5.4	98.7	OK
	B6	M24 10.9 - 2	LE1	4.6	57.3	492.7	254.2	58.4	1.8	98.1	OK
	B7	M24 10.9 - 2	LE1	5.7	34.0	492.7	254.2	58.2	2.3	58.5	OK
	B8	M24 10.9 - 2	LE1	18.4	54.7	492.7	254.2	55.8	7.2	98.1	OK

### Résultat détaillé pour B1

Vérification de résistance à la traction (EN 1993-1-8 tab 3.4)

$$F_{t,Rd} = \frac{k_2 f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}} = 254.2 \text{ kN} \geq F_t = 42.3 \text{ kN}$$

où :

$$k_2 = 0.90 \quad \text{– Facteur}$$

$$f_{ub} = 1000.0 \text{ MPa} \quad \text{– Résistance à la traction ultime du boulon}$$

$$A_s = 353 \text{ mm}^2 \quad \text{– Zone d'effort de traction du boulon}$$

$$\gamma_{M2} = 1.25 \quad \text{– Facteur de sécurité}$$

Vérification de résistance au poinçonnement (EN 1993-1-8 tab 3.4)

$$\frac{B_{p,Rd}}{0.6\pi d_m t_p} = 492.7 \text{ kN} \geq F_t = 42.3 \text{ kN}$$

où :

$$d_m = 38 \text{ mm} \quad \text{– Le moyen des diamètres des cercles inscrit et circonscrit de la tête de boulon ou écrou, la plus petite de ces valeurs étant retenue}$$

$$t_p = 20 \text{ mm} \quad \text{– Épaisseur}$$

$$f_u = 430.0 \text{ MPa} \quad \text{– Résistance ultime}$$

$$\gamma_{M2} = 1.25 \quad \text{– Facteur de sécurité}$$

Vérification de résistance au cisaillement (EN 1993-1-8 3.9.1)

$$F_{s,Rd} = \frac{k_s n \mu (F_{p,C} - 0.8 F_{t,Ed})}{\gamma_{M3}} = 51.2 \text{ kN} \geq V = 30.1 \text{ kN}$$

où :

$$k_s = 1.00 \quad \text{– Données au Tableau 3.6}$$

$$n = 1 \quad \text{– Nombre de surfaces de frottement}$$

$$\mu = 0.30 \quad \text{– Coefficient de glissement}$$

$$F_{p,C} = 247.1 \text{ kN} \quad \text{– Effort de précontrainte}$$

$$\gamma_{M3} = 1.25 \quad \text{– Facteur de sécurité}$$

$$F_{t,Ed} = 42.3 \text{ kN} \quad \text{– Effort de tension}$$

Usage en traction

$$U_t = \frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd}} = 16.6 \%$$

Usage en cisaillement

$$U_s = \frac{V_{Ed}}{F_{s,Rd}} = 58.9 \%$$



## Voilement

Charges	Forme	Coefficient [-]
LE1	1	5.22
	2	5.56
	3	6.44
	4	6.59
	5	6.68
	6	7.43

## Paramétrage de norme

Élément	Valeur	Unité	Référence
$\gamma_{M0}$	1.00	-	EN 1993-1-1: 6.1
$\gamma_{M1}$	1.00	-	EN 1993-1-1: 6.1
$\gamma_{M2}$	1.25	-	EN 1993-1-1: 6.1
$\gamma_{M3}$	1.25	-	EN 1993-1-8: 2.2
$\gamma_C$	1.50	-	EN 1992-1-1: 2.4.2.4
$\gamma_{Inst}$	1.20	-	EN 1992-4: Table 4.1
Coefficient du matériau de scellement $\beta_j$	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
Coefficient de frottement en résistance au glissement	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
Résistance à l'éclatement du béton	Les deux		EN 1992-4: 7.2.1.4 and 7.2.2.5
Utiliser $\sigma_b$ calculé dans la vérification de la pression diamétrale.	Oui		EN 1993-1-8: tab 3.4
Béton fissuré	Oui		EN 1992-4
Vérification de déformation locale	Non		CIDECT DG 1, 3 - 1.1
Limite de déformation locale	0.03	-	CIDECT DG 1, 3 - 1.1
Non-linéarité géométrique (GMNA)	Oui		Grandes déformations des sections creuses
Structure contreventée	Non		EN 1993-1-8: 5.2.2.5

# Annexe 5

## Données du projet

Nom de projet  
Numéro du projet  
Auteur  
Description  
Date 16/05/2024  
Norme EN

## Matériau

Acier S 275  
Béton C25/30

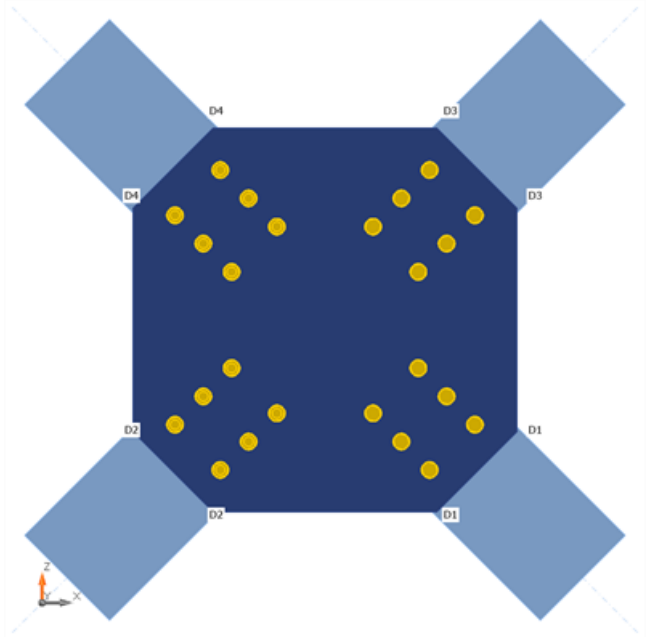
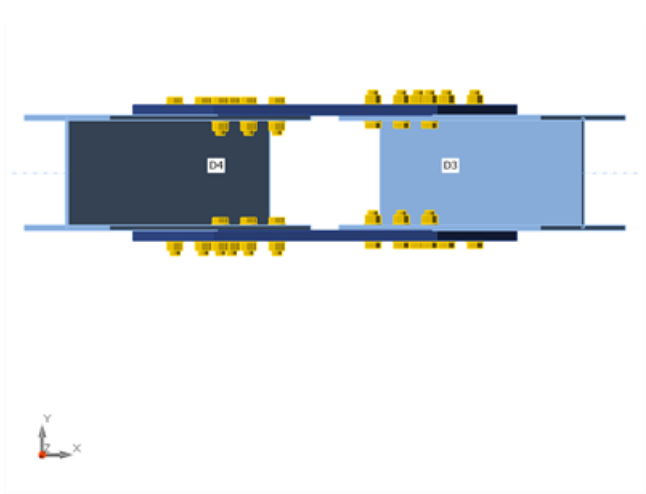
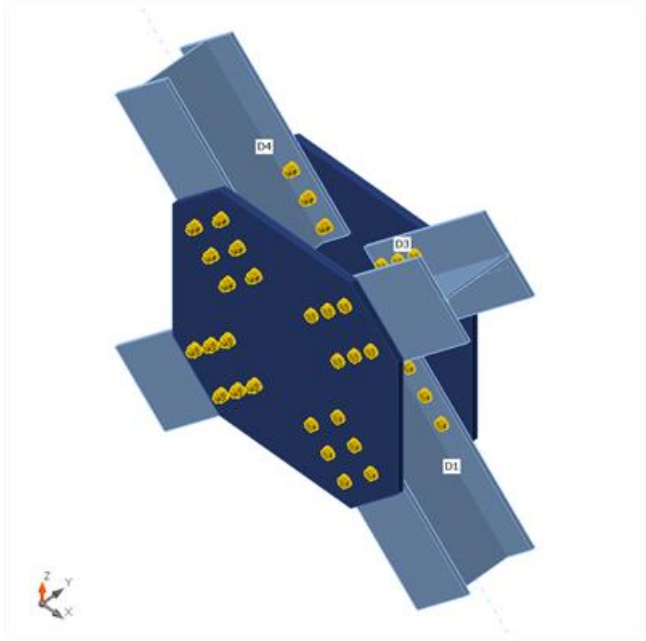
## Élément du projet CON1

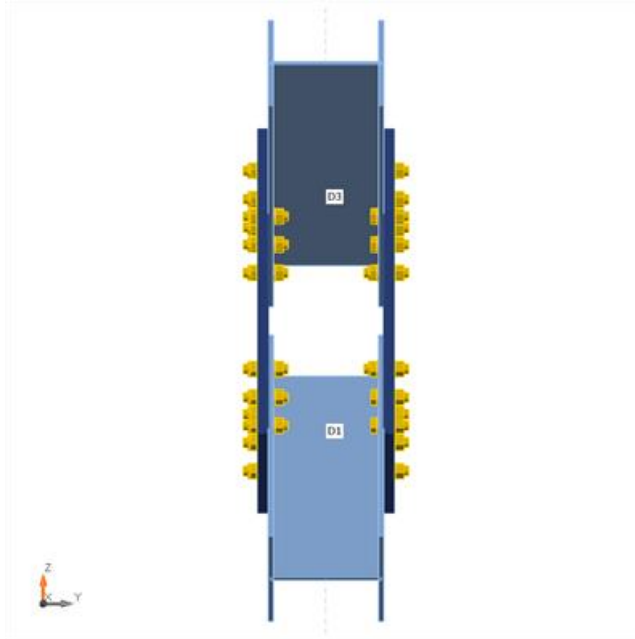
### Conception

Nom CON1  
Description  
Analyse Contrainte, déformation/ chargement simplifié

### Poutres et poteaux

No m	Section transversale	$\beta$ - Direction [°]	$\gamma$ - Angle [°]	$\alpha$ - Rotation [°]	Décalage ex [mm]	Décalage ey [mm]	Décalage ez [mm]	Efforts dans
D1	3 - HEA300	0.0	45.0	90.0	200	0	0	Noeud
D2	3 - HEA300	180.0	45.0	90.0	200	0	0	Noeud
D3	3 - HEA300	0.0	-45.0	90.0	200	0	0	Noeud
D4	3 - HEA300	180.0	-45.0	90.0	200	0	0	Noeud





## Sections transversales

Nom	Matériau
3 - HEA300	S 275

## Boulons

Nom	Groupe de boulons	Diamètre [mm]	fu [MPa]	Superficie brute [mm <sup>2</sup> ]
M24 10.9	M24 10.9	24	1000.0	452

## Chargements (équilibre n'est pas exigé)

Nom	Élément	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
LE1	D2	-1203.2	-4.8	0.0	0.0	0.0	0.0
	D3	-1203.2	-4.8	0.0	0.0	0.0	0.0
	D4	-1193.0	-4.6	0.0	0.0	0.0	0.0

## Vérification

### Sommaire

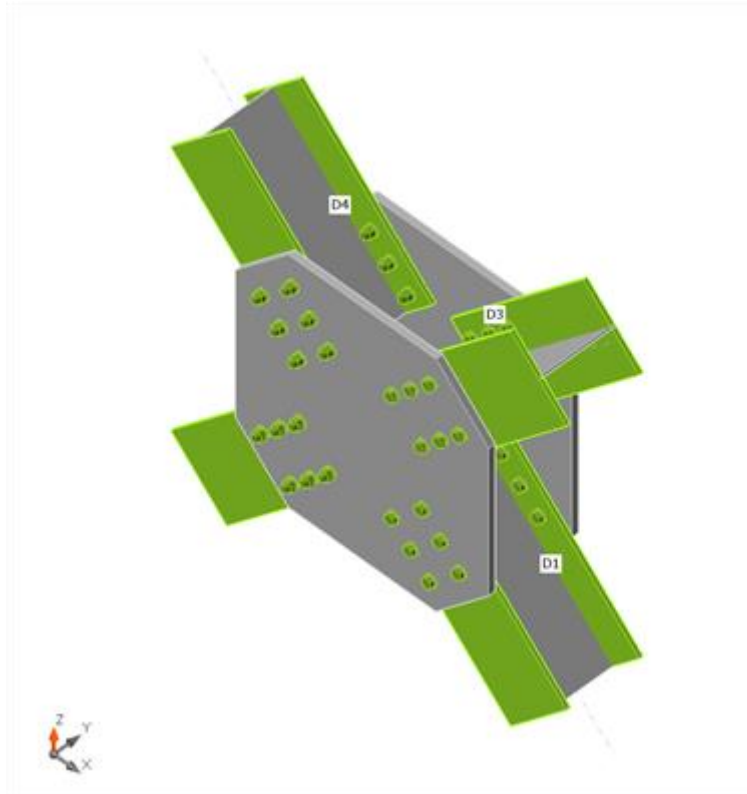
Nom	Valeur	Résultat
Analyse	100.0%	OK
Platines	0.0 < 5.0%	OK
Boulons	78.1 < 100%	OK
Voilement	10.87	

## Platines

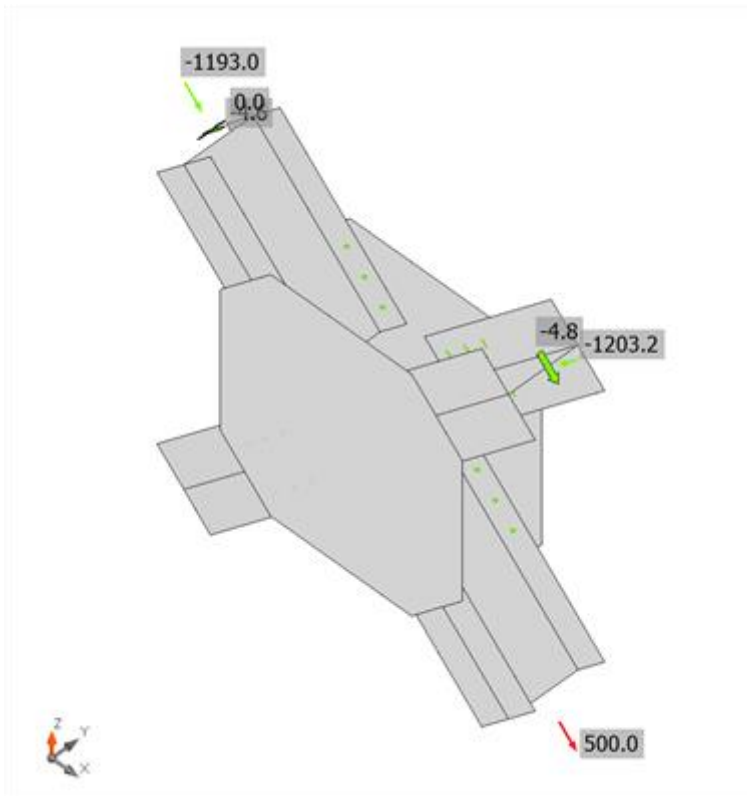
Nom	Épaisseur [mm]	Charges	$\sigma_{Ed}$ [MPa]	$\epsilon_{PI}$ [%]	$\sigma_{CEd}$ [MPa]	Résultat
D1-bfl 1	14.0	LE1	275.1	0.0	18.8	OK
D1-tfl 1	14.0	LE1	275.1	0.0	18.8	OK
D1-w 1	8.5	LE1	111.8	0.0	0.0	OK
D2-bfl 1	14.0	LE1	275.1	0.0	18.8	OK
D2-tfl 1	14.0	LE1	275.1	0.0	18.8	OK
D2-w 1	8.5	LE1	111.7	0.0	0.0	OK
D3-bfl 1	14.0	LE1	275.1	0.0	18.8	OK
D3-tfl 1	14.0	LE1	275.1	0.0	18.8	OK
D3-w 1	8.5	LE1	111.7	0.0	0.0	OK
D4-bfl 1	14.0	LE1	275.1	0.0	18.6	OK
D4-tfl 1	14.0	LE1	275.1	0.0	18.6	OK
D4-w 1	8.5	LE1	110.7	0.0	0.0	OK
SP1	25.0	LE1	153.2	0.0	18.8	OK
SP 2	25.0	LE1	153.2	0.0	18.8	OK

## Données de conception

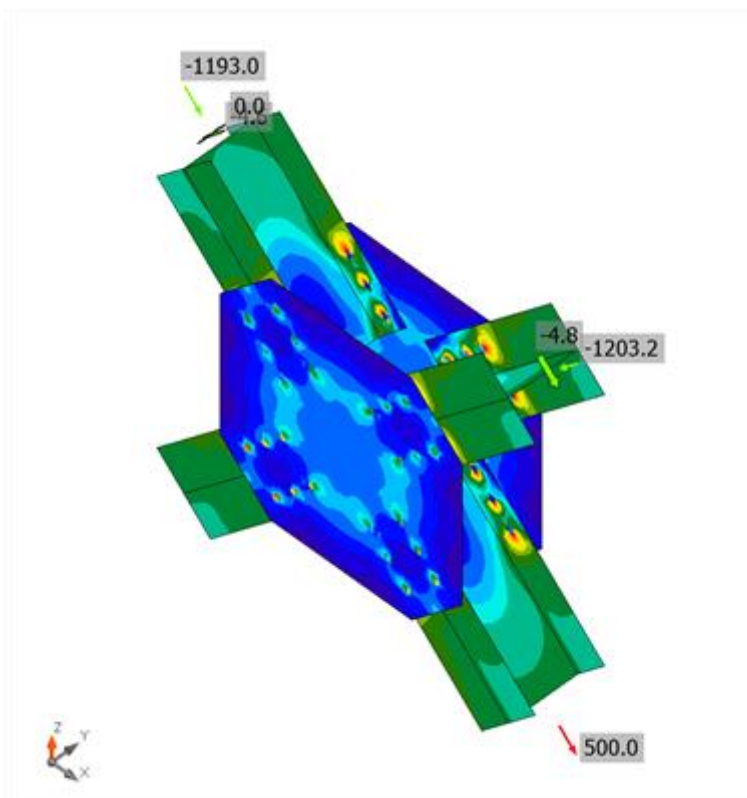
Matériau	$f_y$ [MPa]	$\epsilon_{lim}$ [%]
S 275	275.0	5.0



Vérification globale, LE1

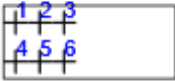
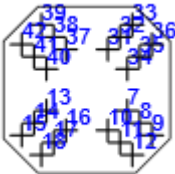
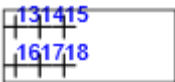
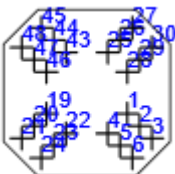
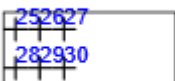



Vérification de déformation, LE1



Contrainte équivalente, LE1

## Boulons

	Nom	Charges	F <sub>t,Ed</sub> [kN]	V [kN]	U <sub>t</sub> [%]	F <sub>b,Rd</sub> [kN]	U <sub>s</sub> [%]	U <sub>ts</sub> [%]	Résultat
	B1	LE1	23.7	96.5	9.3	289.0	68.3	75.0	OK
	B2	LE1	11.5	98.1	4.5	289.0	69.5	72.7	OK
	B3	LE1	12.3	102.1	4.8	289.0	72.3	75.7	OK
	B4	LE1	23.3	99.0	9.2	289.0	70.1	76.7	OK
	B5	LE1	11.7	100.8	4.6	289.0	71.4	74.6	OK
	B6	LE1	12.9	105.1	5.1	289.0	74.4	78.1	OK
	B7	LE1	23.7	96.5	9.3	289.0	68.3	75.0	OK
	B8	LE1	11.5	98.1	4.5	289.0	69.5	72.7	OK
	B9	LE1	12.3	102.0	4.8	289.0	72.3	75.7	OK
	B10	LE1	23.3	99.0	9.2	289.0	70.1	76.7	OK
	B11	LE1	11.7	100.8	4.6	289.0	71.4	74.6	OK
	B12	LE1	12.9	105.1	5.1	289.0	74.4	78.1	OK
	B31	LE1	23.4	98.1	9.2	289.0	69.5	76.0	OK
	B32	LE1	11.6	99.9	4.6	289.0	70.7	74.0	OK
	B33	LE1	12.7	104.1	5.0	289.0	73.7	77.3	OK
	B34	LE1	23.5	97.4	9.3	289.0	69.0	75.6	OK
	B35	LE1	11.6	99.1	4.6	289.0	70.2	73.4	OK
	B36	LE1	12.3	103.2	4.9	289.0	73.1	76.5	OK
	B13	LE1	23.3	98.1	9.2	289.0	69.5	76.1	OK
	B14	LE1	11.6	99.9	4.6	289.0	70.7	74.0	OK
	B15	LE1	12.5	104.0	4.9	289.0	73.7	77.2	OK
	B16	LE1	23.5	97.4	9.3	289.0	69.0	75.6	OK
	B17	LE1	11.6	99.1	4.5	289.0	70.2	73.4	OK
	B18	LE1	12.5	103.2	4.9	289.0	73.1	76.6	OK
	B19	LE1	23.3	98.1	9.2	289.0	69.5	76.1	OK
	B20	LE1	11.6	99.9	4.6	289.0	70.7	74.0	OK
	B21	LE1	12.5	104.0	4.9	289.0	73.7	77.2	OK
	B22	LE1	23.5	97.4	9.3	289.0	68.9	75.6	OK
	B23	LE1	11.6	99.1	4.6	289.0	70.2	73.4	OK
	B24	LE1	12.5	103.2	4.9	289.0	73.1	76.6	OK
	B43	LE1	23.2	97.2	9.1	289.0	68.9	75.4	OK
	B44	LE1	11.5	98.9	4.5	289.0	70.1	73.3	OK
	B45	LE1	12.5	103.3	4.9	289.0	73.1	76.6	OK
	B46	LE1	23.4	96.6	9.2	289.0	68.4	75.0	OK
	B47	LE1	11.5	98.3	4.5	289.0	69.6	72.8	OK
	B48	LE1	12.3	102.3	4.8	289.0	72.5	75.9	OK
	B25	LE1	23.4	98.1	9.2	289.0	69.5	76.0	OK
	B26	LE1	11.6	99.8	4.6	289.0	70.7	74.0	OK
	B27	LE1	12.7	104.1	5.0	289.0	73.7	77.3	OK
	B28	LE1	23.5	97.4	9.3	289.0	69.0	75.6	OK
	B29	LE1	11.6	99.1	4.6	289.0	70.2	73.4	OK
	B30	LE1	12.3	103.2	4.9	289.0	73.1	76.5	OK
	B37	LE1	23.2	97.2	9.1	289.0	68.9	75.4	OK
	B38	LE1	11.5	99.0	4.5	289.0	70.1	73.3	OK
	B39	LE1	12.5	103.2	4.9	289.0	73.1	76.6	OK
	B40	LE1	23.4	96.6	9.2	289.0	68.4	75.0	OK
	B41	LE1	11.5	98.3	4.5	289.0	69.6	72.8	OK
	B42	LE1	12.3	102.3	4.8	289.0	72.5	75.9	OK

## Données de conception

Nom	$F_{t,Rd}$ [kN]	$B_{p,Rd}$ [kN]	$F_{v,Rd}$ [kN]
M24 10.9 - 1	254.2	344.9	141.2

## Résultat détaillé pour B1

Vérification de résistance à la traction (EN 1993-1-8 tab 3.4)

$$F_{t,Rd} = \frac{k_2 f_{ub} A_t}{\gamma_{M2}} = 254.2 \text{ kN} \geq F_t = 23.7 \text{ kN}$$

où :

$$k_2 = 0.90 \quad \text{– Facteur}$$

$$f_{ub} = 1000.0 \text{ MPa} \quad \text{– Résistance à la traction ultime du boulon}$$

$$A_t = 353 \text{ mm}^2 \quad \text{– Zone d'effort de traction du boulon}$$

$$\gamma_{M2} = 1.25 \quad \text{– Facteur de sécurité}$$

Vérification de résistance au poinçonnement (EN 1993-1-8 tab 3.4)

$$B_{p,Rd} = 344.9 \text{ kN} \geq F_t = 23.7 \text{ kN}$$

où :

$$d_m = 38 \text{ mm} \quad \text{– Le moyen des diamètres des cercles inscrit et circonscrit de la tête de boulon ou écrou, la plus petite de ces valeurs étant retenue}$$

$$t_p = 14 \text{ mm} \quad \text{– Épaisseur}$$

$$f_u = 430.0 \text{ MPa} \quad \text{– Résistance ultime}$$

$$\gamma_{M2} = 1.25 \quad \text{– Facteur de sécurité}$$

Vérification de résistance au cisaillement (EN 1993-1-8 tab 3.4)

$$F_{v,Rd} = \frac{\beta_p \alpha_v f_{ub} A}{\gamma_{M2}} = 141.2 \text{ kN} \geq V = 96.5 \text{ kN}$$

où :

$$\beta_p = 1.00 \quad \text{– Facteur de réduction}$$

$$\alpha_v = 0.50 \quad \text{– Facteur de réduction}$$

$$f_{ub} = 1000.0 \text{ MPa} \quad \text{– Résistance à la traction ultime du boulon}$$

$$A = 353 \text{ mm}^2 \quad \text{– Zone d'effort de traction du boulon}$$

$$\gamma_{M2} = 1.25 \quad \text{– Facteur de sécurité}$$

Vérification de résistance à la pression diamétrale (EN 1993-1-8 tab 3.4)

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \alpha_b f_u d_t}{\gamma_{M2}} = 289.0 \text{ kN} \geq V = 96.5 \text{ kN}$$

où :

$$k_1 = \min\left(2.8 \frac{e_2}{d_0} - 1.7, 1.4 \frac{p_2}{d_0} - 1.7, 2.5\right) = 2.50 \quad \text{– Facteur de distance au bord et d'espacement des boulons perpendiculairement à la direction du transfert de charge}$$

$$\alpha_b = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}, \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1\right) = 1.00 \quad \text{– Facteur de pince et d'espacement des boulons dans la direction du transfert de charge}$$



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

$$p_2 = 160 \text{ mm}$$

$$d_0 = 26 \text{ mm}$$

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

$$p_1 = 100 \text{ mm}$$

$$f_{ub} = 1000.0 \text{ MPa}$$

$$f_u = 430.0 \text{ MPa}$$

$$d = 24 \text{ mm}$$

$$t = 14 \text{ mm}$$

$$\gamma_{M2} = 1.25$$

– Distance au bord de la platine perpendiculairement à l'effort de cisaillement

– Entraxe perpendiculairement à l'effort de cisaillement

– Diamètre du trou du boulon

– Distance au bord de la platine dans la direction de l'effort de cisaillement

– Entraxe dans la direction de l'effort de cisaillement

– Résistance à la traction ultime du boulon

– Résistance ultime

– Diamètre nominal de moyen d'assemblage

– Épaisseur de la platine

– Facteur de sécurité

Interaction de traction et cisaillement (EN 1993-1-8 tab 3.4)

$$U_{ts} = \frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd}} + \frac{V_{Ed}}{1.4F_{v,Rd}} = 75.0 \%$$

Usage en traction

$$U_{tt} = \frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd}} = 9.3 \%$$

Usage en cisaillement

$$U_{ts} = \frac{V_{Ed}}{\min(F_{v,Rd}; F_{b,Rd})} = 68.3 \%$$

## Résultat détaillé pour B2

Vérification de résistance à la traction (EN 1993-1-8 tab 3.4)

$$F_{t,Rd} = \frac{k_2 f_{ub} A_t}{\gamma_{M2}} = 254.2 \text{ kN} \geq F_t = 11.5 \text{ kN}$$

où :

$$k_2 = 0.90 \quad \text{– Facteur}$$

$$f_{ub} = 1000.0 \text{ MPa} \quad \text{– Résistance à la traction ultime du boulon}$$

$$A_t = 353 \text{ mm}^2 \quad \text{– Zone d'effort de traction du boulon}$$

$$\gamma_{M2} = 1.25 \quad \text{– Facteur de sécurité}$$

Vérification de résistance au poinçonnement (EN 1993-1-8 tab 3.4)

$$B_{p,Rd} = \frac{0.6 \pi d_p t_p f_u}{\gamma_{M2}} = 344.9 \text{ kN} \geq F_t = 11.5 \text{ kN}$$

où :

$$d_m = 38 \text{ mm} \quad \text{– Le moyen des diamètres des cercles inscrit et circonscrit de la tête de boulon ou écrou, la plus petite de ces valeurs étant retenue}$$

$$t_p = 14 \text{ mm} \quad \text{– Épaisseur}$$

$$f_u = 430.0 \text{ MPa} \quad \text{– Résistance ultime}$$

$$\gamma_{M2} = 1.25 \quad \text{– Facteur de sécurité}$$

Vérification de résistance au cisaillement (EN 1993-1-8 tab 3.4)

$$F_{v,Rd} = \frac{\beta_p \alpha_v f_{ub} A}{\gamma_{M2}} = 141.2 \text{ kN} \geq V = 98.1 \text{ kN}$$

où :

$$\begin{aligned} \beta_p &= 1.00 && \text{– Facteur de réduction} \\ \alpha_v &= 0.50 && \text{– Facteur de réduction} \\ f_{ub} &= 1000.0 \text{ MPa} && \text{– Résistance à la traction ultime du boulon} \\ A &= 353 \text{ mm}^2 && \text{– Zone d'effort de traction du boulon} \\ \gamma_{M2} &= 1.25 && \text{– Facteur de sécurité} \end{aligned}$$

Vérification de résistance à la pression diamétrale (EN 1993-1-8 tab 3.4)

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \alpha_b f_u d t}{\gamma_{M2}} = 289.0 \text{ kN} \geq V = 98.1 \text{ kN}$$

où :

$$\begin{aligned} k_1 &= \min\left(2.8 \frac{e_2}{d_0} - 1.7, 1.4 \frac{p_2}{d_0} - 1.7, 2.5\right) = 2.50 && \text{– Facteur de distance au bord et} \\ &&& \text{d'espacement des boulons} \\ &&& \text{perpendiculairement à la direction} \\ &&& \text{du transfert de charge} \\ \alpha_b &= \min\left(\frac{e_1}{3d_0}, \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4} \frac{f_{ub}}{f_u}, 1\right) = 1.00 && \text{– Facteur de pince et} \\ &&& \text{d'espacement des boulons dans} \\ &&& \text{la direction du transfert de charge} \\ e_2 &= 70 \text{ mm} && \text{– Distance au bord de la platine} \\ &&& \text{perpendiculairement à l'effort de} \\ &&& \text{cisaillement} \\ p_2 &= 160 \text{ mm} && \text{– Entraxe perpendiculairement à} \\ &&& \text{l'effort de cisaillement} \\ d_0 &= 26 \text{ mm} && \text{– Diamètre du trou du boulon} \\ e_1 &= \infty \text{ mm} && \text{– Distance au bord de la platine} \\ &&& \text{dans la direction de l'effort de} \\ &&& \text{cisaillement} \\ p_1 &= 100 \text{ mm} && \text{– Entraxe dans la direction de} \\ &&& \text{l'effort de cisaillement} \\ f_{ub} &= 1000.0 \text{ MPa} && \text{– Résistance à la traction ultime} \\ &&& \text{du boulon} \\ f_u &= 430.0 \text{ MPa} && \text{– Résistance ultime} \\ d &= 24 \text{ mm} && \text{– Diamètre nominal de moyen} \\ &&& \text{d'assemblage} \\ t &= 14 \text{ mm} && \text{– Épaisseur de la platine} \\ \gamma_{M2} &= 1.25 && \text{– Facteur de sécurité} \end{aligned}$$

Interaction de traction et cisaillement (EN 1993-1-8 tab 3.4)

$$U_{tc} = \frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd}} + \frac{F_{v,Ed}}{1.4 F_{v,Rd}} = 72.7 \%$$

Usage en traction

$$U_{tt} = \frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd}} = 4.5 \%$$

Usage en cisaillement

$$U_{ts} = \frac{V_{Ed}}{\min(F_{v,Rd}; F_{b,Rd})} = 69.5 \%$$

## Voilement

Charges	Forme	Coefficient [-]
LE1	1	10.87
	2	10.93
	3	11.00
	4	11.10
	5	11.25
	6	12.38

## Paramétrage de norme

Élément	Valeur	Unité	Référence
$\gamma_{M0}$	1.00	-	EN 1993-1-1: 6.1
$\gamma_{M1}$	1.00	-	EN 1993-1-1: 6.1
$\gamma_{M2}$	1.25	-	EN 1993-1-1: 6.1
$\gamma_{M3}$	1.25	-	EN 1993-1-8: 2.2
$\gamma_C$	1.50	-	EN 1992-1-1: 2.4.2.4
$\gamma_{Inst}$	1.20	-	EN 1992-4: Table 4.1
Coefficient du matériau de scellement $\beta_j$	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
Coefficient de frottement en résistance au glissement	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
Résistance à l'éclatement du béton	Les deux		EN 1992-4: 7.2.1.4 and 7.2.2.5
Utiliser $a_b$ calculé dans la vérification de la pression diamétrale.	Oui		EN 1993-1-8: tab 3.4
Béton fissuré	Oui		EN 1992-4
Vérification de déformation locale	Non		CIDECT DG 1, 3 - 1.1
Limite de déformation locale	0.03	-	CIDECT DG 1, 3 - 1.1
Non-linéarité géométrique (GMNA)	Oui		Grandes déformations des sections creuses
Structure contreventée	Non		EN 1993-1-8: 5.2.2.5