

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

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 BATIMENT (R+9+ SOUS-SOL) EN
CHARPENTE METALLIQUE CONTREVENTE PAR PALEES
DE STABILITE

Présente par :

- LASKRI Nour El Houda
- ZERROUK Lamia

Encadré par :

- Mme M. BEREDIAFE
BOURAHLA

Blida, Juin 2024

REMERCIEMENTS

Avant tous nous remercions ALLAH, le tout miséricordieux, Le très miséricordieux pour nous avoir donné la force et la patience pour mener ce travail.

Nous tenons à remercier toutes les personnes qui ont contribués de près ou de loin à la réalisation de ce modeste travail.

Nous tenons à présenter nos vifs remerciements à notre promotrice **Mme M. BERDIAFE BOURAHLA** pour son suivi et son orientation tout au long de l'élaboration de ce travail, en lui exprimons notre profonde gratitude.

Nous remercions également **Mr BELHOUCHE** et **Mr ZAMECHA** de nous avoir transmis leurs connaissances dans le domaine du génie civil.

Nos remerciements les plus sincères vont également aux membres du jury pour l'intérêt qu'ils ont porté à notre travail en acceptant de l'examiner et de l'enrichir par leur expérience.

Enfin, Nous remercions également les entreprises BEREP Et CR METAL, pour leur accueil au sein de leurs bureaux d'étude et tous nos enseignants qui ont contribué à notre formation d'ingénieurs en génie civil.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail aux personnes qui me sont les plus chères, je site:

- *A mes très chers parents qui ont consacré et sacrifié leurs vies pour notre bien-être, que dieu les protège.*
- *A mes chers sœur et frère qui m'ont beaucoup aidé et encouragé durant toutes mes études.*
- *A tous mes amis proches (Nour khadoudj, Maria, Tharaa et Amira).*
 - *A tous ceux que j'aime et je respecte.*

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail aux personnes qui me sont les plus chères, je site:

- *A mes très chers parents*
- *A tous mes Amis proches*
 - *A ma chère famille*

- *Et a tous nos camarades surtout (Bouhaddi Ouarda ,Besseri Fella)*

Résumé

Dans le cadre de notre projet de fin d'études, nous avons étudiés un bâtiment (R+9 + sous-sol) en charpente métallique ou sa stabilité est assurée par des palées de stabilité en X. Il est implanté dans la wilaya de Blida qui est classée comme zone de forte sismicité (**Zone III**) selon le **RPA 99 version 2003**.

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

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

L'assemblage a été établie manuellement et on utilisant les logiciels « **Autodesk Robot structural analysis 2017** » et « **IDEA StatiCa 2023** »

L'étude de fondation a conduit à un radier nervure.

Mots clés : Charpente métallique, stabilité, séisme, assemblage.

Abstract

As part of our end-of-studies project, we studied a building (R+9 + basement) in a metal frame where its stability is ensured by X-shaped stability supports. It is located in the wilaya of Blida which is classified as a zone of high seismicity (Zone III) according to **RPA 99 version 2003**.

The design of the resistant elements was carried out in accordance with the regulations: (**RPA 99 2003, CCM97, EC3 and BAEL 91**).

The dynamic study of the structure was made by the **CSI ETABS 2018 software**.

The assembly was established manually and by using « **Autodesk Robot structural analysis 2017** » et « **IDEA StatiCa 2023** »

the foundation study led to a ribbed base.

Key words: Metal frame, stability, earthquake, assembly.

ملخص

في إطار مشروعنا لنهاية الدراسة قمنا بدراسة مبنى (طابق أرضي + 8 طوابق + قبو) ذو بنية فولاذية حيث يتم ضمان ثباته بواسطة عازمات الاستقرار وثبات على شكل X يقع في ولاية البليدة المصنفة كمنطقة ذات الزلازل العالية (المنطقة الثالثة) وفقاً لـ **RPA 99 إصدار 2003**.

تم إجراء أبعاد العناصر المقاومة وفقاً للوائح (**RPA 99 2003, CCM97, EC3 and BAEL 91**).

تم إجراء التحليل الزلزالي للهيكل عن طريق التحليل الهيكلي لبرنامج **CSI ETABS 2018 Softwer**

تم إنشاء التجميع يدوياً وباستخدام برنامج « **Autodesk Robot structural analysis 2017** » و « **IDEA StatiCa 2023** »

أدت دراسة الأساسات الى أرضية مضلعة عامة.

الكلمات الرئيسية: هيكل فولاذي، الدعامات، زلزال، تجميع.

Sommaire

REMERCIEMENTS

Dédicaces

Résumé

Liste des Figures

Liste des Tableaux

Liste des Symboles

Introduction Générale 1

Chapitre I : Généralités 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.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	Charges d'exploitation Q	12
II.3	Pré dimensionnement des solives.....	13
II.3.1	Choix du profilé.....	13
II.3.2	Phase initiale.....	14
II.3.3	Phase finale.....	16
II.4	Pré dimensionnement des poutres secondaires	19
II.4.1	Phase initiale.....	19
II.4.2	Phase finale.....	21
II.5	Pré dimensionnement des poutres principales	24
II.5.1	Phase initiale.....	24
II.5.2	Phase finale.....	26
II.6	Calcul des connecteurs	29
II.7	Pré dimensionnement des poteaux	31
II.7.1	Introduction	31
II.7.2	Loi de dégression.....	31
II.7.3	Étapes de pré dimensionnement	32
II.7.4	Vérification du flambement pour le poteau du 9 ^{ème} étage	33

Chapitre III : Étude des éléments secondaires

III.1	Introduction	37
III.2	Escalier métallique	37
III.2.1	Choix des dimensions	37
III.2.2	Dimensionnement des limons	38
III.2.2.1	Évaluation des charges.....	38
III.2.2.2	Dimensionnement à ELS.....	39
III.2.3	Dimensionnement de la cornière de marche	40
III.3	L'acrotère	41
III.3.1	Charges verticales	41
III.3.2	Charges horizontales.....	41
III.3.3	Ferraillage	42

Chapitre IV : Étude dynamique en zone sismique

IV.1	Introduction.....	45
IV.2	Modélisation de la structure	45
IV.3	Choix de la méthode de calcul [4].....	46
IV.3.1	La méthode statique équivalente.....	46

IV.3.2	La méthode modale spectrale	46
IV.4	Vérification de la structure	47
IV.4.1	Vérification de la force sismique à la base	47
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	63
V.2	Vérification des poteaux	64
V.2.1	Vérification vis-à-vis du flambement.....	64
V.2.2	Vérification de la stabilité des poteaux vis-à-vis du déversement	71
V.3	Vérification des poutres principales	73
V.3.1	Vérification du moment fléchissant.....	73
V.3.2	Vérification de l'effort tranchant.....	74
V.3.3	Vérification du déversement.....	74
V.3.4	Calcul des connecteurs	74
V.4	Vérification des contreventements	76
V.4.1	Généralités.....	76
V.4.2	Vérifications des contreventements	77
V.4.2.1	Suivant la direction X-X	77
V.4.2.2	Suivant la direction Y-Y	79
Chapitre VI : Calcul des assemblages		
VI.1	Introduction	82
VI.2	Les différents modes d'assemblages.....	82
VI.2.1	Assemblage par boulonnage	82
VI.2.2	Assemblage par soudure	83
VI.3	Vérifications des assemblages.....	83
VI.3.1	Vérification de l'assemblage poutre-solive (IPE 400 – IPE180).....	83
VI.3.1.1	Boulons assemblant la cornière à la poutre.....	85
VI.3.1.2	Boulons assemblant la cornière à la solive	86
VI.3.2	Assemblage poteau-poutre.....	87
VI.3.2.1	Calcul de la soudure poutre poutre-platine (soudure).....	87

VI.3.2.2 Calcul assemblage poteau-platine (boulonnage).....	89
VI.3.3 Assemblage pied de poteau.....	92
VI.3.4 Assemblage poteau-poteau.	94
VI.3.5 Assemblage contreventement	96
Chapitre VII : Etude de l'infrastructure	
VII.1 Introduction.....	100
VII.2 Pré dimensionnement des éléments de l'infrastructure.....	100
VII.2.1 Plancher sous-sol :	100
VII.2.1.1 Dalle pleine.....	100
VII.2.1.2 Poutres principales.....	101
VII.2.1.3 Poutres secondaires	101
VII.2.2 Les Poteaux.....	101
VII.3 Ferrailage des éléments de l'infrastructure	102
VII.3.1 Ferrailage de dalle pleine.....	102
VII.3.1.1 Détermination les efforts	102
VII.3.1.2 Calcul du ferrailage	103
VII.3.1.3 Schéma ferrailage de dalle pleine.....	104
VII.3.2 Ferrailage des poutres	105
VII.3.3 Ferrailage des poteaux	110
VII.3.3.1 Introduction	110
VII.3.3.2 Combinaison d'actions	110
VII.4 Choix du type de fondation.....	112
VII.4.1 Semelles isolées	112
VII.4.2 Semelles filantes	113
VII.4.3 Radier général	117
VII.4.3.1 Pré dimensionnement du radier rigide.....	118
Conclusion générale	127
Références bibliographiques	
Annexes	

Liste des Figures

Figure I. 1: Vue en élévation du bâtiment.	3
Figure I.2: Vue en plan du bâtiment.....	4
Figure II. 1: Schéma d'entre axe des solives.	13
Figure II. 2: Schéma statique de la solive.	13
Figure II. 3: Schéma statique de la solive avec 1 étaie (1 appui intermédiaire). ... Erreur ! Signet non défini.	
Figure II. 4: Schéma représentatif de la largeur participante de la dalle en béton.	16
Figure II. 5: Schéma représentatif de la largeur participante de la dalle en béton.....	22
Figure II. 6: Largeur efficace de la zone comprimée.....	27
Figure II. 7: Dimensions de la tôle et du connecteur.	29
Figure II. 8: Limite de K.	30
Figure III. 1: Schéma représentatif d'un escalier.	37
Figure III. 2: Vue en plan de l'escalier tirer du plan d'architecture.	38
Figure III. 3: Charges appliqué sur le limon.	38
Figure III. 4: Charges revenant au limon.	39
Figure III. 5: Dimension de l'acrotère.	41
Figure III. 6: Schéma de ferrailage de l'acrotère	43
Figure IV. 1: Spectre de réponse.	51
Figure IV. 2: Vue en 3d du modèle initial.....	52
Figure IV. 3: Disposition des contreventements pour le modèle initial	52
Figure IV. 4: La déformée pour les modes du modèle initial.....	53
Figure IV. 5: Disposition des contreventements pour le modèle intermédiaire.	54
Figure IV. 6: La déformée pour les modes du modèle intermédiaire.....	54
Figure IV. 7: Disposition des contreventements pour le modèle final.	57
Figure IV. 8: La déformée pour les modes du modèle finale.	58
Figure V. 1: Le flambement.....	63
Figure V. 2: Le déversement.	63
Figure V. 3: Facteurs de distribution pour poteaux continus.....	66

Figure V. 4: Dimensions de la tôle et du connecteur.	75
Figure V. 5: schéma de Contreventement	77
Figure VI. 1: Schéma de l'assemblage poutre – solive.	84
Figure VI. 2: Disposition constructif de l'assemblage poutre – solive.	84
Figure VI. 3: Assemblage poutre platine.....	87
Figure VI. 4: Assemblage soudé poutre-platine.	88
Figure VI. 5: Schéma distribution des boulons et des jarrets.	90
Figure VI. 6: Vue d'assemblage poteau – poutre.	92
Figure VI. 7: Vue d'assemblage pied poteau	93
Figure VI. 8: Vérification de déformation.....	93
Figure VI. 9: Contrainte équivalente	94
Figure VI. 10: Vue de raboutage poteau-poteau.	95
Figure VI. 11: Vérification déformation	95
Figure VI. 12: Contrainte équivalente	96
Figure VI. 13: Vue d'assemblage contreventement	97
Figure VI. 14: Vérification de déformation.....	97
Figure VI. 15: Contrainte équivalente	98
Figure VII. 1: Ferrailage de la dalle pleine	104
Figure VII. 2: Schéma de Ferrailage des Poutres secondaire.....	109
Figure VII. 3: Schéma de Ferrailage des Poutres principale.....	109
Figure VII. 4: Schéma de Ferrailage des poteaux	112
Figure VII. 5: Semelle isolée.....	112
Figure VII. 6: Schéma des semelles filantes	Erreur ! Signet non défini.
Figure VII. 7: Répartition des charges pour les poteaux centraux.	113
Figure VII. 8: Répartition des charges pour les poteaux de rives.	114
Figure VII. 9: Répartition des charges pour les poteaux d'angles.	114
Figure VII. 10: Schéma d'un radier.	117
Figure VII. 11: Ferrailage de la dalle du radier sens x-x.....	125
Figure VII. 12: Ferrailage de la dalle du radier sens y-y.....	125
Figure VII. 13: Ferrailage de la nervure de 2m.....	126

Liste des Tableaux

Tableau I. 1: Caractéristiques des nuances d'acier	4
Tableau I. 2: Valeurs nominales de f_y pour le ferrailage	5
Tableau II. 1: Charges permanentes des étages courants	11
Tableau II. 2: Charges permanentes du plancher terrasse inaccessible	12
Tableau II. 3: Caractéristique de la tôle	12
Tableau II. 4: Charges d'exploitations	12
Tableau II. 5: Caractéristiques géométrique du profilé IPE180.....	13
Tableau II. 6: Récapitulatif pour les solives de chaque niveau.....	18
Tableau II. 7: Caractéristiques géométrique du profilé IPE240.....	19
Tableau II. 8: Récapitulatif pour les poutres secondaires de chaque niveau	23
Tableau II. 9: Caractéristiques géométriques du profilé IPE360	24
Tableau II. 10: Récapitulatif des poutres principales des autres niveaux	28
Tableau II. 11: Tableau de descente des charges	32
Tableau II. 12: Sections et profilés nécessaires	33
Tableau II. 13: Caractéristique géométrique de profilé HEA100	33
Tableau II. 14: Récapitulatif de la vérification du flambement	34
Tableau III. 1: Calcule des sollicitations	42
Tableau III. 2: Calcule de ferrailage	43
Tableau IV. 1: Valeurs de la périodes caractéristiques	47
Tableau IV. 2: Choix de la période de calcul.....	48
Tableau IV. 3: Valeurs des pénalités suivant les deux sens [4]	49
Tableau IV. 4: Pourcentage de participation massique pour model initial	52
Tableau IV. 5: Pourcentage de participation massique pour le modèle intermédiaire.....	54
Tableau IV. 6: Récapitulatif des facteurs impliqués dans la statique équivalente	55
Tableau IV. 7: Déplacement résultant suivant X	56
Tableau IV. 8: Déplacement résultant suivant Y	56
Tableau IV. 9: Pourcentage de participation massique pour le modèle finale	58
Tableau IV. 10: Récapitulatif des facteurs impliqués dans la statique équivalente	59
Tableau IV. 11: Déplacement résultant suivant X	59

Tableau IV. 12: Déplacement résultant suivant Y	59
Tableau IV. 13: Vérification de l'effet P- Δ	60
Tableau V. 1: Caractéristiques de profilé HEB550	65
Tableau V. 2: Efforts internes des poteaux sous N^{\max} pour chaque niveau.....	68
Tableau V. 3: Vérifications au flambement par flexion N^{\max}	68
Tableau V. 4: Efforts internes des poteaux sous <i>Msd, zmax</i> pour chaque niveau.....	69
Tableau V. 5: Vérifications au flambement par flexion pour $M_{sd,z}^{\max}$	69
Tableau V. 6: Efforts internes des poteaux sous <i>Msd, ymax</i> pour chaque niveau	70
Tableau V. 7: Vérifications au flambement par flexion pour $M_{sd,y}^{\max}$	70
Tableau V. 8: Vérification du déversement (Poteaux), sous N^{\max} pour chaque niveau	71
Tableau V. 9: Vérification du déversement (Poteaux), sous <i>Msd, zmax</i> pour chaque niveau.....	72
Tableau V. 10: Vérification du déversement (Poteaux), sous <i>Msd, ymax</i> pour chaque niveau.....	72
Tableau V. 11: Choix final des poteaux	73
Tableau V. 12: Caractéristiques géométriques du profilé HEA240.....	77
Tableau V. 13: Caractéristiques géométriques du profilé HEA320	79
Tableau VI. 1: Caractéristiques mécaniques des boulons selon leur classe d'acier.....	82
Tableau VI. 2: Caractéristiques géométriques des boulons	82
Tableau VI. 3: Caractéristiques géométriques des profilés.....	87
Tableau VI. 4: Résumé de l'assemblage pied poteaux.....	93
Tableau VI. 5: Résumé de raboutage poteau-poteau.....	95
Tableau VI. 6: Résumé de raboutage contreventement.....	97
Tableau VII. 1: Calcul des moments à l'ELU.....	103
Tableau VII. 2: Calcul des moments à l'ELS.	103
Tableau VII. 3: Ferrailage du panneau le plus sollicité de la dalle pleine	103
Tableau VII. 4 : Vérification des contraintes de la dalle pleine à l'ELS.	104
Tableau VII. 5: Ferrailage des poutres a ELU	106
Tableau VII. 6: Choix des armatures pour les poutres.....	106
Tableau VII. 7: Vérification de la condition de non fragilité.....	106
Tableau VII. 8: Vérification des poutres a l'ELS	107

Tableau VII. 9: Correction de choix d'armature.....	107
Tableau VII. 10: Correction de vérification des poutres a l'ELS	108
Tableau VII. 11: Vérification de la contrainte de cisaillement	108
Tableau VII. 12: Vérification de la flèche des poutres	108
Tableau VII. 13: Caractéristique du béton et d'acier	110
Tableau VII. 14: Ferrailage de poteaux (N_{max}, M_{corr}) et (N_{corr}, M_{max})	111
Tableau VII. 15: Répartition pour les poteaux centraux.	114
Tableau VII. 16: Répartition pour les poteaux de rives.	115
Tableau VII. 17: Répartition pour les poteaux d'angles.	115
Tableau VII. 18: Sections initial des semelles filantes sens X.....	115
Tableau VII. 19: Sections initial des semelles filantes sens Y.....	116
Tableau VII. 20: Poids du sol appliqué dans les semelles filantes sens X.....	116
Tableau VII. 21: Poids du sol appliqué dans les semelles filantes sens Y.....	116
Tableau VII. 22: Sections finale des semelles filantes sens X.....	117
Tableau VII. 23: Sections finale des semelles filantes sens Y.....	117
Tableau VII. 24: Choix de la hauteur des nervures.....	119
Tableau VII. 25: Contrainte sous le raider à l'ELU.....	121
Tableau VII. 26: Contrainte sous le raider à l'ELS.....	121
Tableau VII. 27: Calcul des moments à l'ELU.....	122
Tableau VII. 28: Calcul des moments à l'ELS.	122
Tableau VII. 29: Ferrailage du panneau le plus sollicité du radier.	123
Tableau VII. 30: Vérification des contraintes de la dalle du raider à l'ELS.	123
Tableau VII. 31: Calcul du ferrailage de la nervure.	124
Tableau VII. 32: Vérification des contraintes de la nervure à l'ELS.....	125

Liste des Symboles

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

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

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

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

Introduction Générale

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

De ce fait, pour bien faire l'étude d'une structure, l'objectif principal pour un ingénieur n'est pas simplement d'appliquer les règlements mais de comprendre le comportement de la structure vis-à-vis des différents phénomènes affectant cette dernière afin de protéger les personnes et leurs biens.

Ce mémoire a abordé de manière approfondie le calcul d'un bâtiment R+9 avec sous-sol en charpente métallique, en se concentrant sur plusieurs aspects clés de la conception et de l'analyse de la structure. Les chapitres qui ont été traités ont fourni une vision complète de chaque étape du processus, en mettant l'accent sur les principaux éléments de la charpente et de l'infrastructure.

Tout d'abord, nous avons présenté une description complète de l'ouvrage, en mettant en évidence ses caractéristiques spécifiques, ses exigences fonctionnelles et ses contraintes. Cela a posé les bases nécessaires pour la suite de l'étude.

Ensuite, nous avons abordé le pré-dimensionnement des éléments, en déterminant les dimensions initiales des poteaux, des poutres et des planchers. Cela nous a permis d'obtenir une configuration de base de la structure, qui a ensuite été affinée dans les chapitres suivants.

Dans le chapitre consacré à l'étude des éléments secondaires, nous avons examiné en détail les différents éléments. Nous avons étudié leur rôle dans la stabilité globale de la structure et nous avons assuré leur dimensionnement adéquat pour répondre aux exigences de sécurité et de fonctionnalité.

Une attention particulière a été accordée à l'étude dynamique en zone sismique. Nous avons analysé les charges sismiques applicables et nous avons évalué l'effet de ces forces sur notre bâtiment. Les méthodes d'analyse sismique ont été appliquées pour vérifier la capacité de la structure à résister aux séismes et pour proposer des mesures d'amélioration si nécessaire.

La vérification des différents éléments de la structure, tels que les poteaux, les poutres et les contreventements, a été réalisée dans un chapitre dédié. Nous avons utilisé des

méthodes de calcul rigoureuses pour évaluer la résistance et la stabilité de chaque élément, en nous assurant qu'ils satisfont aux normes de sécurité et de performance.

La conception et l'étude des assemblages des différents éléments ont également été abordées dans un chapitre spécifique. Nous avons pris en compte les forces de liaison entre les éléments, en veillant à ce que les connexions soient adéquates pour assurer une transmission efficace des charges. Le calcul des assemblages est fait par le logiciel « **Autodesk Robot structural analysis 2017** » et « **IDEA StatiCa 2023** »

Enfin, l'étude de l'infrastructure le choix du type de fondation dépend de la nature du sol et du volume des charges provenant de la structure.

Chapitre I :
Généralités et présentation de l'ouvrage

I.1 Introduction

L'étude d'un bâtiment en charpente métallique nécessite des connaissances de base sur lesquelles L'ingénieur prend appuis, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et Économique. Nous consacrons donc ce chapitre pour donner quelques rappels et Descriptions du projet à étudier

I.2 Présentation de l'ouvrage

Notre étude porte sur un bâtiment situé dans la wilaya de **BLIDA**, comprenant un rez-de-chaussée, plus neuf étages, et un sous-sol utilisé en commerce. 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 32.9 m
 - Hauteur rez-de-chaussée 4.76 m
 - Hauteur de 1^{ère} étage : 3.06 m

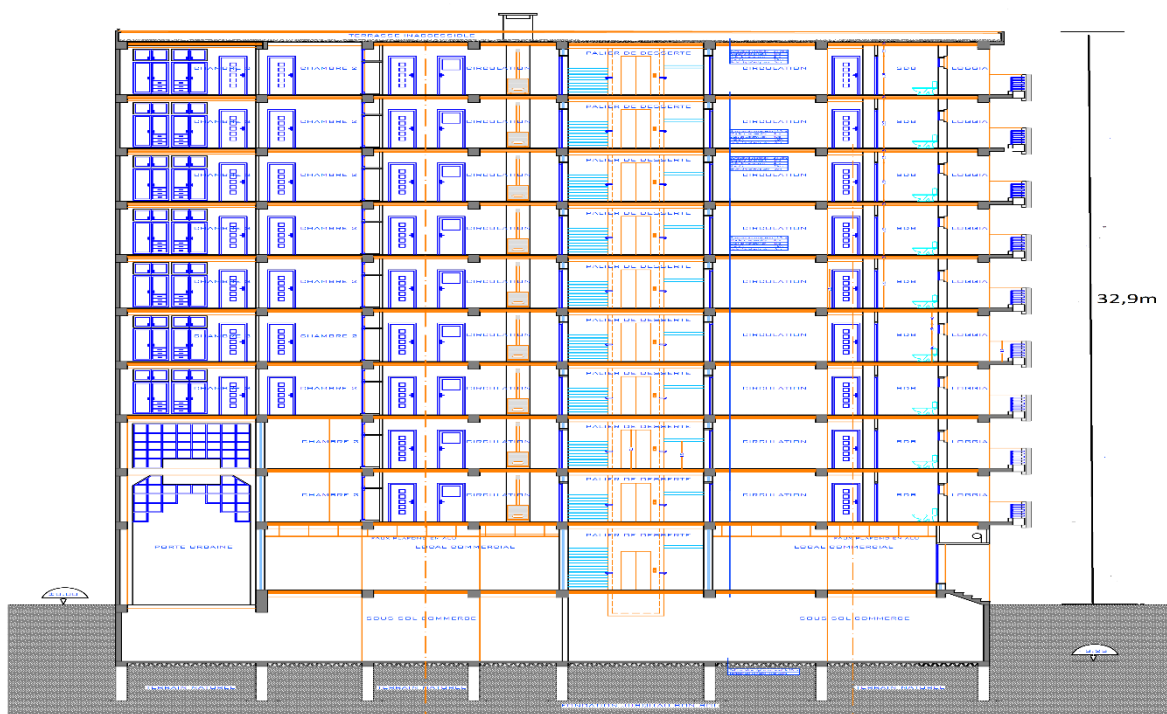


Figure I. 1: Vue en élévation du bâtiment.

- **Dimensions en plan :**
 - Longueur totale du bâtiment 29.66 m
 - Largeur totale du bâtiment 14.60 m

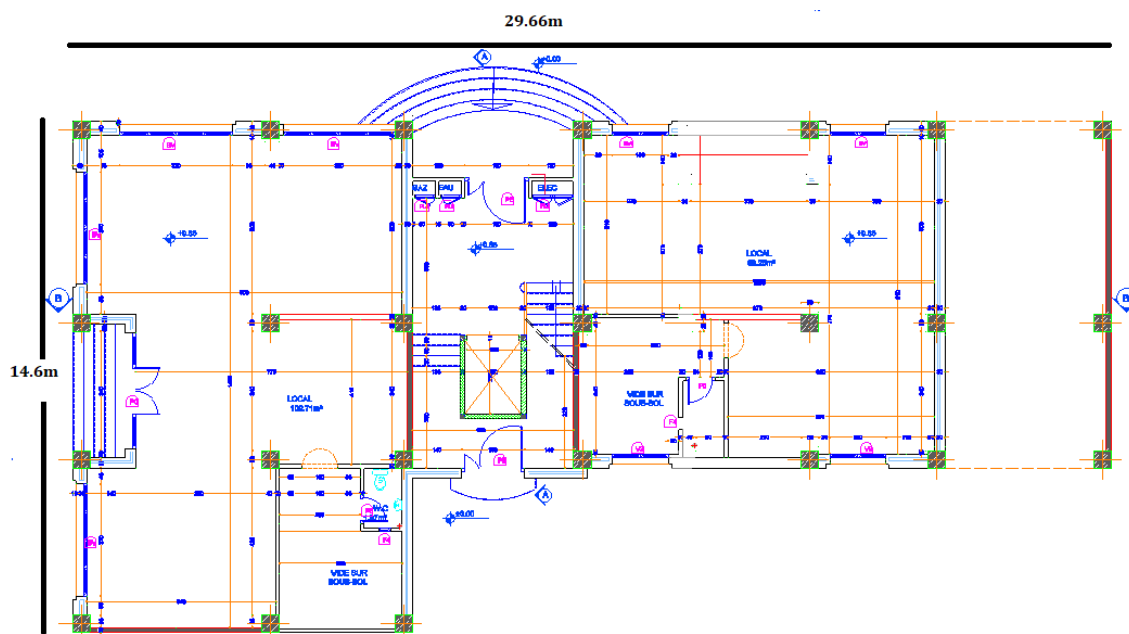


Figure I.2: Vue en plan du bâtiment

I.4 Propriétés des matériaux utilisés

I.4.1 L'acier

L'acier est un alliage de fer et de carbone et pouvant inclure d'autres éléments, il est caractérisé par sa bonne résistance aux efforts de traction, de cisaillement et de torsion qui ne peuvent pas être repris par le béton seul. Il est largement utilisé dans diverses industries en raison de sa résistance, de sa durabilité et de sa ductilité.

- **Résistance**

Les nuances d'acier courantes et leurs résistances limites sont données par l'Eurocode 1 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 ²)	Fu (N/mm ²)	Fy (N/mm ²)	Fu (N/mm ²)
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	F_y (MPa)
Barres HA	Fe 400	400
	Fe 500	500

I.4.2 Le béton

Le béton est un matériau de construction composé d'un mélange de granulats (sable, gravier) et d'eau, aggloméré par un liant hydraulique le plus souvent du ciment qui sert de colle. On y ajoute éventuellement des adjuvants et d'autres ingrédients pour modifier ses caractéristiques physiques et mécaniques qui sont de différents types de béton :

- 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) :**

Lorsque la contrainte appliquée est inférieure à 24 heures, il résulte un module égal 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) :**

Lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée, et afin de tenir en compte l'effet de fluage du béton, on prend un module égal à :

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

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

I.5 Les assemblages

La Stabilité des assemblages des systèmes structuraux est assurée par des principaux moyens qui 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

- ETABS : Logiciel d'analyse de charge structurelle qui vérifie la conformité des structures.
- Autodesk AutoCAD : outils de dessin (DAO)
- Excel : tableau pour faciliter les calculs, tels que les vérifications de l'analyse sismique, les vérifications des éléments...
- Socotec : pour faciliter les calculs de ferraillements

I.7 Règlements utilisés

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

- **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 réglementaire (charges permanentes et charge d'exploitation) « DTR BC2-2 » [1]
- **Règlement européen**
 - Eurocode 3 (calcul des structures en acier) « EC3 » [5]
 - Eurocode 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 généralement composés d'une dalle béton et d'une poutre en acier. L'idée est d'utiliser au mieux les avantages de ces deux éléments : le béton a de bonnes performances en compression et l'acier en traction et au cisaillement.

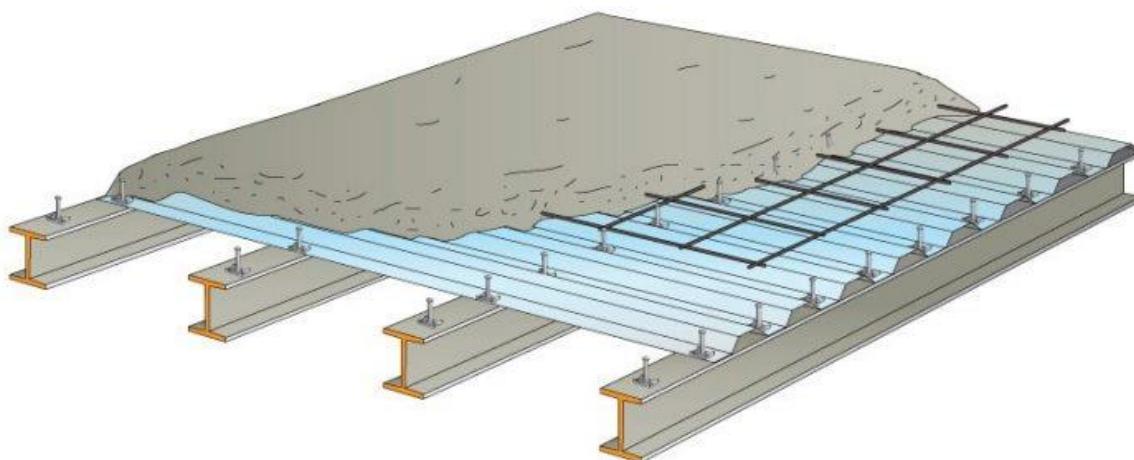


Figure I. 3: Conception du plancher collaborant.

I.8.1.1 Bac d'acier

Les éléments en acier appelés bacs collaborant sont employés afin de créer des planchers entre des solives dans des structures. On peut les placer ou les fixer sur des poutres ou des cornières, ou bien les incorporer dans le béton lors de sa construction. Dans notre projet nous avons choisi le bac en acier de type HI-BOND55-750, ce qui offre :

- 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.

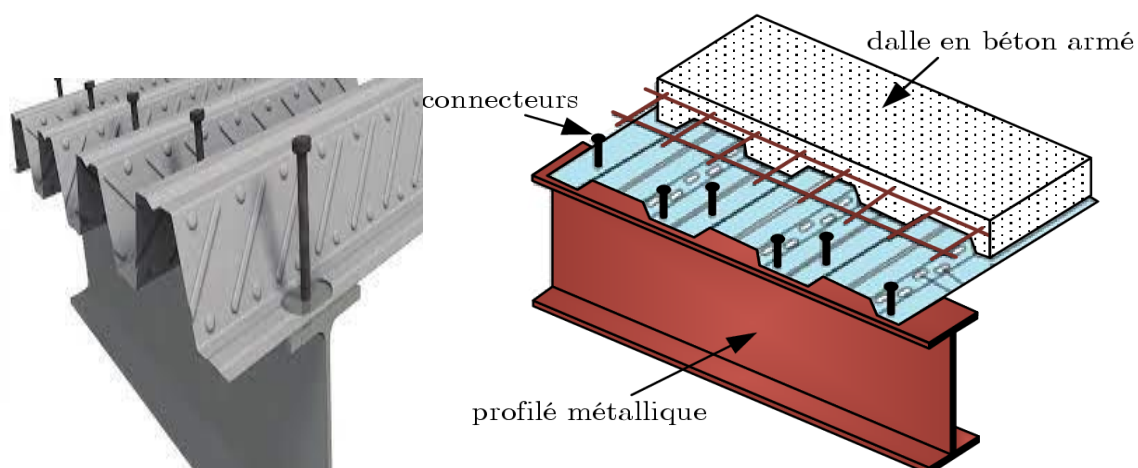


Figure I. 4: Connecteur de type Nelson (goujon à tête).

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

Un contreventement est un système statique destiné à assurer la stabilité globale d'un ouvrage vis-à-vis des effets horizontaux issus des éventuelles actions sur celui-ci (par exemple : vent, séisme, choc, freinage, etc.). On utilise pour cela des palés triangulés en X, 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.

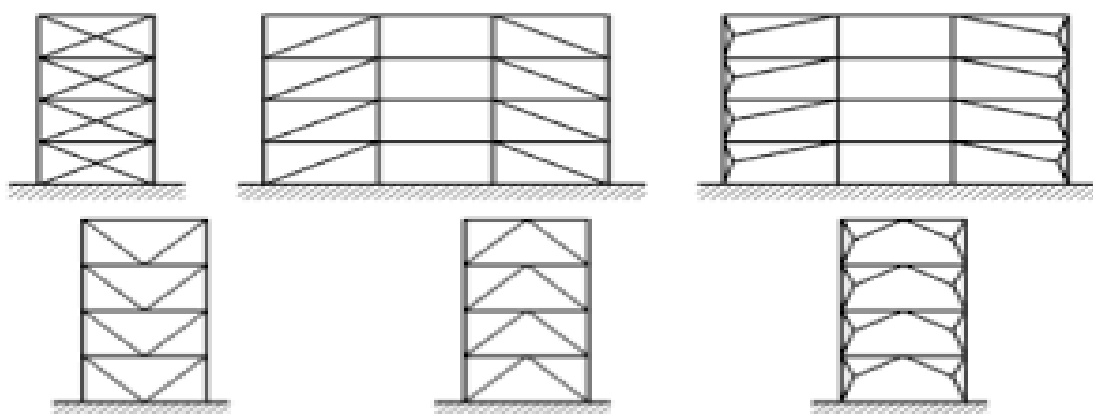


Figure I. 6: Les types de contreventements.

Chapitre II :
Pré dimensionnement des éléments
principaux

II.1 Introduction

Ce chapitre nous permet de faire une estimation approximative des dimensions des sections des éléments porteurs de notre structure (poteaux, poutres ... etc.). En se basant sur le principe de la descente de charges verticales transmises par les planchers aux éléments porteurs et qui les transmettent à leur tour aux fondations, le pré-dimensionnement des éléments se fait selon les règles de calcul de DTR2.2, EC3, EC4.

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]

La charge permanente du plancher courants est donné par le tableau suivant :

Tableau II. 1: Charges permanentes des étages courants

Matériau	Epaisseur (cm)	Poids (KN/m ²)
Grés cérame	1.2	0.28
Mortier de pose	2	0.4
Dalle en béton armé	12	2.33
Bac d'acier Hi band 55	0.75	0.093
Faux plafond	-	0.3
Cloisons légères	-	1
	ΣG	4.40

II.2.1.2 Plancher terrasse inaccessible : [1]

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

Tableau II. 2: Charges permanentes du plancher terrasse inaccessible

Matériau	Epaisseur (cm)	Poids (kN/m ²)
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
	∑G	6.35

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 ²)	Poids de la tôle (DaN/m ²)
Hi band 55	0.75	60	233	9.30

II.2.2 Charges 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/m²)
Plancher terrasse inaccessible	1
Plancher étage courant (Rdc)	2.5
Plancher étage courant (R+1 a R+9)	1.5
Escalier	2.5
Ouvrier	0.75

II.3 Pré dimensionnement des solives

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

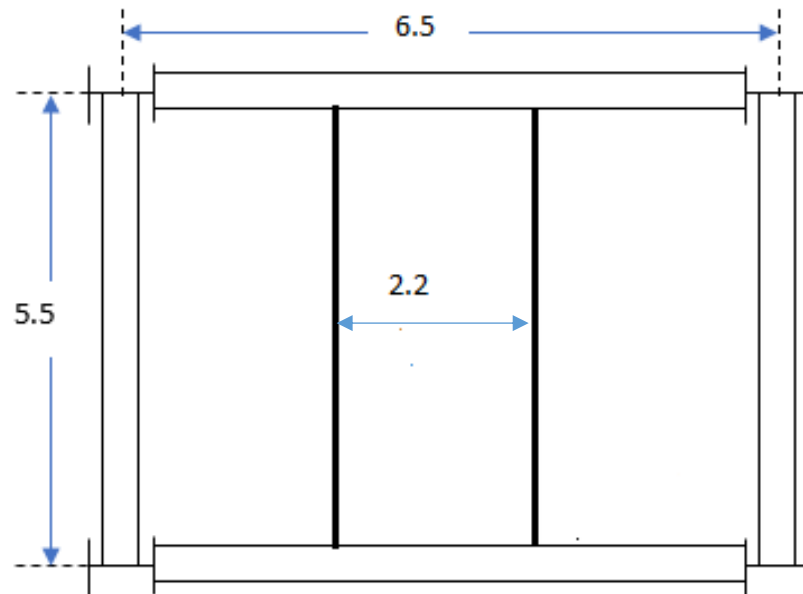


Figure II. 1: Schéma d'entre axe des solives.

II.3.1 Choix du profilé

Le pré dimensionnement se fait par le tâtonnement on a opté pour IPE180

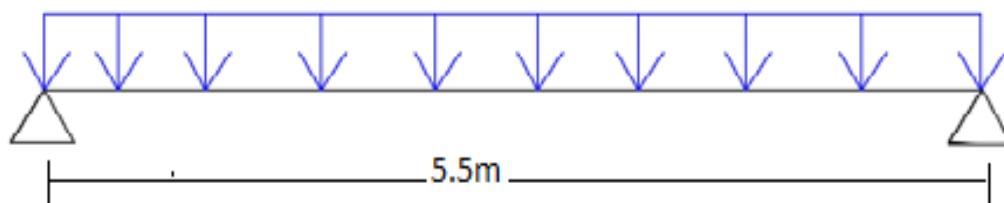


Figure II. 2: Schéma statique de la solive.

Tableau II. 5: Caractéristiques géométrique du profilé IPE180

Désignation	Poids	Section	Dimensions			Caractéristiques					
	G(kg/m)	A(cm ²)	h (mm)	b (mm)	Tf (mm)	I _z (cm ⁴)	I _y (cm ⁴)	W _{plz} (cm ³)	w _{ply} (cm ³)	i _y (cm)	i _z (cm)
IPE 180	18.8	23.95	180	91	8	100.9	1317	34.6	166.4	7.42	2.05

II.3.2 Phase initiale

- **Evaluation des charges :**

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

- Poids propre du béton frais = 2.33 KN/m^2
- Poids du bac HIBAND55 (0.75mm) = 0.093 KN/m^2
- Poids propre du profilé IPE180 = 0.188 KN/ml

L'entraxe entre les solives est de $e = 2.2 \text{ m}$ est la longueur $L_{solive} = 5.5 \text{ m}$

- **Combinaison de charge [2]**

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

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

$$\Rightarrow G = [2.2(0.093 + 2.33) + 0.188] = 5.52 \text{ KN/ml}$$

$$q_u = (1.35 \times 5.52) + (1.5 \times 0.75 \times 2.2)$$

$$q_u = 9.93 \text{ KN/ml}$$

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

$$q_s = 5.52 + (0.75 \times 2.2)$$

$$q_s = 7.17 \text{ KN/ml}$$

- **Vérifications de la résistance : [2]**

- **Flexion**

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

$$M_{sd} = \frac{q_u l^2}{8} \rightarrow M_{sd} = \frac{9.93 \times 5.5^2}{8} \rightarrow M_{sd} = 37.55 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{1} \rightarrow M_{pl,rd} = \frac{166.4 \times 275}{1} \rightarrow M_{pl,rd} = 45.76 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 37.55 \text{ KN.m} < M_{pl,rd} = 45.76 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{ Condition vérifiée}$$

- **Effort tranchant**

$$V_{sd} = \frac{q_u l}{2} \rightarrow V_{sd} = \frac{9.93 \times 5.5}{2} \rightarrow V_{sd} = 27.31 \text{ kN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times 1.1} \rightarrow V_{pl,rd} = \frac{11.25 \times 275}{\sqrt{3} \times 1.1} \rightarrow V_{pl,rd} = 162.38 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 27.31 \text{ Kn} < V_{pl,rd} = 162.38 \text{ Kn} \dots \dots \dots \text{ Condition vérifiée}$$

$$0.5 V_{pl,rd} = 0.5 \times 162.38 \rightarrow 0.5 V_{pl,rd} = 81.19 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 27.31 \text{ Kn} < 0.5 V_{pl,rd} = 81.19 \text{ kN}$$

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

- **Vérification de la flèche (poids propre inclus)**

Vu que on a 1 étaieient

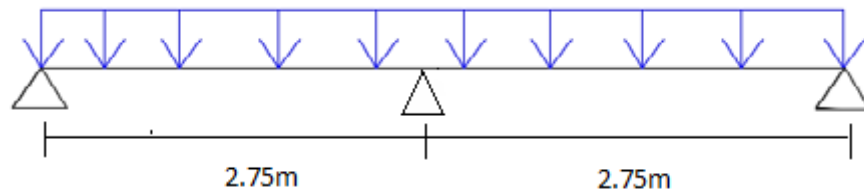


Figure II. 3: Schéma statique de la solive avec 1 étaie (1 appui intermédiaire).

$$f_{\max} = \frac{5}{384} \times \frac{q_{\text{ser}} l^4}{EI} \rightarrow f_{\max} = \frac{5}{384} \times \frac{7.17 \times 2750^4}{2.1 \times 10^5 \times 1317 \times 10^4} \rightarrow f_{\max} = 1.93 \text{ mm}$$

$$f_{\text{adm}} = \frac{2750}{250} \rightarrow f_{\text{adm}} = \frac{2750}{250} \Rightarrow f_{\text{adm}} = 11 \text{ mm}$$

$$f_{\max} = 1.93 \text{ mm} < f_{\text{adm}} = 11 \text{ mm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification au déversement**

- **Classification de la solive IPE 180**

Classification de l'âme : $d/tw = 164/5.3 = 30.94 < 72 \times 0.92 = 66.24$

Âme classe 1

Classification de semelles : $C/tf = 5.35 < 10 \times 0.92 = 9.2$

Semelles de classe 1

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

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{L}{iz}}{\sqrt{C_1} \times \left[1 + \frac{1}{20} \left[\frac{L}{\frac{h}{tf}} \right]^2 \right]^{0,25}} \text{ avec } C_1 = 1,132$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{5500}{20.5}}{\sqrt{1,132} \times \left[1 + \frac{1}{20} \left[\frac{\frac{5500}{20.5}}{\frac{180}{8}} \right]^2 \right]^{0,25}}$$

$$\rightarrow \lambda_{LT} = 149.43$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \frac{149.43}{86.77} = 1.72 > 0.2 \text{ il y a un risque de déversement}$$

$$\varphi = 0,5[1 + \alpha (\lambda - 0,2) + \lambda^2] \rightarrow \varphi = 0,5[1 + 0,21(1.72 - 0,2) + 1.72^2]$$

$$\rightarrow \varphi = 2.14$$

$$X_{LT} = \frac{1}{\varphi + [\varphi^2 - \lambda^2]^{0,5}} \rightarrow X_{LT} = \frac{1}{2.14 + [2.14^2 - 1.72^2]^{0,5}} \rightarrow X_{LT} = 0.293$$

$$M_{b,rd} = X_{LT} \times M_{pl,rd} \rightarrow M_{b,rd} = 0.293 \times 45.76 \rightarrow M_{b,rd} = 13.41 \text{ Kn.m}$$

$$M_{sd} = 9.4 \text{ Kn.m (pour 1 étaielement)}$$

$$M_{sd} < M_{b,rd} = 13.41 \text{ Kn.m} \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

II.3.3 Phase finale

▪ Evaluation des charges :

Le béton ayant durcit, on peut enlever l'étaielement et donc prendre $L=5.5m$

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

- Poids propre du profilé IPE180 = 0.188 KN/ml
- Charge permanente = 4.4 KN/m²
- Charge d'exploitation = 2.5 KN/m²

▪ Combinaison des charges :

Entraxe entre solives $e = 2.2 m$ donc : $G = [2.2(4.4) + 0.188] = 14.16 \text{ KN/m}$ et $Q = 5.5 \text{ KN/m}$

$$\Rightarrow \text{ELU} : q_u = 1.35G + 1.5Q \rightarrow q_u = 21.57 \text{ KN/ml}$$

$$\Rightarrow \text{ELS} : q_s = G + Q \rightarrow q_s = 15.37 \text{ KN/m}$$

▪ Détermination de l'axe neutre

○ Largeur efficace

Pour la solive on a la largeur participante $b_{eff} = 2.2m$

Position de l'axe neutre

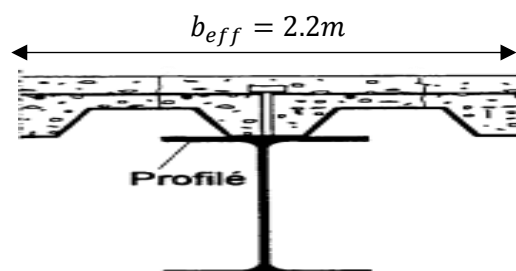


Figure II. 4: Schéma représentatif de la largeur participante de la dalle en béton.

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

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

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

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

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

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

$$R_b = 0.57 \times 25 \times (2200 \times 65)$$

$$R_b = 2037.75 \text{ KN}$$

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

$$R_a = 0.95 A_a \cdot f_y$$

$$R_a = 0.95 \times 2395 \times 275$$

$$R_a = 625.693 \text{ KN}$$

$$R_b > R_a$$

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

- o **Moment de flexion : [2]**

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

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

$$M_{plrd} = 625,693 \times \left[\frac{180}{2} + 65 + 55 - \left(\frac{625.693 \times 65}{2037.75 \times 2} \right) \right]$$

$$M_{plrd} = 125.15 \text{ KN.m}$$

$$\text{Et : } M_{sd} = \frac{q_u l^2}{8} \rightarrow M_{sd} = \frac{21.57 \times 5.5^2}{8} \rightarrow M_{sd} = 81.56 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 81.56 \text{ KN.m}$$

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

- o **Effort tranchant**

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

$$V_{sd} = \frac{q_u l}{2} \rightarrow V_{sd} = \frac{21.57 \times 5.5}{2} \rightarrow V_{sd} = 59.32 \text{ kN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times 1.1} \rightarrow V_{pl,rd} = \frac{11.25 \times 275}{\sqrt{3} \times 1.1} \rightarrow V_{pl,rd} = 162.38 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 59.32 \text{ Kn} < V_{pl,rd} = 162.38 \text{ Kn} \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$0.5 V_{pl,rd} = 0.5 \times 162.38 \rightarrow 0.5 V_{pl,rd} = 81.19 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 59.32 \text{ Kn} < 0.5 V_{pl,rd} = 81.19 \text{ kN}$$

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

○ **Vérification de la rigidité**

$$f_{adm} = \frac{L}{250} \rightarrow f_{adm} = \frac{5500}{250} \rightarrow f_{adm} = 22 \text{ mm}$$

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

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

I_{ya} : moment d'inertie de la solive.

Avec : $m=15$

$$V = \frac{A_a}{A_b} = \frac{A_a}{b_{eff} \cdot h_c} \rightarrow V = \frac{2395}{(2200 \times 65)} \rightarrow V = 0.017$$

$$I_c = 2395 \frac{(65 + 2 \times 55 + 180)^2}{4(1 + 15 \times 0.017)} + \frac{2200 \times 65^3}{12 \times 15} + 1317 \times 10^4$$

$$I_c = 76.65 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$\text{Donc : } f^{max} = \frac{5 \cdot q_s \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_c} = 11.38 \text{ mm} < f_{adm} = 22 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

REMARQUE : la procédure de calcul de la solive ci-dessus est la même pour les autres solives, le calcul est récapitulé dans le tableau suivant :

Tableau II. 6: Récapitulatif pour les solives de chaque niveau

Niveau	Profilé	L (m)	Q Kn/m ²	qs Kn/m	qu Kn/m	Msd/Mplrd %	Fadm mm	Fmax mm
Terrasse Inaccessible	IPE180	5.5	1	16.36	22.42	67	26	12.11
	IPE160	4.7	1	16.33	22.37	61	18.8	8.43
Etage courant	IPE180	5.5	2.5	15.37	21.57	65	26	11.38
	IPE160	4.7	2.5	15.34	21.53	59	18.8	7.92
	IPE160	4.7	1.5	13.14	18.24	50	18.8	6.78

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 5.5m et un espacement entre poutre secondaire et deux solives de 2.2m.

Tableau II. 7: Caractéristiques géométrique du profilé IPE240

Désignation	Poids	Section	Dimensions			Caractéristiques					
	G (kg/m)	A(cm ²)	h (mm)	b (mm)	Tf (mm)	I _z (cm ⁴)	I _y (cm ⁴)	Wplz (cm ³)	w _{ply} (cm ³)	iy (cm)	iz (cm)
IPE 240	30.7	39.12	240	120	9.8	283.6	3892	73.92	366.6	9.97	2.69

II.4.1 Phase initiale

- **Evaluation des charges :**

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

- Poids propre du béton frais = 2.33 KN/m^2
- Poids du bac HIBAND55 (0.75mm)= 0.093 KN/m^2
- Poids propre du profilé IPE240 = 0.307 KN/ml

L'entraxe entre les solives est de $e = 2.2 \text{ m}$ est la longueur $L_{ps} = 5.5 \text{ m}$

- **Combinaison de charge [2]**

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

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

$$\Rightarrow G = [2.2(0.093 + 2.33) + 0.307] = 5.64 \text{ KN/ml}$$

$$q_u = (1.35 \times 5.64) + (1.5 \times 0.75 \times 2.2)$$

$$q_u = 10.089 \text{ KN/ml}$$

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

$$q_s = 5.64 + (0.75 \times 2.2)$$

$$q_s = 7.29 \text{ KN/ml}$$

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

- **Flexion**

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

$$M_{sd} = \frac{q_u l^2}{8} \rightarrow M_{sd} = \frac{10.089 \times 5,5^2}{8} \rightarrow M_{sd} = 38.15 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{1} \rightarrow M_{pl,rd} = \frac{366.6 \times 275}{1} \rightarrow M_{pl,rd} = 100.815 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 38.15 \text{ KN.m} < M_{pl,rd} = 100.815 \text{ KN.m} \dots \dots \text{ Condition vérifiée}$$

○ **Effort tranchant**

$$V_{sd} = \frac{q_u l}{2} \rightarrow V_{sd} = \frac{10.089 \times 5,5}{2} \rightarrow V_{sd} = 27.74 \text{ kN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times 1.1} \rightarrow V_{pl,rd} = \frac{19.14 \times 275}{\sqrt{3} \times 1.1} \rightarrow V_{pl,rd} = 276.26 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 27.74 \text{ Kn} < V_{pl,rd} = 276.26 \text{ Kn} \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$0.5 V_{pl,rd} = 0.5 \times 276,26 \rightarrow 0.5 V_{pl,rd} = 138.13 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 27.74 \text{ Kn} < 0.5 V_{pl,rd} = 138.13 \text{ kN}$$

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

$$f_{max} = \frac{5}{384} \times \frac{q_{ser} l^4}{EI} \rightarrow f_{max} = \frac{5}{384} \times \frac{7.29 \times 5500^4}{2.1 \times 10^5 \times 3892 \times 10^4} \rightarrow f_{max} = 10.62 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = \frac{5500}{250} \rightarrow f_{adm} = \frac{5500}{250} \Rightarrow f_{adm} = 22$$

$$f_{max} = 10.62 \text{ mm} < f_{adm} = 22 \text{ mm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

• **Vérification au déversement**

➤ **Classification de la poutre secondaire IPE 240**

$$\text{Classification de l'âme : } d/tw = 220.4/6.2 = 35.55 < 72 \times 0.92 = 66.24$$

Âme classe 1

$$\text{Classification de semelles : } C/tf = 5.80 < 10 \times 0.92 = 9.2$$

Semelles de classe 1

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

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{L}{i_z}}{\sqrt{C_1 \times \left[1 + \frac{1}{20} \left[\frac{\frac{L}{i_z}}{\frac{L}{h}} \right]^2 \right]^{0,25}}} \text{ avec } C_1 = 1,132$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{5500}{26.9}}{\sqrt{1,132} \times \left[\left[1 + \frac{1}{20} \left[\frac{\frac{5500}{26.9}}{\frac{240}{9.8}} \right]^2 \right] \right]^{0,25}}$$

$$\rightarrow \lambda_{LT} = 132.051$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \frac{132.051}{86.77} = 1.52 > 0.2 \text{ il y a un risque de déversement}$$

$$\varphi = 0,5[1 + \alpha(\lambda - 0,2) + \lambda^2] \rightarrow \varphi = 0,5[1 + 0,21(1,52 - 0,2) + 1,52^2]$$

$$\rightarrow \varphi = 1.79$$

$$X_{LT} = \frac{1}{\varphi + [\varphi^2 - \lambda^2]^{0,5}} \rightarrow X_{LT} = \frac{1}{1,79 + [1,79^2 - 1,52^2]^{0,5}} \rightarrow X_{LT} = 0.361$$

$$M_{b,rd} = X_{LT} \times M_{pl,rd} \rightarrow M_{b,rd} = 0.361 \times 100.815 \rightarrow M_{b,rd} = 36.39 \text{ Kn.m}$$

$$M_{sd} = 9.54 \text{ Kn.m (pour 1 étaieement)}$$

$$M_{sd} < M_{b,rd} = 36.39 \text{ Kn.m} \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

II.4.2 Phase finale

▪ Evaluation des charges :

Le béton ayant durcit, on peut enlever l'étaieement et donc prendre $L=5.5m$

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

- Poids propre du profilé IPE240 = 0.307 KN/ml
- Charge permanente = 4.4 KN/m²
- Charge d'exploitation = 2.5 KN/m²

▪ Combinaison des charges :

Entraxe entre solives $e = 2.2 m$ donc : $G = [2.2(4.4) + 0.307] = 9.987 \text{ KN/m}$ et $Q = 5.5 \text{ KN/m}$

$$\Rightarrow \text{ELU} : q_u = 1.35G + 1.5Q \rightarrow q_u = 21.73 \text{ KN/ml}$$

$$\Rightarrow \text{ELS} : q_s = G + Q \rightarrow q_s = 15.49 \text{ KN/m}$$

▪ Détermination de l'axe neutre

○ Largeur efficace

Pour la solive on a la largeur participante $b_{\text{eff}} = 2.2m$

Position de l'axe neutre

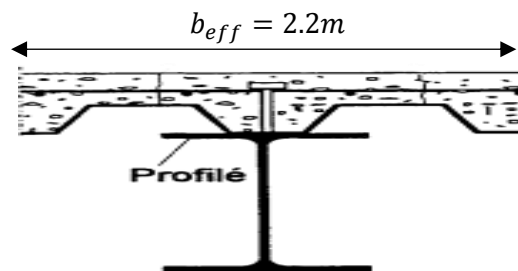


Figure II. 5: Schéma représentatif de la largeur participante de la dalle en béton.

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

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

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

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

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

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

$$R_b = 0.57 \times 25 \times (2200 \times 65)$$

$$R_b = 2037.75 \text{ KN}$$

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

$$R_a = 0.95 A_a \cdot f_y$$

$$R_a = 0.95 \times 3912 \times 275$$

$$R_a = 1022.01 \text{ KN}$$

$$R_b > R_a$$

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

- o **Moment de flexion : [2]**

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

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

$$M_{plrd} = 1022.01 \times \left[\frac{240}{2} + 65 + 55 - \left(\frac{1022.01 \times 65}{2037.75 \times 2} \right) \right]$$

$$M_{plrd} = 228.62 \text{ KN.m}$$

$$\text{Et : } M_{sd} = \frac{q_{ul} l^2}{8} \rightarrow M_{sd} = \frac{21.73 \times 5.5^2}{8} \rightarrow M_{sd} = 82.16 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 82.16 \text{ KN.m}$$

$M_{sd} < M_{plrd}$ **condition vérifiée.**

○ **Effort tranchant**

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

$$V_{sd} = \frac{q_u l}{2} \rightarrow V_{sd} = \frac{21.7 \times 5.5}{2} \rightarrow V_{sd} = 59.76 \text{ kN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times 1.1} \rightarrow V_{pl,rd} = \frac{19.14 \times 275}{\sqrt{3} \times 1.1} \rightarrow V_{pl,rd} = 276.26 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 59.76 \text{ Kn} < V_{pl,rd} = 276.26 \text{ Kn} \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$0.5 V_{pl,rd} = 0.5 \times 276.26 \rightarrow 0.5 V_{pl,rd} = 138.13 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 59.76 \text{Kn} < 0.5 V_{pl,rd} = 138.13 \text{kN}$$

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

○ **Vérification de la rigidité**

$$f_{adm} = \frac{L}{250} \rightarrow f_{adm} = \frac{5500}{250} \rightarrow f_{adm} = 22 \text{ mm}$$

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

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

I_{ya} : Moment d'inertie de poutre secondaire

Avec : $m=15$

$$V = \frac{A_a}{A_b} = \frac{A_a}{b_{eff} \cdot h_c} \rightarrow V = \frac{3912}{(2200 \times 65)} \rightarrow V = 0.027$$

$$I_c = 3912 \frac{(65 + 2 \times 55 + 240)^2}{4(1 + 15 \times 0.027)} + \frac{2200 \times 65^3}{12 \times 15} + 3892 \times 10^4$$

$$I_c = 162,159 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$\text{Donc : } f^{max} = \frac{5 \cdot q_s \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_c} = 5. \text{ mm} < f_{adm} = 22 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II. 8: 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 240	5.5	2.2	15.49	21.73	36	22	5.42
Terrasse inaccessible	IPE 240	5.5	2.2	16.47	22.56	37	22	5.76

II.5 Pré dimensionnement des poutres principales

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

$$L_{poutre} = 6.5m$$

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

$$\frac{6500}{25} \leq h \leq \frac{6500}{15}$$

$260 \leq h \leq 433$ Alors on opte pour un IPE360

Tableau II. 9: Caractéristiques géométriques du profilé IPE360

Désignation	Poids	Section	Dimensions			Caractéristiques					
	G(kg/m)	A(cm ²)	H (mm)	B (mm)	Tf (mm)	I _x (cm ⁴)	I _y (cm ⁴)	Wplz (cm ³)	Wply (cm ³)	I _y (cm)	I _z (cm)
IPE360	57.1	72.73	360	170	12.7	1043	16270	191.1	1019	14.95	3.79

II.5.1 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 = 0.571 KN/ml
- Poids propre du béton frais = 2.33 KN/m²
- Poids du bac d'acier = 0.093 KN/m²
- Surcharge de construction (ouvrier) = 0.75 KN/m²

- Calcul des réactions des solives

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

⇒ ELU

$$R_u = \frac{q_u L_{solive}}{2} \rightarrow R_u = 2 \frac{9.93 \times (5.5)}{2} \rightarrow R_u = 54.62 \text{KN}$$

⇒ ELS

$$R_{ser} = \frac{q_{ser} L_{solive}}{2} \rightarrow R_s = 2 \frac{7.17 \times (5.5)}{2} \rightarrow R_s = 39.44 \text{KN}$$

- Combinaison des charges

⇒ ELU

$$q_u = 1.35(0.571 + (2.33 + 0.093) \times 0.17) + (1.5 \times 0.75 \times 0.17)$$

$$q_u = 1.52 \frac{KN}{ml}$$

⇒ ELS

$$q_s = 0.571 + (2.33 + 0.093 + 0.75) \times 0.17$$

$$q_s = 1.11 KN/ml$$

▪ Vérifications

Le calcul des résistances sont fait avec un étaie.

○ Moment fléchissant

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

$$M_{sd} = \frac{q_u l^2}{8} + \frac{R_u l}{2} \rightarrow M_{sd} = \frac{1.52 \times 6.5^2}{8} + \frac{54.62 \times 6.5}{2}$$

$$M_{sd} = 185.54 KN.m$$

$$M_{pl,rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{1.1} \rightarrow M_{pl,rd} = \frac{1019 \times 275}{1.1}$$

$$M_{plrd} = 254.57 KN.m$$

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

○ Effort tranchant

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

$$V_{sd} = \frac{q_u L}{2} + \frac{3R_u}{2} \rightarrow V_{sd} = \frac{1.52 \times 6.5}{2} + \frac{3 \times 54.62}{2}$$

$$V_{sdy} = 86.87 KN$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times 1.1} \rightarrow V_{pl,rd} = \frac{35.14 \times 275}{\sqrt{3} \times 1.1}$$

$$V_{plrdy} = 507.2 KN$$

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

$$V_{sdy} < 0.5 V_{plrdy} \rightarrow 86.87 KN < 253.6 KN$$

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

○ Vérification de la rigidité

$$f_{\max 1} = \frac{5}{384} \times \frac{q_{ser} l^4}{EI} \rightarrow f_{\max} = \frac{5}{384} \times \frac{1.11 \times 6500^4}{2.1 \times 10^5 \times 16270 \times 10^4} \rightarrow f_{\max} = 0.75 \text{ mm}$$

$$f_{\max 2} = \frac{19}{384} \times \frac{q_{ser} l^3}{EI} \rightarrow f_{\max} = \frac{19}{384} \times \frac{39.44 \times 10^3 \times 6500^3}{2.1 \times 10^5 \times 16270 \times 10^4} \rightarrow f_{\max} = 15.68 \text{ mm}$$

$$f_{\max} = 0.75 + 15.68 \rightarrow f_{\max} = 16.41 \text{ mm}$$

$$f_{\text{adm}} = \frac{L}{250} \rightarrow f_{\text{adm}} = \frac{6500}{250} \Rightarrow f_{\text{adm}} = 26 \text{ mm}$$

$$f_{\max} = 16.41 \text{ mm} < f_{\text{adm}} = 26 \text{ mm} \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

○ 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.5.2 Phase finale

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

- Poids propre du profilé $G_p = 0.571 \text{ KN/ml}$
- Charge permanente $G = 4.4 \text{ KN/m}^2$
- Charge d'exploitation $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

▪ Calcul des réactions des solives en phase finale

⇒ ELU

$$q_u(1) = 22.42 \text{ KN/m}$$

$$q_u(2) = 21.57 \text{ KN/m}$$

$$R_u = \frac{q_u L_{\text{solive}}}{2} \rightarrow R_u = \frac{22.42 \times 5.5}{2} + \frac{21.57 \times 5.5}{2}$$

$$R_u = 120.97 \text{ kn}$$

⇒ ELS

$$q_{\text{ser}}(1) = 16.36 \text{ KN/m}$$

$$q_{\text{ser}}(2) = 15.37 \text{ KN/m}$$

$$R_{\text{ser}} = \frac{q_{\text{ser}} L_{\text{solive}}}{2} \rightarrow R_{\text{ser}} = \frac{16.36 \times 5.5}{2} + \frac{15.37 \times 5.5}{2}$$

$$R_s = 87.26 \text{ kn}$$

▪ Combinaison de charge

⇒ ELU

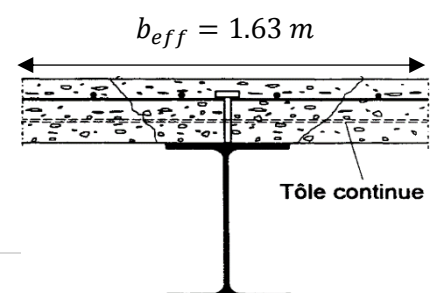
$$q_u = 1.35(0.571 + 4.4 \times 0.17) + (1.5 \times 2.5 \times 0.17)$$

$$q_u = 2.42 \text{ KN/ml}$$

⇒ ELS

$$q_s = 0.571 + (4.4 + 2.5) \times 0.17$$

$$q_s = 1.74 \text{ KN/ml}$$



- **Détermination de l'axe neutre**

- **Largeur efficace de la dalle**

$$b_{eff} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{L_0}{4} = \frac{6.5}{4} = 1.63 \text{ m} \\ b = 6.5 \text{ m} \end{array} \right. \rightarrow b_{eff} = 1.63 \text{ m}$$

Figure II. 6: Largeur efficace de la zone comprimée.

- **Position de l'axe neutre**

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

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

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

$$h = 120 \text{ mm}$$

$$h_p = 55 \text{ mm}$$

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

$$R_b = 0.57 \times 25 \times (1630 \times 65)$$

$$R_b = 1509.78 \text{ KN}$$

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

$$R_a = 0.95 A_a \cdot f_y$$

$$R_a = 0.95 \times 7273 \times 275$$

$$R_a = 1900.074 \text{ KN}$$

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

- **Moment fléchissant**

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

$$M_{plrd} = \left(\frac{R_{acier} \cdot h_a}{2} \right) + R_{beton} \left[\frac{h_c}{2} + h_p \right]$$

$$M_{plrd} = \left(\frac{1900.04 \cdot 0.36}{2} \right) + 1509.78 \left[\frac{0.065}{2} + 0.055 \right]$$

$$M_{plrd} = 474.12 \text{ KN.m}$$

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

$$M_{sd} = \frac{2.42 \times 6.5^2}{8} + \frac{120.97 \times 6.5}{2}$$

$$M_{sd} = 405.93 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 405.93 \text{ KN.m} < M_{plrd} = 474.12 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Effort tranchant**

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

$$V_{sd} = \frac{q_u L}{2} + \frac{3R_u}{2} \rightarrow V_{sd} = \frac{2.42 \times 6.5}{2} + \frac{3 \times 120.97}{2}$$

$$V_{sd} = 189.32 \text{ KN}$$

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

$$V_{plrdy} = 507.2 \text{ KN}$$

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

$$V_{sdy} = 189.32 < 0.5 V_{plrdy} = 253.6$$

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

○ **Vérification de la rigidité**

$$f_{adm} = \frac{L}{250} \rightarrow f_{adm} = \frac{6500}{250} \rightarrow f_{adm} = 26 \text{ mm}$$

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

Avec : m=15

$$V = \frac{A_a}{A_b} = \frac{A_a}{b_{eff} \cdot h_c} \rightarrow V = \frac{7273}{(1630 \times 65)} \rightarrow V = 0.069$$

$$I_c = 7273 \frac{(65 + 2 \times 55 + 360)^2}{4(1 + 15 \times 0.051)} + \frac{1630 \times 65^3}{12} + 16270 \times 10^4$$

$$I_c = 420.93 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$f_{\max 1} = \frac{5}{384} \times \frac{q_{ser} l^4}{EI} \rightarrow f_{\max} = \frac{5}{384} \times \frac{1.74 \times 6500^4}{2.1 \times 10^5 \times 420.93 \times 10^6} \rightarrow f_{\max} = 0.46 \text{ mm}$$

$$f_{\max 2} = \frac{19}{384} \times \frac{q_{ser} l^3}{EI} \rightarrow f_{\max} = \frac{19}{384} \times \frac{87.26 \times 10^3 \times 6500^3}{2.1 \times 10^5 \times 420.93 \times 10^6} \rightarrow f_{\max} = 13.41 \text{ mm}$$

$$f_{\max} = 0.46 + 13.41 \rightarrow f_{\max} = 13.87 \text{ mm}$$

$f_{\max} = 13.87 \text{ mm} < f_{adm} = 26 \text{ mm} \dots \dots$ **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. 10: 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 360	6.5	1.82	2.48	82	26	13.89

Étage courant	IPE 360	6.5	1.74	2.42	81	26	13.87
---------------	---------	-----	------	------	----	----	-------

II.6 Calcul des connecteurs [3]

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.

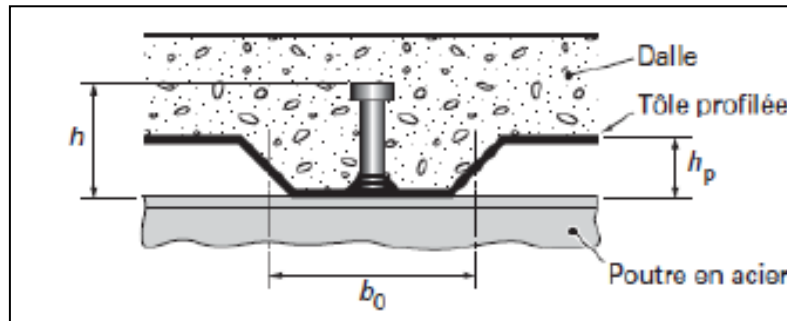


Figure II. 7: Dimensions de la tôle et du connecteur.

▪ **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 :

- γ_v : coefficient partiel de sécurité pour les connecteurs pris égal a 1.25
- d : diamètre du goujon, $d = 19 \text{ mm}$
- f_u : résistance ultime en traction de l'acier du goujon égale a 450 MPA
- E_c : valeur du module d'élasticité sécant du béton égale a 30500 MPA
- f_{c28} : résistance caractéristique du béton égale a 25MPA
- 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.
- α : facteur correctif.

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

Figure II. 8: Limite de K.

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

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 :

$$R_b : \text{Résistance de compression du béton ; } R_b = 2037.75 \text{ KN}$$

R_a : Résistance de traction du profilé d'acier ; $R_a = 625.693KN$

D'où : $R_L = R_a = 625.693 KN$

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

$$n = \frac{R_L}{P_{rd}} \rightarrow n = \frac{625.693}{59.97} \rightarrow n = 10.43$$

On prend **11 connecteurs** pour le demi porté ; c'est-à-dire **22 connecteurs** sur toute la longueur totale de la solive.

- **Espacement entre les goujons**

Soit E l'espacement entre les goujons calculer comme suit :

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

L Est la longueur de la solive ; $L = 5.5m$

$$E = \frac{5500}{22-1} \rightarrow E = 261.90 \text{ mm}$$

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

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

On prend un espacement extrémité 150 mm (3 connecteur) est un espacement de 300mm au milieu

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 $n>5$: $Q_0 + (3 + n/2n [Q_1 + Q_2 + Q_3 + \dots Q_n])$

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 23.74 m^2 dans tous les étages.

- Poids des plancher :

Plancher terrasse : $G = 23.74 \times 6.35 \rightarrow G = 150.75 \text{ KN}$

Plancher courant : $G = 23.74 \times 4.40 \rightarrow G = 104.46 \text{ KN}$

- Poids des éléments horizontaux :

Poutre principale : $G = 5.05 \times 0.571 \rightarrow G = 2.88 \text{ KN}$

Poutre secondaire $G = 4.7 \times 0.307 \rightarrow G = 1.44 \text{ KN} \Rightarrow G_t = 2.88 + 1.44 + 1.77 = 6.09 \text{ KN}$

Solive : $G = 9.4 \times 0.188 \rightarrow G = 1.77 \text{ KN}$

- Poids totaux des plancher :

Plancher terrasse : $G = 150.75 + 6.09 \rightarrow G = 156.84 \text{ KN}$

Plancher courant : $G = 104.46 + 6.09 \rightarrow G = 110.55 \text{ KN}$

Tableau II. 11: Tableau de descente des charges

Niveau Surcharge (Q)	G_i (KN/m ²)	Q_i (KN/m ²)	$\sum Q_i$ (KN/ m ²)	Surface (m ²)	$\sum Q_i$ (KN)	$\sum G_i$ (KN)	Nsd (KN)
N1 (terrasse non accessible) Q_0	6.35	1	1	23.74	23.74	156.84	247.34
N2 (9eme étage) Q_1	4.4	1.5	2.5		59.35	267.39	450
N3 (8eme étage) Q_2	4.4	1.5	3.85		91.4	377.94	647.32
N4 (7eme étage) Q_3	4.4	1.5	5.05		119.88	488.49	839.28

N5 (6eme étage) Q4	4.4	1.5	6.1		144.814	599.04	1025.93
N6 (5eme étage) Q5	4.4	1.5	7		166.18	709.59	1207.22
N7 (4eme étage) Q6	4.4	1.5	7.75		183.98	820.14	1383.16
N8 (3eme étage) Q7	4.4	1.5	8.5		201.79	930.69	1559.11
N9 (2 ^{er} étage) Q8	4.4	1.5	9.25		219.6	1041.24	1735.074
N10 (1 étage) Q9	4.4	1.5	10		237.4	1151.79	1911.016
N11(rdc) Q10	4.4	2.5	11.4		270.636	1262.34	2110.086

- Calcul les sections et profilés nécessaires

▪ Poteau du 9^{ème} étage : [2]

$$\begin{cases} G = 156.84 \text{ Kn} \\ Q = 23.74 \text{ kN} \end{cases} \rightarrow p_u = (1.35G + 1.5Q) = 247.34 \text{ kN}$$

$$N_{sd} \leq N_{pl,rd} = \frac{A f_y}{1.1} \rightarrow A \geq \frac{N_{sd} \times 1.1}{f_y} \rightarrow A \geq \frac{247.34 \times 10^3 \times 1.1}{275} \rightarrow A \geq 989.38 \text{ mm}^2$$

On opte pour un HEA 100 (A= 2124 mm²)

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 ²)	A ^{choisi} (mm ²)	Profilé
9 ^{ème}	247.34	989.38	2124	HEA100
8 ^{ème}	450	1800	2124	HEA100
7 ^{ème}	647.32	2589.28	3142	HEA140
6 ^{ème}	839.28	3357.13	3877	HEA160
5 ^{ème}	1025.93	4103.72	4525	HEA180
4 ^{ème}	1207.22	4828.88	5383	HEA200
3 ^{ème}	1383.16	5532.64	6434	HEA220
2 ^{ème}	1559.11	6236.44	6434	HEA220
1 ^{er}	1735.074	6940.3	7684	HEA240
RDC	1911.016	7644.064	7684	HEA240

II.7.4 Vérification du flambement pour le poteau du 9^{ème} étage [2]

Tableau II. 13: Caractéristique géométrique de profilé HEA100

Désignation	Poids	Section	Dimensions			Caractéristiques					
	G (kg/m)	A (mm ²)	h (mm)	B (mm)	Tf (mm)	I _z (cm ⁴)	I _y (cm ⁴)	Wplz (cm ³)	Wply (cm ³)	iy (cm)	iz (cm)
HEA100	16.7	2124	96	100	8	133.8	349.2	41.14	83.01	4.06	2.51

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

$$N_{sd} \leq N_{brd} = \frac{\chi \cdot \beta_A \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} \quad \text{Avec :}$$

$\beta_A = 1$ 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**

$$L_{fy} = 0.5h = 0.5 \cdot 3.06 \rightarrow L_{fy} = 1.53 \text{ m} \rightarrow \lambda_y = \frac{L_{fy}}{i_y} \rightarrow \lambda_y = \frac{1530}{40.6} \rightarrow \lambda_y = 37.68$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{37.68}{86.81} \rightarrow \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = 0.43$$

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

$$L_{fz} = 0.7h = 0.7 \cdot 3.06 \rightarrow L_{fz} = 2.14 \text{ m} \quad 2.26$$

$$\lambda_z = \frac{L_{fz}}{i_z} \rightarrow \lambda_z = \frac{2140}{25.1} \rightarrow \lambda_z = 85.26$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{85.26}{86.81} \rightarrow \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = 0.98$$

$$\bar{\lambda} = \max(\bar{\lambda}_y ; \bar{\lambda}_z) \rightarrow \bar{\lambda} = 0.98 > 0.2 \text{ Il y a risque de flambement}$$

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

$$\varphi = 0.5 [1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2] \rightarrow \varphi = 0.5 [1 + 0.49(0.98 - 0.2) + 0.98^2]$$

$$\rightarrow \varphi = 1.17$$

$$X = \frac{1}{\varphi + \sqrt{\varphi^2 - \bar{\lambda}^2}} \rightarrow X = \frac{1}{1.17 + \sqrt{1.17^2 - 0.98^2}} \rightarrow X = 0.553$$

$$N_{b,rd} = \frac{X \cdot \beta_A \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} \rightarrow N_{b,rd} = \frac{0.553 \cdot 1 \cdot 2124 \cdot 275}{1.1} \rightarrow N_{b,rd} = 293.643 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 247.34 \text{ kN} < N_{b,rd} = 293.643 \text{ kN} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

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)	Ratio (%)	Profilé choisi
9 ^{ème}	247.34	293.643	84	HEA 100
8 ^{ème}	450	484.627	93	HEA 120

7 ^{ème}	647.32	742.44	87	HEA 160
6 ^{ème}	839.28	916.312	92	HEA 180
5 ^{ème}	1025.93	1130.43	91	HEA 200
4 ^{ème}	1207.22	1407.44	86	HEA 220
3 ^{ème}	1383.16	1407.44	98	HEA 220
2 ^{ème}	1559.11	1690.48	92	HEA 240
1 ^{er}	1735.074	1953.45	89	HEA 260
RDC	1911.016	2207.812	87	HEA 300

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 \Rightarrow HEA 320
- 1er+2eme+3eme \Rightarrow HEA 280
- 4eme+5eme \Rightarrow HEA 260
- 6eme+7eme+8eme +9eme \Rightarrow HEA 200

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 un ouvrage constitué d'une succession de marches qui permette le passage à pieds entre les différents niveaux d'un bâtiment ; ils sont soumis à leurs poids propre et aux surcharges.

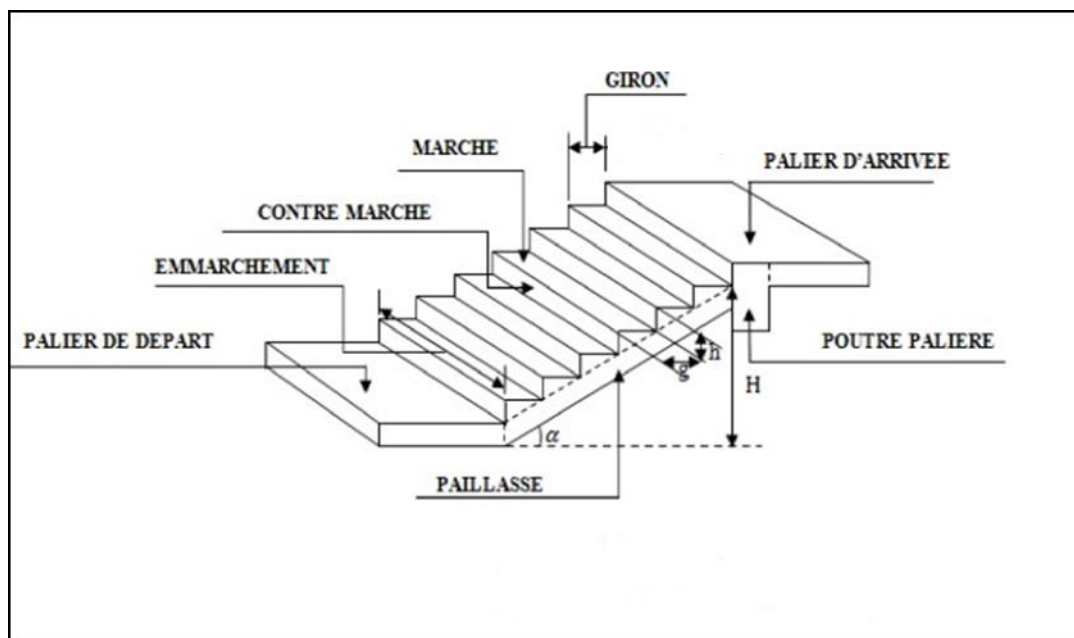


Figure III. 1: Schéma représentatif d'un escalier.

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 de l'étage est de 3.06 m, le nombre de marche sera de :

- $n = \frac{H}{h} = \frac{3.06}{0.17} \rightarrow n = 18$ contre marches
- L'inclinaison de la paillasse : $\tan \alpha = \frac{1.53}{2.4} = 0.637$; $\alpha = 32.51^\circ$

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

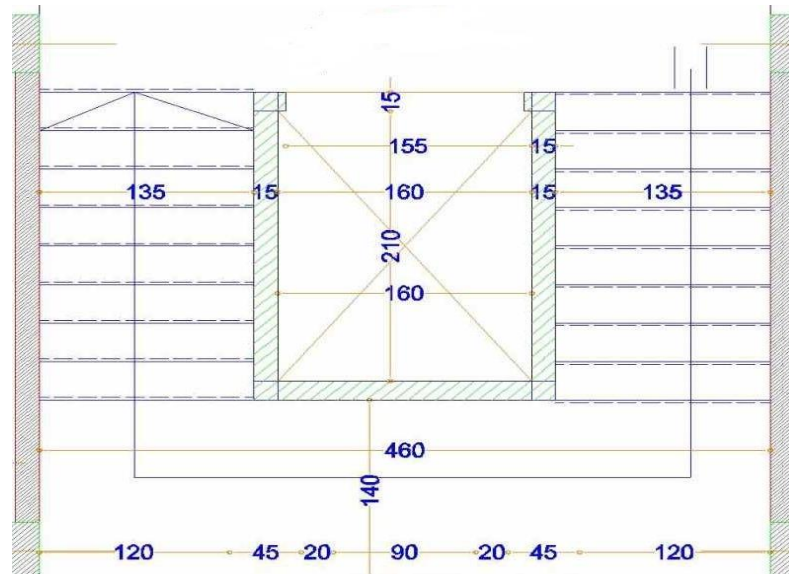


Figure III. 2: Vue en plan de l'escalier tirée du plan d'architecture.

III.2.2 Dimensionnement des limons

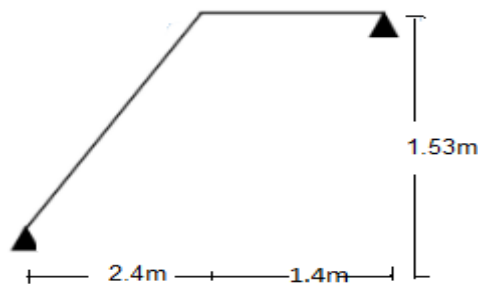


Figure III. 3: Charges appliquées sur le limon.

III.2.2.1 Évaluation des charges [1]

- Tôle striée ($e = 0.5$ cm) : $0.005 \times 78.5 = 0.40$ KN/m²
 - Béton ($e = 7$ cm) : $0.07 \times 25 = 1.75$ KN/m²
 - Chape : 0.4 KN/m²
 - Grés cérame : 0.28 KN/m²
 - Garde-corps : 1 KN/ml
- $G = 1.82$ KN/m² ; $Q_{esq} = 2.5$ KN/m²

III.2.2.2 Dimensionnement à ELS [2]

$$G_1 = 1.82 \times (1.35/2) + 1 = 2.228 \text{ KN/m}$$

$$G_2 = 1.82 \times 1.35/2 = 1.228 \text{ KN/m}$$

$$Q = 2.5 \times 1.35/2 = 1.688 \text{ KN/m}$$

$$Q_1 = G_1 + Q \rightarrow Q_1 = 2.228 + 1.688 = 3.916 \text{ KN/m}$$

$$Q_2 = G_2 + Q \rightarrow Q_2 = 1.228 + 1.688 = 2.916 \text{ KN/m}$$

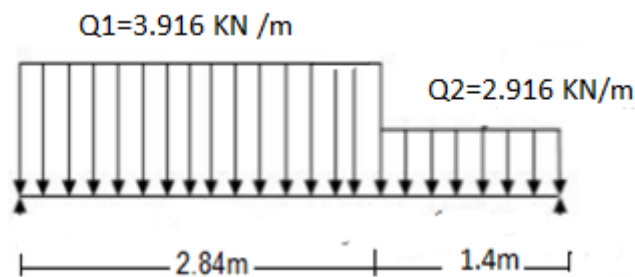


Figure III. 4: Charges revenant au limon.

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

$$Q_{eq} = \max(Q_1; Q_2) = 3.916 \text{ KN/m}$$

- Dimensionnement par condition de flèche

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

$$I \geq \frac{5 \times 250 \times 3.916 \times (4240^3) \times 10^{-4}}{384 \times 2,1 \times 10^5}$$

$$I \geq 462,7 \text{ cm}^4$$

On prendra un profilé UPN 140.

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

$$q_u = 1.35(G + G_{upn}) + 1.5Q \rightarrow q_u = 1.35 \times (2.228 + 0.16) + 1.5 \times 1.688$$

$$q_u = 5.75 \text{ KN/m}$$

$$M_{sd} = \frac{5.75 \times 4.24^2}{8} = 12.92 \text{ KN.m}$$

$$M_{plrd} = \frac{(103 \times 10^{-3}) \times 275}{1.1} = 25.75 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 12.92 \text{ KN.m} \leq M_{plrd} = 25.75 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification de l'effort tranchant : [2]**

$$V_{sd} = \frac{5.75 \times 4.24}{2} = 12.19 \text{ KN}$$

$$V_{plrd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\gamma_m \sqrt{3}} \rightarrow V_{plrd} = \frac{10.4 \times 275}{1 \times \sqrt{3}} = 161.12 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 12.19 \text{ KN} \leq V_{plrd} = 161.12 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification de la flèche : [2]**

$$q_{ser} = (G + G_{upn}) + Q \rightarrow q_{ser} = (2.228 + 0.16) + 1.688$$

$$q_{ser} = 4.076 \text{ KN/m}$$

$$f_{max} = \frac{5}{384} \times \frac{q_{ser} l^4}{EI} \rightarrow f_{max} = \frac{5}{384} \times \frac{4.076 \times 4240^4}{2.1 \times 10^5 \times 605 \times 10^4} \rightarrow f_{max} = 13.40 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = \frac{L}{250} \rightarrow f_{adm} = \frac{4240}{250} \Rightarrow f_{adm} = 16.96 \text{ mm}$$

$$f_{max} = 13.40 \text{ mm} < f_{adm} = 16.96 \text{ mm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

III.2.3 Dimensionnement de la cornière de marche

Condition de flèche a l'ELS :

$$G_{marche} = 1.82 \times \left(\frac{0.3}{2}\right) = 0.273 \text{ KN/ml}; \text{ (0.3 m étant la largeur de la marche « giron »)}$$

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

$$Q_{ser} = G_{marche} + Q_{marche} \rightarrow Q_{ser} = 0.273 + 0.375 = 0.65 \text{ KN/ml}$$

- **Dimensionnement par condition de flèche**

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

$$I \geq \frac{5 \times 250 \times 0.65 \times (1350^3) \times 10^{-4}}{384 \times 2,1 \times 10^5}$$

$$I \geq 2.47 \text{ cm}^4$$

Soit une cornière a aile égale L50x50x4

$$I_y = I_z = 8.97 \text{ cm}^4 ; G_{L50} = 3.06 \text{ KG/ml}$$

$$W_{el,y} = W_{pl,y} = 3.05 \text{ cm}^3$$

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

$$q_u = 1.35 (G_{marche} + G_{L100}) + 1.5 Q_{marche} = 5.06 \text{ kN/ml}$$

$$M_{sd} = \frac{5.06 \times 1.35^2}{8} = 1.15 \text{ KN.m}$$

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

$$M_{sd} = 1.15 \text{ KN.m} < M_{plrd} = 6.15 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification de l'effort tranchant**

$$V_{sd} = \frac{5.06 \times 1.35}{2} = 3.42 \text{ KN}$$

$$V_{plrd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\gamma_m \sqrt{3}} \rightarrow V_{plrd} = \frac{5.28 \times 275}{1 \times \sqrt{3}} = 8.38 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 3.42 \text{ KN} \leq V_{plrd} = 8.38 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

III.3 L'acrotère

L'acrotère est placé à la périphérie d'une terrasse, il assure la sécurité en formant un écran pour toute chute. Il est assimilé à une console au niveau de sa base au plancher terrasse, soumis à son poids propre et aux charges horizontales qui sont dues à une main courante qui crée un moment de renversement.

III.3.1 Charges verticales

Le poids propre du l'acrotère a été estimé précédemment, donc pour 1m le poids est comme suit : **G= 2.52 kN/ml**

III.3.2 Charges horizontales

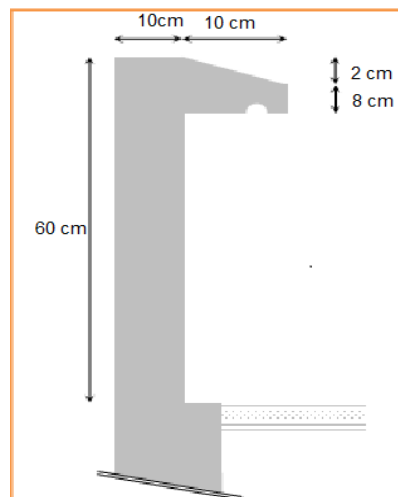


Figure III. 5: Dimension de l'acrotère.

- **Charge sismique**

D'après le RPA99, l'acrotère est soumis à une force horizontale due au séisme :

$$F_p = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot W_p [4]$$

Avec :

- A : Coefficient d'accélération de zone
- C_p : Facteur de force horizontale varie entre 0,3 et 0,8
- W_p : Poids de l'élément considéré.

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

- $A = 0,25$
- $C_p = 0,8$
- $W_p = 2.52 \text{ KN/ml}$

Donc $F_p = 4 \times 0,25 \times 0,8 \times 2.52 = 2,016 \text{ kN/m}$

- **Charge d'exploitation**

L'effet de la main courante est de $Q = 1,00 \text{ kN/ml}$

- **Hypothèses de calcul**

L'acrotère est calculé comme un élément console, sollicité principalement à la charge accidentelle, et donc sollicité en flexion simple.

La fissuration est considérée comme peu préjudiciable.

Le calcul se fera pour une bande d'un mètre et demi linéaire (1m).

- **Calcul des sollicitations**

Tableau III. 1: Calcul des sollicitations

<i>ELU</i>			<i>ELS</i>		
N_u	1,35xG	3.402 kN	N_s	G	2.52 kN
M_u	1,5xQ _h	1.5 kN.m	M_s	Q _h	1 kN.m
T_u	1,5xF	3 kN	T_s	F	2 kN

III.3.3 Ferrailage

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

➤ **ELU**

Données :

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

$\sigma_b = 14,17 \text{ MPa}$, $\sigma_s = 435 \text{ MPa}$.

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} \quad e_0 = 44.12 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - c = 3 \text{ cm} < e_0 \text{ donc : } M_{as} = M_U + N_U \left(d - \frac{h}{2} \right) = 2.7 \text{ kN.m}$$

D'après l'organigramme : $M = M_f = 2.7 \text{ kN.m}$

$$\mu_u = \frac{M_{as}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = 0.04025$$

$$\mu_u = 0.04025 < \mu_R = 0.391 \rightarrow A'_s = 0$$

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

Tableau III. 2: Calcul de ferrailage

μ_u	μ_R	α	$Z \text{ (cm)}$	$\sigma_s \text{ (MPa)}$	$A_s \text{ (cm}^2\text{)}$
0.04025	0.391	0.051	8.82	435	1.5

La méthode de calcul sera en [Annexe 2]

- **Ferrailage minimale**

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

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

On adoptera : 4T8 = 2,01 cm².

Espacement

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

$$S_v = \frac{60 - 4 - 4(0.8)}{3} = 17,6 \text{ cm on prend } S_v = 18 \text{ cm}$$

- **Armature de répartition**

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} ; 0.502 \leq A_r \leq 1.005 ; \text{ Soit } A_s = 4\text{T8} = 2.01 \text{ cm}^2$$

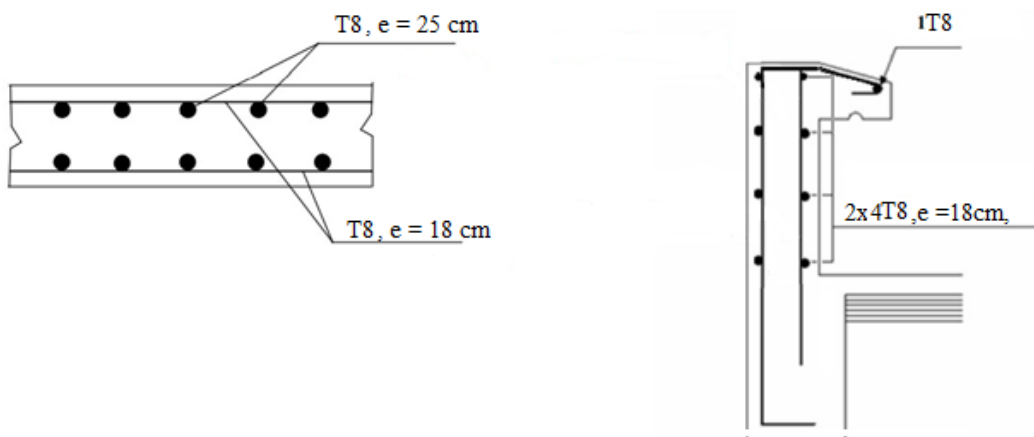


Figure III. 6: Schéma de ferrailage de l'acrotère

Chapitre IV :
Étude dynamique en zone sismique

IV.1 Introduction

Le séisme peut survenir à tout moment et causer des dommages considérables tant à l'échelle Humaine que matérielle. C'est la raison pour laquelle il est nécessaire de construire des Structures suffisamment robustes pour faire face à ces séismes, tout en respectant les Directives des règlements parasismiques tels que le RPA99/version 2003 en Algérie. L'objectif de cette procédure est d'établir un modèle de structure qui assure la conformité aux Conditions et aux critères de sécurité requis par le règlement sismique. Toutefois, l'analyse Dynamique d'une structure présente souvent des difficultés en raison du grand nombre D'éléments et de fonctions présents dans celle-ci. Afin de rendre le problème assez simple, on Emploie fréquemment des modèles de calcul qui permettent d'étudier la structure et de déterminer ses propres modes de vibration ainsi que les efforts causés par l'action sismique.

IV.2 Modélisation de la structure

Afin d'analyser comment une structure réagit aux forces sismiques, il est essentiel de créer un modèle numérique qui représente la structure. Par la suite, ce modèle peut être intégré dans un logiciel de calcul dynamique comme ETABS, ce qui permettra d'identifier les modes de vibration spécifiques de la structure.

La méthode des éléments finis est la méthode la plus fréquemment employée pour la modélisation de structures, et elle est intégrée dans la plupart des logiciels de calcul. Cette méthode permet d'obtenir une analyse approfondie de la structure et de déterminer sa réaction en cas de tremblement de terre.

- **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).

- **Le Diaphragme**

Les surfaces planes telles que les planchers sont assumés infiniment rigides dans leurs plans et ne peuvent pas se déformer hors plan.

- **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 encastres (6 DDL bloqués).

- **Modélisation de la masse**

- La masse est calculée par l'équation $(G+\beta Q)$ avec $\beta=0.2$.
- 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 [4]

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 32.3, 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

Il est probable que cette méthode soit la plus couramment employée pour analyser les structures en cas de séisme. Elle se distingue par :

- La détermination du mouvement sismique aux supports en utilisant un spectre de réponse
- L'hypothèse d'un comportement globale linéaire de la structure qui permet l'utilisation des modes propres.

Cette approche repose sur les suppositions suivantes :

- Répartition des masses sur les planchers
- On ne prend en considération que les déplacements horizontaux des nœuds
- Le nombre de modes à prendre en considération 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 ;
 $\rightarrow A = 0.25$
- **D** : coefficient d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

Avec :

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

T_1, T_2 : période caractéristique associé a la catégorie du site (tableau 4.7 [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 :

$$\begin{aligned}
 - T_1 &= C_T \times h_N^{\frac{3}{4}}; \\
 - T_{2i} &= 0.09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D}}
 \end{aligned}$$

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

$$\rightarrow h_n = 32.3 \text{ m}$$

C_T : coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage et il est donnée par (tableau 4.6 [4]).

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

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

$$T_1 = 0.05 \times (32.3)^{\frac{3}{4}} \rightarrow T = 0.677 \text{ sec}$$

$$- \text{Sens x} : D_x = 29,66 \text{ m}$$

$$T_{2x} = \frac{0.09 \times 32.3}{\sqrt{29,66}} \rightarrow T_x = 0.533 \text{ sec}$$

$$- \text{Sens y} : D_y = 14,60 \text{ m}$$

$$T_{2y} = \frac{0.09 \times 32.3}{\sqrt{14,6}} \rightarrow T_y = 0.760 \text{ sec}$$

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

$$\rightarrow \begin{cases} T_{2x} = 0.533 \text{ sec} \\ T_{2y} = 0.677 \text{ sec} \end{cases}$$

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 :

$$- \text{Sens x-x} :$$

$$T_{empirique} = 0.533 \text{ sec}$$

$$1.3T_{empirique} = 1.3 \times 0.533 = 0.693 \text{ sec}$$

$$- \text{Sens y-y} :$$

$$T_{empirique} = 0.677 \text{ sec}$$

$$1.3T_{empirique} = 1.3 \times 0.677 = 0.88 \text{ sec}$$

η : facteur de correction d'amortissement avec ε (%) le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constructif

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

- **R** : coefficient de comportement global de la structure, en fonction du système de contreventement, dans notre cas on a utilisé un système ossature contreventée par palées triangulées en X, R=4 (tableau 4.3, catégorie 9a [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	0
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

$$Q_x = 0.2 + 1 \rightarrow Q_x = 1.2$$

$$Q_y = 0.2 + 1 \rightarrow Q_y = 1.2$$

- **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

β : coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, dans notre cas ; $\beta = 0.2$ [4]

$$V_x = \frac{A.D.Q}{R} . W = \frac{1.2 \times 0.25}{4} . W . D \quad \longrightarrow \quad V_x = 0.075 . D_x . W$$

$$V_y = \frac{A.D.Q}{R} . W = \frac{1.2 \times 0.25}{4} . W . D_y \quad \longrightarrow \quad V_x = 0.075 . D_y . W$$

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 méthode pour calculer les effets les plus importants d'un séisme sur une structure. Elle utilise une sollicitation sismique qui est exprimée par un spectre de réponse.

Cette analyse peut être faite pour n'importe quelle structure et donne des résultats plus précis et souvent satisfaisants, si la modélisation est bien faite. 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 $Q = 1.2$ (dans les deux directions).
- Coefficient de comportement $R=4$.

Le spectre est donné par la figure ci-dessous :

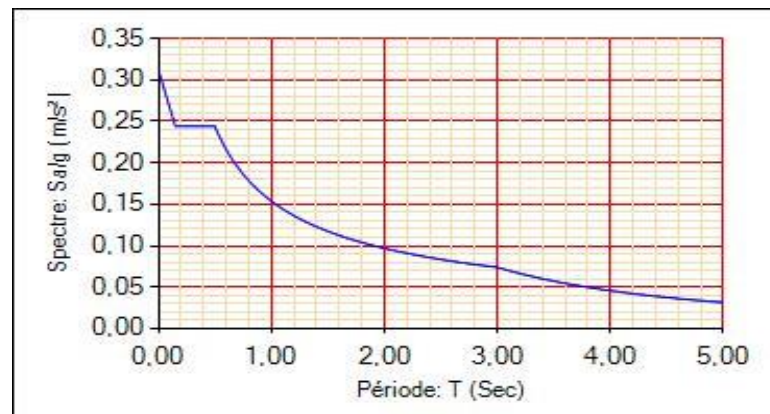


Figure IV. 1: Spectre de réponse.

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 le comportement de la structure
- RDC \Rightarrow HEA320
- 1er+2eme+3eme \Rightarrow HEA 280
- 4eme+5eme \Rightarrow HEA260
- 6eme+7eme+8eme+9eme \Rightarrow HEA 200
- Poutre principale IPE360 Poutre secondaire IPE240
- Les contreventements : HEA200

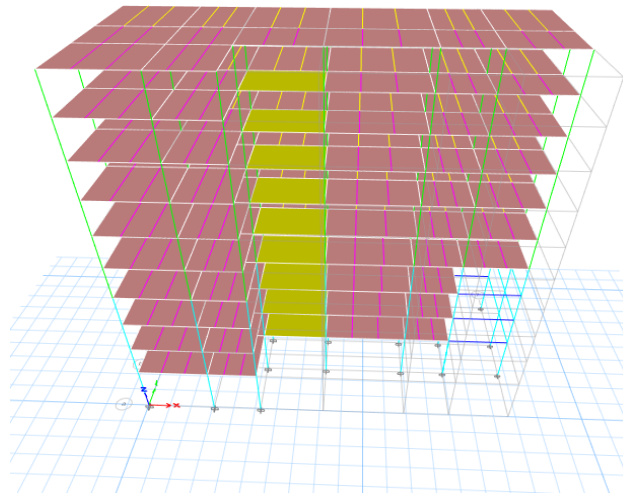


Figure IV. 2: Vue en 3d du modèle initial.

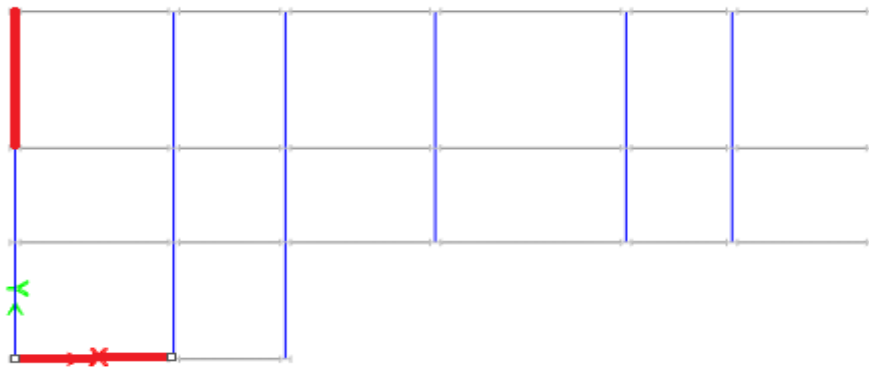


Figure IV. 3: Disposition des contreventements pour le modèle initial

- **Période et participation du model**

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

Modes	Périodes [Sec]	Facteur de participation massique (%)			
		U_x (%)	U_y (%)	$\sum U_x$ (%)	$\sum U_y$ (%)
1	3,72	0,223E -06	0,8266	0,223E-06	0,8266
2	2,726	0,0013	0,0001	0,0013	0,8267
3	2,106	0,8223	2,88E -06	0,8236	0,8267
4	1,379	1,067E-06	0,1155	0,8236	0,9421
5	0,989	0,0001	0,0001	0,8237	0,9422
6	0,788	0,1159	0,0001	0,9396	0,9423

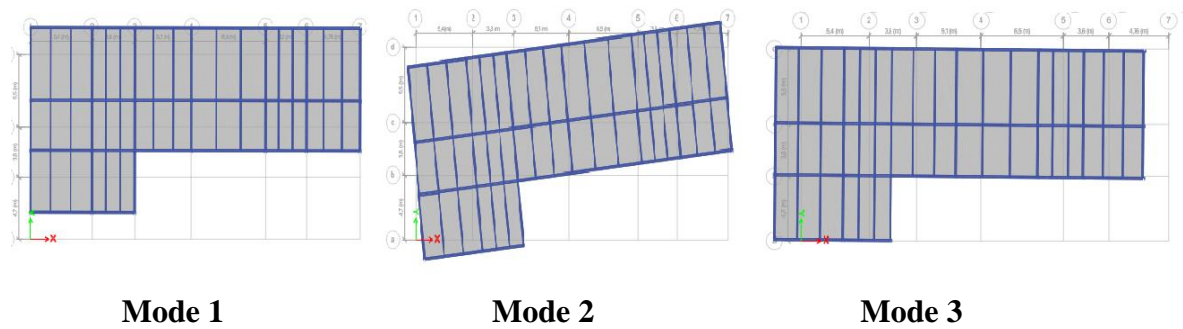


Figure IV. 4: La déformée pour les modes du modèle initial

Constatations :

L'analyse modale de la structure a conduit à :

- Une période du 1^{er} mode $T_1 = 3,72$ sec.
- La participation de la masse dépasse le seuil de 90% à partir du 6^{eme} mode
- Premier mode on a translation yy
- 2^{eme} mode on a rotation
- 3^{eme} mode on a translations xx

IV.4.3.2 Modèle intermédiaire

Pour ce modèle on a ajouté et change la disposition des contreventements afin d'éviter la rotation dans 2^{eme} mode

Les poteaux :

- RDC \Rightarrow HEA320
- 1^{er}+2^{eme}+3^{eme} \Rightarrow HEA 280
- 4^{eme}+5^{eme} \Rightarrow HEA260
- 6^{eme}+7^{eme}+8^{eme}+9^{eme} \Rightarrow HEA 200
- principale IPE360 secondaire IPE 240
- Les contreventements : HEA300

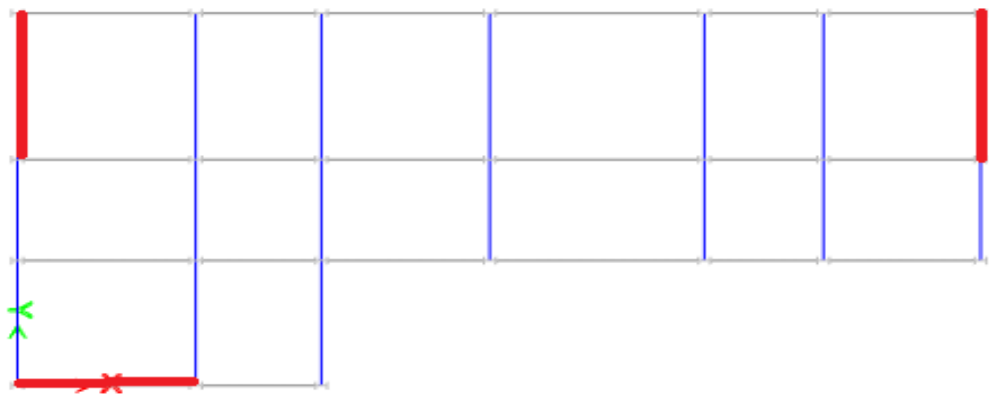


Figure IV. 5: Disposition des contreventements pour le modèle intermédiaire.

• 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 (%)	ΣU _x (%)	ΣU _y (%)
1	1,596	0,013	0,6974	0,013	0,6974
2	1,49	0,7128	0,0184	0,7258	0,7158
3	0,963	0,0377	0,0031	0,7635	0,7189
4	0,474	0,1392	0,0308	0,9027	0,7497
5	0,424	0,013	0,1924	0,9157	0,9421

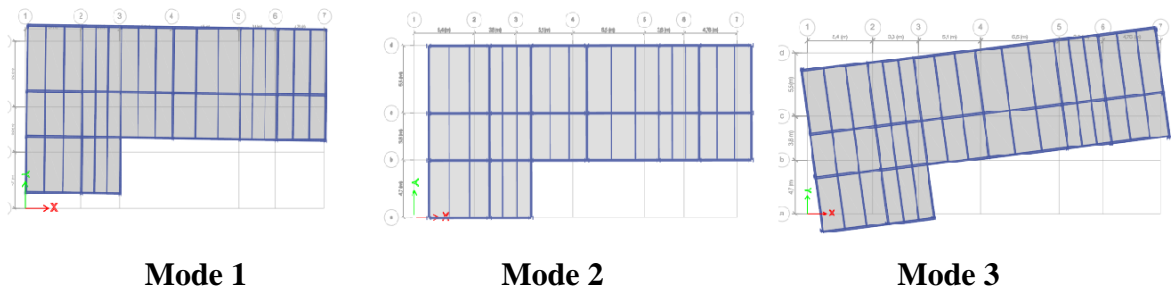


Figure IV. 6: La déformée pour les modes du modèle intermédiaire.

Constatations :

L'analyse modale de la structure a conduit à :

- Une période $T_1 = 1.596$ sec.
- La participation de la masse dépasse le seuil de 90% à partir du 5eme 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 :

$$T_{analytique} = 1.49 \text{ sec} > 1.3T_{empirique} = 0.693 \text{ sec}$$

Alors la période adoptée est $T = 1,3T_{empirique} = 0,693$ Sec.

$$T = 0.5 < 0.693 \text{ Sec} < 3,0 \rightarrow D_x = 2,5 \times 1 \times \left(\frac{0,5}{0.693}\right)^{2/3} = 2$$

Sens y-y :

$$T_{analytique} = 1.596 \text{ sec} > 1.3T_{empirique} = 0.880 \text{ sec}$$

Alors la période adoptée est $T = 1,3T_{empirique} = 0,88$ Sec.

$$T = 0.5 < 0.880 \text{ Sec} < 3,0 \rightarrow D_y = 2,5 \times 1 \times \left(\frac{0,5}{0.88}\right)^{2/3} = 1,72$$

Donc :

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

Sens	A	D	Q	R	W(KN)	Vs(KN)
XX	0,25	2	1,2	4	17450.0254	2617.50
YY	0,25	1,72	1,2	4	17450.0254	2251.05

• **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 inférieure 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 $0.8V_{stat}/V_{dyn}$.

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

$$V_{x,dyn} = 1456,5038 \text{ KN}$$

$$V_{y,dyn} = 1437,4743 \text{ KN}$$

$$0,8 V_{x,stq} = 2094\text{KN} > V_{x,dyn} = 1456,5038\text{KN} \quad \rightarrow \quad r_x = 1.44$$

$$0,8 V_{y,stq} = 1800.84\text{KN} > V_{y,dyn} = 1437,4743\text{KN} \quad \rightarrow \quad r_y = 1.25$$

- **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 :

δ_{eK} : déplacement du aux forces sismique Fi

R : coefficient de comportement, R=4

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

Etage	δ^x_{eK} (mm)	δ^x_K (mm)	Δ^x_K (mm)	0.01h (mm)	Obs
9 ^{ème}	76,947	443,214	43,620	30,6	CNV
8 ^{ème}	69,374	399,594	47,727	30,6	CNV
7 ^{ème}	61,088	351,866	50,573	30,6	CNV
6 ^{ème}	52,308	301,294	52,185	30,6	CNV
5 ^{ème}	43,248	249,108	47,220	30,6	CNV
4 ^{ème}	35,05	201,88	46,869	30,6	CNV
3 ^{ème}	26,913	155,018	38,764	30,6	CNV
2 ^{ème}	20,183	116,254	35,418	30,6	CNV
1 ^{er}	14,034	80,835	34,502	30,6	CNV
RDC	8,044	46,333	46,333	47,6	CV

- **Sens y-y**

Tableau IV. 8: Déplacement résultant suivant Y

Etage	δ^y_{ek} (mm)	δ^y_K (mm)	Δ^y_K (mm)	0.01h (mm)	Obs
9 ^{ème}	86,393	431,965	54,06	30,6	CNV
8 ^{ème}	75,581	377,905	54,82	30,6	CNV

7 ^{ème}	64,617	323,085	54,44	30,6	CNV
6 ^{ème}	53,729	268,645	52,615	30,6	CNV
5 ^{ème}	43,206	216,03	48,85	30,6	CNV
4 ^{ème}	33,436	167,18	45,38	30,6	CNV
3 ^{ème}	24,36	121,8	30,89	30,6	CV
2 ^{ème}	18,182	90,91	25,16	30,6	CV
1 ^{er}	13,15	65,75	25,62	30,6	CV
RDC	8,026	40,13	40,13	47,6	CV

Remarque :

Les déplacements inter étage ne sont pas vérifiés dans les deux sens donc on doit changer les sections des poteaux et contreventement

IV.4.3.3. Modèle final

Pour ce modèle on a proposé une nouvelle disposition des contreventements et on a augmenté les sections :

Les poteaux :

- RDC+1er+2eme ⇒ poteaux (HEB550)
- 3eme +4eme ⇒ poteaux (HEB500)
- 5eme+6eme ⇒ poteaux (HEB450)
- 7eme+8eme+9eme ⇒ poteaux (HEB360)

Les poutres :

- principal ⇒ IPE 400; secondaire ⇒ IPE 300

Les contreventements :

- HEA320

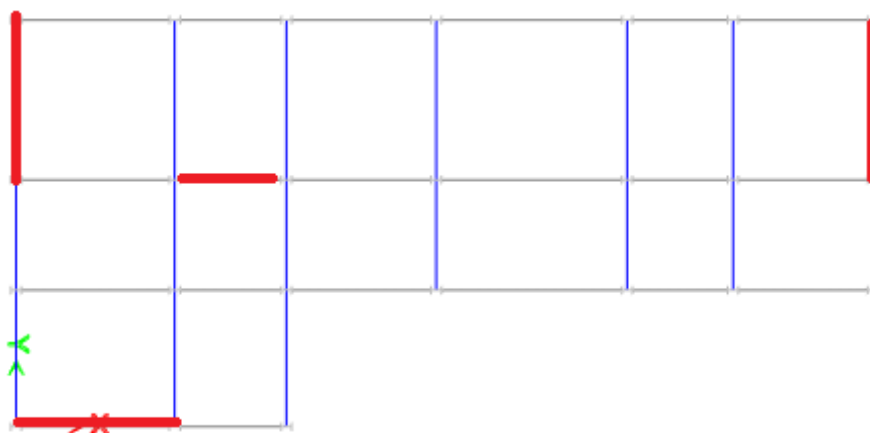


Figure IV. 7: Disposition des contreventements pour le modèle final.

- 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 _x (%)	U _y (%)	ΣU _x (%)	ΣU _y (%)
1	1,103	0,0006	0,7652	0,0006	0,7652
2	0,904	0,7382	0,0011	0,7389	0,7663
3	0,681	0,0565	0,0003	0,7953	0,7666
4	0,317	0,0019	0,1973	0,7973	0,9639
5	0,272	0,1265	0,0027	0,9238	0,9667

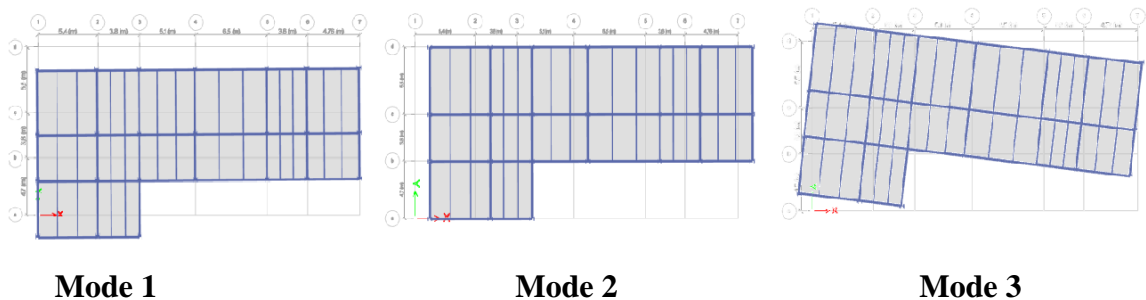


Figure IV. 8: La déformée pour les modes du modèle finale.

Constatations :

L'analyse modale de la structure a conduit à :

- Une période $T_1 = 1,103$ sec.
- La participation de la masse dépasse le seuil de 90% à partir du 5eme 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 :

$$T_{analytique} = 0.904 \text{ sec} > 1.3T_{empirique} = 0.693 \text{ sec}$$

Alors la période adoptée est $T = 1,3T_{empirique} = 0,693$ Sec.

$$T=0.5 < 0.693 \text{ Sec} < 3,0 \rightarrow D_x = 2,5 \times 1 \times \left(\frac{0,5}{0,693}\right)^{2/3} = 2$$

Sens y-y :

$$T_{analytique} = 1.103 \text{ sec} > 1.3T_{empirique} = 0.88 \text{ sec}$$

Alors la période adoptée est $T = 1,3T_{empirique} = 0,88 \text{ Sec}$.

$$T = 0.5 < 0.88 \text{ Sec} < 3,0 \rightarrow D_y = 2,5 \times 1 \times \left(\frac{0,5}{0,88}\right)^{2/3} = 1,72$$

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	1,2	4	18384,9528	2757,74
YY	0,25	1,72	1,2	4	18384,9528	2371,66

• **Vérification de l’effort tranchant à la base**

D’après ETABS on obtient les valeurs suivantes :

$$V_{x,dyn} = 1790,3275KN$$

$$V_{y,dyn} = 1696,1901KN$$

$$0,8 V_{x,stq} = 2206,194KN > V_{x,dyn} = 1790,3275 KN \rightarrow r_x = 1.23$$

$$0,8 V_{y,stq} = 1897,33KN > V_{y,dyn} = 1696,190KN \rightarrow r_y = 1.12$$

• **Vérification du déplacement inter étage**

Tableau IV. 11: Déplacement résultant suivant X

Etage	δ^x_{ek} (mm)	δ^x_K (mm)	Δ^x_K (mm)	0.01h (mm)	Obs
9 ^{ème}	32,655	160,662	11,945	30,6	CV
8 ^{ème}	30,227	148,716	14,317	30,6	CV
7 ^{ème}	27,317	134,399	16,117	30,6	CV
6 ^{ème}	24,041	118,281	16,590	30,6	CV
5 ^{ème}	20,669	101,691	17,574	30,6	CV
4 ^{ème}	17,097	84,117	17,618	30,6	CV
3 ^{ème}	13,516	66,498	17,756	30,6	CV
2 ^{ème}	9,907	48,742	16,516	30,6	CV
1 ^{er}	6,55	32,226	15,286	30,6	CV
RDC	3,443	16,939	16,939	47,6	CV

Tableau IV. 12: Déplacement résultant suivant Y

Etage	δ^y_{ek} (mm)	δ^y_K (mm)	Δ^y_K (mm)	0.01h (mm)	Obs
-------	----------------------	-------------------	-------------------	------------	-----

9 ^{ème}	46,887	210,053	20,576	30,6	CV
8 ^{ème}	42,294	189,477	22,243	30,6	CV
7 ^{ème}	37,329	167,233	23,143	30,6	CV
6 ^{ème}	32,163	144,090	23,484	30,6	CV
5 ^{ème}	26,921	120,606	23,484	30,6	CV
4 ^{ème}	21,679	97,121	22,615	30,6	CV
3 ^{ème}	16,631	74,506	18,973	30,6	CV
2 ^{ème}	12,396	55,534	17,355	30,6	CV
1 ^{er}	8,522	38,178	16,750	30,6	CV
RDC	4,783	21,427	21,427	47,6	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>>

Δ_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^{er} 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_k [KN]	Δ_k		V_k		h_k [mm]	Θ (%)		Obs < 10%
		Sens x [mm]	Sens y [mm]	Sens x [KN]	Sens y [KN]		Sens x	Sens y	
9 ^{ème}	2300,9639	11,945	20,576	511,625	453,687	3060	1,75	3,41	OK
8 ^{ème}	4119,8075	14,317	22,243	866,588	757,785	3060	2,22	3,95	OK
7 ^{ème}	5938,6512	16,117	23,143	1158,058	998,245	3060	2,70	4,49	OK

6 ^{ème}	7777,2397	16,590	23,484	1396,624	1187,368	3060	3,01	5,02	OK
5 ^{ème}	9615,8283	17,574	23,484	1600,220	1341,371	3060	3,45	5,50	OK
4 ^{ème}	11465,6375	17,618	22,615	1779,734	1474,649	3060	3,70	5,74	OK
3 ^{ème}	13315,4467	17,756	18,972	1939,944	1595,821	3060	3,98	5,17	OK
2 ^{ème}	14959,0875	16,516	17,355	2058,837	1703,550	3060	3,92	4,98	OK
1 ^{er}	16602,7283	15,286	16,750	2147,503	1812,420	3060	3,86	5,01	OK
RDC	18384,9528	16,939	21,427	2201,444	1890,496	4760	2,97	4,37	OK

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

Chapitre V :
Vérification des éléments

V.1 Introduction

Le calcul d'une structure métallique exige de garantir la stabilité statique sous toutes les combinaisons d'actions possibles, conformément aux règlements. Les sollicitations exercées sur les éléments de la structure entraînent des contraintes et des déformations, qui doivent rester en dessous des limites admissibles pour garantir le degré de sécurité souhaité. Les grandes déformations peuvent affecter les zones comprimées des pièces, qui peuvent présenter trois types de comportements caractéristiques appelés phénomènes d'instabilités :

Le flambement : il s'applique généralement à des éléments élancés qui lorsqu'elles sont soumises à un effort normal de compression, ont tendance à fléchir et se déformer dans une direction perpendiculaire à l'axe de compression, en raison d'un phénomène d'instabilité élastique.

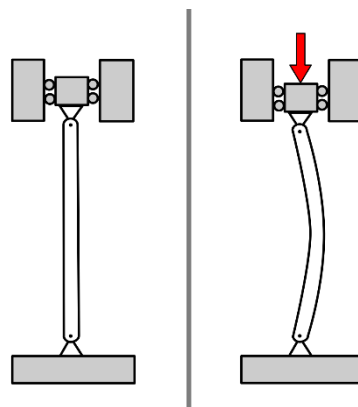


Figure V. 1: Le flambement.

Le déversement : est un phénomène d'instabilité latérale (une distorsion) qui se manifeste par le flambement latéral des parties comprimées d'une section fléchie par rapport à son axe de forte inertie.

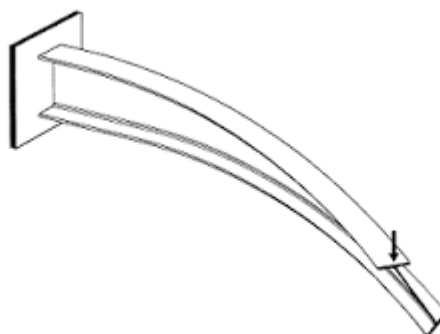


Figure V. 2: Le déversement.

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 :

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

$$- M_{ply,rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$- M_{plz,rd} = \frac{W_{plz} \times f_y}{\gamma_{M1}}$$

- **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 HEB550 et d'une hauteur de 4.76m.

Les combinions : ELU G+Q+E 0.8G±E

$$N^{max} = 3124.08Kn ; M_{sd,y}^{cor} = -21.80Kn.m ; M_{sd,z}^{cor} = -157.43Kn.$$

Tableau V. 1: Caractéristiques de profilé HEB550

Profil	A (cm ²)	I _y (cm ⁴)	I _z (cm ⁴)	W _{pl,y} (cm ³)	W _{el,y} (cm ³)	W _{pl,z} (cm ³)	W _{el,z} (cm ³)	i _y (cm)	i _z (cm)
HEB550	254	136700	13080	5591	4970.9	1341	872	23.2	7.18

Suivant l'axe y-y :

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

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

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

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 encastré à la base.
- K_1 Et K_2 la rigidité des poteaux adjacents
- K_{pij} La rigidité des poutres associées au nœud considéré

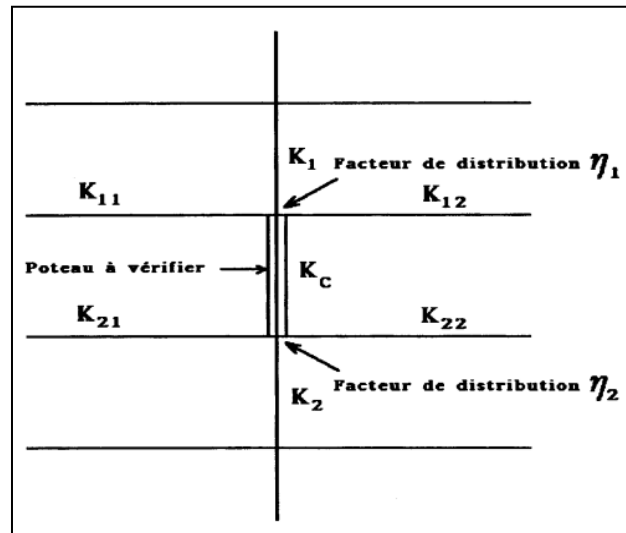


Figure V. 3: Facteurs de distribution pour poteaux continus.

Donc :

$$K_C = K_1 = \frac{I_y(\text{HEB550})}{h} = \frac{136700}{476} = 287.18 \text{ cm}^3$$

$$K_{P12} = K_{P11} = \frac{I_y(\text{IPE300})}{L} = \frac{8356}{465} = 17.96 \text{ cm}^3$$

$$\eta_1 = \frac{(2 \times 287.18)}{(2 \times 287.18) + (2 \times 17.96)} = 0.941$$

$$L_{f,y} = \left[\frac{1 + (0,145 \times 0.941)}{2 - (0,364 \times 0.941)} \right] \times 4 \quad \rightarrow \quad L_{f,y} = 2.74 \text{ m}$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{274.3/16.45}{93.91 \times 0.92} \rightarrow \bar{\lambda}_y = 0.193 < 0.2 \text{ il n'y a pas de risque de flambement}$$

$$\chi_y = 1$$

$$\phi_y = 0.5(1 + \alpha_y(\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}_y^2) \rightarrow \phi_y = 0.52$$

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

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

$$K_C = \frac{I_z}{h} = \frac{13080}{476} = 27.48 \text{ cm}^3$$

$$K_{P12} = K_{P11} = \frac{I_z(\text{IPE400})}{L} = \frac{1318}{270} = 4.88 \text{ cm}^3$$

$$\eta_1 = \frac{(2 \times 27.48)}{(2 \times 27.48) + (2 \times 4.88)} = 0.85$$

$$L_{f,z} = \left[\frac{1 + (0,145 \times 0,85)}{2 - (0,364 \times 0,85)} \right] \times 4 \quad \rightarrow \quad L_{fz} = 2.65m$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{265.7/7.18}{93.91 \times 0.92} \rightarrow \bar{\lambda}_z = 0.43 > 0.2 \text{ il n'y a un risque de flambement.}$$

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

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

$$\beta_{M,y} = 1.8 - 0.7\Psi$$

$$\Psi = \frac{My_{min}}{My_{max}} \begin{cases} My_{max} = 221.95 \text{ kn.m} \\ My_{min} = 212.97 \text{ kn.m} \end{cases}$$

$$\Psi = \frac{212.97}{221.95} = 0.96 \rightarrow \beta_{M,y} = 1.13$$

$$\mu_y = 0.21 < 0,9$$

$$K_y = 1 - \frac{0.21 \times 3124.08 \times 10^3}{254 \times 10^2 \times 275} = 0.90 < 1,5$$

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

$$\beta_{M,z} = 1.8 - 0.7\Psi$$

$$\Psi = \frac{My_{min}}{My_{max}} \begin{cases} My_{max} = 60.1 \text{ kn.m} \\ My_{min} = 58.05 \text{ kn.m} \end{cases} \text{ (Obtenu du logiciel Etabs)}$$

$$\Psi = \frac{58.05}{60.1} = 0.98 \rightarrow \beta_{M,z} = 1.13$$

$$\varphi_z = 0.5 [1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2] \rightarrow \varphi_z = 0.5 [1 + 0.49(0.43 - 0.2) + 0.43^2]$$

$$\rightarrow \varphi = 0.64$$

$$X_z = \frac{1}{\varphi + \sqrt{\varphi^2 - \bar{\lambda}^2}} \rightarrow X_z = 0.90 \rightarrow \mu_z = 0.50 < 0,9 \rightarrow K_z = 0.79 < 1,5$$

$$\text{On aura : } \frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_y \cdot M_{y,sd}}{W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_z \cdot M_{z,sd}}{W_{pl,z} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} = 0,787 < 1 \dots \text{ Condition vérifiée.}$$

Remarque : la procédure de calcul du poteau ci-dessus est la même pour les autres poteaux.

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

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

Niveau	Combinaison	N^{\max}	$M_{sd,z}^{cor}$	$M_{sd,y}^{cor}$
9 ^{ème}	1.35G + 1.5Q	270.2	17.52	24.76
8 ^{ème}	1.35G + 1.5Q	506.7	11.38	15.09
7 ^{ème}	1.35G + 1.5Q	748.4	11.60	13.53
6 ^{ème}	1.35G + 1.5Q	990.534	11.54	17.78
5 ^{ème}	1.35G + 1.5Q	1234.93	10.38	14.62
4 ^{ème}	1.35G + 1.5Q	1483.03	9.96	17.24
3 ^{ème}	1.35G + 1.5Q	1735.43	8.015	14.1
2 ^{ème}	G+Q+E	2004.73	-11.23	-49.34
1 ^{er}	G+Q+E	2467.15	-13.83	-33.30
RDC	G+Q+E	3124.08	-21.80	-157.43

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

Tableau V. 3: Vérifications au flambement par flexion N^{\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 ^{ème}	HEB360	2315.62	2125.89	0.8	0.87	0.88	0.137	CV
8 ^{ème}	HEB360	2409.12	2241.08	0.76	0.91	0.84	0.185	CV
7 ^{ème}	HEB360	2441.25	2251.7	0.76	0.92	0.85	0.254	CV
6 ^{ème}	HEB450	2491.84	2272.66	0.81	0.94	0.86	0.259	CV
5 ^{ème}	HEB450	2520.74	2287.4	0.80	0.95	0.86	0.312	CV
4 ^{ème}	HEB500	2538.63	2299.14	0.79	0.95	0.87	0.431	CV
3 ^{ème}	HEB500	2552.61	2306.33	0.78	0.96	0.87	0.391	CV
2 ^{ème}	HEB550	2607.45	2492.54	0.6	0.98	0.94	0.601	CV
1 ^{er}	HEB550	2605.13	2478.18	0.62	0.97	0.93	0.701	CV
RDC	HEB550	2742.36	2657.63	0.67	0.69	0.65	0.902	CV

• **Cas 2 : $M_{sd,z}^{max}$; N_{sd} et $M_{sd,y}$ correspondant**

Les efforts internes sont extraits du logiciel ETABS, et sont récapitulé dans le tableau ci-dessous :

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 ^{ème}	G + Q + E	63.15	-88.71	-117.30
8 ^{ème}	G + Q + E	52.48	-56.16	-237.61
7 ^{ème}	G + Q + E	52.63	-60.72	-371.03
6 ^{ème}	G + Q + E	57.23	-81.81	-507.99
5 ^{ème}	G + Q + E	54.36	75.75	-479.14
4 ^{ème}	G + Q + E	56.50	86.44	-570.32
3 ^{ème}	G + Q + E	48.33	91.36	-661.27
2 ^{ème}	G + Q + E	44.32	99.86	-752.88
1 ^{er}	G + Q + E	45.82	100.86	-845.93
RDC	G + Q + E	46.13	166.83	-808.82

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

Tableau V. 5: Vérifications au flambement par flexion pour $M_{sd,z}^{max}$

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 ^{ème}	HEB360	2454.85	2104.50	0.81	0.92	0.79	0.262	CV
8 ^{ème}	HEB360	2348.71	2221.41	0.78	0.88	0.83	0.23	CV
7 ^{ème}	HEB360	2386.56	2232.03	0.77	0.90	0.84	0.276	CV
6 ^{ème}	HEB450	2447.81	2253.97	0.81	0.92	0.84	0.272	CV
5 ^{ème}	HEB450	2483.22	2269	0.80	0.93	0.85	0.301	CV
4 ^{ème}	HEB500	2505.17	2280.96	0.80	0.94	0.86	0.308	CV
3 ^{ème}	HEB500	2522.54	2288.40	0.79	0.95	0.86	0.332	CV
2 ^{ème}	HEB550	2536.69	2293.36	0.78	0.94	0.86	0.34	CV
1 ^{er}	HEB550	2531.82	2268.16	0.8	0.95	0.85	0.367	CV
RDC	HEB550	2742.36	2657.63	0.67	0.69	0.65	0.501	CV

- **Cas 3 : $M_{sd,y}^{max}$; N_{sd} et $M_{sd,z}$ correspondant**

Les efforts internes sont extraits du logiciel ETABS, et sont récapitulé dans le tableau ci-dessous :

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 ^{ème}	G + Q + E	119.77	-38.74	-979.81
8 ^{ème}	G + Q + E	82.27	-19.26	-1498.94
7 ^{ème}	G + Q + E	93.35	-17.89	-846.92
6 ^{ème}	G + Q + E	117.65	-22.86	-777.45
5 ^{ème}	G + Q + E	110.40	-33.91	-729.07
4 ^{ème}	G + Q + E	120.151	22.59	-618.14
3 ^{ème}	G + Q + E	119.26	22.90	-511.12
2 ^{ème}	G + Q + E	128.34	20.21	-401.34
1 ^{er}	G + Q + E	134.96	19.93	-284.18
RDC	G + Q + E	233.94	-46.28	-151.77

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

Tableau V. 7: Vérifications au flambement par flexion pour $M_{sd,y}^{max}$

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 ^{ème}	HEB360	2456.55	2125.89	0.8	0.92	0.8	0.282	CV
8 ^{ème}	HEB360	2363.39	2241.08	0.77	0.88	0.84	0.269	CV
7 ^{ème}	HEB360	2399.85	2251.70	0.76	0.90	0.84	0.335	CV
6 ^{ème}	HEB450	2458.53	2272.67	0.80	0.92	0.85	0.318	CV
5 ^{ème}	HEB450	2492.41	2287.4	0.79	0.94	0.86	0.347	CV
4 ^{ème}	HEB500	2513.43	2485.54	0.62	0.95	0.93	0.34	CV
3 ^{ème}	HEB500	2514.91	2489.68	0.61	0.94	0.93	0.34	CV
2 ^{ème}	HEB550	2529.96	2492.54	0.6	0.95	0.94	0.341	CV
1 ^{er}	HEB550	2538.77	2286.54	0.79	0.95	0.86	0.44	CV
RDC	HEB550	2982.95	2959.09	0.57	0.68	0.67	0.493	CV

V.2.2 Vérification de la stabilité des poteaux vis-à-vis du déversement

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

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

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

Exemple de calcul (Niveau RDC) :

On doit d'abord vérifier que : $\overline{\lambda}_{LT} < 0.4$

$$\text{Avec : } \overline{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_w}$$

$$\text{Sachant que : } \lambda_{LT} = \frac{\frac{L}{i_z}}{\sqrt{C1 \times \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L}{i_z} \right)^2 \right]^{0,25}}} \quad [2]$$

$$\lambda_{LT} = 18$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = 0.211 < 0.4 \rightarrow \text{Pas de risque de déversement.}$$

Le calcul des poteaux est récapitulé dans le tableau suivant :

Tableau V. 8: Vérification du déversement (Poteaux), sous N^{max} pour chaque niveau

Etage	Profilé	L_{fy}	L_{fz}	λ_{LT}	$\overline{\lambda}_{LT}$	OBS < 0.4
9 ^{ème}	HEB360	2315.62	2125.89	21.882	0.257	CV
8 ^{ème}	HEB360	2409.12	2241.08	18.020	0.206	CV
7 ^{ème}	HEB360	2441.25	2251.7	21.54	0.245	CV
6 ^{ème}	HEB450	2491.84	2272.66	23,081	0.278	CV
5 ^{ème}	HEB450	2520.74	2287.4	18.13	0.217	CV
4 ^{ème}	HEB500	2538.63	2299.14	20.267	0.238	CV
3 ^{ème}	HEB500	2552.61	2306.33	20.456	0.234	CV
2 ^{ème}	HEB550	2607.45	2492.54	18.798	0.227	CV
1 ^{er}	HEB550	2605.13	2478.18	18.574	0.220	CV
RDC	HEB550	2742.36	2657.63	18.00	0.211	CV

- **Cas 2 : $M_{sd,z}^{max}$; N_{sd} et $M_{sd,y}$ correspondant**

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

Tableau V. 9: Vérification du déversement (Poteaux), sous $M_{sd,z}^{max}$ pour chaque niveau

Etage	Profilé	L_{fy}	L_{fz}	λ_{LT}	$\overline{\lambda_{LT}}$	OBS < 0.4
9 ^{ème}	HEB360	2454.85	2104.50	19.02	0.210	CV
8 ^{ème}	HEB360	2348.71	2221.41	17.03	0.203	CV
7 ^{ème}	HEB360	2386.56	2232.03	17.20	0.209	CV
6 ^{ème}	HEB450	2447.81	2253.97	18.944	0.213	CV
5 ^{ème}	HEB450	2483.22	2269	19.507	0.222	CV
4 ^{ème}	HEB500	2505.17	2280.96	17.757	0.217	CV
3 ^{ème}	HEB500	2522.54	2288.40	17.757	0.217	CV
2 ^{ème}	HEB550	2536.69	2293.36	17.778	0.212	CV
1 ^{er}	HEB550	2531.82	2268.16	20.638	0.238	CV
RDC	HEB550	3010.43	2851.97	34..678	0.354	CV

- **Cas 3 : $M_{sd,y}^{max}$; N_{sd} et $M_{sd,z}$ correspondant**

Les efforts internes sont extraits du logiciel ETABS, et sont récapitulé dans le tableau ci-dessous :

Tableau V. 10: Vérification du déversement (Poteaux), sous $M_{sd,y}^{max}$ pour chaque niveau

Etage	Profilé	L_{fy}	L_{fz}	λ_{LT}	$\overline{\lambda_{LT}}$	OBS < 0.4
9 ^{ème}	HEB360	2456.55	2125.89	22.654	0.201	CV
8 ^{ème}	HEB360	2363.39	2241.08	18.399	0.212	CV
7 ^{ème}	HEB360	2399.85	2251.70	18.436	0.214	CV
6 ^{ème}	HEB450	2458.53	2272.67	18.941	0.218	CV
5 ^{ème}	HEB450	2492.41	2287.4	18.351	0.220	CV
4 ^{ème}	HEB500	2513.43	2485.54	19.167	0.225	CV
3 ^{ème}	HEB500	2514.91	2489.68	22.561	0.230	CV
2 ^{ème}	HEB550	2529.96	2492.54	22.765	0.276	CV
1 ^{er}	HEB550	2538.77	2286.54	22.874	0.283	CV
RDC	HEB550	2982.95	2959.09	34.453	0.396	CV

Tableau V. 11: Choix final des poteaux

Étages	Profils
9 ^{ème}	HEB360
8 ^{ème}	HEB360
7 ^{ème}	HEB360
6 ^{ème}	HEB450
5 ^{ème}	HEB450
4 ^{ème}	HEB500
3 ^{ème}	HEB500
2 ^{ème}	HEB550
1 ^{er}	HEB550
RDC	HEB550

V.3 Vérification des poutres principales [2]

Les calculs seront faits sur une poutre principale du RDC de profilé IPE400 et de longueur $L=6.5m$.

D'après le logiciel ETABS, la combinaison de charge la plus défavorable est $1.35G + 1.5Q$

Les sollicitations trouvées sont :

$$M_{sd} = -141.60KN.m ; V_{sd} = 107.86 KN$$

V.3.1 Vérification du moment fléchissant

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

- $R_{\text{Béton}} = \frac{0,85 \times f_{ck}}{1,5} \times b_{\text{eff}} \times hc$ avec $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$
- $R_{\text{Béton}} = \left(\frac{0,85 \times 25}{1,5} \times 2000 \times 65 \right) \times 10^{-3} = 2025.833 \text{ kN}$
- $R_{\text{Acier}} = 0,95 \times f_y \times A_a$ avec $A_a = 8450 \text{ mm}^2$
- $R_{\text{Acier}} = (0,95 \times 275 \times 8450) \times 10^{-3} = 2207.562 \text{ KN}$

$$R_{\text{Béton}} < R_{\text{Acier}}$$

- $h_w = ha - 2r - 2t_f = 500 - (2 \times 21) - (2 \times 13.5) = 331 \text{ mm}$
- $R_w = [0.95 \times 331 \times 8.6 \times 275] \times 10^{-3} = 743.67 \text{ KN}$

$$R_{\text{Béton}} > R_w$$

- L'axe neutre se trouve dans la semelle supérieure du profilé, donc le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

$$M_{pl,rd} = R_a \times \left(\frac{ha}{2}\right) + R_b \times \left(\frac{hc}{2} + hp\right)$$

$$M_{pl,rd} = 2207.562 \times \left(\frac{500}{2}\right) + 2025.833 \times \left(\frac{65}{2} + 55\right) = 618.772 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd}^{\max} = 141.60 \text{ kN.m} < M_{pl,rd} = 618.772 \text{ KN.m} \quad \text{Condition vérifiée}$$

V.3.2 Vérification de l'effort tranchant

$$V_{plrd} = \frac{42.7 \times 10^2 \times 275}{\sqrt{3} \times 1,1} = 616.321 \text{ KN}$$

$$V_{sd}^{\max} = 107.86 \text{ kN} < V_{plrd} = 616.321 \text{ kN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

On a : $V_{sd} = 107.86 \text{ KN} < 0,5 V_{pl,rd} = 308.17 \text{ KN} \implies$ 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.

V.3.4 Calcul des connecteurs [3]

▪ 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 :

γ_v : coefficient partiel de sécurité pour les connecteurs pris égal à 1.25;

d : diamètre du goujon, $d = 22 \text{ mm}$;

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 d'après le tableau 6.2 de [5].

α : facteur correctif

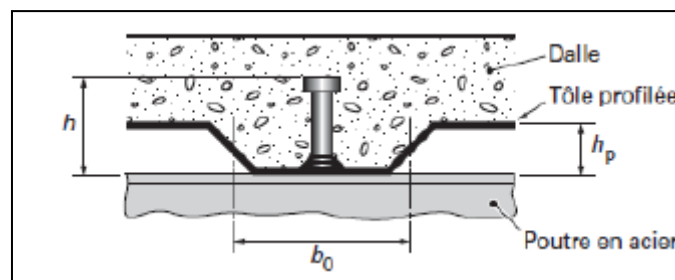


Figure V. 4: Dimensions de la tôle et du connecteur.

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

Dans notre cas, on a : $\frac{h}{d} = \frac{95}{22} = 4.31 > 4 \rightarrow \alpha = 1$

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 :

$$P_{rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.702 \times 0.29 \times 1 \times 22^2 \times \frac{\sqrt{25 \times 30500}}{1.25} = 68.83 \text{ KN} \\ 0.702 \times 0.8 \times 450 \times \frac{\pi \times 22^2}{4 \times 1.25} = 76.85 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$P_{rd} = 68.83 \text{ KN}$$

- **Effort tranchant repris par les goujons**

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

Avec :

R_b : Résistance de compression du béton ; $R_b = 2025.833 \text{ KN}$

R_a : Résistance de traction du profilé d'acier ; $R_a = 2207.562 \text{ KN}$

D'où : $R_L = R_b = 2025.833 \text{ KN}$

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

$$n = \frac{R_L}{P_{rd}} \rightarrow n = \frac{2025.833}{68.83} \rightarrow n = 29.43$$

On prend **30 connecteurs** pour le demi porté ; c'est-à-dire **60 connecteurs** sur toute la longueur totale de la solive.

- **Espacement entre les goujons :**

Soit E l'espacement entre les goujons calculer comme suit :

$$E = \frac{L}{n-1} \rightarrow L \text{ Est la longueur de la poutre ; } L = 6.5m$$

$$E = \frac{6500}{60-1} \rightarrow E = 110 \text{ mm}$$

$$E_{min} \geq 5d \rightarrow E_{min} \geq 5 \times 22 = 110 \text{ mm}$$

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

On opte pour un espacement de 120 mm entre les goujons.

V.4 Vérification des contreventements

V.4.1 Généralités

Les contreventements jouent un rôle général dans la stabilisation de l'ossature, et il est possible de distinguer trois fonctions principales qui sont liées entre elles :

- Transmettre les efforts horizontaux
- Réduire les déformations
- Améliorer la stabilité de la structure et de ses éléments.

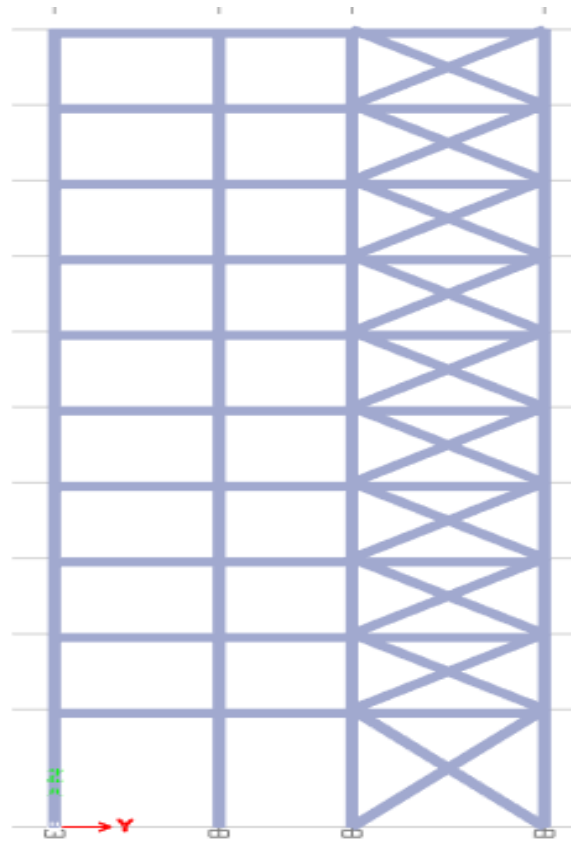


Figure V. 5: schéma de Contreventement

V.4.2 Vérifications des contreventements

V.4.2.1 Suivant la direction X-X

Les contreventements sont **On X HEA 240** de longueur $L = 6.09m$

D'après le logiciel ETABS :

La combinaison de charge la plus défavorable est $G + Q + 1.25E$

$$N_{Sd}^{max} = 398.40KN \text{ (traction)}$$

$$N_{Sd}^{max} = 838.64KN \text{ (compression)}$$

Tableau V. 12: Caractéristiques géométriques du profilé HEA240

Profilé	A (cm ²)	t (mm)	I_y (cm ⁴)	I_z (cm ⁴)	W_{ply} (cm ³)	W_{plz} (cm ³)	i_y (mm)	i_z (mm)
HEA240	76.80	17	7763	2769	744.6	351.7	100.5	60

▪ **Vérification a la traction**

$$N_{Sd}^{max} = 398.40 \text{ KN (traction)}$$

$$N_{Sd} \leq N_{t,rd} \quad ; \quad \text{Avec : } N_{trd} = A \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 7680 \times \frac{275}{1,1} = 1920 \text{ KN}$$

$$N_{Sd} = 398.40 \text{ KN} < N_{t,rd} = 1920 \text{ KN} \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

▪ **Vérification à la compression : [5]**

- Il faut vérifier que : $N_{Sd}^{max} \leq N_{b,Rd} = \chi \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda^2}} \leq 1 \quad \text{avec} \quad \phi = 0,5 [1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2]$$

La longueur de la barre : $L_0 = 6.09\text{m}$ et $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 0,924$

• **Exemple de calcul :**

$$N_{Sd}^{max} = 838.64 \text{ KN (compression)}$$

- **Calcul de l'élanement réduit $\bar{\lambda}_{y,z}$:**

$$l_{fy,z} = l_0 = 6.09 \text{ m}$$

$$\lambda_y = \frac{l_{fy}}{i_y} = \frac{609}{10.05} = 60.59 \quad \dots\dots \quad \bar{\lambda}_y = \frac{60.59}{93,91\varepsilon} = 0.69 > 0,2 \text{ alors il y a risque de flambement}$$

$$\lambda_z = \frac{l_{fz}}{i_z} = \frac{609}{6} = 101.5 \quad \dots\dots \quad \bar{\lambda}_z = \frac{101.5}{93,91\varepsilon} = 1.16 > 0,2 \text{ alors il y a risque de flambement}$$

On a section HEA 240 donc courbe de flambement : courbe C $\rightarrow \alpha_z = 0.49$ courbe B \rightarrow

$$\alpha_y = 0.34$$

$$\phi_y = 0,5 [1 + 0,34 (0.69 - 0,2) + (0.69)^2] = 0.82$$

$$\phi_z = 0,5 [1 + 0,49 (1.16 - 0,2) + (1.16)^2] = 1.40$$

$$\chi_y = \frac{1}{0.82 + \sqrt{0.82^2 - 0.69^2}} = 0,79 \leq 1$$

$$\chi_z = \frac{1}{1.40 + \sqrt{1.40^2 - 1.16^2}} = 0,45 \leq 1$$

$$N_{b,Rdy} = 0,82 \times 7680 \times \frac{275}{1,1} = 1516.8 \text{ KN}$$

$$N_{b,Rdz} = 0,45 \times 7680 \times \frac{275}{1,1} = 864 \text{ KN}$$

$$N_{Sd}^{max} = 838.64 \text{ KN} < N_{b,Rdy} = 1516.8 \text{ KN} \quad \rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

$$N_{Sd}^{max} = 838.64 \text{ KN} < N_{b,Rdz} = 864 \text{ KN} \quad \rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

V.4.2.2 Suivant la direction Y-Y

Les contreventements sont **X HEA 320** de longueur $L = 7.27m$

D'après le logiciel ETABS :

La combinaison de charge la plus défavorable est $G + Q + 1.25E$

$$N_{Sd}^{max} = 770.08 \text{ KN (traction)}$$

$$N_{Sd}^{max} = 1038.29 \text{ KN (compression)}$$

Tableau V. 13: Caractéristiques géométriques du profilé HEA320

Profilé	A (cm ²)	t (mm)	I _y (cm ⁴)	I _z (cm ⁴)	W _{ply} (cm ³)	W _{plz} (cm ³)	i _y (mm)	i _z (mm)
HEA320	124	15.5	22930	6990	1628	710	136	74.9

▪ **Vérification à la traction :**

$$N_{Sd}^{max} = 770.08 \text{ KN (traction)}$$

$$N_{Sd} \leq N_{t,Rd}$$

$$\text{Avec : } N_{trd} = A \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 124 \times \frac{275}{1.1} = 3100 \text{ KN}$$

$$N_{Sd} = 770.08 \text{ KN} < N_{t,Rd} = 3100 \text{ KN} \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

▪ **Vérification à la compression : [5]**

- Il faut vérifier que :

$$- N_{Sd}^{max} \leq N_{b,Rd} = \chi \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda^2}} \leq 1 \quad \text{avec : } \phi = 0,5 [1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2]$$

$$\text{La longueur de la barre : } L_0 = 7.27m \text{ et } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 0,924$$

• **Exemple de calcul :**

$$N_{Sd}^{max} = 1038.29 \text{ KN (compression)}$$

Calcul de l'élanement réduit $\bar{\lambda}_{y,z}$:

$$l_{fy,z} = l_0 = 7.27 \text{ m}$$

$$\lambda_y = \frac{l_{fy}}{i_y} = \frac{727}{13.6} = 53.45 \quad \dots\dots \quad \bar{\lambda}_y = \frac{53.45}{93,91\varepsilon} = 0.61 > 0,2 \text{ alors il y a risque de flambement}$$

$$\lambda_z = \frac{l_{fz}}{i_z} = \frac{727}{7.49} = 97.06 \quad \dots\dots \quad \bar{\lambda}_z = \frac{97.06}{93,91\varepsilon} = 1.11 > 0,2 \text{ alors il y a risque de flambement}$$

On a section HEA 320 donc courbe de flambement : courbe C $\rightarrow \alpha_z = 0.49$ courbe B $\rightarrow \alpha_y = 0.34$

$$\phi_y = 0,5 [1 + 0,34 (0.61 - 0,2) + (0.61)^2] = 0.75$$

$$\phi_z = 0,5 [1 + 0,49 (1.11 - 0,2) + (1.11)^2] = 1.34$$

$$\chi_y = \frac{1}{0.75 + \sqrt{0.75^2 - 0.61^2}} = 0,84 \leq 1$$

$$\chi_z = \frac{1}{1.34 + \sqrt{1.34^2 - 0.11^2}} = 0,37 \leq 1$$

$$N_{b,Rdy} = 0,84 \times 124 \times \frac{275}{1,1} = 2604 \text{ KN}$$

$$N_{b,Rdz} = 0,37 \times 124 \times \frac{275}{1,1} = 1147 \text{ KN}$$

$$N_{Sd}^{max} = 1038.29 \text{ KN} < N_{b,Rd} = 2604 \text{ KN} \quad \Rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

$$N_{Sd}^{max} = 1038.29 \text{ KN} < N_{b,Rd} = 1147 \text{ KN} \quad \Rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

Chapitre VI :
Calcul des assemblages

VI.1 Introduction

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

La conception et le calcul des assemblages revêtent en construction métallique, une importance équivalente à celle du dimensionnement des pièces pour la sécurité finale de la construction. Les ossatures ne présentent généralement pas de redondances importantes et les assemblages constituent donc le point de passage obligé pour les sollicitations régnant dans les différents composants structurels ; En cas de défaillance d'un assemblage, c'est bien le fonctionnement global de la structure qui est en cause.

VI.2 Les différents modes d'assemblages

Dans la construction métallique, Les principaux modes d'assemblages sont :

VI.2.1 Assemblage par boulonnage

Le boulonnage est le moyen d'assemblage le plus utilisé en construction métallique du fait de sa facilité de mise en œuvre et des possibilités de réglage qu'il offre sur site. 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 ²)	240	320	300	400	480	640	900
f_{ub} (N/mm ²)	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
d (mm)	8	10	12	14	16	18	20	22	24	27	30
d₀ (mm)	9	11	13	15	18	20	22	24	26	30	33
A (mm²)	50,3	78,5	113	154	201	254	314	380	452	537	707
As (mm²)	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, 5 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^{ème} année, et [5] et [8].

VI.3.1 Vérification de l'assemblage poutre-solive (IPE 400 – IPE180) : [5], [8]

La hauteur $h_p \geq 0,6h_{b1} = 0,6 \times 180 = 108 \text{ mm}$ alors on prend $h_p = 140 \text{ mm}$

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 : 100 x 100 x 10 mm

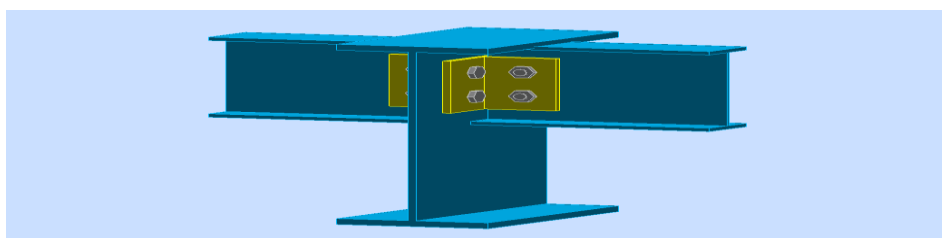


Figure VI. 1: Schéma de l'assemblage poutre – solive.

Epaisseur de la corniaire : $t_p = 10 \text{ mm}$

$t < 10 \text{ mm}$ $d = (12 ; 14) \text{ mm}$.

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

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

On à l'épaisseur de la platine $t = 10\text{mm}$ alors on prend $\varnothing = 16 \text{ mm}$, classe 8.8

• **Le choix des boulons**

On choisit 4 boulons ordinaire de diamètre 16 mm (M16) et de classe 8.8

Donc $d_0 = d + 2\text{mm} = 18\text{mm}$.

M16 \rightarrow $d = 16 \text{ mm}$ \rightarrow $d_0 = 18 \text{ mm}$ \rightarrow $A_S = 157 \text{ mm}^2$

• **Disposition constructive :**

$1,2d_0 \leq e_1 \leq \text{maxi} (12t \text{ ou } 150 \text{ mm}) \rightarrow 21,60 \text{ mm} \leq e_1 \leq 150 \text{ mm} \rightarrow e_1 = 35 \text{ mm}$

$1,2d_0 \leq e_2 \leq \text{maxi} (12t \text{ ou } 150 \text{ mm}) \rightarrow 21,60 \text{ mm} \leq e_2 \leq 150 \text{ mm} \rightarrow e_2 = 60 \text{ mm}$

$2,2d_0 \leq P_1 \leq \text{min} (14t \text{ ou } 200 \text{ mm}) \rightarrow 39,6 \text{ mm} \leq P_1 \leq 140 \text{ mm} \rightarrow P_1 = 70 \text{ mm}$

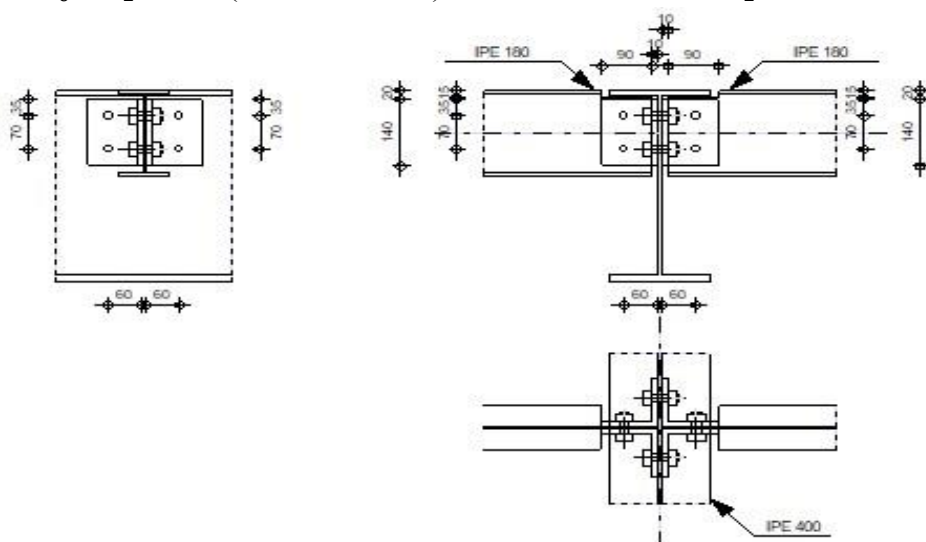


Figure VI. 2: Disposition constructif de l'assemblage poutre – solive.

VI.3.1.1 Boulons assemblant la cornière à la poutre [8]

- **Vérification de la résistance des boulons au efforts combinés de traction et de cisaillement**

Effort tranchant : $V_{sd} = 59.32 \text{ KN}$

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 : $\frac{F_{v,sd}}{F_{v,rd}} + \frac{F_{t,sd}}{1.4 \times F_{t,rd}} \leq 1$

$$F_{v,rd} \leq \frac{0,6 f_{ub} \times A}{\gamma_{Mb}}$$

- Section résistante en traction : $A = 157 \text{ mm}^2$.
- Résistance des boulons à la traction : $\gamma_{Mb} = 1,25$.

$$F_{v,rd} \leq \frac{0,6 \times 600 \times 157}{1,25} \times 10^{-3} = 45,216 \text{ KN.}$$

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n} = \frac{59,32}{2} = 29,66 \text{ KN}$$

$$M_0 = 0,5 \times V_{sd} \times e = 0,5 \times 29,66 \times 0,060 = 0,89 \text{ m}$$

$$F_{t,sd} = \frac{M_0 \times P_1}{P_1^2} = \frac{0,89 \times 0,07}{0,07^2} = 12,71 \text{ KN}$$

$$F_{t,rd} = \frac{0,9 \times A_s \times f_{ub}}{\gamma_{Mb}} = \frac{0,9 \times 600 \times 157}{1,25} \times 10^{-3} = 67,82 \text{ KN}$$

$$\frac{29,66}{45,216} + \frac{12,71}{1,4 \times 67,82} = 0,79 < 1 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

- **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.

$$t = \min(t_w, t_p) = \min(8,6, 10) = 8,6 \text{ mm}$$

Il faut vérifier que : $F_{v,sd} \leq F_{b,rd}$

Avec:

- $F_{b,rd} = \frac{2,5 \alpha \times f_u \times d \times t}{\gamma_{Mb}}$
- $F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{4}$
- $\alpha = \min \left\{ \frac{e_1}{3 \times d_0}, \frac{p_1}{3 \times d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1 \right\}$

Donc :

$$\alpha = \min (0,65 ; 1,05; 1,40 ; 1) = 0.65$$

$$F_{b,rd} = \frac{2,5 \times 0,65 \times 430 \times 16 \times 8.6}{1,25} = 76.92 \text{ KN.}$$

$$F_{v,sd} = 14.83 \text{ KN} < F_{b,rd} = 76.92 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

VI.3.1.2 Boulons assemblant la cornière à la solive [8]

- **Vérification de la résistance des boulons au efforts de cisaillement**

$$\text{Effort tranchant : } V_{sd} = \frac{59.32}{4} = 14.83 \text{ KN}$$

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 : $\gamma_{Mb} = 1,25$.

$$F_{v,rd} \leq \frac{0,6 \times 600 \times 157}{1,25} \times 2 \times 10^{-3} = 90,43 \text{ KN.}$$

$$V_{sd} = 14.83 < F_{v,rd} = 90,43 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

- **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 ; $t = \min (t_w, t_p) = \min (5.3, 10) = 5.3 \text{ mm}$

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 :

$$\alpha = \min (0,65 ; 1,05 ; 1,40 ; 1) = 0.65$$

$$F_{b,rd} = \frac{2,5 \times 0,65 \times 430 \times 16 \times 5.3}{1,25} = 47.40 \text{ KN.}$$

$$F_{v,sd} = 29.66 \text{ KN} < F_{b,rd} = 47.4 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

VI.3.2 Assemblage poteau-poutre: [5], [8]

- **Efforts sollicitant**

Selon la combinaison « G+Q+1,5Ex » on a les valeurs suivantes :

Moment fléchissant : $M_{sd} = 235.41 \text{ KN.m}$

Effort tranchant : $V_{sd} = 179.77 \text{ KN}$

- **Caractéristiques géométriques des profilés**

Tableau VI. 3: Caractéristiques géométriques des profilés

Profilé	$h(mm)$	$b(mm)$	$t_f(mm)$	$t_w(mm)$	$A(mm^2)$
IPE400	400	180	13.5	8.6	84.46
HEB550	550	300	29	15	254

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 :

$$a_f \geq t_f \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}} \times \frac{\beta_w \times \gamma_{Mw}}{f_{us} \times \sqrt{2}}$$

$$a_f \geq 13.5 \times \frac{275}{1.1} \times \frac{0.85 \times 1.3}{430 \times \sqrt{2}} = 6.13 \text{ mm}$$

Et l'épaisseur du cordon sur l'ame :

$$a_w \geq t_w \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}} \times \frac{\beta_w \times \gamma_{Mw}}{f_{us} \times \sqrt{2}}$$

$$a_w \geq 8.6 \times \frac{275}{1.1} \times \frac{0.85 \times 1.3}{430 \times \sqrt{2}} = 3.90 \text{ mm}$$

Donc pour avoir un cordon de soudure uniforme sur tout le profilée on prend $a=10$

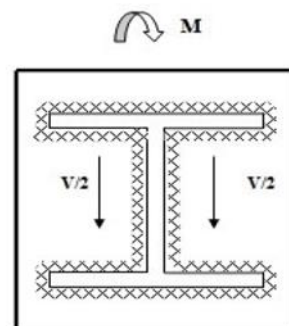


Figure VI. 3: Assemblage poutre platine.

On a:

$$L_1 = b_s = 180 \text{ mm}$$

$$L_2 = \frac{b_s - t_w}{2} = 85.7 \text{ mm}$$

$$L_3 = h - 2t_f = 373 \text{ mm}$$

$$A_s = \sum l_i a_i = (2L_1 + 4L_2 + 2L_3)a = 14488 \text{ mm}^2$$

$$I_{s/yy} = (2L_1 \times a \times d_1^2) + (4L_2 \times a \times d_2^2)$$

Avec :

$$\left[\begin{aligned} d_1 &= \frac{H_{profilé}}{2} + \frac{a}{2} = \frac{400}{2} + \frac{10}{2} \Rightarrow d_1 = 205 \text{ mm.} \\ d_2 &= \frac{H_{profilé}}{2} - t_f - \frac{a}{2} = \frac{400}{2} - 16 - \frac{10}{2} = 179 \text{ mm.} \end{aligned} \right.$$

$$I_{s/yy} = (2 \times 180 \times 10 \times 205^2) + (4 \times 85.7 \times 10 \times 179^2)$$

$$\frac{I_s}{yy} = 261.126 \times 10^6 \text{ mm}^4.$$

• **Vérification de la soudure**

$$V_{sd} = 179.77 \text{ KN}$$

$$M_{sd} = 235.41 \text{ KN.m}$$

- **Effet de N_{sd} et V_{sd}**

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

$$\sqrt{3 \left(\frac{179.77 \times 10^3}{2 \times 373 \times 10} \right)^2} \leq \frac{430}{0.85 \times 1.3}$$

41.74 Mpa < 389.14 Mpa **Condition vérifiée.**

- **Effet de N_{sd} et M_{sd}**

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

$$\sqrt{2 \left[\left(\frac{235.41 \times 10^6}{261.126 \times 10^6} \times \frac{400}{2} \right) \right]} \leq \frac{430}{0.85 \times 1.3}$$

254.99 Mpa < 389, 14 Mpa **Condition vérifiée**

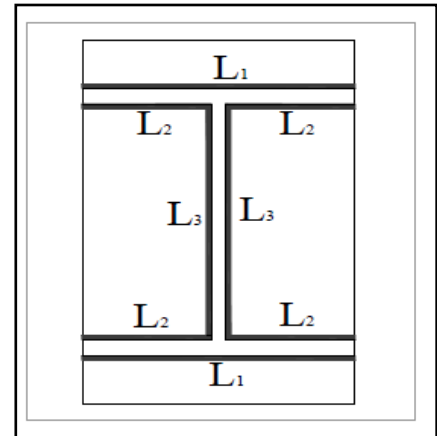


Figure VI. 4: Assemblage soudé poutre-platine.

VI.3.2.2 Calcul assemblage poteau-platine (boulonnage) [8]

- Choix de diamètre du boulon

On choisit une platine de dimension 800 x 200 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

$$F_{v,sd} \leq F_{v,rd}$$

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

$$F_{v,rd} = 0,6 f_{ub} \cdot A_s / \gamma_{Mb}$$

$$n \geq \frac{V_{sd} \times \gamma_{mb}}{0,5 \times A_s \times f_{ub}}$$

$$n \geq \frac{179,77 \times 1,25}{0,5 \times 245 \times 1000} \times 10^3 = 15,83$$

On prend $n = 16$ (boulons) **HR**.

On utiliser 16 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

$$d_0 = \varnothing + 2 = 20 + 2 = 22 \text{ mm}$$

$$1,2d_0 \leq e_1 \leq \max(12t \text{ ou } 150 \text{ mm}) \quad \Rightarrow \quad 26,4 \text{ mm} \leq e_1 \leq 180 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad e_1 = 50 \text{ mm}.$$

$$1,5d_0 \leq e_2 \leq \max(12t \text{ ou } 150 \text{ mm}) \quad \Rightarrow \quad 33 \text{ mm} \leq e_2 \leq 180 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad e_2 = 50 \text{ mm}.$$

$$2,2d_0 \leq P_1 \leq \min(14t \text{ ou } 200 \text{ mm}) \quad \Rightarrow \quad 48,4 \text{ mm} \leq P_1 \leq 200 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad P_1 = 95 \text{ mm}.$$

$$3d_0 \leq P_2 \leq \min(14t \text{ ou } 200 \text{ mm}) \quad \Rightarrow \quad 66 \text{ mm} \leq P_2 \leq 200 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad P_2 = 100 \text{ mm}.$$

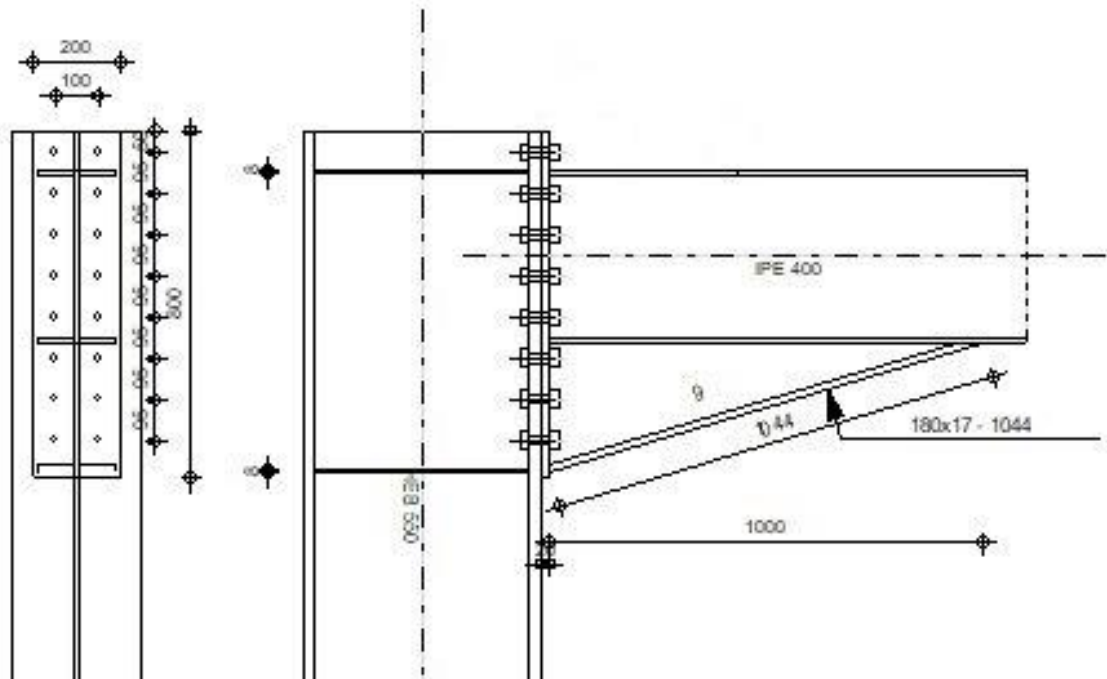


Figure VI. 5: Schéma distribution des boulons et des jarrets.

- Détermination des efforts dans les boulons

On a l'espacement des éléments d'attache :

$$e1 = 50\text{mm} \quad p1=95\text{mm} \quad e2 = 50\text{mm} \quad p2=100\text{mm}.$$

Donc :

$$d_1= 713 \text{ mm} ; d_2= 618 \text{ mm} ; d_3= 523 \text{ mm} ; d_4= 428\text{mm} ; d_5= 333 \text{ mm} ; d_6= 238 \text{ mm}$$

$$d_7= 143 \text{ mm} \quad d_8=48 \text{ mm}$$

$$\sum d_i^2 = 9205156 \text{ mm}^2.$$

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, $n_f = 2$.

$$F_{m1} = 77.65 \text{ kN}$$

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.
- A_s : L'aire de la section du boulon

$$F_{m1} = 77.65, \text{ kN} \leq n F_p = 2 \times 171.5 = 343 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

- **La résistance de l'assemblage**

$$F_{v,sd} \leq F_{v,rd}$$

- **L'effort tranchant par boulon**

$$V_{sd} = 179.77 \text{ KN.}$$

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{nb} = \frac{179.77}{16} = 11.24 \text{ KN.}$$

- **La résistance au glissement $F_{v,rd}$**

$$F_{v,rd} = \frac{k_s \times n \times \mu \times (F_p - 0.8 F_{mi})}{\gamma_{ms}}$$

Avec :

- K_s Pour des trous avec tolérances nominales normales.
- μ Surfaces nettoyées par brassage métallique ou à la flamme avec enlèvement de la rouille.
- n Nombre d'interfaces de frottement.
- γ_{ms} Pour les résistances au glissement à L'ELU.
- F_p la résistance du boulon.
- $F_{p.cd} = 0.7 \times f_{ub} \times A_s = 0.7 \times 1 \times 245 = 171.5 \text{ kN}$

$$- F_{mi} = \frac{M_{sd} \times d_i}{n_f \times \sum d_i^2} \times 10^3$$

$$F_{v,rd} = \frac{1 \times 1 \times 0,3(171.5 - 0.8 \times 70.7)}{1.25} = 27.6 \text{ KN}$$

$F_{v,sd}=11.2\text{KN} \leq F_{v,rd.}=27.6 \text{ KN} \dots \dots \dots$ **condition vérifiée**

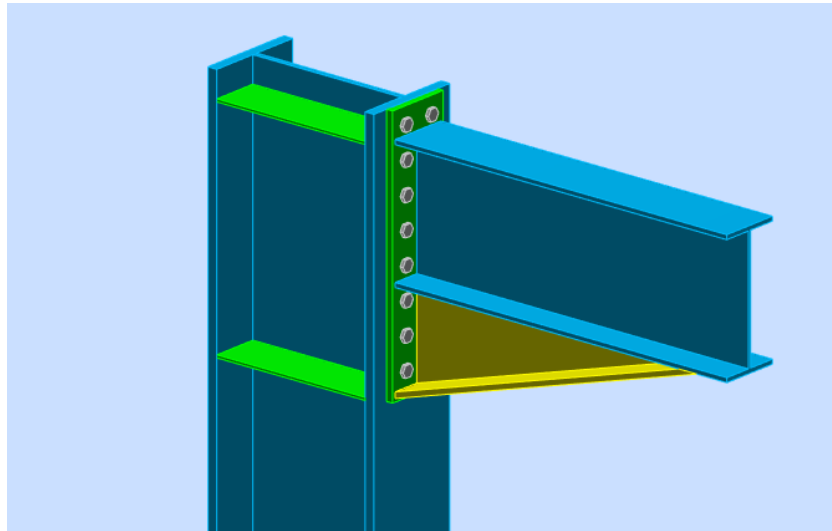
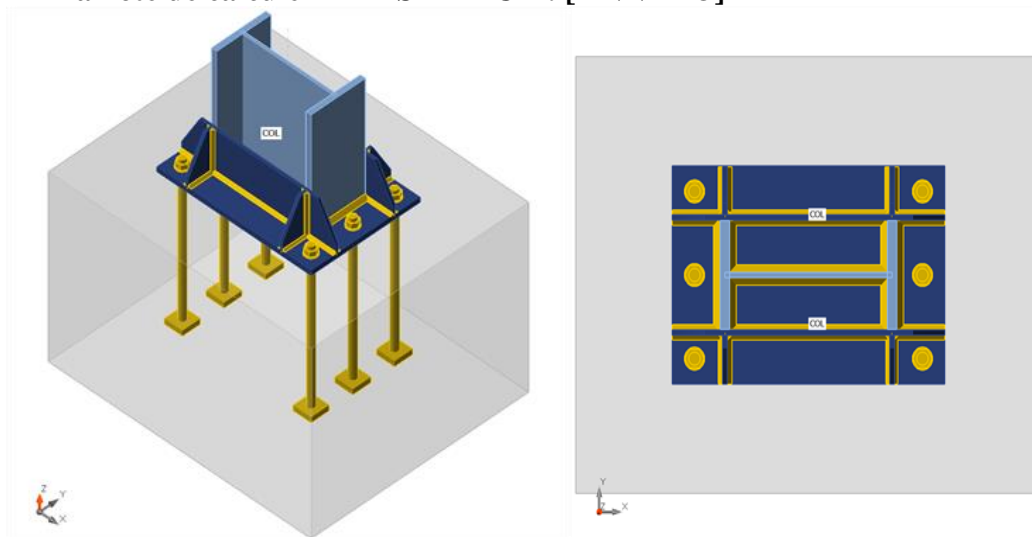


Figure VI. 6: Vue d'assemblage poteau – poutre.

VI.3.3 Assemblage pied de poteau

- La note de calcul IDEA STATICA : [ANNEX 3]



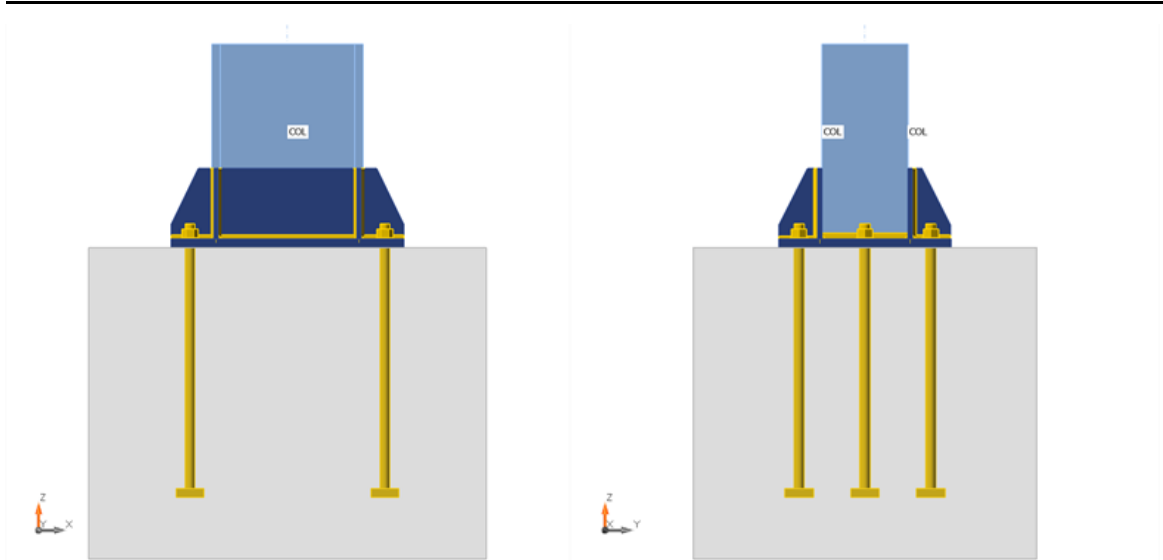


Figure VI. 7: Vue d'assemblage pied poteau

Tableau VI. 4: Résumé de l'assemblage pied poteaux

Nom	Valeur	Résultat
Analyse	100.0%	OK
Platines	$0.6 < 5.0\%$	OK
Tiges	$91.7 < 100\%$	OK
Soudures	$98.4 < 100\%$	OK
Bloc de béton	$69.4 < 100\%$	OK
Voilement	7.18	

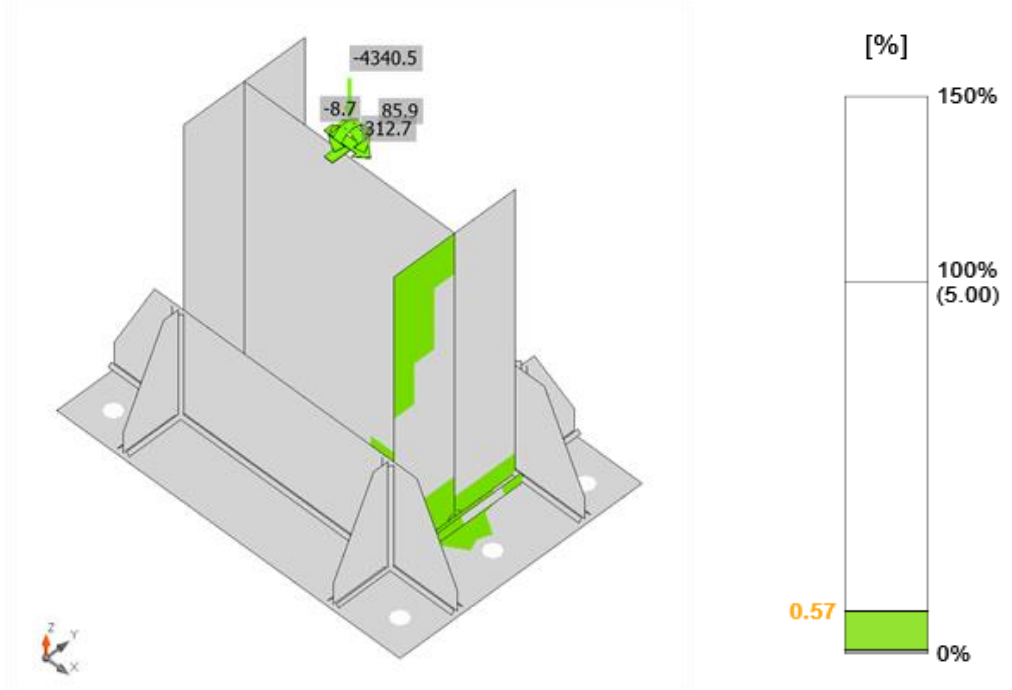


Figure VI. 8: Vérification de déformation

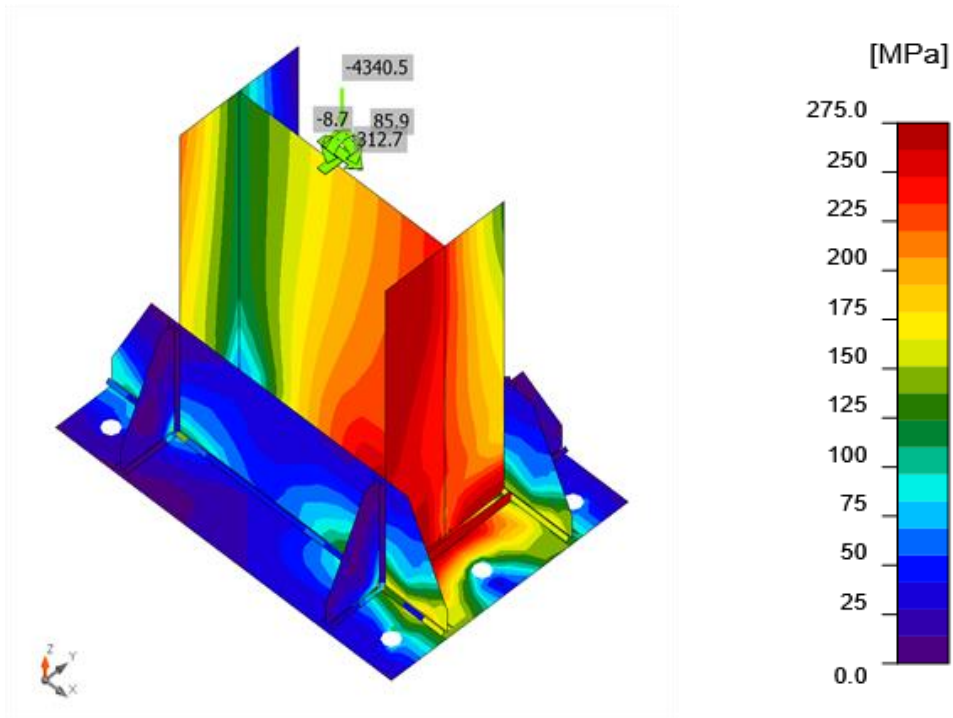
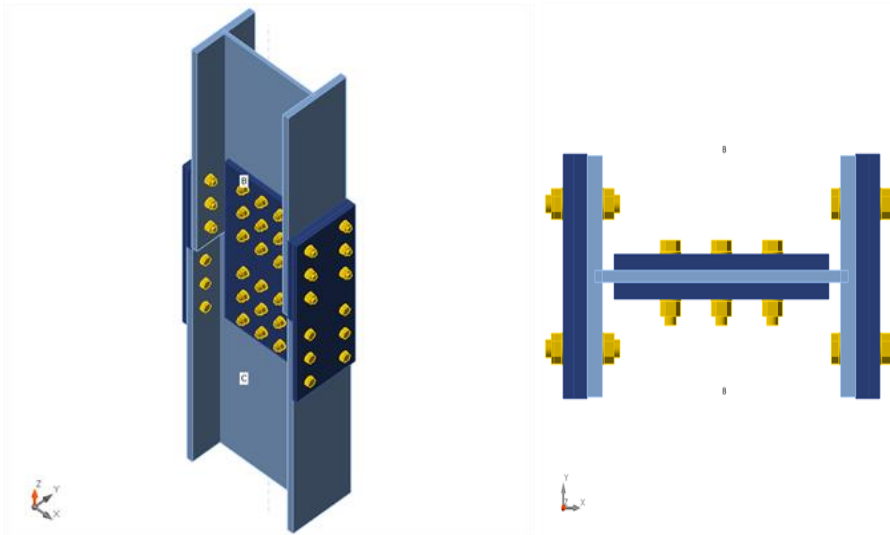


Figure VI. 9: Contrainte équivalente

VI.3.4 Assemblage poteau-poteau.

- La note de calcul IDEA STATICA : [ANNEX 4]



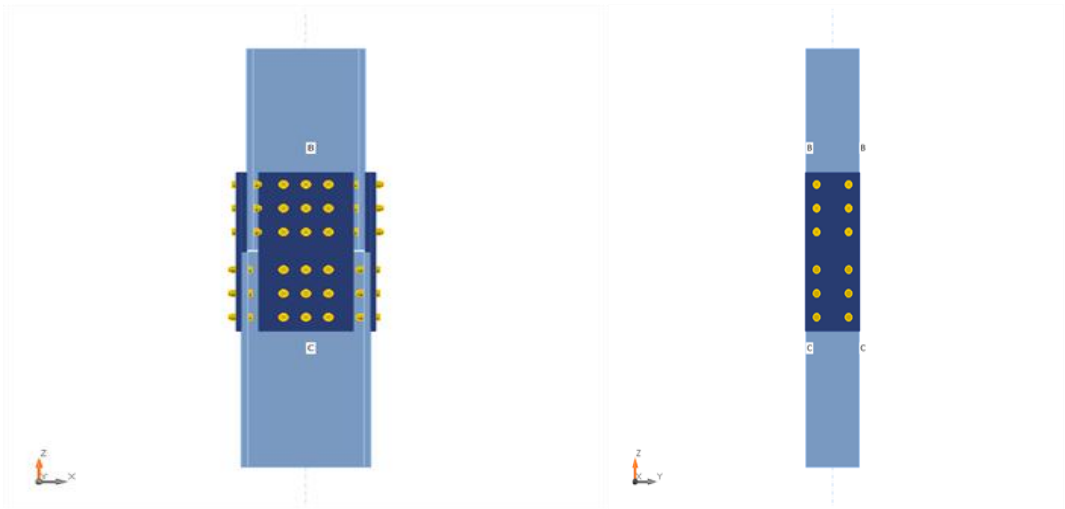


Figure VI. 10: Vue de rabotage poteau-poteau.

Tableau VI. 5: Résumé de rabotage poteau-poteau

Nom	Valeur	Résultat
Analyse	100.0%	OK
Platines	$3.3 < 5.0\%$	OK
Boulons	$99.9 < 100\%$	OK
Voilement	8.30	

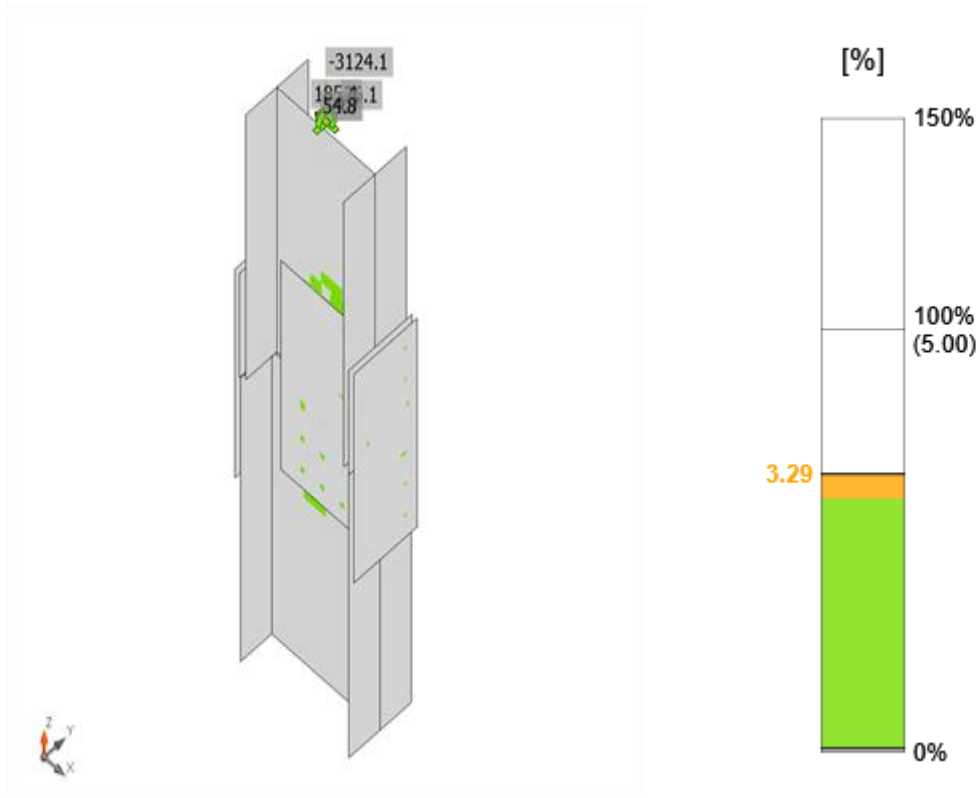


Figure VI. 11: Vérification déformation

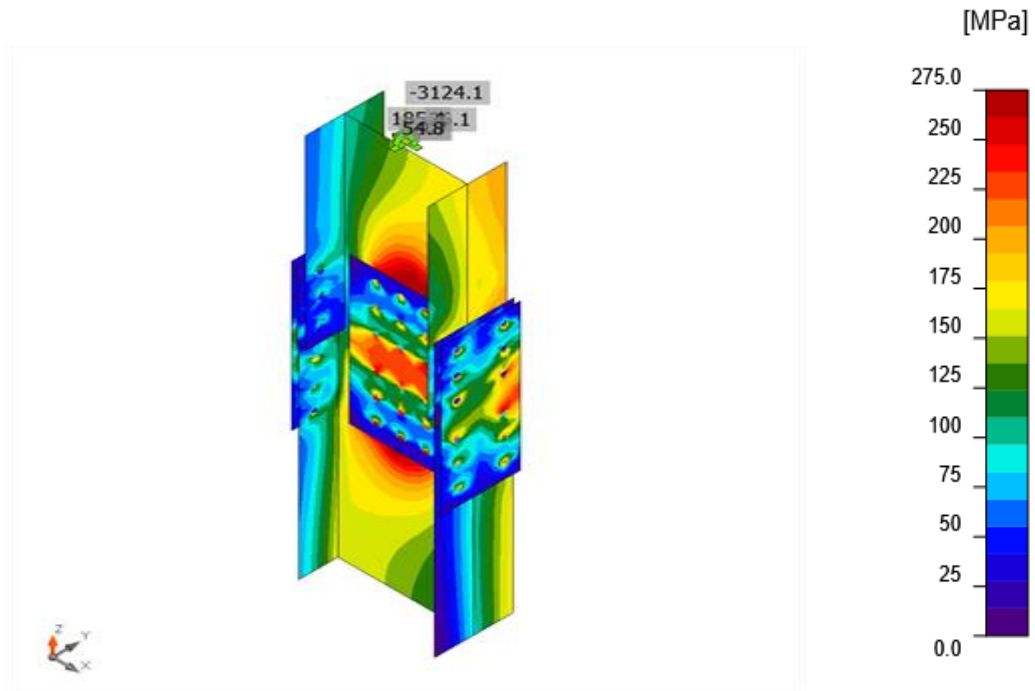
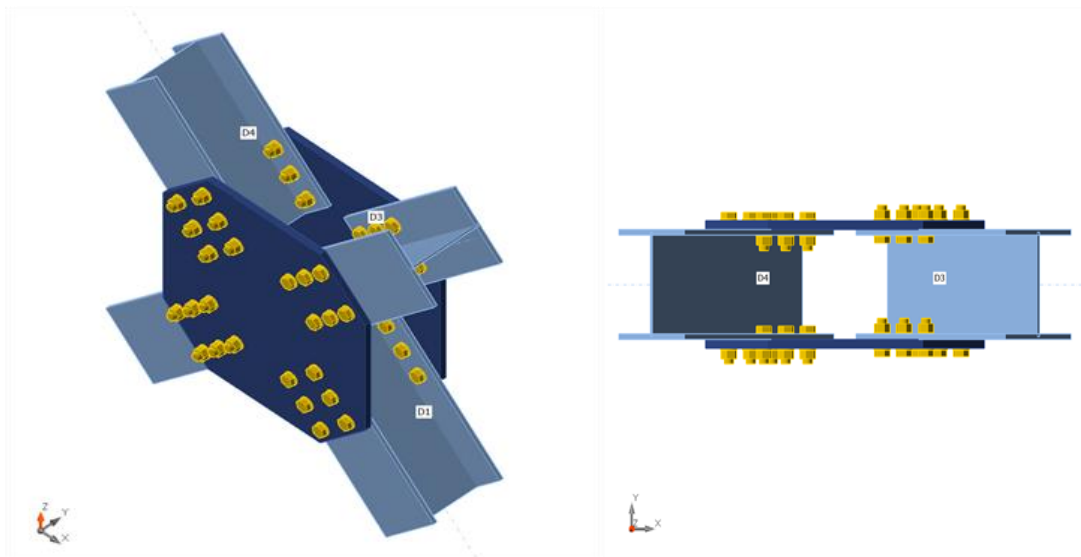


Figure VI. 12: Contrainte équivalente

VI.3.5 Assemblage contreventement

- La note de calcul IDEA STATICA : [ANNEX 5]



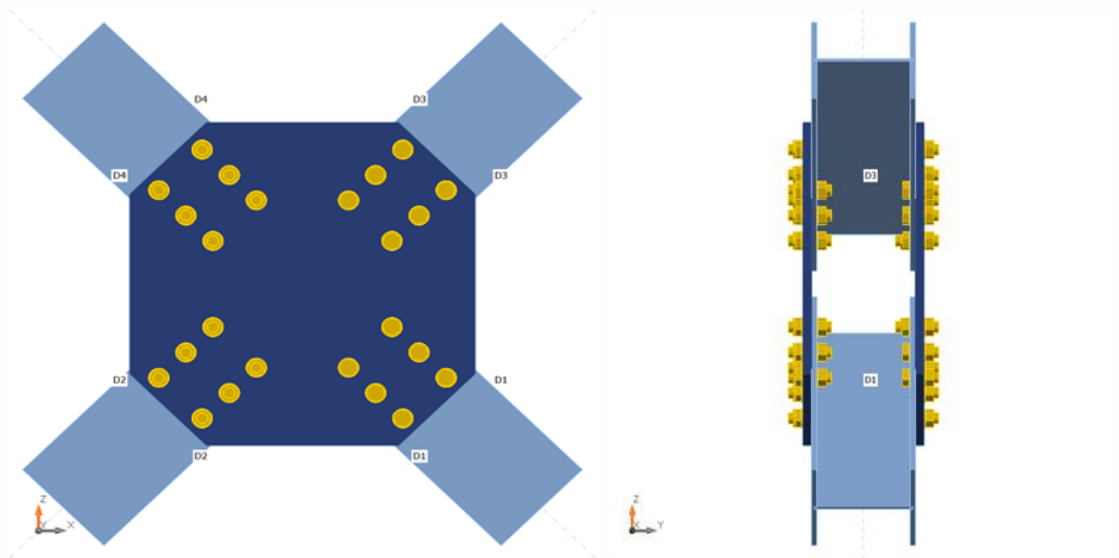


Figure VI. 13: Vue d'assemblage contreventement

Tableau VI. 6: Résumé de raboutage contreventement

Nom	Valeur	Résultat
Analyse	100.0%	OK
Platines	$0.0 < 5.0\%$	OK
Boulons	$49.2 < 100\%$	OK
Voilement	7.00	

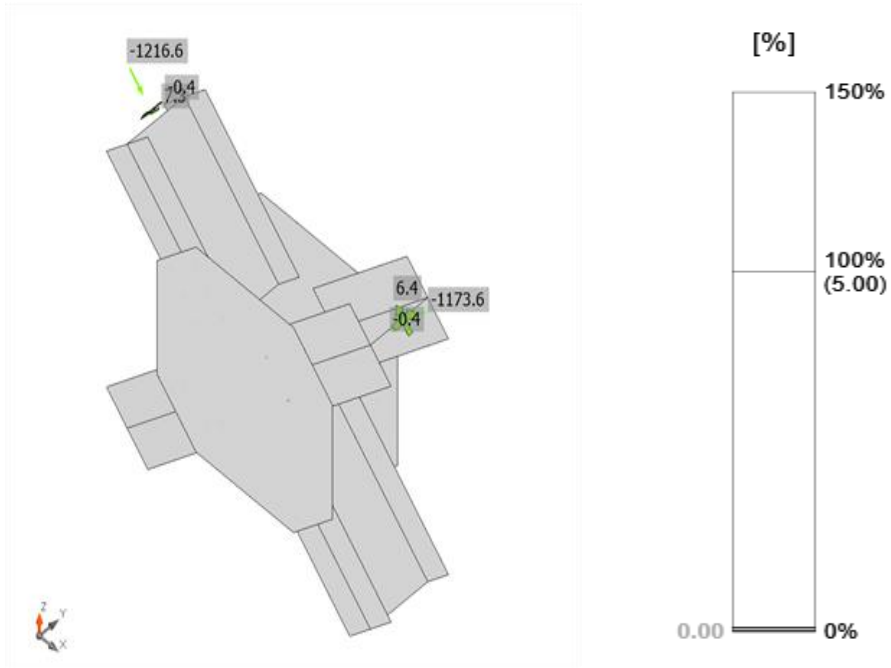


Figure VI. 14: Vérification de déformation.

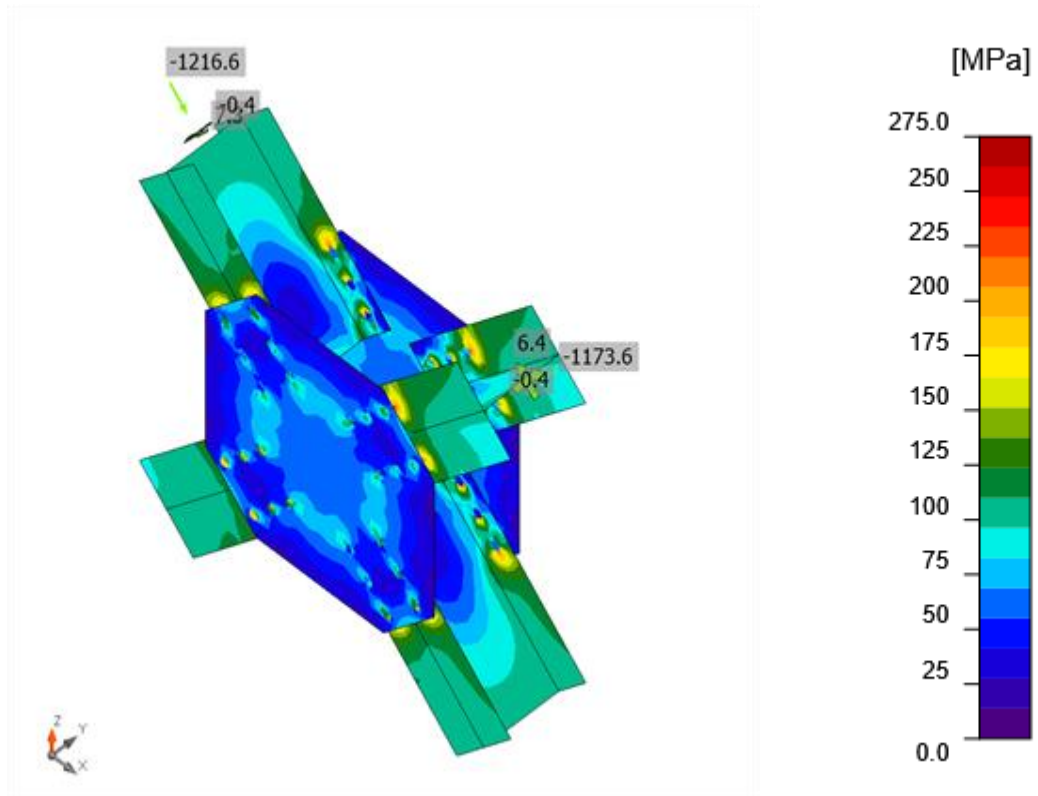


Figure VI. 15: Contrainte équivalente

Chapitre VII :
Etude de l'infrastructure

VII.1 Introduction

Une fondation est destinée à transmettre au sol, dans les conditions les plus défavorables, les charges provoquant de la superstructure. En cas de séisme, les fondations exécutent un même mouvement de translation que le sol qui les supporte.

Le calcul des fondations ne peut se faire que lorsque l'on connaît :

- Les charges totales qui doivent être transmises aux fondations (donc au sol).
- Les caractéristiques du sol sur lequel doit reposer la structure.

VII.2 Pré dimensionnement des éléments de l'infrastructure

VII.2.1 Plancher sous-sol :

Les planchers sont composés de poutre principale, secondaire en béton armé et une dalle pleine nervurée.

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 :

$Lx = 5,5\text{m} = 550\text{ cm}$.

$$e = \frac{550}{40} = 13,75\text{cm}$$

Donc : $e = \max(15; 13,75)$ On prend : $e = 15\text{cm}$

VII.2.1.2 Poutres principales

$$L_{\max} = 6,5\text{m}$$

$$L/15 \leq h \leq L/10 \rightarrow 650/15 \leq h \leq 650/10$$

$$43\text{cm} \leq h \leq 65\text{ cm}$$

On prend : $h = 50\text{ cm}$

$$h/3 \leq b \leq h/2 \rightarrow h/3 \leq b \leq h/2$$

$$20\text{ cm} \leq b \leq 30\text{ cm}$$

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 :

$$h \geq 30 \rightarrow h = 50\text{ cm} \dots \textbf{Vérfié}$$

$$b \geq 20 \rightarrow b = 30\text{ cm} \dots \textbf{Vérfié}$$

$$h/b \leq 4 \rightarrow 1.66 < 4 \dots \dots \textbf{Vérfié}$$

VII.2.1.3 Poutres secondaires

$$L_{\max} = 5,5\text{ m}$$

$$L/15 \leq h \leq L/10 \rightarrow 550/15 \leq h \leq 550/10$$

$$36\text{ cm} \leq h \leq 55\text{cm}$$

On prend : $h = 45\text{ cm}$

$$h/3 \leq b \leq h/2 \rightarrow h/3 \leq b \leq h/2$$

$$16.67\text{ cm} \leq b \leq 25\text{ cm}$$

On prend : $b = 30\text{cm}$

Selon le RPA 99 (Version 2003), les dimensions des poutres doivent respecter les conditions ci-dessous :

$$h \geq 30 \rightarrow h = 45\text{ cm} \dots \textbf{Vérfié}$$

$$b \geq 20 \rightarrow b = 30\text{ cm} \dots \textbf{Vérfié}$$

$$h/b \leq 4 \rightarrow 1.5 < 4 \dots \dots \textbf{Vérfié}$$

VII.2.2 Les Poteaux

Ils sont dimensionnés par la platine de l'assemblage de pied poteaux donc on a platine de (80x80) cm² alors on prend poteaux de (100 x100) cm²

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 :** $M_{ax} = M_{ay} = 0.3M_{x,y}$ (appui de rive)

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.5M_{x,y} \text{ (autre appui)}$$

➤ **Panneau intermédiaire :**

- **Moment en travée :** $M_{tx} = 0.75 M_x$

$$M_{ty} = 0.75 M_y$$

- **Moment sur appui :** $M_{ax} = M_{ay} = 0.5M_{x,y}$ (appui de rive)

$$\text{Avec } M_a = 0.5M_0 \text{ et } M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

➤ **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	μ_x	μ_y	qu (kN/m)	M_x (kNm)	M_{tx} (kNm)	M_y (kNm)	M_{ty} (kNm)	M_a (kNm)
5.5	6.5	0.85	0.051	0.685	11.61	17.91	15.22	12.29	10.45	8.96

➤ **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	μ_x	μ_y	q _{ser} (kN/m)	M_x (kNm)	M_{tx} (kNm)	M_y (kNm)	M_{ty} (kNm)	M_a (kNm)
5.5	6.5	0.85	0.051	0.685	8.32	12.84	10.91	8.80	7.48	6.42

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 :
 $b=100\text{cm}$; $h=15\text{cm}$; $d=13\text{cm}$; $f_c=500\text{MPa}$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2,1\text{MPa}$; $\sigma_s=434,78\text{MPa}$

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 ²)	choix	A_s^{adp} (cm ²)
Travée	X-X	15.22	3.04	6HA10	4.71
	Y-Y	10.45	2.06	6HA10	4.71
Appui	XX-YY	8.96	1.76	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 : $St \frac{100}{5} = 20 < 33 \text{ cm} \rightarrow$ on prend $St = 20 \text{ cm}$

➤ **Vérification nécessaire :**

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{s \text{ min}} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.30 \text{ cm}^2 < 4.71 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle du béton :**

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u = \min(0.1f_{c28} ; 4\text{MPa}) = 2.5 \text{ Mpa}$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$T_u = \frac{q_u L}{2} \rightarrow T_u = \frac{11.61 \times 6.5}{2} \rightarrow T_u = 37.73 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{37.73 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.29 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **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_{ser} (kNm)	A_s^{cal} (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérif
Trav	x-x	10.91	4.71	4.23	15	188.5	250	Oui
	y-y	7.48	4.71	2.9	15	129.1	250	Oui
App	x-x	6.42	4.71	2.49	15	110.8	250	Oui

VII.3.1.3 Schéma ferrailage de dalle pleine

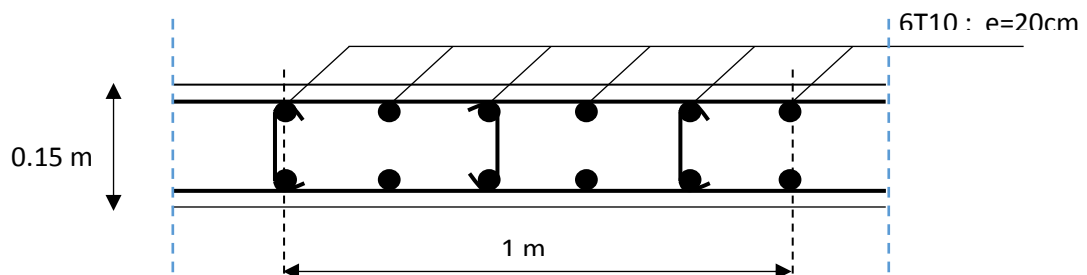


Figure VII. 1: Ferrailage de la dalle pleine

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 50Φ (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 " At ", est donnée par : $At = 0.003 \times St \times L$
 - L : longueur de la poutre.
 - St : espacement de deux cadres consécutifs, il est donné par :
- $S_t \leq \text{Min} \left[\frac{h}{4}; 12\phi \right]$ (zone nodale).
 - $S_t \leq \frac{h}{2}$ (zone courante).

Les armatures longitudinales sont déterminées en tenant compte de situation durable :

- Béton: $\gamma_b = 1.5$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 14.2$ MPa.
- Acier: $\gamma_s = 1.15$; FeE 500 ; $\sigma_s = 435$ 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 30x50 cm²
- Poutre secondaire : Ps 30x45 cm²

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' : représente les armatures de la fibre supérieure.

$$A_s^{\min} = 0.05 \times b \times h$$

Tableau VII. 5: Ferrailage des poutres a ELU

Éléments	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (KN.m)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)
Poutre Principale	30x50	Travée	86.21	4.44	0	7.5
		Appui	-159.63	0	7.32	7.5
Poutre secondaire	30x45	Travée	42.87	2.42	0	6.75
		Appui	-99.75	0	5.9	6.75

- **Choix des armatures :**

Tableau VII. 6: Choix des armatures pour les poutres

Éléments	Section (cm ²)	Position	A _s ^{max} Zone C (cm ²)	A _s ^{max} Zone R (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix d'armatures	A _s ^{adopté} (cm ²)
Poutre Principale	30x50	Travée	60	90	7.5	4.44	3T14	4.62
		Appui	60	90	7.5	7.32	5T14	7.70
Poutre secondaire	30x45	Travée	54	81	6.75	2.42	3T14	4.62
		Appui	54	81	6.75	5.9	5T14	7.70

- **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. 7: Vérification de la condition de non fragilité

Éléments	Section (cm ²)	A _s ^{choisi} (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)	Vérification
Poutre Principale	50x30	7.70	1,30	Vérifiée
Poutre secondaire	45x30	7.70	1.18	Vérifiée

- **Vérification vis-à-vis de l'état limite service :**

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M_{ser} , N_{ser}), puis elles sont comparées aux contraintes admissibles données par [7] :

- **Béton :**

$$\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$$

- **Acier :**

- Fissuration peu nuisible : Pas de vérification.

- Fissuration préjudiciable : $\sigma_s = \min(\frac{2}{3} fe; \max(0.5 fe; 110 \times \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}))$

- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_s = \min(\frac{1}{2} fe; 90 \times \sqrt{\eta \cdot f_{tj}})$

Où : $\eta = 1,60$ pour les aciers à HA.

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable.

$$\text{On doit vérifier que : } \begin{cases} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y + \frac{N}{A} < \bar{\sigma}_b = 15MPa \\ \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) + \frac{N}{A} \leq \bar{\sigma}_s = 250MPa \end{cases}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VII. 8: Vérification des poutres a l'ELS

Éléments	Section (cm ²)	Position	M ^{ser} (KN.m)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ^{adm} (MPa)	σ _s (MPa)	σ _s ^{adm} (MPa)	Vérif
Poutre Principale	30x50	Travée	62.36	7.57	15	272.7	250	No
		Appui	-115.51	8.49		288.5		No
Poutre secondaire	30x45	Travée	30.99	4.67	15	183.3	250	oui
		Appui	-72.15	9.11		261.1		No

Donc on augmente la section d'acier

Tableau VII. 9: Correction de choix d'armature

Éléments	Section (cm ²)	Position	As ^{max} Zone C (cm ²)	As ^{max} Zone R (cm ²)	As ^{min} (cm ²)	As ^{cal} (cm ²)	Choix d'armatures	As ^{adopté} (cm ²)
Poutre Principale	30x50	Travée	60	90	7.5	4.44	6T14	9.24
		Appui	60	90	7.5	7.32	6T14	9.24
Poutre secondaire	30x45	Travée	54	81	6.75	2.42	3T14	4.62
		Appui	54	81	6.75	5.9	6T14	9.24

Nouvelle vérification vis-à-vis de l'état limite service :

Tableau VII. 10: Correction de vérification des poutres a l'ELS

Éléments	Section (cm ²)	Position	M ^{ser} (KN.m)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ^{add} (MPa)	σ _s (MPa)	σ _s ^{add} (MPa)	Vérif
Poutre Principale	30x50	Travée	62.36	5	15	188.4	250	Oui
		Appui	-115.51	9.27		107.7		Oui
Poutre secondaire	30x45	Travée	30.99	2.96	15	105.3	250	Oui
		Appui	-72.15	6.88		78.3		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 ²)	T _{u max} (kN)	τ _u (MPa)	τ _u ^{add} (MPa)	Vérification
Poutre Principale	30x50	169.07	1,25	2,5	Oui
Poutre secondaire	30x45	127.37	1.39	2,5	Oui

- **Vérification de la flèche :**

On doit vérifier que : $f_{\max} \leq \bar{f}$

$$\text{Avec : } \bar{f} = \begin{cases} 0,5 + \frac{L(\text{cm})}{1000} & \text{si } L > 5m \\ \frac{L(\text{cm})}{500} & \text{si } L \leq 5m \end{cases}$$

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 ²)	f (mm)	f ^{add} (mm)	Vérification
Poutre Principale	30x50	8,85	11.5	Oui
Poutre secondaire	30x45	9,56	10.5	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 cm² par mètre de longueur

- **Pour la poutre principale :** $h = 50\text{cm}$ donc $A_p = 0.5 \cdot 3 = 1,5 \text{ cm}^2$

Donc on prend $2T12 = 2.26 \text{ cm}^2$

1. **Schéma ferrailage des poutres :**

- **Poutre secondaire 30x45 :**

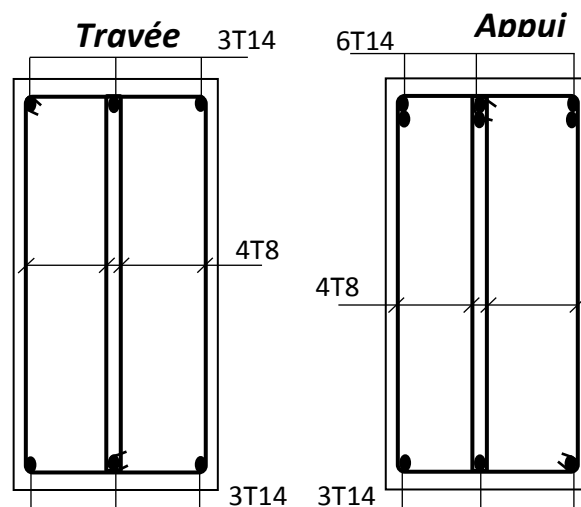


Figure VII. 2: Schéma de Ferrailage des Poutres secondaire.

- **Poutre principale 30x50 :**

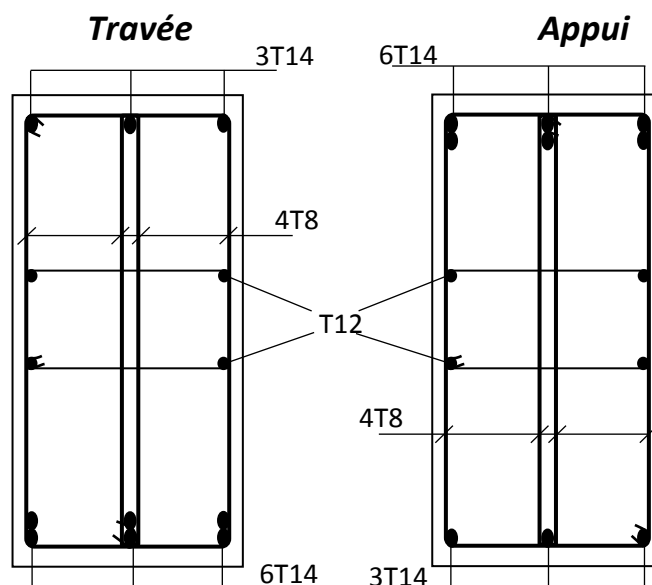


Figure VII. 3: Schéma de Ferrailage des Poutres principale

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. Les sections des poteaux sont soumises à la flexion composée (M,N) compression « N » et à un moment fléchissant « M ».

Une section soumise à la flexion composée peut être l'un des trois cas suivants :

- Section entièrement tendue SET
- Section entièrement comprimée SEC
- Section partiellement comprimée SPC

Les armatures sont obtenues sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans la situation suivante :

Tableau VII. 13: Caractéristique du béton et d'acier

Situation	Béton		Acier	
	γ_b	Fc28(mpa)	γ_b	Fe(mpa)
Durable	1.5	25	1.15	500
Accidentelle	1.15	25	1	500

VII.3.3.2 Combinaison d'actions

En fonction du type de sollicitation nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

- **a selon CBA93 :**

Situation durable ELU ; 1.35G+1.5Q

ELS : G+Q

- **b selon RPA99 :**

Situation accidentelle G+Q+E

0.8G-+E

On a des cas suivants :

- 1- Effort normal maximal et le moment correspondant (N^{max}, M^{corr})
- 2- Effort normal correspondant et le moment maximal (N^{corr}, M^{max})

Recommandions selon RPA99version 2003 :

D'après le RPA 99 version 2003, pour une zone sismique III, les armateurs doivent être à l'unité athérome

Leurs pourcentage par limite par :

$$0.9\% < \frac{A_a}{B} < 4\% \quad (\text{Zone courante})$$

$$0.9\% < \frac{A_a}{B} < 6\% \quad (\text{zone de recouvrement})$$

Avec :

A_a : la section de acier

B : section du béton

NB : nous avons utilisé le logiciel SOKOTEC pour le ferrailage

Tableau VII. 14: Ferrailage de poteaux (N^{max}, M^{corr}) et (N^{corr}, M^{max})

Combinaison	N max (KN)	M corr (KN.m)	AS cm^2	N corr (KN)	M max (KN.M)	AS cm^2
ELU	2568.46	6.77	29.34	2001,73	-20.60	22.43
G+Q+E	3648.87	185.36	31.85	436,65	-233.94	10.05
0.8G+-E	3389.15	207.27	28.71	176.86	-231.15	7.12

- **Calcul A_s min :**

Selon le RPA et BAEL on a :

$$A_s \text{ min} = \max (4U ; 0,2\%B ; 0,9\%B)$$

$$- 4U = 4 \times (100 \times 4) = 16 \text{ cm}^2$$

$$- 0,2\%B = \frac{0,2}{100} \times (100 \times 100) = 20 \text{ cm}^2$$

$$- 0,9\%B = \frac{0,9}{100} \times (100 \times 100) = 90 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ min} = 90 \text{ cm}^2$$

Alore :

$$A_s = 31.85 \text{ cm}^2 \quad \text{Donc on prend } A_s = 24T25 = 117.8 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ min} = 90 \text{ cm}^2 \leq A_s = 117.8 \text{ cm}^2$$

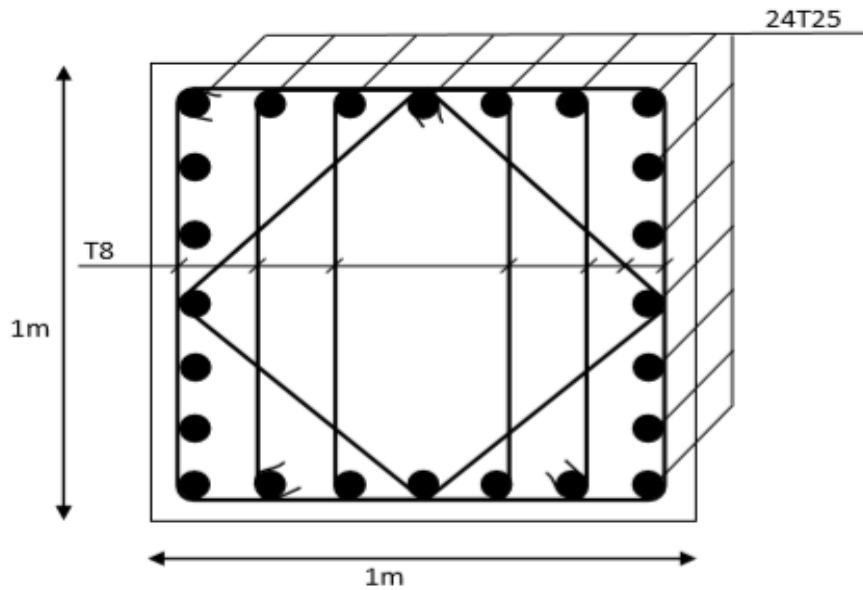


Figure VII. 4: Schéma de Ferrailage des poteaux

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 : $\sigma_{\max} \leq \sigma_{\text{sol}}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N_{\text{ser}}}{S} \leq \sigma_{\text{sol}} \rightarrow S \geq \frac{N_{\text{ser}}}{\sigma_{\text{sol}}}$$

$$\text{Pour : } \begin{cases} N_{\text{ser}} = 1846.23 \text{ kN} \\ \sigma_{\text{sol}} = 2 \text{ bar} \end{cases}$$

$S = 9.23 \text{ m}^2 \rightarrow$ Les dimensions de la semelle doivent

être $3.1 \times 3.1 \text{ m}$

$$L_{\min} \geq 1.5 \times B$$

Avec :

$$L_{\min} = 4.18 \text{ m}$$

$$1.5 \times B = 5.25 \text{ m}$$

$4.65 \text{ m} > L_{\min} = 4.18 \text{ m} \rightarrow$ Condition non vérifiée

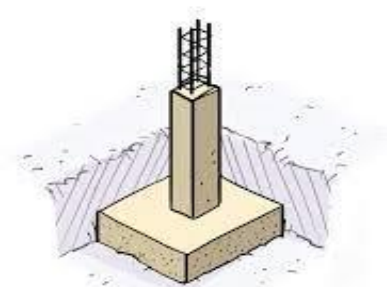


Figure VII. 5: Semelle isolée.

Les semelles isolées ne peuvent pas être adoptées car l'entre axe des poteaux est de $L = 3.6$ m, il aura un chevauchement entre les semelles on passe donc à la vérification de la semelle filante.

VII.4.2 Semelles filantes

Pour déterminer la surface nécessaire de la semelle filante il faut que : $\sigma_{max} \leq \sigma_{sol}$

$$\sigma_{max} = \frac{\sum N_{ser}}{L \times B} \leq \sigma_{sol} \rightarrow B \geq \frac{\sum N_{ser}}{L \times \sigma_{sol}}$$

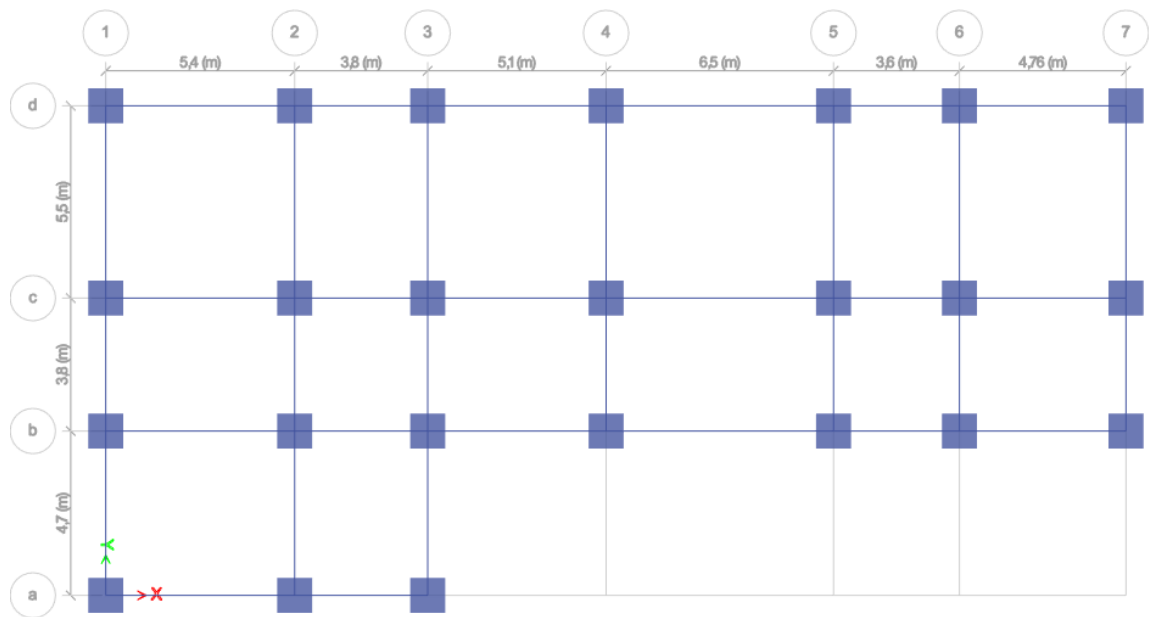


Figure VII. 6: Schéma des semelles filantes

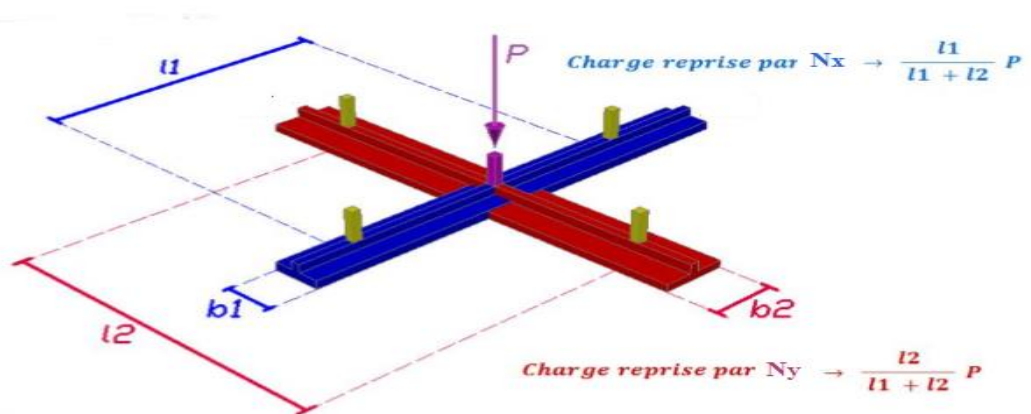


Figure VII. 7: Répartition des charges pour les poteaux centraux.

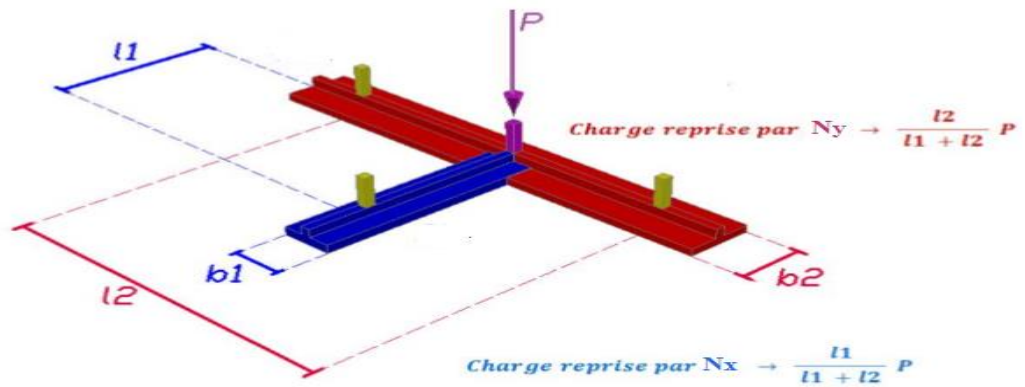


Figure VII. 8: Répartition des charges pour les poteaux de rives.

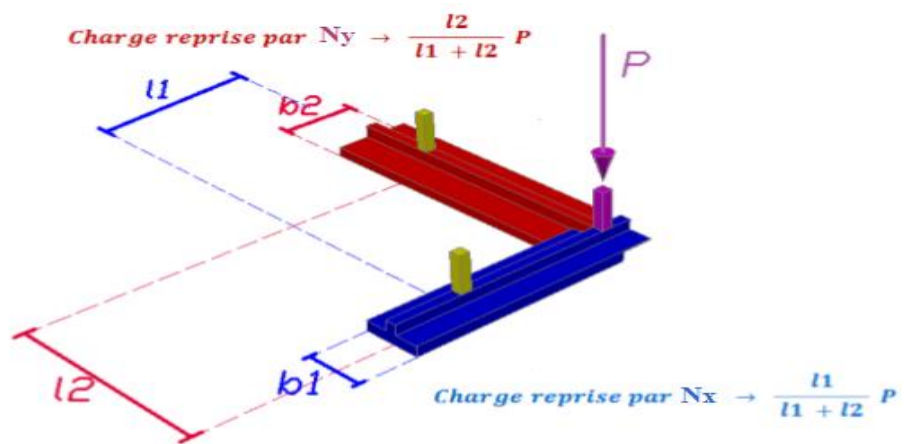


Figure VII. 9: Répartition des charges pour les poteaux d'angles.

Exemple de calcul :

Le poteau le plus sollicité $P = 1856.28 \text{ kN}$

$$N_{(4-C)x} = \frac{5.8}{5.8 + 4.65} \times 1856.28 = 0,55 \times 1856.28 = 1020.94 \text{Kn}$$

$$N_{(4-C)y} = \frac{4.65}{4.65 + 5.8} \times 1856.28 = 0,44 \times 1856.28 = 816.75 \text{kN}$$

Tableau VII. 15: Répartition pour les poteaux centraux.

	Central				
	Sens x-x	Sens y-y	P (KN)	Nx (KN)	Ny (KN)
N_{b-2}	0,52	0,48	1241.79	645.73	596.06
N_{b-3}	0,51	0,49	1155.25	589.18	566.07
N_{c-2}	0,49	0,5	1511	740.39	755.5
N_{c-3}	0,49	0,51	1564.78	766.74	798.04
N_{c-4}	0,55	0,44	1856.28	1020.94	816.75
N_{c-5}	0,52	0,48	1445.45	751.63	693.81
N_{c-6}	0,47	0,53	1054.69	495.70	558.98

Tableau VII. 16: Répartition pour les poteaux de rives.

	Rive				
	Sens x-x	Sens y-y	P (KN)	Nx (KN)	Ny (KN)
N _{a-2}	0,66	0,34	691.15	456.16	234.99
N _{b-1}	0,39	0,61	821.65	320.44	501,21
N _{b-4}	0,75	0,25	1119.45	839.59	275.86
N _{b-5}	0,73	0,27	725.30	529.47	195.83
N _{b-6}	0,68	0,31	546.01	371.29	169.26
N _{c-1}	0.38	0,63	881.88	335.11	555.58
N _{c-7}	0.34	0,66	540.35	183.72	356.63
N _{d-2}	0,63	0,37	873.73	550.50	323.28
N _{d-3}	0,62	0,38	879.90	545.54	334.36
N _{d-4}	0,68	0,32	1086.88	739.07	347.80
N _{d-5}	0,65	0,35	939.68	610.79	328.89
N _{d-6}	0,6	0,4	708.08	424.84	283.23

Tableau VII. 17: Répartition pour les poteaux d'angles.

	Angle				
	Sens x-x	Sens y-y	P (KN)	Nx (KN)	Ny (KN)
N _{a-1}	0,53	0,46	596,48	316,13	274,38
N _{a-3}	0,45	0,55	441,06	198,77	242,58
N _{b-7}	0,56	0,44	324,56	181,75	142,81
N _{d-1}	0,50	0,50	706	353	353
N _{d-7}	0,46	0,54	511	235,06	275,94

- Calcul les efforts de la structure dans la semelle filante

- Suivant X :

Tableau VII. 18: Sections initial des semelles filantes sens X

Files	N (KN)	L(m)	B(m)	S (m ²)
1	3005,98	14	1,07	14,98
2	4315,47	14	1,54	21,56
3	4041,60	14	1,44	20,16
4	4057,18	9.3	2,18	20,27
5	3105,17	9.3	1,67	15,53
6	2311,79	9.3	1,24	11,53
7	1375,92	9.3	0,74	6,88

- **Suivant Y :**

Tableau VII. 19: Sections initial des semelles filantes sens Y.

Files	N (KN)	L(m)	B(m)	S (m ²)
A	1726,96	9,2	0,94	8,65
B	5938,33	29,16	1,02	29,74
C	8842,77	29,16	1,52	44,32
D	5705,06	29,16	0,98	28,58

- **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. 20: Poids du sol appliqué dans les semelles filantes sens X

Files	L(m)	S (m ²)	P _{sol} (KN)
1	14	14,98	494,34
2	14	21,56	711,48
3	14	20,16	665,28
4	9,3	20,27	668,91
5	9,3	15,53	512,49
6	9,3	11,53	380,49
7	9,3	6,88	227,04

Suivant Y :

Tableau VII. 21: Poids du sol appliqué dans les semelles filantes sens Y.

Files	L(m)	S (m ²)	P _{sol} (KN)
A	9,2	8,65	285,45
B	29,16	29,74	981,42
C	29,16	44,32	1462,56
D	29,16	28,58	943,14

- Calcul l'effort total et la section finale de la semelle filante

- Suivant X :

Tableau VII. 22: Sections finale des semelles filantes sens X.

Files	L(m)	N (KN)	P _{sol} (KN)	P _{finale} (KN)	B(m)	B ^{finale} (m)	S (m ²)
1	14	3005,98	494,34	3500,32	1,25	1,50	21
2	14	4315,47	711,48	5026,95	1,79	2,00	28
3	14	4041,60	665,28	4706,88	1,68	2,00	28
4	9,3	4057,18	668,91	4726,09	2,54	3,00	27,9
5	9,3	3105,17	512,49	3617,66	1,94	2,00	18,6
6	9,3	2311,79	380,49	2692,28	1,44	1,50	13,95
7	9,3	1375,92	227,04	1602,96	0,86	1,00	9,3

- Suivant Y :

Tableau VII. 23: Sections finale des semelles filantes sens Y.

Files	L(m)	N (KN)	P _{sol} (KN)	P _{finale} (KN)	B(m)	B ^{finale} (m)	S (m ²)
A	9,2	1726,96	285,45	2012,41	1,09	1,50	13,8
B	29,16	5938,33	981,42	6919,75	1,18	1,50	43,7
C	29,16	8842,77	1462,56	10305,33	1,76	2,00	58,3
D	29,16	5705,06	943,14	6648,2	1,14	1,50	43,7

Surface de la semelle filante $S_{sem} = 306,25 \text{ m}^2$

$$\frac{S_{sem}}{S_{batiment}} = \frac{306,25}{376,8} = 81 \% > 50 \%$$

Donc on opte pour un radier général pour notre structure.

VII.4.3 Radier général

Le radier sera muni de nervures reliant les poteaux et sera calculé comme des panneaux de dalles pleines sur quatre appuis continus (nervures) chargés par une pression uniforme qui représente la pression maximale du sol résultante de l'action du poids du bâtiment. L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux.

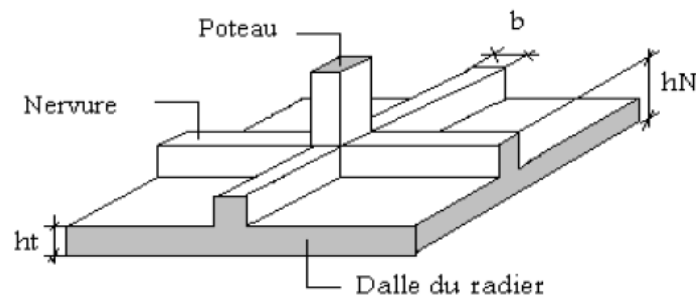


Figure VII. 10: Schéma d'un radier.

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.

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{650}{20} = 32,5 \text{ cm}$$

Alors on prend $h_d = 40$ cm pour l'épaisseur de la dalle.

2. La nervure :

- Hauteur de la nervure :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_{N1} \leq \frac{L_{\max}}{10} \rightarrow \frac{650}{15} \leq h_{N1} \leq \frac{650}{10} \rightarrow 43 \leq h_{N1} \leq 65$$

On prend $h_{N1} = 50$ cm

- Largeur de la nervure :

$$b \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{650}{10} = 65 \text{ cm}$$

On prend $b = 70$ cm

- Condition de la raideur (rigidité) :

Pour étudier la 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 ($E=20\,000$ 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. 24: Choix de la hauteur des nervures.

$h_{\text{nervure}} \text{ (m)}$	0.7	1,6	1,8	2
$I \text{ (m}^4\text{)}$	0.016	0.28	0.40	0.54
$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$	1,48	3.03	3.31	3.56
$\left(Le \times \frac{\pi}{2}\right) + a$	2,32	5.76	6.20	6.59
$L_{\text{max}} \text{ (m)}$	6.5	6.5	6.5	6.5

Donc :

$$h_{\text{nervure}} \text{ (m)} = 2\text{m}$$

$$b_{\text{nervure}} \text{ (m)} = 0.7 \text{ m}$$

3. Caractéristiques géométriques du radier

- **Position du centre de gravité :**

- $X_G = 13,57 \text{ m}$

- $Y_G = 6,56 \text{ m}$

- **Moments d'inertie :**

$$I_{xx} = 13920,6 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = 28644,9 \text{ m}^4$$

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.

$$N_G = 27361,17 \text{ KN}$$

$$N_R = P(\text{radier}) + P(\text{les nervures}) = [376,8 \times 0,4 \times 25] + [0,7 \times 2 \times (79,2 + 96,68) \times 25]$$

$$N_R = 9923,8 \text{ KN}$$

$$N_T = [(376,8 - (175,88 \times 0,7)) \times 1,6 \times 22] = 8929,68 \text{ KN}$$

$$\rightarrow N = 46214,65 \text{ KN}$$

$$M_{rx} = 43522,39 \text{ KN.m}$$

$$M_{ry} = 52754,43 \text{ KN.m}$$

- **Suivant X-X :**

$$e_x = \frac{M_r}{N} < \frac{B}{4} \rightarrow e = \frac{43522,39 + (2201,444 \times 4,83)}{46214,65} < \frac{29,66}{4}$$

$$e_x = 1,17 < 7,42 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Suivant Y-Y :**

$$e_x = \frac{M_r}{N} < \frac{B}{4} \rightarrow e = \frac{52754,43 + (1890,496 \times 4,83)}{46214,65} < \frac{14,6}{4}$$

$$e_x = 1,37 < 3,65 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

La condition est vérifiée donc le bâtiment est stable.

• **Vérification des contraintes :**

- **Sollicitation du premier genre :**

$$\text{On doit vérifier que : } \sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

$$\frac{46214,65}{376,8} = 122,65 \text{ KN/m}^2 \leq \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **Sollicitation du second genre :**

On doit vérifier les contraintes sous le radier (σ_1 ; σ_2)

$$\text{Avec : } \sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M}{I} V; \sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M}{I} V \quad \delta_{moy} = \frac{3\sigma^{\max} + \sigma^{\min}}{4}$$

$$N_u = N_u (\text{structure}) + 1,35 \times (N_R + N_T).$$

$$N_u = 37756,67 + 1,35 \times (9923,8 + 8929,68)$$

$$N_u = 63208,87 \text{ KN}$$

$$M_{rx} = 54155,36 \text{ KN.m}$$

$$M_{ry} = 61885,53 \text{ KN.m}$$

$$V_x = X_G = 13,57 \text{ m.}$$

$$V_y = Y_G = 6,56 \text{ m.}$$

Les résultats des vérifications sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VII. 25: Contrainte sous le raider 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	220.54	114.96	194.16
Sens y-y	181.92	153.58	174.83
Vérification	$\sigma^{\max} < 1.5\sigma_{\text{sol}}=300$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right) < 1.33\sigma_{\text{sol}}=266$

Tableau VII. 26: Contrainte sous le raider 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	175.44	69.86	149.05
Sens y-y	136.82	108.48	129.74
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 encastés 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)

$$\text{Avec } M_a = 0.5M_0 \text{ et } M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

- **Valeur de la pression sous radier :**

$$\text{ELU : } q_u = \sigma_m \times 1\text{ml} = 194.16\text{kN/m}$$

$$\text{ELS : } q_{\text{ser}} = \sigma_m \times 1\text{ml} = 149.05\text{kN/m}$$

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. 27: Calcul des moments à l'ELU.

L_x (m)	L_y (m)	L_x/L_y	μ_x	μ_y	q_u (kN/m)	M_x (kNm)	M_{tx} (kNm)	M_y (kNm)	M_{ty} (kNm)	M_a (kNm)
5.5	6.5	0.85	0.051	0.685	194.16	299.54	254.61	205.18	174.40	149.77

Tableau VII. 28: Calcul des moments à l'ELS.

L_x (m)	L_y (m)	L_x/L_y	μ_x	μ_y	q_{ser} (kN/m)	M_x (kNm)	M_{tx} (kNm)	M_y (kNm)	M_{ty} (kNm)	M_a (kNm)
5.5	6.5	0.85	0.051	0.685	149,05	229.95	195.43	152.72	129.81	114.97

➤ **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 :
 $b=100\text{cm}$; $h=40\text{cm}$; $d=36\text{cm}$; $f_c=500\text{MPa}$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2,1\text{MPa}$; $\sigma_s=434.78\text{MPa}$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VII. 29: Ferrailage du panneau le plus sollicité du radier.

	Sens	M _u (kNm)	A _s ^{cal} (cm ²)	choix	A _s ^{adp} (cm ²)
Travée	X-X	254.61	17.07	9HA16	18.10
	Y-Y	174.4	11.39	8HA14	12.31
Appui	XX-YY	149.77	9.71	5HA16	10.05

- **Espacement :**

$$\text{Esp} \leq \min(3h ; 33\text{cm}) \quad \rightarrow \quad \text{Esp} \leq \min(120 ; 33)$$

Travée :

- Sens X : $St \frac{100}{8} = 12.5 < 33 \text{ cm}$
- Sens Y : $St \frac{100}{7} = 14.28 < 33 \text{ cm}$

on prend $St = 10 \text{ cm}$

Appui :

- Les deux sens : $St \frac{100}{4} = 25 < 33 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \text{on prend } St = 20\text{cm}$

- **Vérification nécessaire :**

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{s \min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 3.48 \text{ cm}^2 < 10.05 \text{ cm}^2$$

- **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. 30: Vérification des contraintes de la dalle du radier à l'ELS.

	Sens	M _{ser} (kNm)	A _s ^{cal} (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ _s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérif	A _s ^{adp} (cm ²)	Choix	σ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	Vérif.
Trav	x-x	195.43	18.10	8.22	15	320.5	250	Non	25.13	8HA20	6.89	232.4	Oui
	y-y	129.81	12.31	6.66	15	310.2	250	Non	16.08	8HA16	5.8	239	Oui
App	x-x	114.97	10.05	6.53	15	334.3	250	Non	16.08	8HA16	5.14	211.7	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 :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$T_u = \frac{q_u L}{2} \rightarrow T_u = \frac{194.16 \times 6.5}{2} \rightarrow T_u = 631.02 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{631.02 \times 10^3}{1000 \times 360} = 1.75 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **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 : $M_a = 0,50M_0$

$$M_0 = \frac{194.16 \times 6.5^2}{8} = 1025.41 \text{ kN.m}$$

➤ **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 :

$b = 70\text{cm}$; $h = 200 \text{ cm}$; $d = 180 \text{ cm}$

Tableau VII. 31: Calcul du ferraillage de la nervure.

	M_u (kNm)	A_s^{cal} (cm ²)	choix	A_s^{adp} (cm ²)
Travée	871,60	10.32	8HA16	16.08
Appui	512.71	6.03	8HA16	16.08

• **Vérification nécessaire :**

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{s \min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 12.17 \text{ cm}^2 < 16.08 \text{ cm}^2$$

- **Vérification des contraintes à l'ELS :**

Il faut vérifier que :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} \quad \text{et} \quad \sigma_s < \bar{\sigma}_s$$

$$M_0 = \frac{149.05 \times 6.5^2}{8} = 787.17 \text{ kN.m}$$

Tableau VII. 32: Vérification des contraintes de la nervure à l'ELS.

	M_{ser} (kNm)	A_s^{cal} (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérif
Trav	669.09	16.08	2.74	15	221.1	250	Oui
App	393.59	16.08	1.61	15	130.2	250	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 :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \rightarrow T_u = \frac{q_u L}{2} \rightarrow T_u = \frac{194.16 \times 6.5}{2} \rightarrow T_u = 631.02 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{631.02 \times 10^3}{700 \times 1800} = 0.5 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Armatures de peau :**

Les armatures de peau sont réparties à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur, leur section est au moins 3cm² par mètre de longueur de paroi mesuré perpendiculaire à leur direction.

Dans notre cas :

$$h = 200 \text{ cm} \rightarrow A_p = 5 \text{ cm}^2/\text{ml} \times 200 \text{ (Fissuration très préjudiciable)} \rightarrow A_p = 10 \text{ cm}^2$$

On opte pour 6T16 comme armature de peau. $A_p = 12.06 \text{ cm}^2$

➤ **Schéma de ferrailage :**

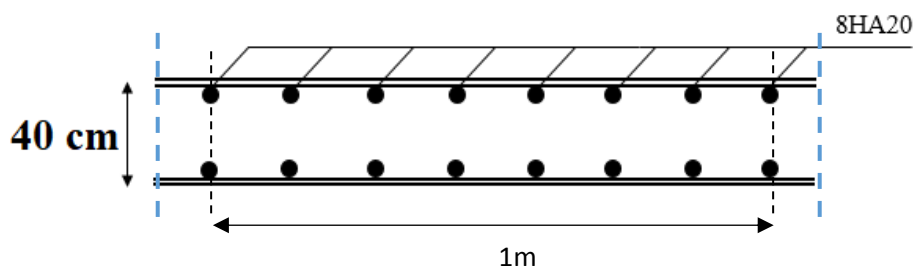


Figure VII. 11: Ferrailage de la dalle du radier sens x-x.

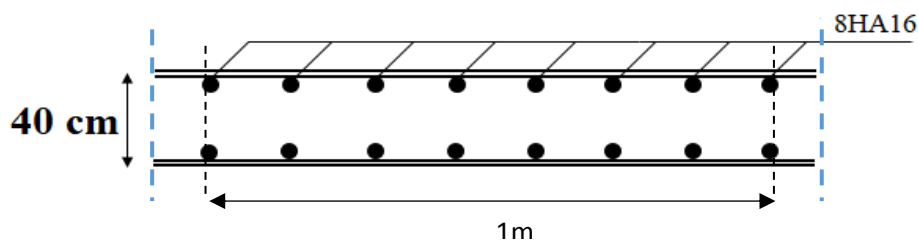


Figure VII. 12: Ferrailage de la dalle du radier sens y-y.

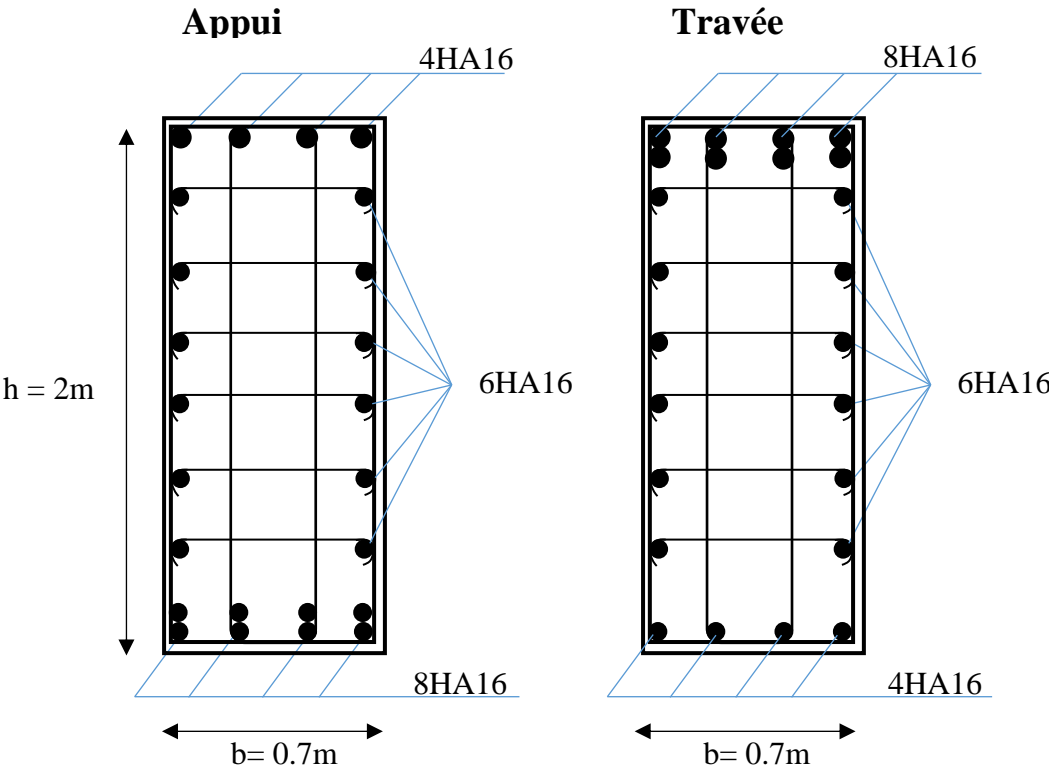


Figure VII. 13: Ferrailage de la nervure de 2m.

Conclusion générale

Notre projet de fin d'étude a pour objet de faire l'étude d'un bâtiment qui nous permet de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises pendant notre formation en génie civil. Grâce à cela, nous avons pu examiner en détail toutes les étapes à suivre pour calculer un bâtiment, en intégrant les différentes techniques et logiciels de calcul, ainsi que la réglementation qui régit les principes de conception et de calcul des ouvrages dans ce domaine.

D'après l'étude qu'on a faite nous avons relevé les points suivants :

- L'ingénieur doit disposer un modèle structurel initial avant de commencer son étude. On obtient ce modèle en effectuant une étape préliminaire appelée Pré-dimensionnement. Il est possible de modifier ces dimensions suite à l'étude dynamique.
- L'étude dynamique en zone sismique a été faite par la méthode modale spectrale : la structure a été modélisée en utilisant le logiciel « CSI ETABS 2018 ». Après plusieurs dispositions des contreventements on a retenu le modèle finale qui vérifie toutes les conditions imposées par règlement parasismique Algérien 99version.
- La disposition optimale des contreventements assurera le comportement idéal de la structure et évitera un surdimensionnement des éléments résistant.
- La conception et le calcul des assemblages jouent un rôle essentiel dans la sécurité finale de la structure, tout comme le dimensionnement des éléments. Leur calcul est effectué manuellement et en utilisant les logiciels « IDEA Statica » et « Autodesk Robot structural analysis ».
- En ce qui concerne les fondations, le choix d'un radier nervuré s'est imposé car le rapport entre la surface nécessaire et celle du bâtiment dépasse 50%.

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

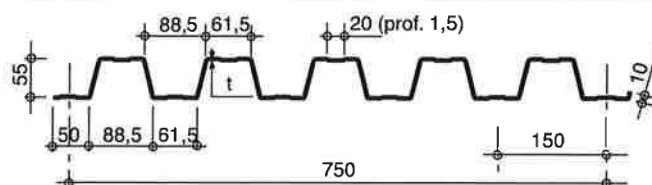
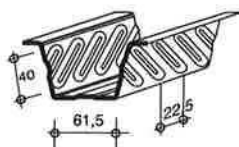
Annexes

Annexe 1

HI-BOND 55.750



Certificat CSTBat



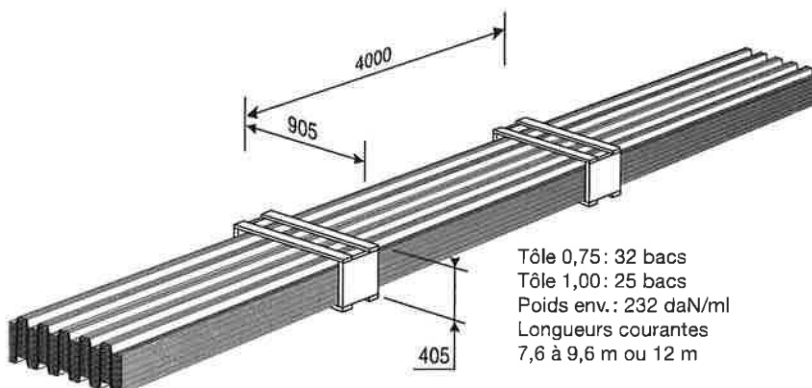
Identification

Epaisseur t en cm	Masse en kg/m ²
0,75	9,30
0,88	10,91
1,00	12,40
1,20	14,88

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.

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 ² /m	Position fibre neutre		Mt d'inertie i en cm ⁴	Modules de résistance	
			v ₁ en cm	v ₂ en cm		i/v ₁	i/v ₂
0,75	0,71	11,18	2,75	2,75	57,54	20,92	20,92
0,88	0,84	13,23	2,75	2,75	68,08	24,76	24,76
1,00	0,96	15,12	2,75	2,75	77,80	28,29	28,29
1,20	1,16	18,27	2,75	2,75	94,01	34,19	34,19

PORTÉES ADMISSIBLES AU COULAGE EN MÈTRES

Distances maximales franchissables par la tôle HI-BOND, telles que mesurées selon la figure de la colonne de gauche, admissibles sans étaielement, pour chaque épaisseur de plancher, en fonction de l'épaisseur nominale t de la tôle et du nombre de travées couvertes par la tôle, pour une déformation 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	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
(béton)	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 = clair + 5 cm	16	2,25	3,02	2,80	2,39	2,38	3,19	2,95	2,72	2,48	3,33	3,08	3,02	2,63	3,53	3,26	3,43
	17	2,20	2,95	2,73	2,29	2,33	3,12	2,88	2,60	2,43	3,26	3,01	2,89	2,57	3,45	3,19	2,33
(bois)	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
Portée = entraxe	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'élançement du plancher est supérieur à 36

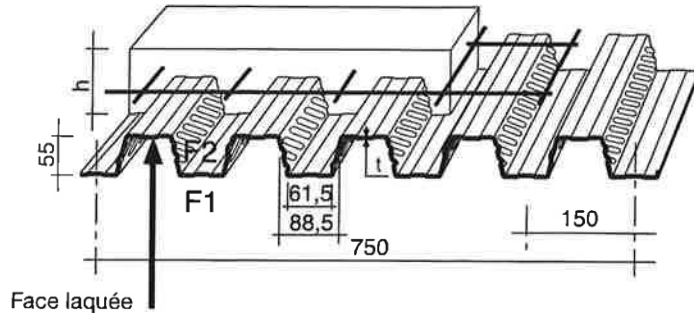
Ces valeurs maximales conviennent lorsque les arrêts de coulage éventuels sont au droit des supports, aux extrémités des tôles et si toutes les précautions utiles sont prises au moment du coulage pour éviter une surépaisseur de béton même localisée, même temporaire, sur la tôle. En cas contraires, choisir 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 ²	Masse en kg/m ²
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



Degré Coupe Feu	h = Ep. mini
CF 60 min	11 cm
CF 90 min	13 cm
CF 120 min	14,5 cm

Béton masse volumique 2400 kg/m³

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/m²

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	564	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 Lulbéry - BP 103 - 02301 Craunoy 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 rendus nécessaires, à tout moment et sans préavis. - Imo. C.V.I. - janvier 2015

HI-BOND 55.750

CHARGES ADMISSIBLES SUR LE PLANCHER EN daN/m²

Charges statiques comprenant les charges permanentes ajoutées et d'exploitation

t = 0,88 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	1436	1238	1083	1018	959	859	613	544												
11	1616	1395	1221	1148	1083	785	694	618	553	417										
12	1798	1553	1360	1279	1207	876	775	691	619	558	422									
13	1981	1711	1500	1411	1102	968	857	764	685	618	559	422	290							
14	2165	1871	1640	1544	1207	1060	939	838	752	678	614	558	419	291	186					
15	2349	2031	1781	1404	1312	1153	1022	912	818	738	669	609	556	413	289	187				
16	2533	2191	1628	1517	1417	1246	1105	986	885	799	725	659	602	549	404	285	185			
18	2904	2513	1870	1743	1629	1433	1271	1136	1020	922	836	761	695	637	585	513	421	359	267	188
20	3277	2452	2113	1970	1842	1621	1439	1286	1156	1054	948	864	789	724	665	528	479	434	392	355
22	3651	2734	2357	2199	2056	1811	1608	1437	1293	1168	1061	967	884	722	654	592	537	487	441	399
24	4027	3018	2603	2428	2271	2001	1777	1589	1430	1293	1174	1070	884	800	724	657	596	540	489	443

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	1524	1368	1237	1179	1126	1030	947	873	807	747	605									
12	1710	1535	1388	1324	1264	1156	1063	980	906	742	677	620	570							
13	1896	1702	1539	1468	1401	1282	1179	1087	1005	820	748	686	631	583	487					
14	2081	1868	1690	1612	1539	1408	1294	1194	988	899	821	753	693	640	593	500	402			
15	2267	2035	1841	1756	1677	1535	1410	1301	1075	978	893	819	755	697	646	600	511	414	331	
16	2453	2202	1992	1900	1814	1661	1526	1268	1162	1057	966	886	817	755	700	650	606	519	423	372
18	2825	2536	2295	2188	2089	1913	1758	1459	1337	1217	1112	1021	941	870	807	750	609	561	518	478
20	3196	2870	2597	2476	2365	2165	1836	1651	1494	1378	1260	1157	1067	987	915	750	690	637	588	543
22	3568	3204	2899	2764	2640	2417	2050	1844	1669	1539	1408	1293	1193	994	912	839	773	713	658	608
24	3940	3537	3201	3053	2915	1932	2265	2038	1845	1701	1557	1430	1201	1100	1010	929	855	789	729	674

CHARGES ADMISSIBLES SUR LE PLANCHER EN daN/m²

Charges statiques comprenant les charges permanentes ajoutées et d'exploitation

t = 1,00 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	1538	1322	1153	1083	1019	910	652	579												
11	1730	1488	1299	1220	1149	1027	737	655	586	459										
12	1924	1656	1446	1358	1280	932	823	732	655	589	466									
13	2118	1824	1594	1498	1411	1030	909	809	724	652	589	468	324							
14	2313	1993	1742	1637	1543	1127	996	887	794	715	647	587	466	327	213					
15	2509	2162	1891	1777	1397	1225	1083	965	864	778	704	640	583	461	326	215				
16	2705	2332	2041	1617	1509	1324	1171	1043	935	842	762	693	632	577	452	322	214	123		
18	3100	2674	1995	1857	1734	1522	1347	1201	1077	971	879	799	729	667	612	562	429	308	205	215
20	3497	3017	2253	2099	1960	1721	1524	1359	1220	1100	997	907	828	758	695	639	589	462	419	379
22	3895	3362	2514	2341	2187	1921	1702	1519	1363	1230	1115	1015	927	849	779	719	630	572	519	470
24	4295	3728	2775	2585	2415	2123	1881	1679	1508	1361	1234	1123	1026	940	871	799	719	634	575	522

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	1523	1367	1236	1179	1125	1030	946	873	807	748	676									
12	1709	1534	1387	1323	1263	1156	1063	980	906	840	714	653	600							
13	1895	1701	1538	1467	1401	1282	1179	1087	1006	867	790	723	664	612	536					
14	2080	1867	1690	1611	1538	1408	1295	1194	1105	949	865	792	728	672	621	552	445			
15	2266	2034	1841	1755	1676	1534	1411	1301	1204	1033	941	862	793	731	677	628	565	459	368	
16	2452	2201	1992	1899	1814	1660	1527	1409	1211	1116	1018	933	858	791	733	680	633	574	470	380
18	2824	2535	2294	2188	2089	1913	1759	1543	1393	1284	1172	1074	988	912	845	785	730	681	637	507
20	3196	2869	2596	2476	2365	2165	1991	1745	1576	1453	1327	1216	1120	1034	958	890	829	675	623	576
22	3567	3203	2899	2764	2640	2417	2171	1949	1761	1623	1482	1359	1252	1156	1072	890	819	756	698	645
24	3939	3537	3201	3053	2915	2670	2398	2153	1946	1794	1639	1503	1384	1279	1071	985	907	837	773	714

HI-BOND 55.750

CHARGES ADMISSIBLES SUR LE PLANCHER EN daN/m²

Charges statiques comprenant les charges permanentes ajoutées et d'exploitation

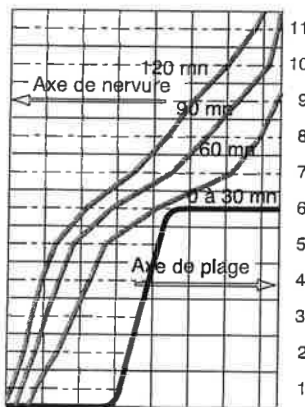
t = 1,20 mm

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	1649	1462	1270	1190	1118	995	894	836												
11	1878	1643	1429	1339	1259	1121	1007	718	640	525										
12	2107	1836	1589	1490	1401	1248	904	801	715	641	536									
13	2336	2010	1750	1641	1543	1375	998	885	790	709	639	540	378							
14	2559	2195	1912	1793	1686	1239	1092	969	866	777	701	635	540	383	256					
15	2774	2380	2074	1949	1830	1346	1187	1054	942	846	764	692	629	538	384	260				
16	2990	2566	2237	2098	1974	1454	1282	1139	1018	915	826	749	682	622	528	382	261	159		
18	3424	2941	2564	2406	1909	1670	1474	1310	1172	1054	952	864	787	718	658	604	506	370	254	158
20	3861	3317	2893	2313	2157	1888	1667	1483	1327	1194	1079	980	892	815	747	686	631	581	538	495
22	4299	3694	2775	2580	2406	2107	1861	1656	1483	1335	1207	1096	999	913	837	789	707	652	602	471
24	4739	4074	3062	2848	2658	2327	2058	1830	1639	1478	1335	1213	1108	1011	927	852	785	734	676	523

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	1521	1365	1234	1177	1124	1029	945	872	807	748	677									
12	1707	1532	1386	1321	1262	1155	1062	980	906	841	781	709	650							
13	1893	1699	1537	1465	1399	1281	1178	1087	1006	933	867	784	719	661	610					
14	2078	1866	1688	1610	1537	1407	1294	1194	1105	1025	941	859	788	725	669	620	512			
15	2264	2033	1839	1754	1675	1534	1410	1302	1205	1118	1023	934	857	789	729	675	627	529	428	
16	2450	2200	1990	1898	1813	1660	1526	1409	1304	1192	1105	1010	927	854	789	731	679	632	543	443
18	2822	2534	2293	2187	2088	1912	1759	1624	1515	1372	1272	1163	1067	989	909	842	783	729	680	636
20	3194	2868	2595	2475	2364	2165	1991	1838	1714	1552	1439	1316	1209	1114	1030	955	888	827	772	722
22	3566	3202	2898	2793	2639	2417	2224	2071	1914	1734	1607	1470	1351	1245	1152	1068	994	926	865	706
24	3937	3536	3200	3052	2915	2670	2456	2288	2114	1916	1776	1626	1494	1378	1274	1182	1100	915	846	782

DONNÉES POUR LES CALCULS DE RÉSISTANCE AU FEU

Coffrage à froid et après exposition au feu



N° tranche	Largeur équivalente : Φ _e , b (cm / m)			
	CF 30 min	CF 60 min	CF 90 min	CF 120 min
11	100	100	98,43	89,61
10	100	100	94,43	79,68
9	100	97,90	84,14	67,82
8	100	91,28	72,77	58,04
7	100	81,70	59,95	45,86
6	79,00	54,50	37,93	27,93
5	55,73	35,94	23,20	17,10
4	52,40	29,90	18,36	12,96
3	49,20	24,32	14,28	9,18
2	45,87	17,28	10,08	5,76
1	42,67	10,80	5,40	2,40

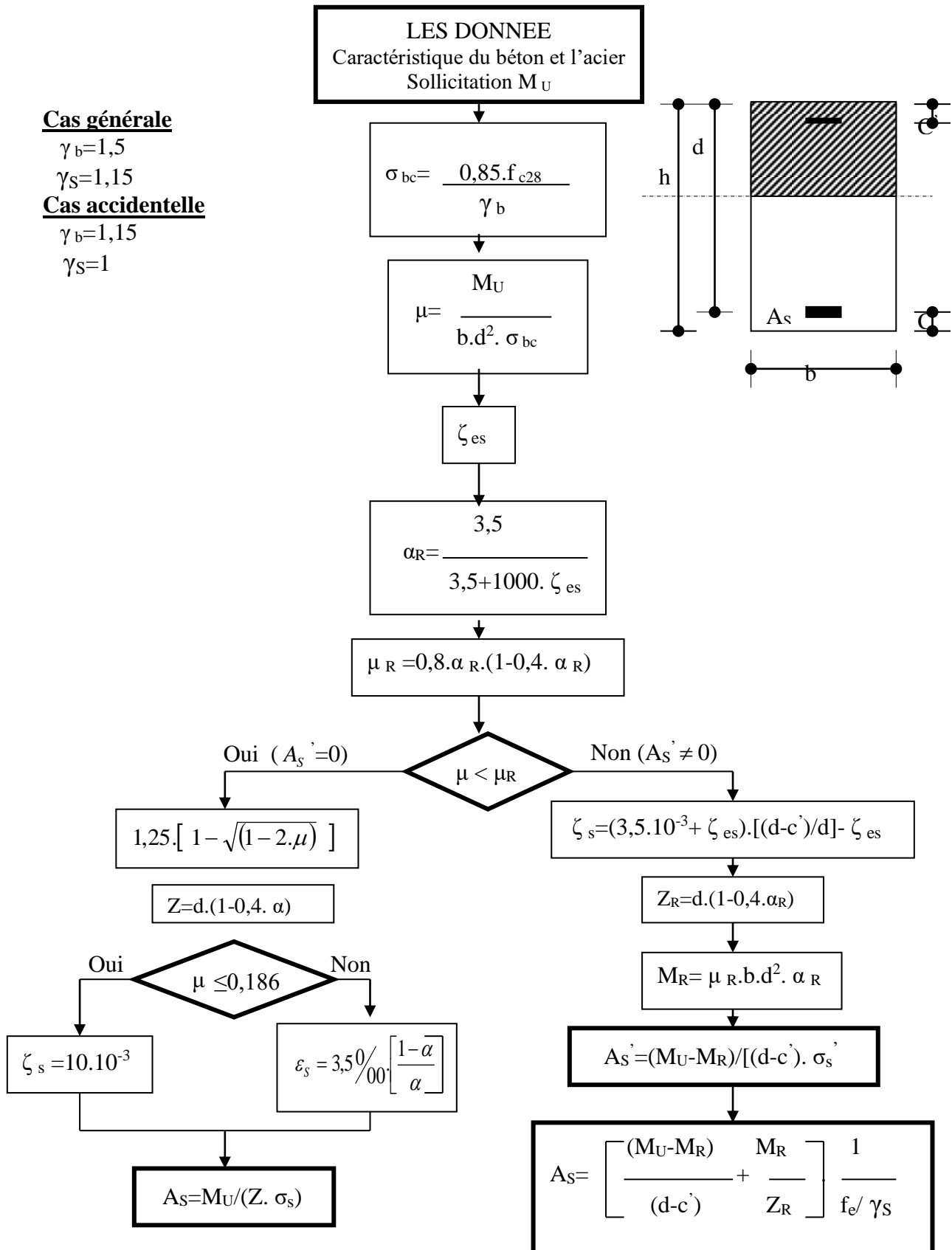
Température des aciers

Coefficients de la formule générale: $T = T_0 \cdot (1 - u / u_0)$ avec T et T₀ en °C, u et u₀ en mm

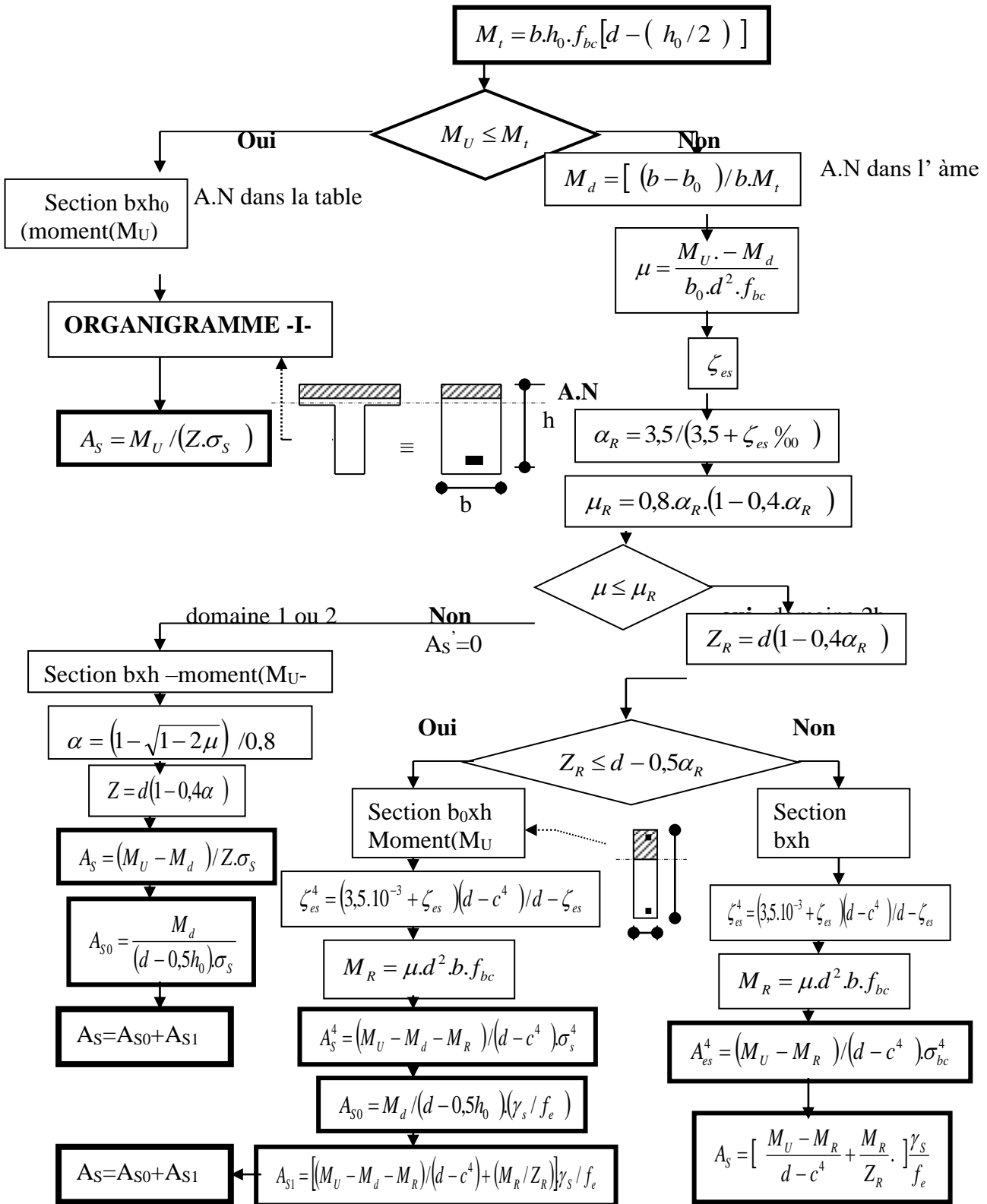
Degré CF min	T ₀ °C	u ₀ mm
60 min	703	111
90 min	898	126,2
120 min	1060	140,3

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

Matériau

Acier S 275
Béton C25/30

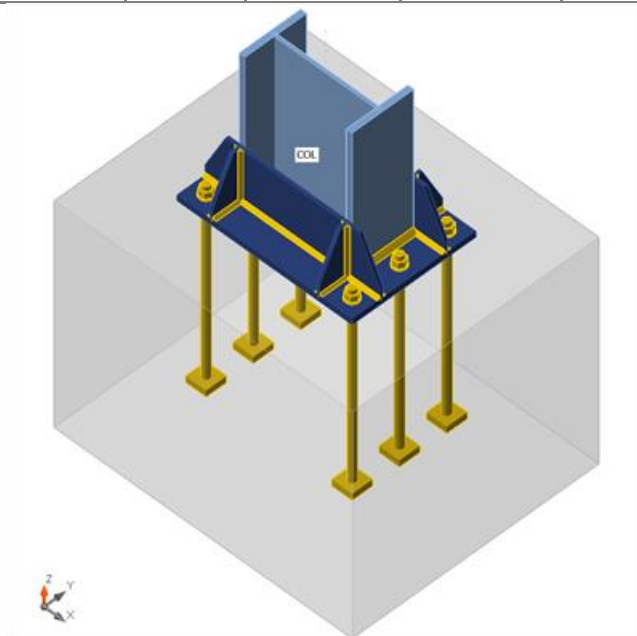
Élément du projet CON1

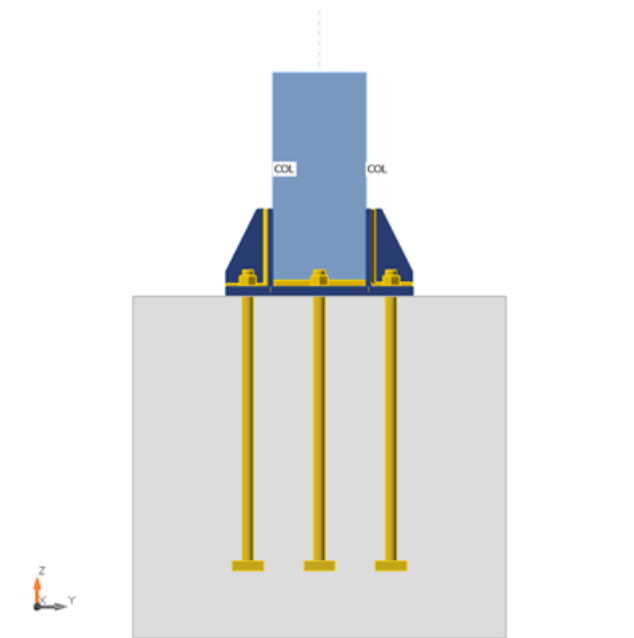
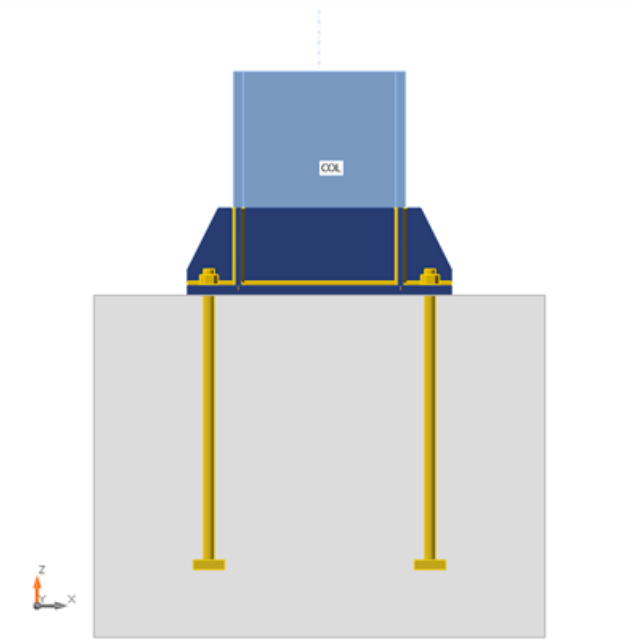
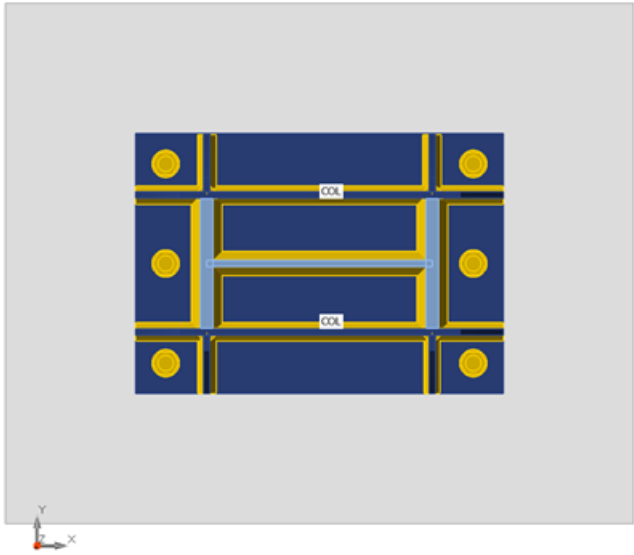
Conception

Nom CON1
Description
Analyse Contrainte, déformation/ chargement simplifié

Poutres et poteaux

Nom	Section transversale	β – Direction [°]	γ – Angle [°]	α – 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 ²]
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	-4340.5	85.9	-8.7	0.0	312.7	-29.4

Fondation

Élément	Valeur	Unité
BdB 1		
Dimensions	1200 x 1450	mm
Profondeur	1100	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	0.6 < 5.0%	OK
Tiges	91.7 < 100%	OK
Soudures	98.4 < 100%	OK
Bloc de béton	69.4 < 100%	OK
Voilement	7.18	

Platines

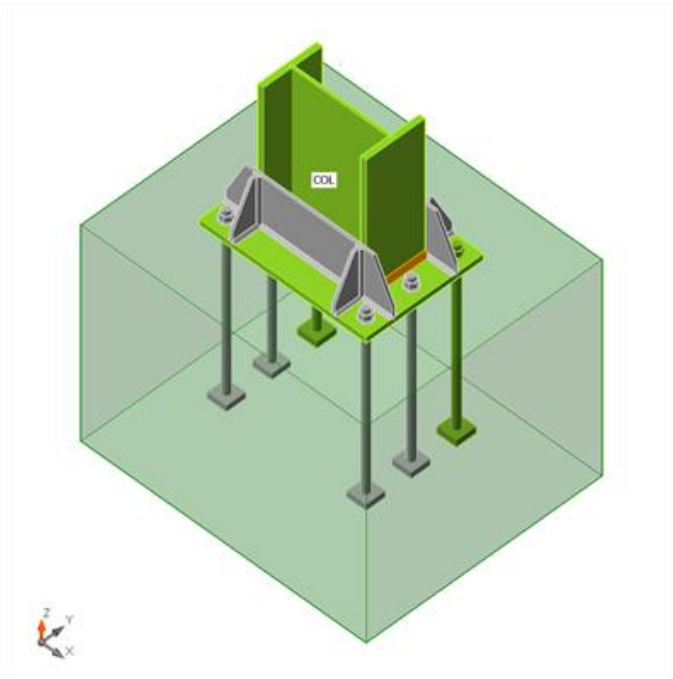
Nom	Épaisseur [mm]	Charges	σ_{Ed} [MPa]	ϵ_{PI} [%]	σ_{CEd} [MPa]	Résultat
COL-bfl 1	29.0	LE1	276.2	0.6	0.0	OK
COL-tfl 1	29.0	LE1	238.3	0.0	0.0	OK
COL-w 1	15.0	LE1	265.1	0.0	0.0	OK
BP1	30.0	LE1	275.1	0.1	0.0	OK
SP 1	15.0	LE1	156.4	0.0	0.0	OK
SP 2	15.0	LE1	169.0	0.0	0.0	OK
SP 3	15.0	LE1	56.3	0.0	0.0	OK
SP 4	15.0	LE1	86.3	0.0	0.0	OK
SP 5	15.0	LE1	100.0	0.0	0.0	OK
SP 6	15.0	LE1	85.9	0.0	0.0	OK

Données de conception

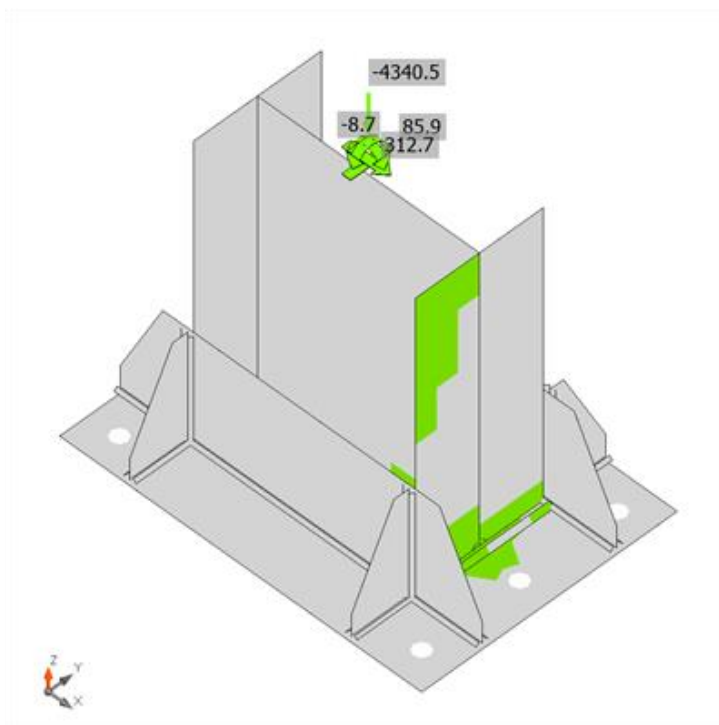
Matériau	f_y [MPa]	ϵ_{lim} [%]
S 275	275.0	5.0

Explication des symboles

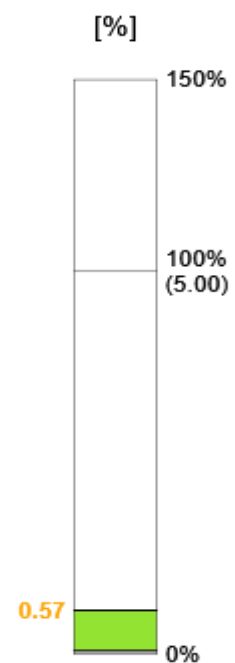
- ϵ_{Pl} Déformation
- σ_{Ed} Contrainte éq.
- σ_{CEd} Contrainte de contact
- f_y Limite d'élasticité
- ϵ_{lim} Déformation plastique limite

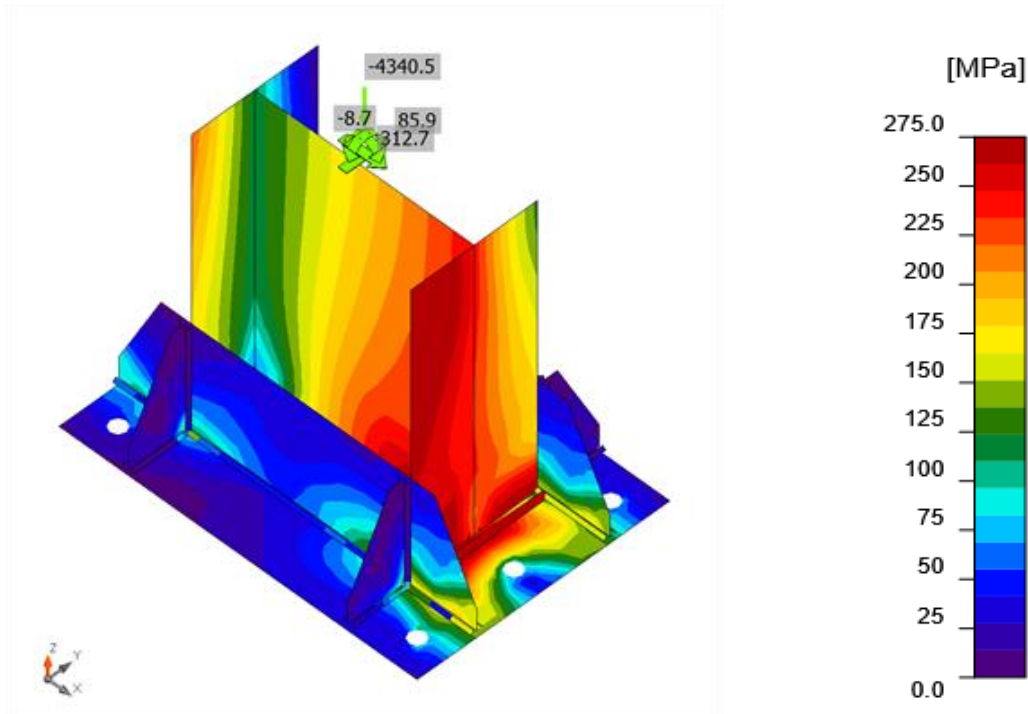


Vérification globale, LE1



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]	$V_{Rd,cp}$ [kN]	U_{t_t} [%]	U_{t_s} [%]	$U_{t_{ts}}$ [%]	Résultat
	A1	LE1	6.1	16.6	289.1	935.6	515.3	93.8	729.8	10.1	91.7	91.0	OK
	A2	LE1	0.0	14.3	-	935.6	-	-	729.8	0.0	11.8	4.1	OK
	A3	LE1	0.0	12.0	-	935.6	-	-	729.8	0.0	11.8	4.1	OK
	A4	LE1	9.9	18.5	289.1	935.6	481.1	93.8	729.8	10.1	91.7	91.0	OK
	A5	LE1	0.0	14.1	-	935.6	-	146.7	729.8	0.0	29.9	16.3	OK
	A6	LE1	13.2	11.1	289.1	935.6	481.1	146.7	729.8	10.1	29.9	19.6	OK

Données de conception

Classe	$N_{Rd,s}$ [kN]	$V_{Rd,s}$ [kN]
M36 8.8 - 1	370.4	261.4

Explication des symboles

- N_{Ed} Effort de tension
- V_{Ed} Résultante des efforts de cisaillement V_y , V_z dans le boulon
- $N_{Rd,c}$ Résistance de conception en cas de rupture de cône de béton sous charge de traction - EN1992-4 - Cl. 7.2.1.4
- $N_{Rd,p}$ Résistance de conception en cas de rupture de béton par arrachement - EN1992-4 - Cl. 7.2.1.5
- $N_{Rd,cb}$ Résistance de conception en cas de rupture de béton par éclatement latéral - EN1992-4 - Cl. 7.2.1.8
- $V_{Rd,c}$ Résistance de conception en cas de rupture de cône de béton sous charge de cisaillement - EN1992-4 - Cl. 7.2.2.5
- $V_{Rd,cp}$ Résistance de conception en cas de rupture de béton par effet de levier - EN1992-4 - Cl. 7.2.2.4
- U_{t_t} Utilisation en tension
- U_{t_s} Utilisation en cisaillement
- $U_{t_{ts}}$ Utilisation en tension et cisaillement
- $N_{Rd,s}$ Résistance à la traction de conception de moyen d'assemblage en cas de rupture d'acier - EN1992-4 - Cl. 7.2.1.3
- $V_{Rd,s}$ Résistance au cisaillement de conception en cas de rupture d'acier - EN1992-4 - Cl. 7.2.2.3.1

Résultat détaillé pour A1

Résistance à la traction de la tige (EN1992-4 - Cl. 7.2.1.3)

$$N_{Rd,s} = \frac{N_{Rk,s}}{\gamma_{Ms}} = 370.4 \text{ kN} \geq N_{Ed} = 6.1 \text{ kN}$$

$$N_{Rk,s} = c \cdot A_s \cdot f_{uk} = 555.6 \text{ kN}$$

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, A4, A6

$$N_{Rd,c} = 289.1 \text{ kN} \geq N_{Ed,g} = 29.3 \text{ kN}$$

$$N_{Rk,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ec,N} \cdot \psi_{M,N} = 520.4 \text{ kN}$$

Où :

$$N_{Ed,g} = 29.3 \text{ kN} \quad \text{– total des efforts de tension des tiges avec la surface de l'arrache-cône commune}$$

$$N_{Rk,c}^0 = 172.4 \text{ kN} \quad \text{– résistance caractéristique d'une fixation éloignée des effets des fixations adjacentes ou des bords de l'article en béton}$$

$$N_{Rk,c}^0 = k_1 \cdot \sqrt{f_c} \cdot h_{ef}^{1.5}$$

, 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

$$h_{ef} = \min(h_{emb}, \max(\frac{c_{a,max}}{1.5}, \frac{s_{max}}{3})) =$$

247 mm – profondeur d'encastrement, où :

$$h_{emb} =$$

850 mm – longueur de tige ancrée dans le béton

$$c_{a,max} =$$

370 mm – distance maximale de la tige à une des trois bords les plus proches

$$s_{max} =$$

710 mm – espacement maximal entre les tiges

$$A_{c,N} = 1411490 \text{ mm}^2 \quad \text{– surface de l'arrache-cône pour un groupe des tiges}$$

$$A_{c,N}^0 = 547600 \text{ mm}^2 \quad \text{– surface de l'arrache cône pour une tige unique pas influencée par les bords}$$

$$A_{c,N}^0 = (3 \cdot h_{ef})^2$$

, où :

$$h_{ef} =$$

247 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 :

$$c =$$

370 mm – distance minimale depuis la tige au bord

$$h_{ef} =$$

247 mm – profondeur d'encastrement

$$\psi_{7\epsilon,N} = 1.00 \quad \text{– paramètre représentant l'exfoliation ou écaillage :}$$

$$\psi_{7\epsilon,N} = 0.5 + \frac{h_{emb}}{200} \leq 1$$

, où :

$$h_{emb} =$$

850 mm – longueur de tige ancrée dans le béton

$$\psi_{ec,N} = 0.70 \quad \text{– facteur de modification des groupes de tiges chargés excentriquement en tension :}$$

$$\psi_{ec,N} = \psi_{ecx,N} \cdot \psi_{ecy,N}$$

, où :

$$\psi_{ecx,N} = \frac{1}{1 + \frac{e_{x,N}}{3 \cdot h_{ef}}} =$$

0.81 – facteur de modification dépendant de l'excentricité dans la direction x

$$e_{x,N} =$$

89 mm – excentricité de la charge de traction dans la direction x

$$\psi_{ecy,N} = \frac{1}{1 + \frac{e_{y,N}}{3 \cdot h_{ef}}} =$$

0.87 – facteur de modification dépendant de l'excentricité dans la direction y

$$e_{y,N} =$$

55 mm – excentricité de la charge de traction dans la direction y

$$h_{ef} =$$

247 mm – profondeur d'encastrement

$$\psi_{M,N} = 1.67 \quad \text{– le paramètre représentant l'effet de l'effort de compression entre la fixation et le béton; ce paramètre est égal à 1 si } c < 1.5h_{ef} \text{ ou le ratio de l'effort de compression (y inclus la compression à cause de flexion) et le total des efforts de traction dans les tiges est inférieur à 0,8}$$

$$\psi_{M,N} = 2 - \frac{2 \cdot z}{3 \cdot h_{ef}} \geq 1$$

, où :

$$z =$$

123 mm – bras de levier interne

$$h_{ef} =$$

247 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)

$$\frac{N_{Rd,p}}{\gamma_{Mc}} = 935.6 \text{ kN} \geq N_{Ed} = 6.1 \text{ kN}$$

$$N_{Rk,p} = k_2 \cdot A_h \cdot f_{ck} = 1684.1 \text{ kN}$$

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 est effectuée pour un groupe des tiges qui forment des zones d'éclatement latéral : A1, A4

$$N_{Rd,c\delta} = \frac{N_{Rk,c\delta}}{\gamma_{Mc}} = 515.3 \text{ kN} \geq N_{Ed,\xi} = 16.0 \text{ kN}$$

$$N_{RR,cb} = N_{RR,cb}^0 \cdot \frac{A_{c,Nb}}{A_{c,Nb}^0} \cdot \psi_{s,Nb} \cdot \psi_{g,Nb} \cdot \psi_{ec,Nb} = 927.6 \text{ kN}$$

Où :

$N_{Ed,g} = 16.0 \text{ kN}$ – total des efforts de tension des tiges avec la surface de l'arrache-cône commune

$N_{RR,cb}^0 = 1525.4 \text{ kN}$ – résistance caractéristique d'une fixation individuelle éloignée des effets des fixations adjacentes ou des bords de l'article en béton

$$N_{RR,cb}^0 = k_5 \cdot c_1 \cdot \sqrt{A_h} \cdot \sqrt{f_c}$$

, où :

$k_5 =$

8.70 – le paramètre lié au status du béton

$c_1 =$

370 mm – distance au bord de la fixation dans la direction 1 vers le bord le plus proche

$$A_h = \alpha_{wp}^2 - \frac{\pi}{4} \cdot d^2 =$$

8982 mm² – surface de la tête de la fixation qui porte la charge

$\alpha_{wp} =$

100 mm – longueur du bord de la rondelle rectangulaire

$d =$

36 mm – diamètre de tige de la fixation

$f_c =$

25.0 MPa – résistance à la compression de béton

$A_{c,Nb} = 1436490 \text{ mm}^2$ – la surface projetée réelle de la fixation qui est limitée par les bords de l'article en béton ($c_2 \leq 2c_1$), la présence des fixations adjacentes ($s \leq 4c_1$) ou l'épaisseur de l'article

$A_{c,Nb}^0 = 2190400 \text{ mm}^2$ – la surface projetée de référence d'une fixation individuelle avec la distance au bord égale à c_1

$$A_{c,Nb}^0 = (4 \cdot c_1)^2$$

, où :

$c_1 =$

370 mm – distance au bord de la fixation dans la direction 1 vers le bord le plus proche

$\psi_{s,Nb} = 0.85$ – 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 :

$$\psi_{s,N} = 0.7 + 0.3 \cdot \frac{c_2}{2 \cdot c_1} \leq 1$$

, où :

$c_1 =$

370 mm – distance au bord de la fixation dans la direction 1 vers le bord le plus proche

$c_2 =$

370 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

$\psi_{g,Nb} = 1.22$ – paramètre représentant un effet de groupe

$$\psi_{g,Nb} = \sqrt{n} + (1 - \sqrt{n}) \cdot \frac{s_2}{4 \cdot c_1} \geq 1$$

, où :

$n =$

2 – nombre des fixations en ligne parallèlement au bord de l'article en béton

$s_2 =$

710 mm – espacement maximal entre les tiges

$c_1 =$

370 mm – distance au bord de la fixation dans la direction 1 vers le bord le plus proche

$\psi_{ec,Nb} = 0.90$ – facteur de modification des groupes de tiges chargés excentriquement en tension :

$$\psi_{ec,Nb} = \frac{1}{1 + \frac{e_N}{4 \cdot c_1}} \leq 1$$

, où :

$e_N =$

85 mm – excentricité de la charge de traction

$c_1 =$

370 mm – distance au bord de la fixation dans la direction 1 vers le bord le plus proche

$\gamma_{Mc} = 1.80$ – coefficient de sécurité pour béton

Résistance au cisaillement (EN1992-4 - Cl.7.2.2.3.1)

$$\frac{V_{Rd,s}}{\gamma_{M2}} = 261.4 \text{ kN} \geq V_{Ed} = 16.6 \text{ kN}$$

$$V_{Rk,s} = k_7 \cdot V_{Rk,s}^0 = 326.8 \text{ kN}$$

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 mm² – surface d'effort de traction

$$f_{uk} =$$

800.0 MPa – résistance ultime spécifique de la tige en acier

$$\gamma_{M2} = 1.25 \quad \text{-- coefficient de sécurité pour acier}$$

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, A4

$$V_{Rd,c} = \frac{V_{Rk,c}}{\gamma_{M2}} = 93.8 \text{ kN} \geq V_{Ed,g} = 86.0 \text{ kN}$$

$$V_{Rk,c} = V_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,V}}{A_{c,V}^0} \cdot \psi_{s,V} \cdot \psi_{h,V} \cdot \psi_{ec,V} \cdot 140.6 \text{ kN}$$

Où :

$$V_{Ed,g} = 86.0 \text{ kN} \quad \text{-- somme des efforts de cisaillement des tiges sur un pied de poteau commun}$$

$$V_{Rk,c}^0 = 119.5 \text{ kN} \quad \text{-- valeur initiale de la résistance au cisaillement caractéristique de la fixation}$$

$$V_{Rk,c}^0 = k_9 \cdot d_{nom}^\alpha \cdot l_f^\beta \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot c_1^{1.5}$$

, où :

$$k_9 =$$

1.70 – le paramètre représentant le status de béton

$$d_{nom} =$$

36 mm – diamètre de la tige

$$\alpha = 0.1 \cdot \left(\frac{l_f}{c_1}\right)^{0.5} =$$

0.09 – 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

$$c_1 =$$

370 mm – distance au bord de la fixation dans la direction 1 vers le bord dans la direction de la charge

$$A_{c,V} = 805305 \text{ mm}^2 \quad \text{-- surface réelle du corps de l'arrache-cône idéalisé}$$

$A_{c,V}^0 = 616050 \text{ mm}^2$ – surface projetée de référence de rupture par cône de béton

$$A_{c,V}^0 = 4.5 \cdot c_1^2$$

, où :

$$c_1 =$$

370 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 :

$$c_1 =$$

370 mm – distance au bord de la fixation dans la direction 1 vers le bord dans la direction de la charge

$$c_2 =$$

370 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 :

$$h =$$

1100 mm – l'épaisseur de l'article en béton

$$c_1 =$$

370 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 :

$$\psi_{ec,V} = \frac{1}{1 + \frac{e_V}{3 \cdot c_1}} \leq 1$$

, où :

$$e_V =$$

0 mm – excentricité de la charge de cisaillement

$$c_1 =$$

370 mm – distance au bord de la fixation dans la direction 1 vers le bord dans la direction de la charge

$$\psi_{a,V} = 1.00$$

– facteur de modification des tiges chargées à un angle avec le bord de béton

$$\psi_{a,V} = \sqrt{\frac{1}{(\cos \alpha_V)^2 + (0.5 \cdot \sin \alpha_V)^2}} \geq 1$$

, où :

$$\alpha_V =$$

1.9 ° – angle entre la charge appliquée à la fixation ou au groupe des fixations et la direction perpendiculaire au bord libre considéré

$$\psi_{re,V} = 1.00$$

– 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

$$V_{Rd,cp} = \frac{V_{Rk,cp}}{\gamma_{Mc}} = 729.8 \text{ kN} \geq V_{Ed,g} = 86.3 \text{ kN}$$

$$V_{Rk,cp} = k_8 \cdot 1094.7 \text{ kN}$$

Où :

$$k_8 = 2.00$$

– facteur envisageant la profondeur de bétonnage de moyen d'assemblage

$$N_{Rk,c} = 547.3 \text{ kN}$$

– 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)

$$\left(\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,t}} \right)^2 + 0.00 \leq 1.0$$

Où :

- $N_{Ed} = 6.1 \text{ kN}$ – effort de contrainte de conception
- $N_{Rd,s} = 370.4 \text{ kN}$ – résistance à la traction de la fixation
- $V_{Ed} = 16.6 \text{ kN}$ – force de cisaillement de conception
- $V_{Rd,s} = 261.4 \text{ kN}$ – résistance au cisaillement de la fixation

Interaction des résistances à la traction et au cisaillement dans le béton (EN 1992-4 - Table 7.3)

$$\left(\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,t}}\right)^{1.5} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,s}} \leq 1.0$$

Où :

- $\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,t}}$ – la plus grande valeur d'utilisation pour des modes de rupture par traction
- $\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,s}}$ – la plus grande valeur d'utilisation pour des modes de rupture par cisaillement
- $\frac{N_{Ed,t}}{N_{Rd,t}} = 10\%$ – rupture par éclatement de béton de tige en traction
- $\frac{N_{Ed,p}}{N_{Rd,p}} = 0\%$ – rupture de béton par arrachement
- $\frac{N_{Ed,cb}}{N_{Rd,cb}} = 3\%$ – rupture de béton par éclatement latéral
- $\frac{V_{Ed,c}}{V_{Rd,c}} = 91\%$ – rupture du bord de béton
- $\frac{V_{Ed,cb}}{V_{Rd,cb}} = 11\%$ – rupture de béton par effet de levier

Soudures (Redistribution plastique)

$\bar{w} \cdot \phi$	Bord	Ép. gorge [mm]	$\perp \circ$	C_{ha}	$\sigma_{w,Ed}$ [MPa]	ϵ_{PI} [%]	σ_{\perp} [MPa]	T_{\parallel} [MPa]	T_{\perp} [MPa]	Ut [%]	Ut _c [%]	R_{\perp}
BP1	COL-bfl 1	▲15.0▲	300	LE1	398.2	1.0	-170.9	126.0	-165.0	98.4	86.7	OK
		▲15.0▲	300	LE1	398.2	1.0	-165.5	-120.0	171.2	98.4	94.1	OK
BP1	COL-tfl 1	▲15.0▲	300	LE1	396.6	0.0	-150.0	131.9	-165.9	98.0	44.0	OK
		▲15.0▲	300	LE1	396.7	0.0	-163.7	-146.4	148.6	98.0	44.7	OK
BP1	COL-w 1	▲15.0▲	521	LE1	193.8	0.0	-95.4	4.6	-97.2	47.9	32.2	OK
		▲15.0▲	521	LE1	202.0	0.0	-102.2	-22.0	98.1	49.9	32.7	OK
BP1	SP 1	▲10.0▲	850	LE1	162.6	0.0	52.5	85.0	25.8	40.2	21.4	OK
		▲10.0▲	850	LE1	194.7	0.0	52.0	32.8	-103.3	48.1	16.4	OK
BP1	SP 2	▲10.0▲	850	LE1	211.6	0.0	50.3	-33.7	113.8	52.3	19.5	OK
		▲10.0▲	850	LE1	177.7	0.0	60.1	-91.9	-29.7	43.9	26.4	OK
BP1	SP 3	▲10.0▲	133	LE1	64.0	0.0	-0.8	36.8	3.5	15.8	5.3	OK
		▲10.0▲	133	LE1	43.2	0.0	4.7	24.8	0.3	10.7	5.4	OK
BP1	SP 4	▲10.0▲	133	LE1	92.3	0.0	-11.0	-50.5	-16.0	22.8	10.0	OK
		▲10.0▲	133	LE1	103.2	0.0	2.8	-59.4	-5.0	25.5	9.1	OK
BP1	SP 6	▲10.0▲	135	LE1	79.8	0.0	10.9	-43.4	14.0	19.7	5.8	OK
		▲10.0▲	135	LE1	61.4	0.0	20.3	28.7	-17.2	15.2	6.3	OK
SP 1	SP 3	▲10.0▲	250	LE1	32.6	0.0	-3.9	-16.6	-8.6	8.1	2.8	OK
		▲10.0▲	250	LE1	41.5	0.0	-10.4	22.5	5.7	10.3	1.8	OK
SP 1	SP 4	▲10.0▲	250	LE1	72.7	0.0	-4.6	-41.8	-3.5	18.0	4.2	OK
		▲10.0▲	250	LE1	80.1	0.0	0.7	46.2	0.4	19.8	3.5	OK
SP 2	SP 5	▲10.0▲	250	LE1	82.1	0.0	-4.1	47.3	-1.4	20.3	4.7	OK
		▲10.0▲	250	LE1	88.8	0.0	3.1	-51.2	-0.4	21.9	3.9	OK
SP 2	SP 6	▲10.0▲	250	LE1	46.7	0.0	-6.1	24.4	-10.8	11.5	3.5	OK
		▲10.0▲	250	LE1	52.6	0.0	-13.1	-28.2	8.4	13.0	2.5	OK
BP1	SP 5	▲8.0▲	135	LE1	99.3	0.0	13.7	-55.8	10.5	24.5	12.8	OK
		▲8.0▲	135	LE1	125.5	0.0	2.5	72.2	-5.7	31.0	11.7	OK

Données de conception

	β_w [-]	$\sigma_{w,Rd}$ [MPa]	0.9σ [MPa]
S 275	0.85	404.7	309.6

Explication des symboles

ϵ_{Pl}	Déformation
$\sigma_{w,Ed}$	Contrainte équivalente
$\sigma_{w,Rd}$	Résistance aux contraintes équivalentes
σ_{\perp}	Contrainte perpendiculaire
T_{\parallel}	Contrainte de cisaillement parallèle à l'axe de soudure
T_{\perp}	Contrainte de cisaillement perpendiculaire à l'axe de soudure
0.9σ	Résistance de contrainte perpendiculaire – $0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}$
β_w	Facteur de corrélation EN 1993-1-8 tab. 4.1
Ut	Utilisation
U _{tc}	Utilisation de capacité de la soudure

Bloc de béton

Élément	Charges	c [mm]	A_{eff} [mm ²]	σ [MPa]	k_j [-]	F_{jd} [MPa]	Ut [%]	Résultat
BdB 1	LE1	57	246730	17.8	2.30	25.7	69.4	OK

Explication des symboles

c	Largeur de pression diamétrale
A_{eff}	Zone effective
σ	Contrainte moyenne du béton
k_j	Facteur de concentration
F_{jd}	Résistance à la pression du béton
Ut	Utilisation

Résultat détaillé pour BdB 1

Vérification de résistance à la compression de bloc de béton (EN 1993-1-8 6.2.5)

$$\sigma = \frac{N}{A_{eff}} = 17.8 \text{ MPa}$$

$$F_{jd} = \alpha_{cc} \beta_j k_j f_{ck} / \gamma_c = 25.7 \text{ MPa}$$

où :

$N = 4395.1 \text{ kN}$	– Effort normal de conception
$A_{eff} = 246730 \text{ mm}^2$	– Superficie effective sur laquelle l'effort N de poteau est distribué
$\alpha_{cc} = 1.00$	– Effets sur F _{cd} à long terme
$\beta_j = 0.67$	– Coefficient du matériau de scellement β_j
$k_j = 2.30$	– Facteur de concentration
$f_{ck} = 25.0 \text{ MPa}$	– Résistance à la compression caractéristique de béton
$\gamma_c = 1.50$	– Facteur de sécurité

Usage de contrainte

$$U_t = \frac{\sigma}{F_{jd}} = 69.4 \%$$

Voilement

Charges	Forme	Coefficient [-]
LE1	1	7.18
	2	7.36
	3	10.79
	4	13.87
	5	18.38
	6	19.82

Paramétrage de norme

Élément	Valeur	Unité	Référence
γ_{M0}	1.00	-	EN 1993-1-1: 6.1
γ_{M1}	1.00	-	EN 1993-1-1: 6.1
γ_{M2}	1.25	-	EN 1993-1-1: 6.1
γ_{M3}	1.25	-	EN 1993-1-8: 2.2
γ_C	1.50	-	EN 1992-1-1: 2.4.2.4
γ_{Inst}	1.20	-	EN 1992-4: Table 4.1
Coefficient du matériau de scellement β_j	0.67	-	EN 1993-1-8: 6.2.5
Zone effective – influence de taille de maillage	0.10	-	
Coefficient de frottement - béton	0.25	-	EN 1993-1-8
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 α_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

Matériau

Acier S 275
Béton C25/30

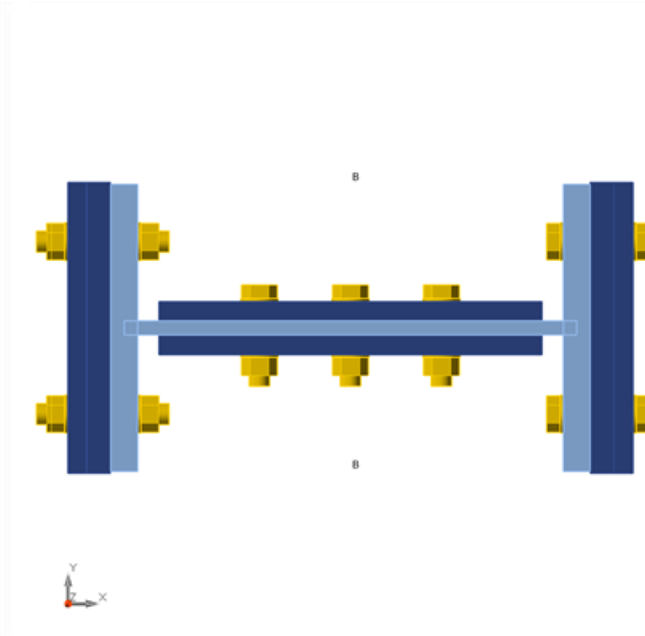
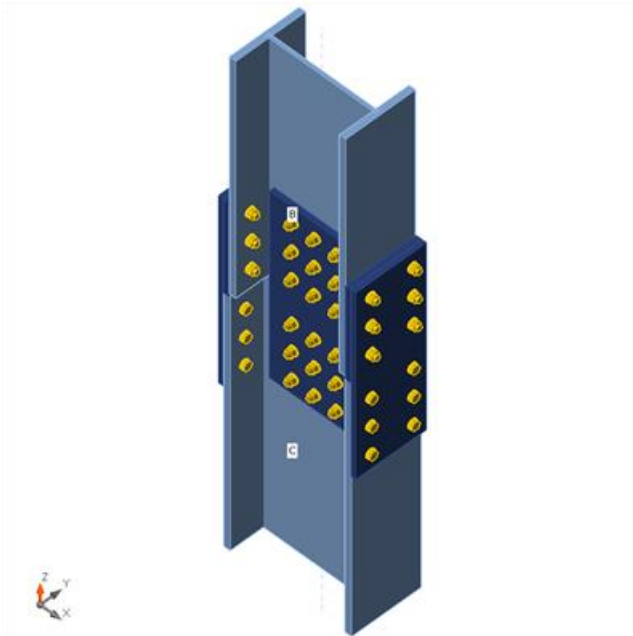
Élément du projet CON1

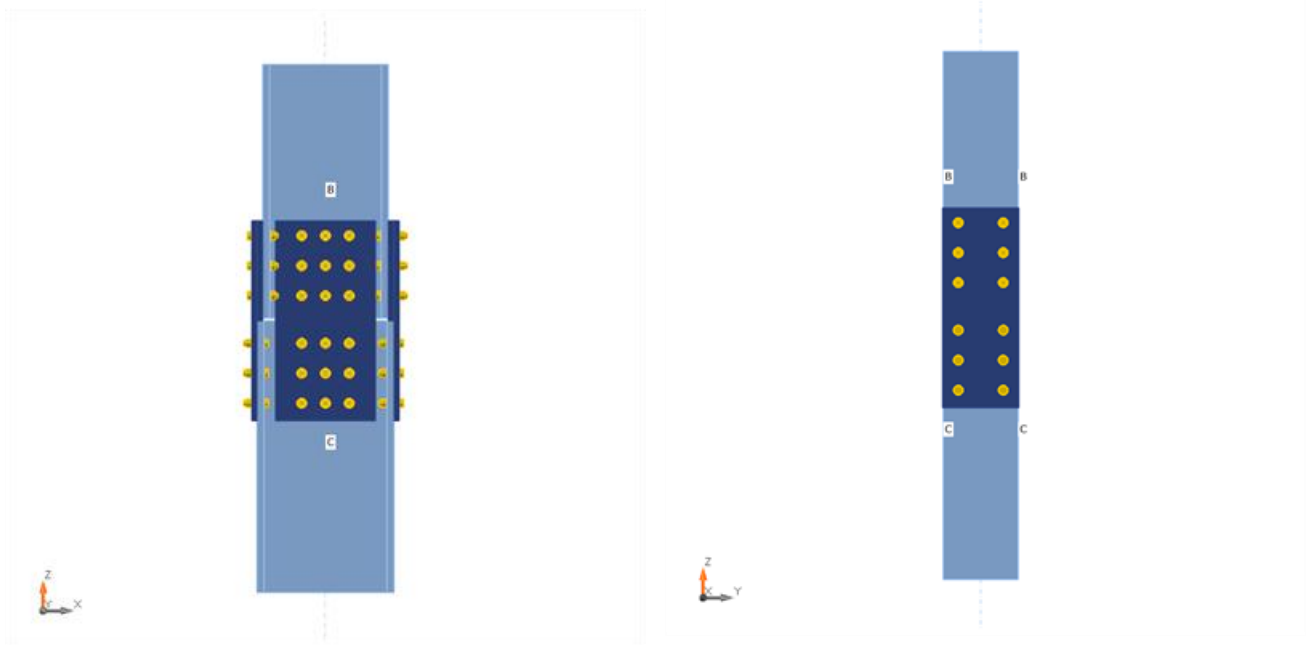
Conception

Nom CON1
Description
Analyse Contrainte, déformation/ charges en équilibre

Poutres et poteaux

Nom	Section transversale	β – Direction [°]	γ – Angle [°]	α – Rotation [°]	Décalage ex [mm]	Décalage ey [mm]	Décalage ez [mm]	Efforts dans
C	4 - HEB550	0.0	90.0	0.0	0	0	0	Noeud
B	5 - HEB500	0.0	-90.0	0.0	10	0	0	Noeud





Sections transversales

Nom	Matériau
4 - HEB550	S 275
5 - HEB500	S 275

Boulons

Nom	Groupe de boulons	Diamètre [mm]	Fu [MPa]	Superficie brute [mm ²]
M22 10.9	M22 10.9	22	1000.0	380

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	-3124.1	26.1	185.4	0.0	9.7	54.8

Vérification

Sommaire

Nom	Valeur	Résultat
Analyse	100.0%	OK
Platines	3.3 < 5.0%	OK
Boulons	99.9 < 100%	OK
Voilement	8.30	

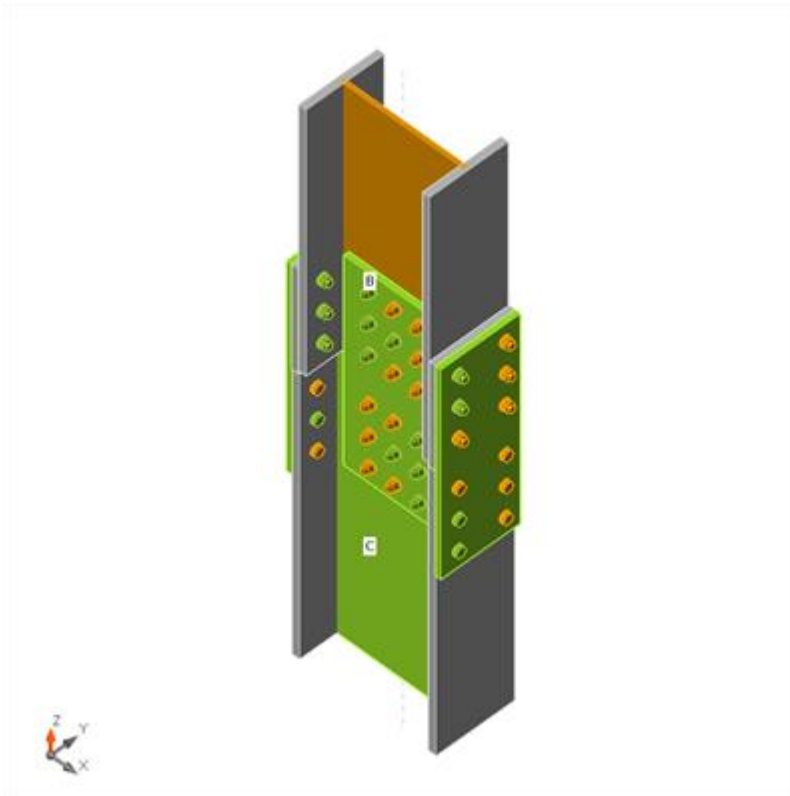
Platines

Nom	Épaisseur [mm]	Charges	σ_{Ed} [MPa]	ϵ_{Pl} [%]	σ_{Ced} [MPa]	Résultat
C-bfl 1	29.0	LE1	240.8	0.0	7.4	OK
C-tfl 1	29.0	LE1	194.7	0.0	7.0	OK
C-w 1	15.0	LE1	281.2	2.9	15.2	OK
B-bfl 1	28.0	LE1	221.1	0.0	8.4	OK
B-tfl 1	28.0	LE1	199.6	0.0	6.7	OK
B-w 1	14.5	LE1	281.9	3.3	17.7	OK
SP 3	20.0	LE1	254.4	0.0	12.6	OK
SP 4	20.0	LE1	275.3	0.1	9.2	OK
SP 5	25.0	LE1	149.8	0.0	22.8	OK
SP 6	25.0	LE1	127.2	0.0	23.2	OK
SP 7	20.0	LE1	263.9	0.0	22.8	OK

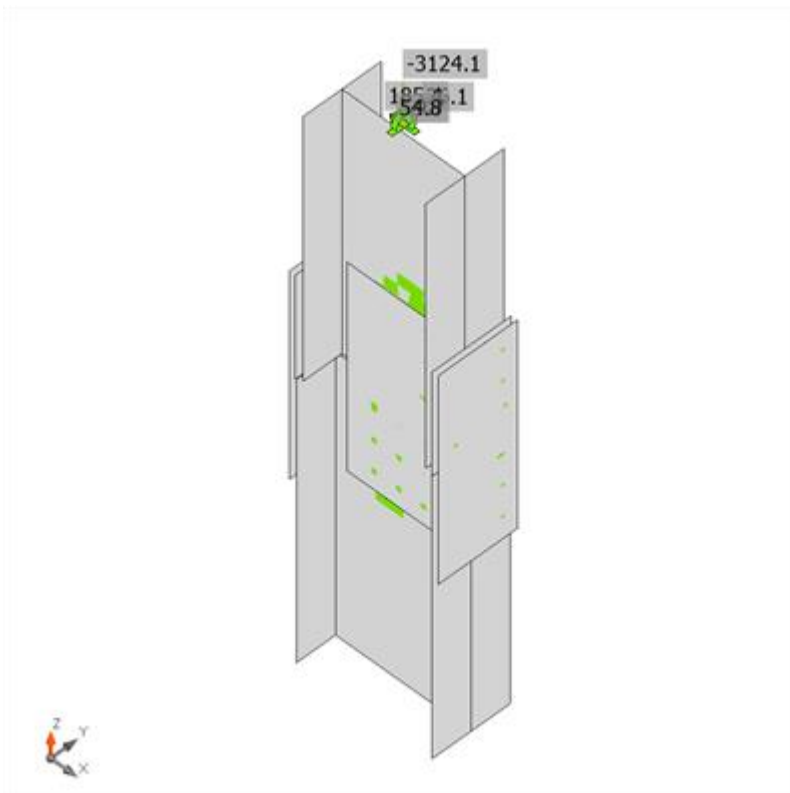
SP 8	20.0	LE1	275.0	0.0	15.2	OK
------	------	-----	-------	-----	------	----

Données de conception

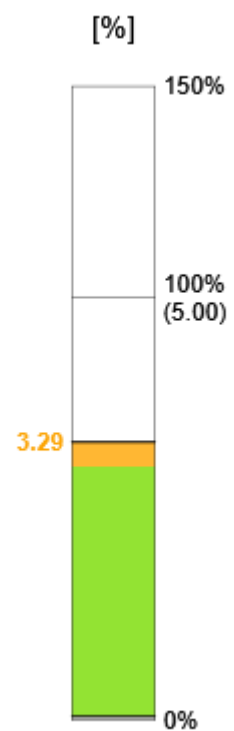
Matériau	f_y [MPa]	ϵ_{lim} [%]
S 275	275.0	5.0

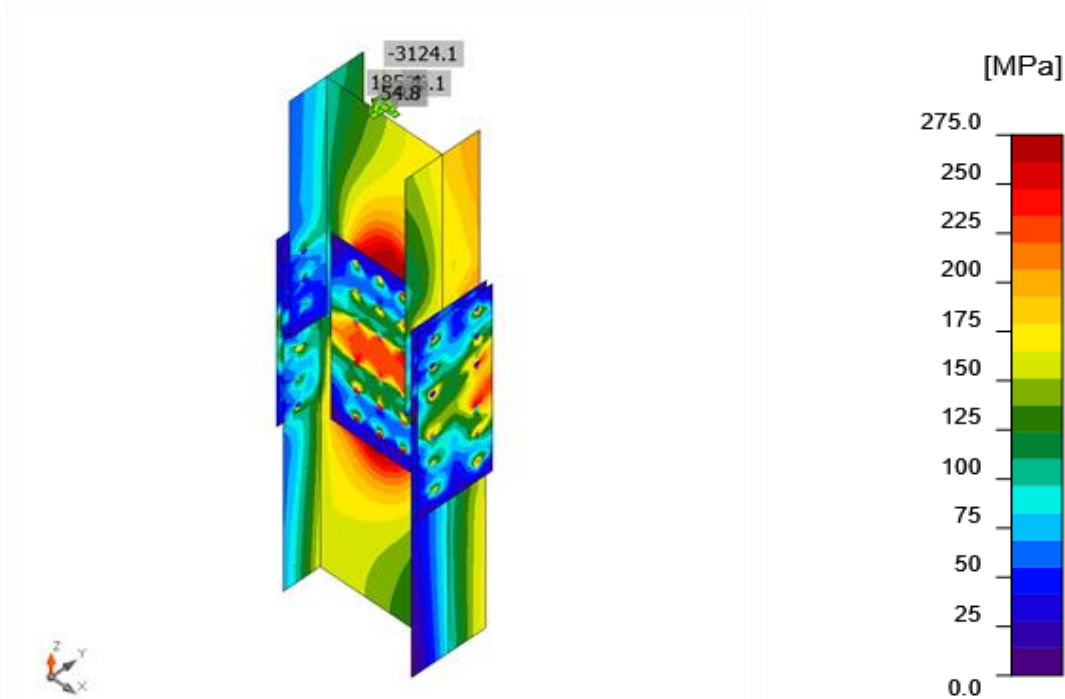


Vérification globale, LE1



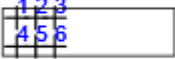

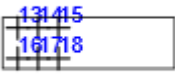
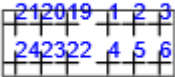
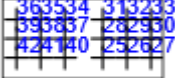
Vérification de déformation, LE1





Contrainte équivalente, LE1

Boulons

	Nom	Charges	F _{t,Ed} [kN]	V [kN]	U _{t,t} [%]	F _{b,Rd} [kN]	U _{t,s} [%]	U _{t,ts} [%]	Résultat
	B1	LE1	42.9	103.3	19.7	378.4	85.3	99.3	OK
	B2	LE1	2.2	120.2	1.0	378.4	99.2	99.9	OK
	B3	LE1	3.9	119.5	1.8	378.4	98.6	99.9	OK
	B4	LE1	55.4	96.9	25.4	355.8	79.9	98.1	OK
	B5	LE1	2.3	96.5	1.1	378.4	79.6	80.4	OK
	B6	LE1	4.8	114.3	2.2	378.4	94.3	95.9	OK
	B7	LE1	8.0	117.8	3.7	378.4	97.2	99.8	OK
	B8	LE1	4.1	119.4	1.9	378.4	98.5	99.9	OK
	B9	LE1	4.3	119.3	2.0	378.4	98.4	99.9	OK
	B10	LE1	14.0	112.9	6.4	365.8	93.2	97.8	OK
	B11	LE1	5.1	91.8	2.3	378.4	75.8	77.4	OK
	B12	LE1	4.5	106.1	2.1	378.4	87.6	89.1	OK
	B13	LE1	38.5	104.7	17.7	378.4	86.3	99.0	OK
	B14	LE1	6.0	118.5	2.8	378.4	97.8	99.8	OK
	B15	LE1	3.1	119.8	1.4	378.4	98.9	99.9	OK
	B16	LE1	58.8	95.3	26.9	378.4	78.6	97.8	OK
	B17	LE1	6.5	99.1	3.0	378.4	81.8	83.9	OK
	B18	LE1	3.9	110.3	1.8	378.4	91.0	92.3	OK
	B19	LE1	12.0	115.9	5.5	378.4	95.6	99.6	OK
	B20	LE1	6.4	118.3	2.9	378.4	97.6	99.7	OK
	B21	LE1	4.4	119.2	2.0	378.4	98.3	99.8	OK
	B22	LE1	14.5	95.1	6.6	378.4	78.5	83.2	OK
	B23	LE1	5.8	85.1	2.6	378.4	70.2	72.1	OK
	B24	LE1	3.3	93.6	1.5	378.4	77.2	78.3	OK
	B25	LE1	19.2	112.7	8.8	274.3	93.0	99.3	OK
	B26	LE1	6.9	118.0	3.2	274.3	97.4	99.7	OK
	B27	LE1	9.4	117.0	4.3	274.3	96.5	99.6	OK
	B28	LE1	14.7	111.0	6.8	274.3	91.6	96.4	OK
	B29	LE1	5.4	112.0	2.5	274.3	92.4	94.2	OK
	B30	LE1	8.6	116.8	4.0	274.3	96.4	99.2	OK
	B31	LE1	22.0	104.6	10.1	274.3	86.3	93.5	OK
	B32	LE1	7.6	105.8	3.5	274.3	87.3	89.7	OK
	B33	LE1	8.8	110.2	4.0	274.3	90.9	93.8	OK
	B34	LE1	19.9	112.4	9.1	283.8	92.7	99.2	OK

	B35	LE1	7.2	117.9	3.3	283.8	97.3	99.6	OK
	B36	LE1	9.1	117.1	4.2	283.8	96.6	99.6	OK
	B37	LE1	15.1	109.8	6.9	283.8	90.6	95.5	OK
	B38	LE1	4.8	111.1	2.2	283.8	91.6	93.2	OK
	B39	LE1	7.8	116.1	3.6	283.8	95.8	98.3	OK
	B40	LE1	22.7	104.9	10.4	283.8	86.6	94.0	OK
	B41	LE1	8.1	106.4	3.7	283.8	87.8	90.4	OK
	B42	LE1	8.8	111.1	4.0	283.8	91.6	94.5	OK

Données de conception

Nom	$F_{t,Rd}$ [kN]	$B_{p,Rd}$ [kN]	$F_{v,Rd}$ [kN]
M22 10.9 - 1	218.2	465.1	121.2

Voilement

Charges	Forme	Coefficient [-]
LE1	1	8.30
	2	8.66
	3	9.04
	4	9.31
	5	10.70
	6	11.62

Paramétrage de norme

Élément	Valeur	Unité	Référence
γ_{M0}	1.00	-	EN 1993-1-1: 6.1
γ_{M1}	1.00	-	EN 1993-1-1: 6.1
γ_{M2}	1.25	-	EN 1993-1-1: 6.1
γ_{M3}	1.25	-	EN 1993-1-8: 2.2
γ_C	1.50	-	EN 1992-1-1: 2.4.2.4
γ_{Inst}	1.20	-	EN 1992-4: Table 4.1
Coefficient du matériau de scellement β_j	0.67	-	EN 1993-1-8: 6.2.5
Zone effective – influence de taille de maillage	0.10	-	
Coefficient de frottement - béton	0.25	-	EN 1993-1-8
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 α_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

Matériau

Acier S 275
Béton C25/30

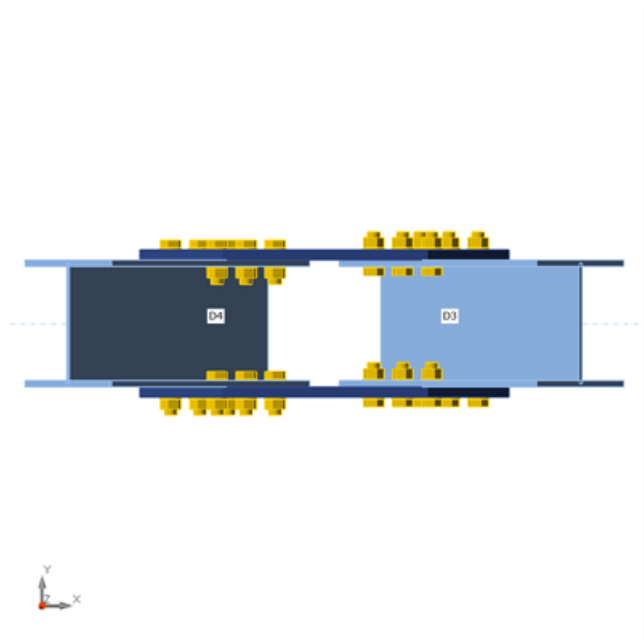
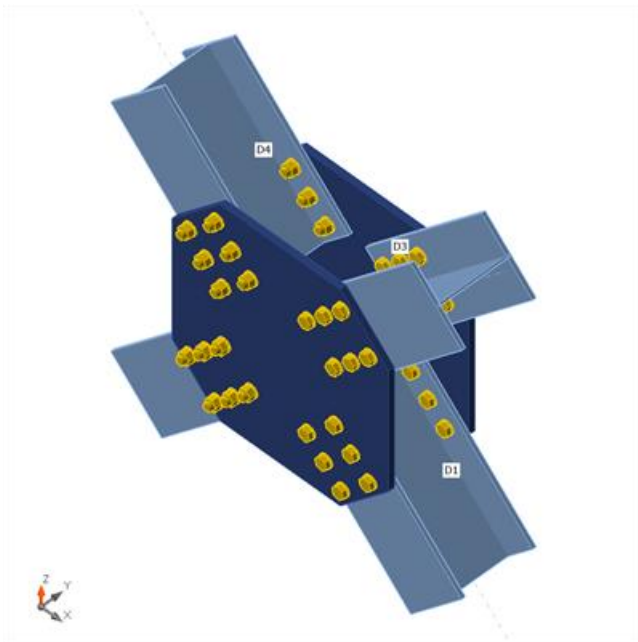
Élément du projet CON1

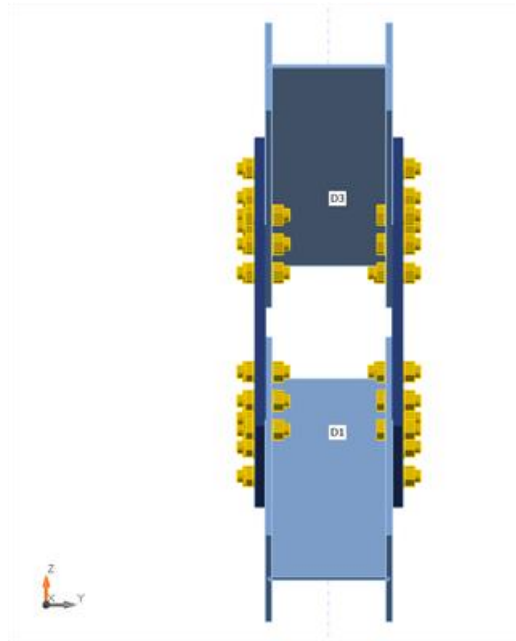
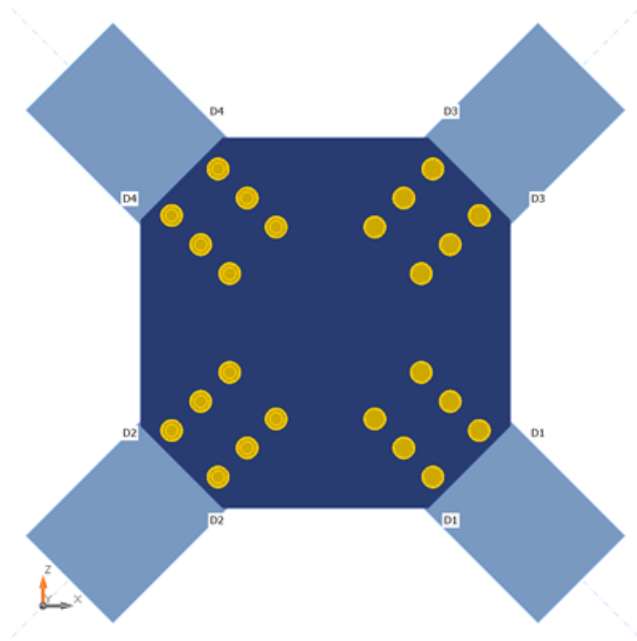
Conception

Nom CON1
Description
Analyse Contrainte, déformation/ chargement simplifié

Poutres et poteaux

Nom	Section transversale	β – Direction [°]	γ – Angle [°]	α – Rotation [°]	Décalage ex [mm]	Décalage ey [mm]	Décalage ez [mm]	Efforts dans	X [mm]
D1	3 - HEA320	0.0	45.0	90.0	200	0	0	Boulons	150
D2	3 - HEA320	180.0	45.0	90.0	200	0	0	Boulons	150
D3	3 - HEA320	0.0	-45.0	90.0	200	0	0	Boulons	150
D4	3 - HEA320	180.0	-45.0	90.0	200	0	0	Boulons	150





Sections transversales

Nom	Matériau
3 - HEA320	S 275

Boulons

Nom	Groupe de boulons	Diamètre [mm]	fu [MPa]	Superficie brute [mm ²]
M30 10.9	M30 10.9	30	1000.0	707

Chargements (équilibre n'est pas exigé)

Nom	Élément	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
LE1	D2	-1173.6	6.4	-0.4	0.0	0.0	0.0
	D3	-1173.6	6.4	-0.4	0.0	0.0	0.0
	D4	-1216.6	7.3	-0.4	0.0	0.0	0.0

Vérification

Sommaire

Nom	Valeur	Résultat
Analyse	100.0%	OK
Platines	0.0 < 5.0%	OK
Boulons	49.2 < 100%	OK
Voilement	7.00	

Platines

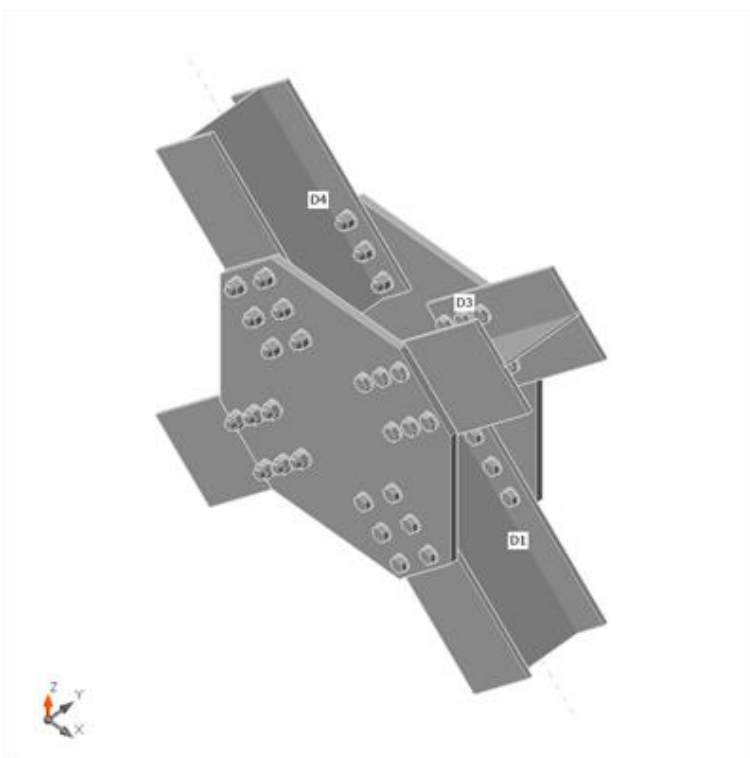
Nom	Épaisseur [mm]	Charges	σ_{Ed} [MPa]	ϵ_{PI} [%]	σ_{CEd} [MPa]	Résultat
D1-bfl 1	15.5	LE1	227.8	0.0	13.7	OK
D1-tfl 1	15.5	LE1	229.1	0.0	13.9	OK
D1-w 1	9.0	LE1	101.6	0.0	0.0	OK
D2-bfl 1	15.5	LE1	223.1	0.0	13.6	OK
D2-tfl 1	15.5	LE1	224.2	0.0	13.8	OK
D2-w 1	9.0	LE1	99.2	0.0	0.0	OK
D3-bfl 1	15.5	LE1	231.7	0.0	13.7	OK
D3-tfl 1	15.5	LE1	232.0	0.0	13.8	OK
D3-w 1	9.0	LE1	99.3	0.0	0.0	OK
D4-bfl 1	15.5	LE1	231.9	0.0	14.1	OK
D4-tfl 1	15.5	LE1	233.4	0.0	14.2	OK
D4-w 1	9.0	LE1	102.2	0.0	0.0	OK
SP1	25.0	LE1	127.2	0.0	14.2	OK
SP 2	25.0	LE1	127.7	0.0	14.0	OK

Données de conception

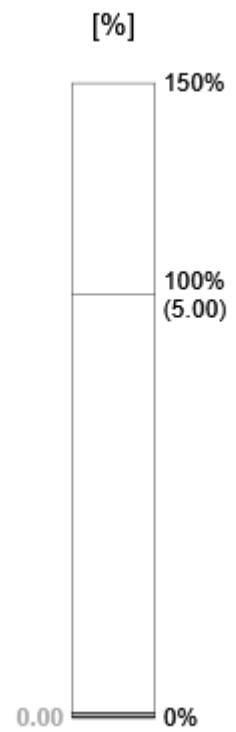
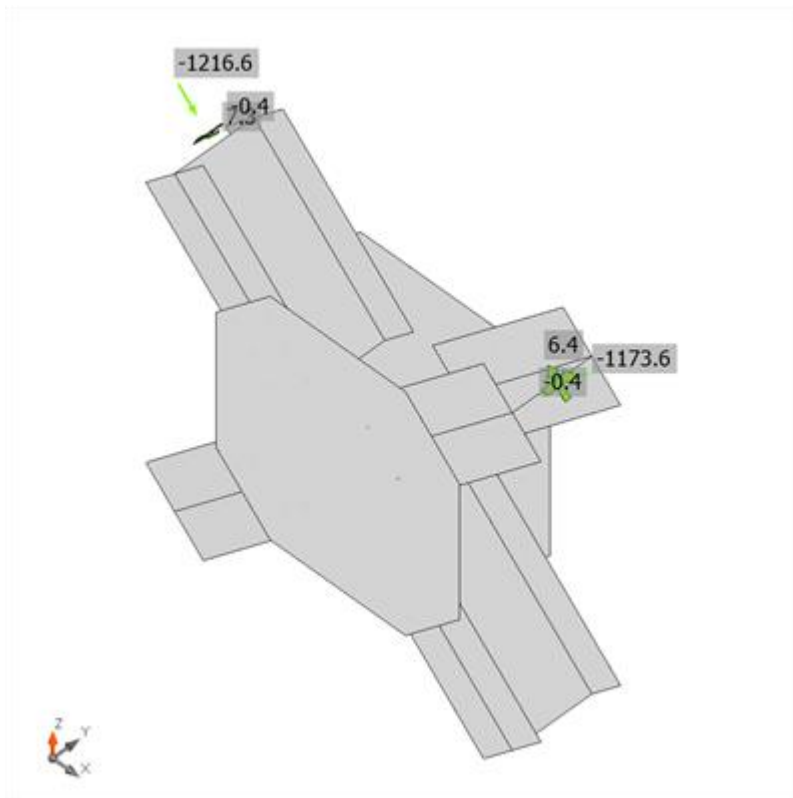
Matériau	f_y [MPa]	ϵ_{lim} [%]
S 275	275.0	5.0

Explication des symboles

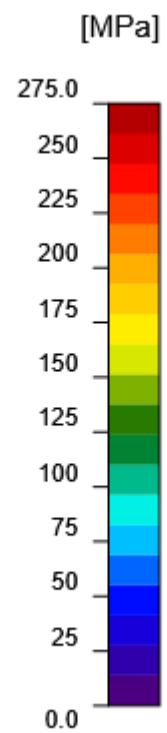
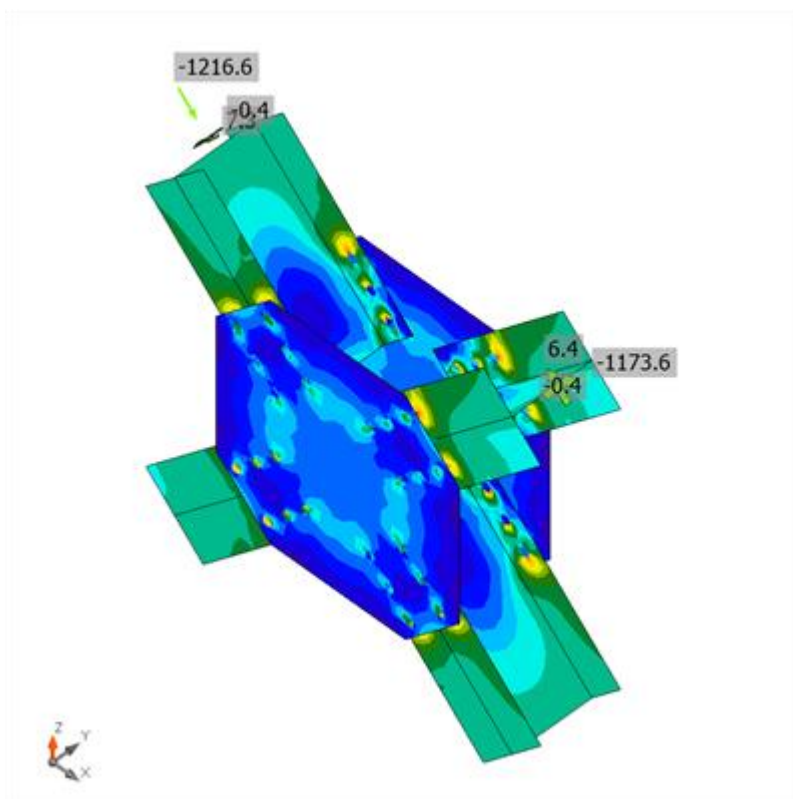
- ϵ_{PI} Déformation
- σ_{Ed} Contrainte éq.
- σ_{CEd} Contrainte de contact
- f_y Limite d'élasticité
- ϵ_{lim} Déformation plastique limite



Vérification globale, LE1

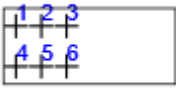

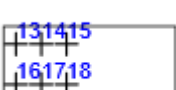

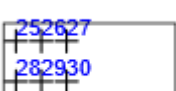
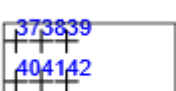


Vérification de déformation, LE1



Contrainte équivalente, LE1

Boulons

	Nom	Charges	F _{t,Ed} [kN]	V [kN]	U _t [%]	F _{b,Rd} [kN]	U _s [%]	U _{ts} [%]	Résultat
	B1	LE1	25.7	96.9	6.4	304.0	43.2	47.7	OK
	B2	LE1	11.4	98.6	2.8	304.0	43.9	45.9	OK
	B3	LE1	9.2	103.7	2.3	399.9	46.2	47.9	OK
	B4	LE1	25.8	98.1	6.4	304.0	43.7	48.3	OK
	B5	LE1	11.4	99.8	2.8	304.0	44.5	46.5	OK
	B6	LE1	9.2	105.0	2.3	399.9	46.8	48.4	OK
	B7	LE1	26.2	96.8	6.5	304.0	43.1	47.8	OK
	B8	LE1	11.4	98.6	2.8	304.0	43.9	46.0	OK
	B9	LE1	9.3	103.8	2.3	399.9	46.3	47.9	OK
	B10	LE1	26.3	98.1	6.5	304.0	43.7	48.3	OK
	B11	LE1	11.5	99.9	2.8	304.0	44.5	46.5	OK
	B12	LE1	9.2	105.1	2.3	399.9	46.8	48.5	OK
	B31	LE1	26.3	99.0	6.5	304.0	44.1	48.8	OK
	B32	LE1	11.2	101.0	2.8	304.0	45.0	47.0	OK
	B33	LE1	9.1	106.9	2.3	399.9	47.6	49.2	OK
	B34	LE1	26.7	90.9	6.6	304.0	40.5	45.2	OK
	B35	LE1	10.8	92.5	2.7	304.0	41.2	43.1	OK
	B36	LE1	8.7	97.2	2.1	399.9	43.3	44.8	OK
	B13	LE1	25.7	95.2	6.4	304.0	42.4	47.0	OK
	B14	LE1	11.3	97.0	2.8	304.0	43.2	45.2	OK
	B15	LE1	9.0	102.1	2.2	399.9	45.5	47.1	OK
	B16	LE1	25.6	94.7	6.3	304.0	42.2	46.7	OK
	B17	LE1	11.1	96.5	2.8	304.0	43.0	45.0	OK
	B18	LE1	9.0	101.5	2.2	399.9	45.2	46.8	OK
	B19	LE1	26.2	95.1	6.5	304.0	42.4	47.0	OK
	B20	LE1	11.4	97.0	2.8	304.0	43.2	45.2	OK
	B21	LE1	9.0	102.2	2.2	399.9	45.5	47.1	OK
	B22	LE1	26.1	94.6	6.5	304.0	42.2	46.8	OK
	B23	LE1	11.2	96.5	2.8	304.0	43.0	45.0	OK
	B24	LE1	9.0	101.6	2.2	399.9	45.3	46.9	OK
	B43	LE1	27.0	99.0	6.7	304.0	44.1	48.9	OK
	B44	LE1	11.4	100.9	2.8	304.0	45.0	47.0	OK
	B45	LE1	9.1	106.3	2.3	399.9	47.4	49.0	OK
	B46	LE1	26.9	97.8	6.6	304.0	43.6	48.3	OK
	B47	LE1	11.3	99.7	2.8	304.0	44.4	46.4	OK
	B48	LE1	9.2	105.0	2.3	399.9	46.8	48.4	OK
	B25	LE1	25.7	99.1	6.4	304.0	44.2	48.7	OK
	B26	LE1	11.2	101.0	2.8	304.0	45.0	47.0	OK
	B27	LE1	9.1	106.8	2.2	399.9	47.6	49.2	OK
	B28	LE1	26.2	91.0	6.5	304.0	40.5	45.2	OK
	B29	LE1	10.8	92.5	2.7	304.0	41.2	43.1	OK
	B30	LE1	8.6	97.1	2.1	399.9	43.3	44.8	OK
	B37	LE1	26.5	99.1	6.6	304.0	44.2	48.8	OK
	B38	LE1	11.4	100.9	2.8	304.0	45.0	47.0	OK
	B39	LE1	9.2	106.2	2.3	399.9	47.3	49.0	OK
	B40	LE1	26.4	97.9	6.5	304.0	43.6	48.3	OK
	B41	LE1	11.2	99.6	2.8	304.0	44.4	46.4	OK
	B42	LE1	9.1	104.9	2.3	399.9	46.7	48.3	OK

Données de conception

Nom	F _{t,Rd} [kN]	B _{p,Rd} [kN]	F _{v,Rd} [kN]
M30 10.9 - 1	403.9	486.7	224.4

Explication des symboles

$F_{t,Rd}$	Résistance à la tension du boulon EN 1993-1-8 tab. 3.4
$F_{t,Ed}$	Effort de tension
$B_{p,Rd}$	Résistance au cisaillement par poinçonnement
V	Résultante des efforts de cisaillement V_y, V_z dans le boulon
$F_{v,Rd}$	Résistance au cisaillement du boulon EN_1993-1-8 tableau 3.4
$F_{b,Rd}$	Résistance à la pression diamétrale de la platine EN 1993-1-8 tab. 3.4
U_t	Utilisation en tension
U_s	Utilisation en cisaillement

Résultat détaillé pour B1

Vérification de résistance à la traction (EN 1993-1-8 tab 3.4)

$$F_{t,Rd} = \frac{k_2 f_{ub} A_t}{\gamma_{M2}} = 403.9 \text{ kN} \geq F_t = 25.7 \text{ kN}$$

où :

$k_2 = 0.90$	– Facteur
$f_{ub} = 1000.0 \text{ MPa}$	– Résistance à la traction ultime du boulon
$A_t = 561 \text{ mm}^2$	– Zone d'effort de traction du boulon
$\gamma_{M2} = 1.25$	– Facteur de sécurité

Vérification de résistance au poinçonnement (EN 1993-1-8 tab 3.4)

$$B_{p,Rd} = \frac{0.6 \pi d_m t_p f_u}{\gamma_{M2}} = 486.7 \text{ kN} \geq F_t = 25.7 \text{ kN}$$

où :

$d_m = 48 \text{ mm}$	– Le moyen des diamètres des cercles inscrit et circonscrit de la tête de boulon ou écrou, la plus petite de ces valeurs étant retenue
$t_p = 16 \text{ mm}$	– Épaisseur
$f_u = 430.0 \text{ MPa}$	– Résistance ultime
$\gamma_{M2} = 1.25$	– Facteur de sécurité

Vérification de résistance au cisaillement (EN 1993-1-8 tab 3.4)

$$F_{v,Rd} = \frac{\beta_p \alpha_v f_{ub} A}{\gamma_{M2}} = 224.4 \text{ kN} \geq V = 96.9 \text{ kN}$$

où :

$\beta_p = 1.00$	– Facteur de réduction
$\alpha_v = 0.50$	– Facteur de réduction
$f_{ub} = 1000.0 \text{ MPa}$	– Résistance à la traction ultime du boulon
$A = 561 \text{ mm}^2$	– Zone d'effort de traction du boulon
$\gamma_{M2} = 1.25$	– Facteur de sécurité

Vérification de résistance à la pression diamétrale (EN 1993-1-8 tab 3.4)

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \alpha_b f_u d_0}{\gamma_{M2}} = 304.0 \text{ kN} \geq V = 96.9 \text{ kN}$$

où :

$k_1 = \min(2.8 \frac{e_2}{d_0} - 1.7, 1.4 \frac{p_2}{d_0} - 1.7, 2.5) = 2.50$	– Facteur de distance au bord et d'espacement des boulons perpendiculairement à la direction du transfert de charge
$\alpha_b = \min(\frac{e_1}{3d_0}, \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1) = 0.76$	– Facteur de pince et d'espacement des boulons dans la direction du transfert de charge
$e_2 = 70 \text{ mm}$	– Distance au bord de la platine perpendiculairement à l'effort de cisaillement
$p_2 = 160 \text{ mm}$	– Entraxe perpendiculairement à l'effort de cisaillement
$d_0 = 33 \text{ mm}$	– Diamètre du trou du boulon

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

$$p_1 = 100 \text{ mm}$$

$$f_{ub} = 1000.0 \text{ MPa}$$

$$f_u = 430.0 \text{ MPa}$$

$$d = 30 \text{ mm}$$

$$t = 16 \text{ mm}$$

$$\gamma_{M2} = 1.25$$

- 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)

$$U_{ts} = \frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd}} + \frac{F_{v,Ed}}{1.4F_{v,Rd}} = 47.7 \%$$

Usage en traction

$$U_{tt} = \frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd}} = 6.4 \%$$

Voilement

Charges	Forme	Coefficient [-]
LE1	1	7.00
	2	7.23
	3	12.32
	4	13.12
	5	13.26
	6	13.61

Paramétrage de norme

Élément	Valeur	Unité	Référence
Y _{M0}	1.00	-	EN 1993-1-1: 6.1
Y _{M1}	1.00	-	EN 1993-1-1: 6.1
Y _{M2}	1.25	-	EN 1993-1-1: 6.1
Y _{M3}	1.25	-	EN 1993-1-8: 2.2
Y _C	1.50	-	EN 1992-1-1: 2.4.2.4
Y _{Inst}	1.20	-	EN 1992-4: Table 4.1
Coefficient du matériau de scellement β _j	0.67	-	EN 1993-1-8: 6.2.5
Zone effective – influence de taille de maillage	0.10	-	
Coefficient de frottement - béton	0.25	-	EN 1993-1-8
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 α _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