

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 ET CONCEPTION D'UN BATIMENT EN CHARPENTE
METALLIQUE EN R+9+2 SOUS-SOL

Etudié et réaliser par

ARIBI Riad & BEZARI Mohamed Issam Eddine

Devant le jury composé de :

Mr. BEN YAHIA	U. Saad Dahleb-Blida	Président
Mr. ZAHAF	U. Saad Dahleb-Blida	Examineur
Mme. BOULEGHBAR. KH	U. Saad Dahleb-Blida	Promotrice
Mme. SALAMA. F-Z	U. Saad Dahleb-Blida	Co-Promotrice

Blida, Juin 2024

Remerciements

Nous remercions tout d'abord le bon Dieu, le tout puissant de nous avoir armé de force et de courage pour mener à terme ce projet.

Tout d'abord, nous souhaitons adresser nos chaleureux remerciements à nos promotrices, **Mme. BOULEGHBAR et Mme. SALAMA**. Votre encadrement attentif, vos conseils éclairés et votre expertise ont été d'une valeur inestimable pour nous. Vous avez su guider nos efforts et nous inspirer tout au long de cette étude. Votre soutien constant a été une véritable source de motivation et nous avons énormément appris de votre enseignement.

Un remerciement spécial est également adressé aux ingénieurs de service technique de société COSIDER P30, leur accueil chaleureux, leur bienveillance, leur encouragement, leur humilité, et leur ouverture d'esprit d'acquérir et d'enrichir nos connaissances.

Enfin, nos remerciements s'adressent à tous les enseignants du Master 2 charpente métallique. Votre enseignement rigoureux, vos connaissances approfondies et votre passion pour votre domaine ont été une source d'inspiration tout au long de nos études. Votre engagement envers notre formation a joué un rôle déterminant dans notre croissance académique et professionnelle.

Nous tenons à exprimer nos plus sincères remerciements aux personnes qui nous ont soutenus et aidés, même par leurs prières.

Dédicace

Avec l'expression de ma reconnaissance, je dédie humblement ce modeste travail à ceux qui, quels que soient les mots employés, je ne saurais jamais exprimer assez mon amour sincère.

À La première dame, qui a pris soin de moi et m'a élevé. Ma grand-mère : **Bouklachi Cherifa**. Votre prière et votre bénédiction m'ont été d'un grand secours pour mener à bien mes études.

À mes parents : **Bezari Omar** et **Bouklachi fatima-zohra**.

À mes chères sœurs.

À ma grande famille.

À mes amis.

À tous ceux qui sont proches de mon cœur.

Et je n'oublie pas mon binôme, **Aribi Riad -SIKIKO-**, pour son soutien moral, sa patience et sa compréhension tout au long de ce projet.

BEZARI Mohamed Issam Eddine.

Dédicaces

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

Je dédie ce modeste travail :

- A mes très chers parents qui m'ont beaucoup aidé et Encouragé durant toutes mes études mes sœurs aussi

- A mon grand frère Ayoub qui m'a beaucoup aidé

- A Mes petits Mohamed Abd Raouf et Nihal que j'aime beaucoup
 - A mon binôme: Bezari Mohamed Isaam Eddine

- A tous ceux que j'aime et je respecte.

ARIBI Riad.

Résumé

Ce projet de fin d'études consiste à étudier un établissement de gestion de services aéroportuaires de (R+9 + 2 sous-sols) en charpente métallique où sa stabilité est assurée par portiques et palées de stabilité en V. Il est implanté dans la wilaya d'ALGER précisément à Bab-Ezzouar qui est classée comme zone de forte sismicité (Zone III) selon le RPA 99 version 2003.

L'étude dynamique a été faite par le logiciel **ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS 2019**. Le dimensionnement des éléments résistants a été effectué conformément aux règlements : (RPA 99 2003, CCM97, EC4, EC3 et BAEL 91).

L'étude des fondations a conduit à un radier générale nervuré.

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

Abstract

This project consists of the study of a Airports Services Establishment (Ground floor + 9 floors +2 basement) in steel frame where its stability is ensured by gantries and V-shaped stability brackets. It is located in the wilaya of ALGERS specifically in Bab-Ezzouar which is classified as a high seismicity zone (Zone III) according to the RPA 99 version 2003.

The seismic analysis of the structure was carried out by calculation software **ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS 2019**. The dimensioning of the resistant elements was carried out according to the regulations: (RPA 99 2003, CCM97, EC4, EC3 and BAEL 91).

The study of the foundations led to a general ribbed raft.

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

ملخص

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

تم إجراء التحليل الزلزالي للهيكل عن طريق التحليل الهيكلي لبرنامج ROBOT structural analysis 2019 تم إجراء أبعاد العناصر المقاومة وفقاً للوائح (RPA 99 2003 و CCM97 و EC3 و EC4 و BAEL 91) أدت دراسة الأساسات إلى أرضية مضلعة عامة.

الكلمات المفتاحية: هيكل فولاذي، أرضية مركبة، زلزال، تجميع.

Sommaire

Remerciements

Dédicace

Résumé

Sommaire

Liste des Figures

Liste des Tableaux

Liste des Symboles

Introduction Générale	1
Chapitre I : Présentation de l'ouvrage	2
I.1 Introduction :.....	3
I.2 Présentation du projet :.....	3
I.3 Localisation et données concernant le site :.....	4
I.4 Données géométriques de bâtiment :	4
I.5 Conception architecturale :	4
I.6 Conception structurale :	4
I.6.1 Superstructure horizontale :.....	4
I.6.2 Superstructure verticale :.....	6
I.7 Conception des escaliers :.....	7
I.8 Les assemblages :.....	7
I.9 Les fondations :.....	8
I.10 Caractéristiques des matériaux :.....	8
I.11 Conclusion :.....	10
Chapitre II : Etude Climatique (Neige Et Vent).....	11
II.1 Effet de la neige :	12
II.1.1 Introduction :	12
II.1.2 Calcul des charges de la neige « S » :	12
II.2 Effet du vent.....	13
II.2.1 Nature de la Structure	13
II.2.2 Hypothèses de calcul	13
II.2.3 Pression dynamique de pointe	14
II.2.4 Calcul de la pression due au vent	15
II.2.4.1 Détermination de la pression dynamique.....	15

CHAPITRE III : Prédimensionnement des éléments structuraux	23
III.1 Introduction :.....	24
III.2 Classification des sections transversales selon l'EUROCODE3 :.....	24
III.3 Coefficient partiel de sécurité :.....	24
III.4 Les valeurs limites des flèches :.....	25
III.5 Les planchers :.....	25
III.6 Pré dimensionnement des éléments :.....	28
III.6.1 Les solives :.....	28
III.6.1.1 La dalle de la buanderie :	29
III.6.1.2 Terrasse accessible :.....	36
III.6.1.3 Plancher courant :.....	43
III.6.2 Calcul des connecteurs :	57
III.6.2.1 2 ^{eme} étage → terrasse :.....	58
III.6.2.2 RDC +1 ^{er} étage :.....	59
III.6.2.3 La buanderie :.....	60
III.6.3 Prédimensionnement des poutres :.....	61
III.6.3.1 La poutre de buanderie :.....	61
III.6.3.2 Plancher terrasse accessible :	66
III.6.3.3 Plancher courant :.....	71
III.6.4 Pré dimensionnement des poteaux.....	82
III.6.4.1 Les surfaces qui reviennent aux poteaux	82
III.6.4.2 Vérification de flambement.....	84
III.7 Conclusion :	86
CHAPITRE IV : Etude des éléments secondaires	87
IV.1 Introduction :.....	88
IV.2 Etude des escaliers :	88
IV.2.1 Introduction :.....	88
IV.2.2 Dimensionnement des limons.....	89
IV.2.3 Évaluation des charges [1].....	89
IV.2.3.1 Dimensionnement à ELS.....	90
IV.2.3.2 Vérification du moment fléchissant a l'ELU :	90
IV.3 Dimensionnement de la cornière de marche	91
IV.3.1 Dimensionnement par condition de flèche	91
IV.3.2 Vérification du moment fléchissant a l'ELU :.....	92

IV.3.3	Vérification de l'effort tranchant	92
CHAPITRE V : Etude dynamique en zone sismique		93
V.1	Introduction :	94
V.2	But de l'étude dynamique :	94
V.2.1	Modélisation de la structure :	94
V.3	Choix de la méthode de calcul.....	95
V.3.1	La méthode statique équivalente :	95
V.3.2	La méthode modale spectrale.....	96
V.3.2.1	Spectres de réponse de calcul	96
V.3.2.2	Principales vérifications exigent par le RPA pour cette méthode :	97
V.3.2.3	Déplacements inter étages (article 5.10 RPA 2003) :	98
V.3.2.4	Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ (les effets du second ordre).....	98
V.4	Résultats de l'analyse dynamique :	99
V.4.1	Vérification de la structure selon le RPA99/V2003 :	99
V.4.2	Vérification de la force sismique à la base :	102
V.4.3	Vérification de l'effort tranchant à la base :	105
V.4.4	Vérification des déplacements inter étage :	106
V.4.5	Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ (les effets du second ordre) :	107
V.5	Conclusion :	107
CHAPITRE VI : Vérification des éléments.....		109
VI.1	Introduction	110
VI.2	Vérification des poteaux	111
VI.2.1	Vérification vis-à-vis du flambement	111
VI.2.2	Vérification vis-à-vis du déversement	115
VI.3	Vérification des poutres :	120
VI.3.1	Vérification de poutre IPE550 : (L=8.4m).....	120
VI.3.2	Vérification du moment fléchissant	120
VI.3.3	Vérification de poutre IPE400 :(6m)	121
VI.3.4	Vérification de poutre Secondaire HEA 220	122
VI.4	Vérification des contreventements	123
VI.4.1	Généralités	123
VI.4.2	Dimensionnement des contreventements.....	123
VI.4.3	Vérifications à la traction simple	124
VI.4.4	Vérifications à la compression simple	125

VI.5 Conclusion.....	125
CHAPITRE VII : Assemblages des éléments.....	126
VII.1 Introduction :.....	127
VII.2 Le boulonnage :.....	128
VII.3 Calcul des assemblages :.....	129
VII.3.1 Assemblage Poteau –Poutre (HEB450-IP550) :.....	130
VII.3.1.1 Efforts sollicitant :.....	130
VII.3.2 Assemblage poutre IPE550 –solive IPE200 :.....	138
VII.4 Assemblages de contreventement	141
CHAPITRE VIII : Etude des éléments de l’infra-structure.....	143
VIII.1 Introduction :.....	144
VIII.2 Etude du voile périphérique :.....	144
VIII.2.1 Introduction :.....	144
VIII.2.2 Pré-dimensionnement de voile :.....	144
VIII.2.3 Vérification :.....	146
VIII.2.4 Schéma de ferrailage du voile périphérique :.....	148
VIII.3 Poteaux mixtes :.....	149
VIII.3.1 Introduction :.....	149
VIII.3.2 Méthode des calculs des poteaux mixtes :.....	149
VIII.3.3 Conditions d'utilisation de la méthode simplifiée de calcul :.....	150
VIII.3.4 Hypothèse de calcul :.....	151
VIII.3.5 Vérification de la résistance du poteau :.....	154
VIII.3.6 Vérification de la stabilité des poteaux mixtes en compression axiale :.....	156
VIII.3.7 Vérification de la résistance en flexion :.....	157
VIII.4 Etude de fondation :.....	162
VIII.4.1 Types des fondations :.....	162
VIII.4.2 Choix du type de fondation :.....	162
VIII.4.2.1 Semelles isolées :.....	162
VIII.4.2.2 Semelle filante	163
VIII.4.2.3 Radier général :.....	164
Conclusion générale.....	175
Références bibliographiques.....	177
Annexes	178

Liste des Figures

Figure I. 1: façade principale.....	3
Figure I. 2: Composition de plancher courant.....	5
Figure I. 3: Caractéristiques de HI-BOND55-750.....	5
Figure I. 4: Connecteur de type Nelson (goujon à tête).....	6
Figure I. 5: Escaliers en charpente métallique.....	7
Figure I. 6: Types des fondations.....	8
Figure II. 1: Hauteur de référence Z_e et profil correspondant de la pression dynamique..	14
Figure II. 2: Légende pour la paroi verticale.....	16
Figure II. 3: Représentation des coefficients C_{pi} sur les différentes zones(V1).....	17
Figure II. 4: Coefficients de pression intérieure applicables pour des ouvertures uniformément réparties.....	17
Figure II. 5: Légende pour la paroi verticale la toiture (V1).....	19
Figure II. 6: Légende pour les toitures plates.....	19
Figure II. 7: Représentation des coefficients C_{pe} sur les différentes zones(V2).....	21
Figure II. 8: Légende pour les toitures plates.....	22
Figure III. 1: Courbes de comportement des sections (EUROCODE3).....	24
Figure III. 2: Largeur effective de dalle en béton.....	26
Figure III. 3: La solive plus sollicité.....	28
Figure III. 4: Schéma statique de la solive.....	29
Figure III. 5: Schéma des positions des connecteurs.....	57
Figure III. 6: Dimensions de la tôle et du connecteur.....	57
Figure III. 7: Schéma statique de poutre principale de la buanderie.....	61
Figure III. 8: Schéma statique de poutre principale de plancher courant.....	71
Figure III. 9: La surface qui revient au poteau le plus sollicité.....	82
Figure IV. 1: constituant d'un escalier métallique.....	88
Figure IV. 2: Vue en plan et schéma statique de l'escalier.....	89
Figure IV. 3: Charges appliqué sur le limon.....	89
Figure IV. 4: Charges revenant au limon.....	90
Figure V. 1: Spectre de réponse.....	97
Figure V. 2: Structure auto stable.....	99

Figure V. 3: Les trois formes de déformation initiale	100
Figure V. 4: Structure avec palées triangulées en V.....	101
Figure V. 5: Les trois modes de déformation finale.....	101
Figure VI. 1: Phénomène du flambement.....	110
Figure VI. 2: Phénomène de déversement.....	111
Figure VI. 3: Facteurs de distribution pour poteaux continus.....	113
Figure VI. 4: La courbe de α	114
Figure VI. 5: Schéma de la poutre principale.....	120
Figure VI. 6: Types de systèmes de contreventement.....	123
Figure VI. 7: Contreventement en V.....	124
Figure VII. 1: Exemples des assemblages boulonnés	127
Figure VII. 2: Assemblage Poteau –Poutre (HEB450-IP550).....	130
Figure VII. 3: L'épaisseur du cordon sur la semelle.....	131
Figure VII. 4: Schéma distribution des boulons et des jarrets.....	134
Figure VII. 5: Distribution des boulons sur la platine d'extrémité.....	134
Figure VII. 6: Assemblage poutre IPE550 –solive IPE200	138
Figure VII. 7: Schéma d'assemblage solive-poutre.....	139
Figure VIII. 1: Ferrailage du voile périphérique.....	145
Figure VIII. 3: Ferrailage du voile périphérique en travée dans le sens z-z.....	148
Figure VIII. 2: Ferrailage du voile périphérique en travée dans le sens y-y.....	148
Figure VIII. 4: Ferrailage du voile périphérique sur appui.....	148
Figure VIII. 5: Poteau partiellement ou totalement enrobé.....	150
Figure VIII. 6: Dimensions du poteau partiellement enrobe.....	153
Figure VIII. 7: Semelle isolée.....	163
Figure VIII. 8: Semelles filantes.....	163
Figure VIII. 9: Schéma d'un radier.....	164
Figure VIII. 10: Ferrailage sur appui de nervure de 1.7 m.....	173
Figure VIII. 11: Ferrailage en travée de nervure de 1.7 m.....	173
Figure VIII. 12: Ferrailage de radier en travée dans le sens X-X.....	174
Figure VIII. 13: Ferrailage de radier en travée dans le sens Y-Y.....	174
Figure VIII. 14: Ferrailage de radier sur appui.....	174

Liste des Tableaux

Tableau I. 1: Caractéristiques de HI-BOND55-750.....	5
Tableau I. 2: Caractéristiques du goujon à tête TRW Nelson.....	6
Tableau I. 3: Valeurs nominales de F_y & F_u pour les profilés.....	8
Tableau I. 4: Caractéristiques mécaniques.....	10
Tableau II. 1: Coefficient de rugosité.....	14
Tableau II. 2: Coefficient topographique.....	14
Tableau II. 3: Coefficient Intensité de turbulence.....	15
Tableau II. 4: Coefficient d'exposition.....	15
Tableau II. 5: Tableau Récapitulatif.....	15
Tableau II. 6: Récapitulatif(V1).....	18
Tableau II. 7: Valeurs des pressions C_{pe} pour les différentes zones de terrasse sous V1.....	19
Tableau II. 8: Récapitulatif (V1).....	20
Tableau II. 9: Valeurs des pressions C_{pe} pour les différentes zones de la paroi verticale (V2).....	20
Tableau II. 10: Récapitulatif(V2).....	21
Tableau II. 11: Récapitulatif(V2).....	22
Tableau II. 12: Récapitulatif(V2).....	22
Tableau III. 1: Valeurs limites recommandées de flèches verticales.....	25
Tableau III. 2: Les charges permanentes de plancher terrasse inaccessible.....	27
Tableau III. 3: les charges permanentes de plancher terrasse accessible.....	27
Tableau III. 4: Les charges permanentes de plancher courant.....	28
Tableau III. 5: Caractéristiques de profilé IPE160.....	30
Tableau III. 6: Caractéristiques de profilé IPE220.....	36
Tableau III. 7: Caractéristiques de profilé IPE180.....	37
Tableau III. 8: Caractéristiques de profilé IPE240.....	50
Tableau III. 9: Caractéristiques de profilé IPE360.....	62
Tableau III. 10: Caractéristiques de profilé IPE500.....	66
Tableau III. 11: Caractéristiques de profilé IPE500.....	71
Tableau III. 12: Caractéristiques de profilé IPE500.....	76
Tableau III. 13: Choix des sections des éléments horizontaux.....	81

Tableau III. 14: La charge permanente sur le poteau le plus sollicité.	83
Tableau III. 15: La charge d'exploitation sur le poteau central (loi de dégression).....	83
Tableau III. 16: Les efforts normaux, la section et le profilé des poteaux	84
Tableau III. 17: Choix finale des sections de poteaux	86
Tableau IV. 1: Caractéristique de cornière L80×80×8.....	91
Tableau V. 1: Valeurs de périodes et les facteurs de participation massique.....	100
Tableau V. 2: Valeurs des périodes et des facteurs de participation massique	102
Tableau V. 3: Valeurs de la périodes caractéristiques.....	103
Tableau V. 4: Choix de la période de calcul	104
Tableau V. 5: Facteurs de qualité	105
Tableau V. 6: Vérification de l'effort tranchant.....	105
Tableau V. 7: Vérification des déplacements inter étage suivant l'axe X-X	106
Tableau V. 8: Vérification des déplacements inter étage suivant l'axe Y-Y	106
Tableau V. 9: Justifications vis-à-vis de l'effet P- Δ suivant les axes X-X et Y-Y	107
Tableau V. 10: Profilés finaux adoptés.	108
Tableau VI. 1: Caractéristiques de profilé HEB600	112
Tableau VI. 2: Efforts internes des poteaux sous N_{max} pour chaque niveau.....	116
Tableau VI. 3: Vérifications au flambement par flexion	117
Tableau VI. 4: Efforts internes des poteaux sous M_{ysdmax} pour chaque niveau.....	117
Tableau VI. 6: Efforts internes des poteaux sous M_{zsdmax} pour chaque niveau	118
Tableau VI. 7: Vérifications au flambement par flexion	119
Tableau VI. 8: Choix final des poteaux.....	119
Tableau VII. 1: Caractéristiques des boulons	128
Tableau VII. 2: Normes des dimensions des trous de boulon.....	128
Tableau VII. 3: Valeurs du facteur de corrélation approprié β_w	128
Tableau VII. 4: valeurs du Coefficients partiels de sécurité γ_{mw}	128
Tableau VII. 5: valeurs du coefficients réducteur K_s	129
Tableau VII. 6: valeurs du Coefficient de frottement μ	129
Tableau VII. 7: Caractéristiques géométriques des profilés	130

Tableau VII. 8: Caractéristiques géométriques des profilés	138
Tableau VII. 9: Caractéristique des profilés assemblés.	141
Tableau VIII. 1: Calcul des moments en travée et sur appuis	146
Tableau VIII. 2: Ferrailage du voile périphérique	146
Tableau VIII. 3: Vérification des contraintes de la dalle du raider à l'ELS	147
Tableau VIII. 4: Les caractéristique des matériaux de poteau mixte.....	151
Tableau VIII. 5: Les caractéristiques de profilé HEB600	151
Tableau VIII. 6: Décante des charges dans les poteaux du sous-sol	156
Tableau VIII. 7: Sections des semelles filantes continues sens y-y.....	164
Tableau VIII. 8: Sections des semelles filantes continues sens x-x.....	164
Tableau VIII. 9: Contrainte sous le raider à l'ELU	168
Tableau VIII. 10: Contrainte sous le raider à l'ELS	168
Tableau VIII. 11: Calcul des moments à l'ELU	169
Tableau VIII. 12: Calcul des moments à l'ELS.....	169
Tableau VIII. 13: Ferrailage du panneau le plus sollicité du radier	170
Tableau VIII. 14: Vérification des contraintes de la dalle du raider à l'ELS	170
Tableau VIII. 15: Calcul du ferrailage de la nervure.....	171
Tableau VIII. 16: Vérification des contraintes de la nervure à l'ELS	172

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).
F_p :	Effort de précontrainte dans les boulons.
M :	Moment sollicitant, en générale.
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.

Introduction Générale

Ce projet de fin d'étude consiste à étudier un établissement de gestion de services aéroportuaire d'Alger (EGSA) située à Bab-Ezzouar, cet établissement s'agit d'un bâtiment (R+9) en charpente métallique, à usage administratif.

En appliquant les règlements techniques en vigueur « DTR », à savoir le règlement parasismique Algérienne **RPA99 version 2003** et les règlements de la conception et calcul des structures en charpente métallique **CCM97**.

- Tout d'abord le **1^{er} chapitre** parle des généralités, il comprend la présentation complète de l'ouvrage, la définition des différents éléments et le choix du matériau utilisé.
- L'objectif du **2^{ème} chapitre** est le prédimensionnement des éléments tels que les Poteaux, poutres et les solives de bâtiment.
- L'étude climatique de neige et vent est présentée dans le **chapitre 3** alors que le **4^{ème} chapitre** comporte le calcul des éléments secondaires
- L'objectif de **5^{ème} chapitre** est d'avoir un bon comportement dynamique en passant par plusieurs dispositions des palées de stabilité jusqu'à ce que les critères exigés par le **RPA99 ver2003** soient vérifiés.
- Le **6^{ème}** chapitre porte la vérification des éléments résistants.
- Le calcul des assemblages, fondé sur les résultats du logiciel **Robot** sont présenté dans le **chapitre 7** qui traite les différents assemblages de la structure.
- Le **8^{ème} chapitre** se basera sur l'étude de l'infrastructure, enfin nous terminons le travail par une conclusion générale qui résume l'essentiel du projet.

Chapitre I :

Présentation de l'ouvrage

I.1 Introduction :

L'étude de structure est une étape clé et un passage obligatoire dans l'acte de bâtir. Faire cette étude vise à mettre en application les connaissances acquises durant les années d'étude.

Ce chapitre contient :

- La présentation du projet.
- La localisation et données concernant le site.
- Données géométriques de l'ouvrage.
- Conception architectural & structural.
- Les caractéristiques des matériaux utilisés.

I.2 Présentation du projet :

Dans le cadre de notre projet de fin d'études, le travail consiste en la conception et le calcul d'un bâtiment **R+9** de bureaux avec une terrasse accessible et deux sous-sols, contreventé par des palées de stabilités.

L'ouvrage situé à willaya d'Alger, précisément à Bab-Ezzouar.



Figure I. 1: façade principale.

I.3 Localisation et données concernant le site :

Notre projet implanté à Bab-Ezzouar dont :

- ✓ L'altitude : 190 m.
- ✓ Zone de neige : zone B.
- ✓ Zone de vent : zone I.
- ✓ Zone sismique : zone III (forte sismicité)

I.4 Données géométriques de bâtiment :

Notre bâtiment est en forme L en vue plan dans les dimensions suivantes :

- ✓ Longueur de bâtiment : 35.80 m
- ✓ Largeur de bâtiment : 34.25 m
- ✓ Hauteur de **R.D.C** et **1^{er} étage** : 4.08 m
- ✓ Hauteur de **2^{ème} → 9^{ème} étage** : 3.74 m
- ✓ Hauteur totale : 40.73 m
- ✓ Hauteur de sous-sols : 2.72 m

I.5 Conception architecturale :

La structure est de forme rectangulaire, se compose de deux sous-sols, RDC + 9 étages avec une terrasse accessible.

- **Sous-sols** : Parking
- **RDC** : hall de réception
- **1^{er} → 9^{ème} étage** : bureaux administratifs

I.6 Conception structurale :

I.6.1 Les éléments horizontaux :

- a) **Les planchers** : dans cette étude les planchers utilisés sont des planchers mixtes (dalle collaborant) pour les planchers courants et le plancher terrasse.

La composition de plancher courant est illustrée dans la figure suivante :

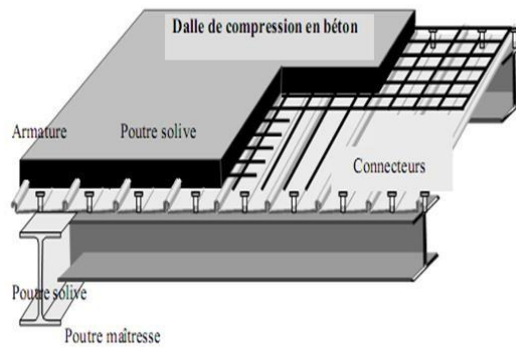


Figure I. 2: Composition de plancher courant.

Les planchers reposent sur un ensemble des poutres et des solives métalliques, la liaison entre la dalle, le bac d'acier et la structure porteuse est assurée par des connecteurs.

b) Bac d'acier :

Le bac d'acier de type HI-BOND55-750 dont les caractéristiques suivantes :

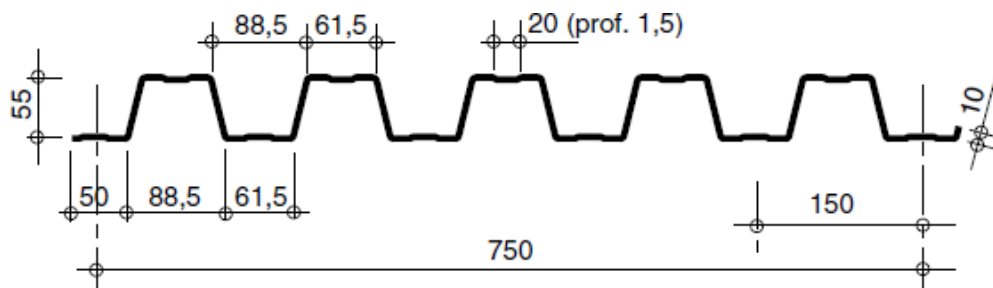


Figure I. 3: Caractéristiques de HI-BOND55-750.

Le tableau suivant représente les caractéristiques du bac adopté :

Tableau I. 1: Caractéristiques de HI-BOND55-750.

Hauteur des nervures (mm)	Nombre de nervure par bac	Espacement des nervures (mm)	Largeur outil de bac (mm)	Epaisseur de tôle (mm)	Poids (dan/m ²)
55	5	150	750	1	15

c) Les connecteurs :

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

- Les goujons à tête sont les plus utilisés. Leurs caractéristiques géométriques, limite élastique (f_y) et contrainte de rupture (f_u) sont reprise au tableau ci-dessous :

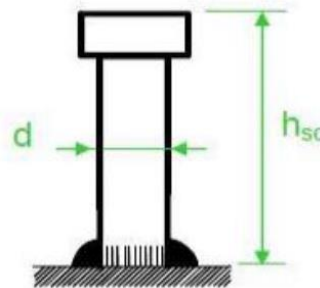


Figure I. 4: Connecteur de type Nelson (goujon à tête).

Le tableau suivant représente les caractéristiques du goujon adopté :

Tableau I. 2: Caractéristiques du goujon à tête TRW Nelson.

Dénomination du goujon à Tête	h_{sc} (mm)	D (mm)	F_y (N/mm ²)	F_u (N/mm ²)
TRW Nelson KB ^{3/4} '' -95	95	19	350	450

d) Dalle en béton :

L'épaisseur de la dalle béton armé compris entre 12 & 15 cm.

e) Les solives :

Les solives sont des poutrelles IPE ou bien IPN travaillent à la flexion simple, leur espacement est compris entre 1m et 2m.

f) Les poutres :

Les poutres, sont des éléments généralement horizontaux (IPE) qui doivent reprendre essentiellement les efforts de flexion. Leur section doit par conséquent présenter une inertie adaptée dans le sens de flexion et donc une certaine hauteur.

I.6.2 Superstructure verticale :

• **Les systèmes de stabilités :**

Les contreventements dans les bâtiments servent, d'une part, à résister aux efforts horizontaux et à transférer ces efforts aux fondations, d'autre part, à assurer la stabilité de

l'ossature tant en service qu'au stade de montage. On examine ci-après la disposition en plan, et en élévation des contreventements dans une ossature, la répartition des efforts entre les divers contreventements, leur nature, leur influence sur la stabilité de l'ensemble du bâtiment et sur la stabilité des poteaux.

La stabilité des bâtiments peut être obtenue de différentes manières : Soit par des palées de stabilité, soit par voiles en béton armé, soit encore par des noyaux en béton armé ou cages en poutres à treillis métallique, soit par des portiques auto-stables, soit enfin par toute combinaison de ces divers systèmes.

I.7 Conception des escaliers :

Les escaliers permettent l'accès du niveau RDC vers les autres niveaux.

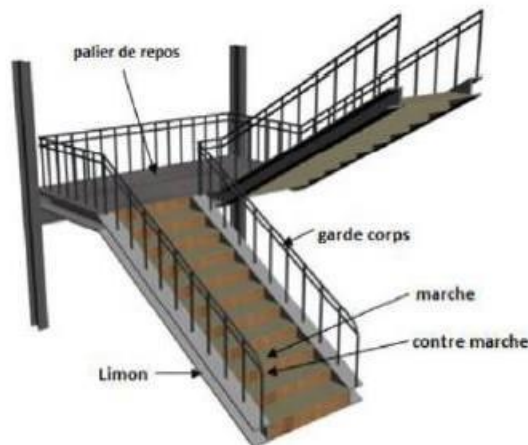


Figure I. 5: Escaliers en charpente métallique.

I.8 Les assemblages :

Les assemblages a pour but de transmettre les efforts aux poteaux et les poutres.

Dans notre étude on utilise deux types d'assemblage :

- **Les boulons :**

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 ménage sur site, pour ce cas on a utilisé les boulons de haute résistance pour les assemblages rigides des portiques auto stable. Les boulons HR comprennent une tige filetée, une tête hexagonale et un écrou en acier à très haute résistance.

- **Le soudage :**

Le soudage est une opération qui consiste à joindre deux parties d'un même matériau avec un cordon de soudure constitué d'un métal d'apport, ce dernier sert à de liant entre les deux pièces à assembler.

I.9 **Les fondations :**

Les fondations reprenant les charges et surcharges supporter par la superstructure et les transmettent au sol dans les bonnes conditions afin d'assurer la stabilité de l'ouvrage. Le choix de type de fondation se fait selon le rapport de sol et les charges supportées par la structure.

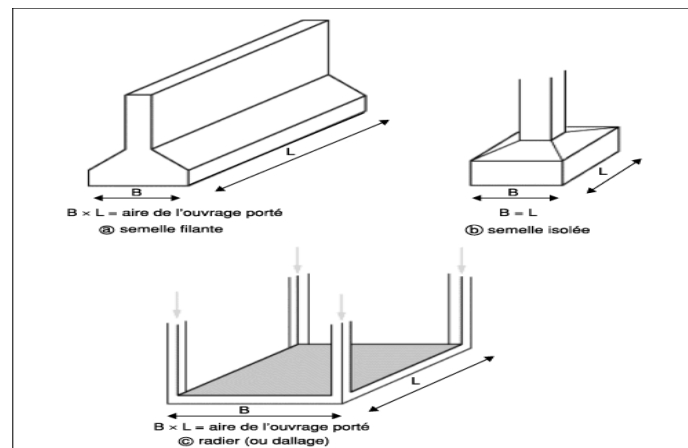


Figure I. 6: Types des fondations.

I.10 **Caractéristiques des matériaux :**

- a) **Acier :** Les caractéristiques mécaniques de différentes nuances d'acier sont les suivantes :

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

Tableau I. 3: Valeurs nominales de F_y & F_u pour les profilés.

Nuance d'acier	Epaisseur (mm)			
	$t \leq 40\text{mm}$		$40\text{mm} \leq t \leq 100\text{mm}$	
	F_y (N/mm ²)	F_u (N/mm ²)	F_y (N/mm ²)	F_u (N/mm ²)
S235	235	360	225	340
S275	275	430	265	410
S355	355	510	345	490

- La résistance à la traction : $f_u = 430$ (MPa)
- La limite élastique : $f_y = 275$ (MPa)
- Le module de Young : $E = 210\,000$ (MPa)
- Le coefficient de poisson : $\nu = 0.3$
- Module de cisaillement : $G = E / (2(1+\nu)) = 81\,000$ (MPa)

Acier pour ferrailage :

Pour le ferrailage en utilisé des armatures et des treuillés à soudé de type $\emptyset 5$, $\emptyset 6$, $\emptyset 8$, et de dont les caractéristiques sont :

- Module d'élasticité longitudinale : $E = 2.1 \cdot 10^5$ (MPa)
- Contrainte limite d'élasticité : $f_e = 500$ (MPa)

b) Béton :

→ Résistance de béton :

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

- La résistance à la compression à 28 jours : $f_{c28} = 25$ MPa.
- La résistance à la traction à 28 jours est déduite de celle de compression par la relation : $f_{t28} = 0.6 + 0.06 \cdot f_{c28}$

→ Contraintes limites :

La contrainte admissible de compression à l'état limite ultime (ELU) est donnée par :

$$f_{bu} = \frac{0.85 \cdot f_{cj}}{\gamma_b}$$

Avec :

→ $\gamma_b = 1.5$ action durable.

→ $\gamma_b = 1.15$ action accidentelle.

→ Etat limites de service :

La contrainte limites de service est donnée par :

$$\sigma = 0.6 \cdot f_{c28}$$

Caractéristiques mécaniques de l'acier :**Tableau I. 4:** Caractéristiques mécaniques

	Nuance	Fy (MPa)
Ronds lisses	Fe220	215
	Fe240	235
Barres HA	Fe400	400
	Fe500	500

I.11 Conclusion :

Dans ce chapitre, l'ouvrage de ce projet de fin d'étude est présenté, en déterminant l'usage, la classification et les caractéristiques géométriques en plan et en élévation de la construction. Ensuite, les éléments structurant le bâtiment sont définis et les caractéristiques mécaniques des matériaux de construction adoptés sont détaillées. A la fin, les hypothèses de calcul adoptées sont mentionnées.

Chapitre II :
Etude Climatique (Neige Et Vent)

II.1 Effet de la neige :

II.1.1 Introduction :

Le règlement **RNV2013** s'applique à l'ensemble des constructions en Algérie situées à une altitude inférieure ou égale 2000 m.

II.1.2 Calcul des charges de la neige « S » : [6]

La charge caractéristique de neige S par unité de surface en projection horizontale de toiture ou de toute autre surface soumise à l'accumulation de la neige, s'obtient par la formule suivante : $S = \mu \times S_k$

Avec : S_k (en KN/m^2) est la charge de neige sur le sol.

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

Notre structure se situe à la commune de Bab-Ezzouar wilaya de Alger, zone B.

La valeur S_k est déterminée par les lois de variation suivantes :

H (m) Altitude du site considérée par rapport au niveau de la mer $H = 19$ m

$$S_k = \frac{0,04 \cdot H + 10}{100} \rightarrow S_k = 0,1076 \text{KN/m}^2$$

$$S_k = 0,1076 \text{KN/m}^2 \quad \text{et} \quad \mu = 0,8 \quad (\text{Toiture plate}).$$

$$\text{Donc} \quad S = 0,8 \times 0,1076 \rightarrow S = \mathbf{0,086 \text{KN/m}}.$$

II.2 Effet du vent

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

Le calcul sera mené conformément au Règlement Neige et Vent 2013[6].

Les actions du vent appliquées aux parois dépendent de :

- La direction.
- L'intensité.
- La région.
- Le site d'implantation de la structure et leur environnement.
- La forme géométrique et les ouvertures de la structure.

II.2.1 Nature de la Structure

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

1. Constructions peu sensibles, pour lesquelles le coefficient dynamique $C_d < 1.2$.
2. Constructions sensibles, pour lesquelles le coefficient dynamique $C_d \geq 1.2$.

II.2.2 Hypothèses de calcul

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

- Données relatives au site :

- ✓ Site plat : $C_t(Z) = 1$ pour $\phi \leq 0.05$
- ✓ Zone I : $q_{\text{réf}} = 375 \text{ N/m}^2$ (Tab 2.3) [6]
- ✓ Terrain catégorie IV :
 $K_t = 0,234 Z_0 = 1\text{m}, Z_{\text{min}} = 10\text{m}, \varepsilon = 0,67$ (Tab 2.4) [6]

➤ Hauteur de référence Z_e (§2.3.2) [6]

- ✓ $h = 40.73$; $b = 34.25\text{m}$.
- ✓ La hauteur de référence est : $b < h < 2b$

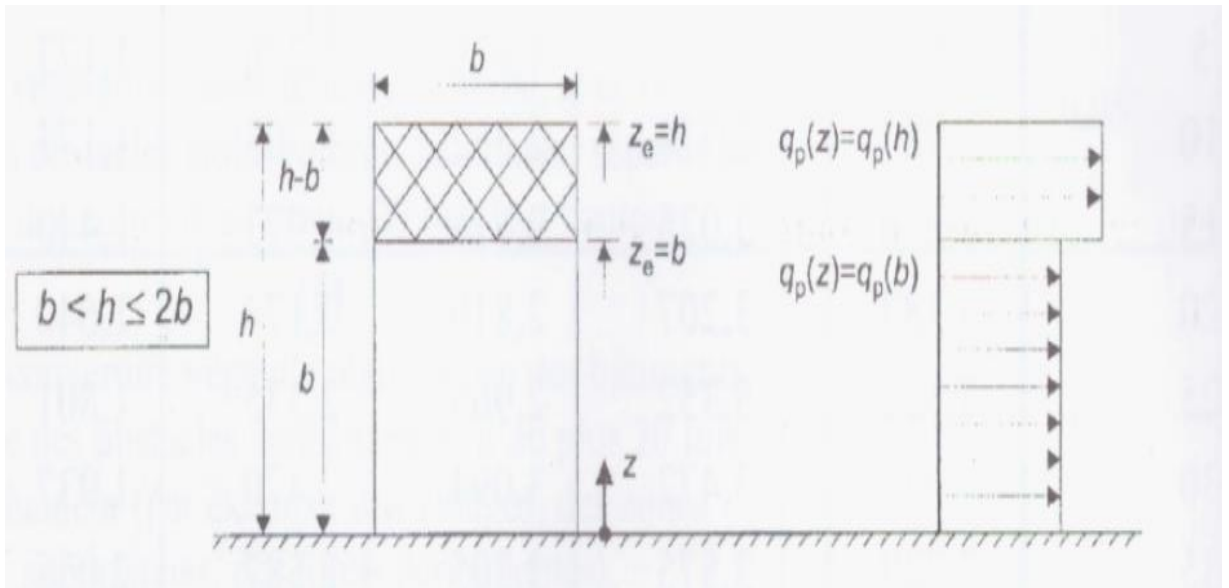


Figure II. 1: Hauteur de référence Z_e et profil correspondant de la pression dynamique.

II.2.3 Pression dynamique de pointe

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

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

a- Coefficient de rugosité :

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

Pour $Z_{min} \leq Z_e \leq 200m$ (§2.4.4)[6]

Tableau II. 1: Coefficient de rugosité

Tronçon	Z [m]	C_r
De 0 à 34.25	34.25	0.826
De 34.25 à 40.73	40.73	0.876

b- Coefficient de topographie

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

Tableau II. 2: Coefficient topographique

Tronçon	Z [m]	C_t
De 0 à 34.25	34.25	1
De 34.25 à 40.73	40.73	1

c- Intensité de turbulence

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

Tableau II. 3: Coefficient Intensité de turbulence

Tronçon	Z [m]	I _v
De 0 à 34.25	34.25	0.283
De 34.25 à 40.73	40.73	0,270

d- Coefficient d'exposition

Cas de structures peu sensibles aux excitations dynamiques

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

Tableau II. 4: Coefficient d'exposition

Tronçon	Ze [m]	C _e
De 0 à 34.25	34.25	2.03
De 34.25 à 40.73	40.73	1.97

Tableau II. 5: Tableau Récapitulatif

Tronçon (m)	Ze [m]	C _r	C _t	I _v	C _e	q _p [N/m ²]
De 0 à 34.25	34.25	0,826	1	0,283	2.03	761.25
De 34.25 à 40.73	40.73	0,876	1	0,270	1,97	738.75

II.2.4 Calcul de la pression due au ventII.2.4.1 Détermination de la pression dynamique

La pression dynamique **W** (z_j) agissant sur une paroi est obtenue à l'aide de la formule suivante : $W(z_j) = q_p(z_e) \times [C_{pe} - C_{pi}]$ [N/m²] (§2.5.2.) [6]

a- Coefficients de pressions extérieures C_{pe}

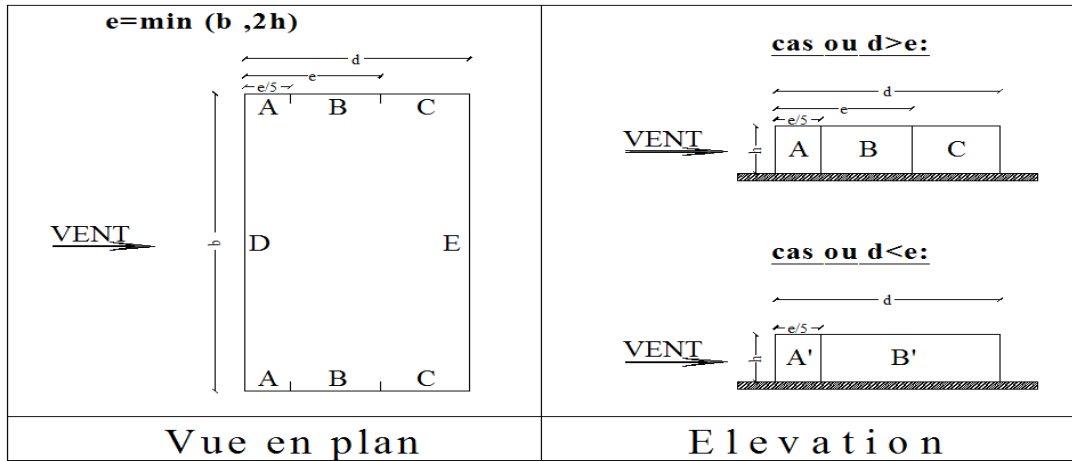


Figure II. 2: Légende pour la paroi verticale.

On détermine le coefficient à partir des conditions suivantes :

(§ 5.1.1.2) [6]

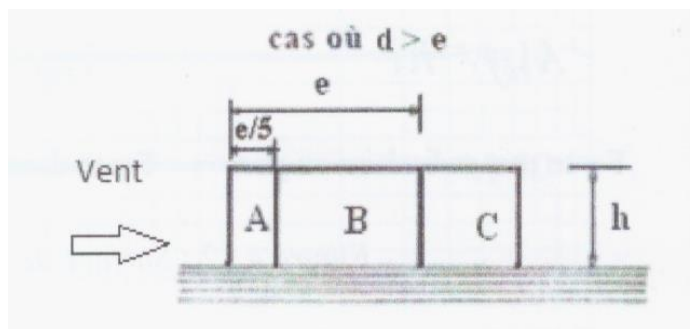
$$\begin{aligned}
 C_{PE} &= C_{pe,1} && \text{si } S \leq 1 \text{ m}^2 \\
 C_{PE} &= C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) \times \log_{10}(S) && \text{si } 1 \text{ m}^2 < S < 10 \text{ m}^2 \\
 C_{PE} &= C_{pe,10} && \text{si } S \geq 10 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

➤ Direction du vent (V1)

Cas de vent perpendiculaire à la largeur du bâtiment

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

- B=34.25 m
- H=40.73 m
- D= 35.80m
- $e = \min [b, 2 \times ht] \Rightarrow e = 34.25\text{m}$



Zone	S>10 m ²	Cpe10
A	279.01	-1
B	116.003	-0.8
C	63.143	-0.5
D	1395.112	+0.8
E	1395.112	-0.3

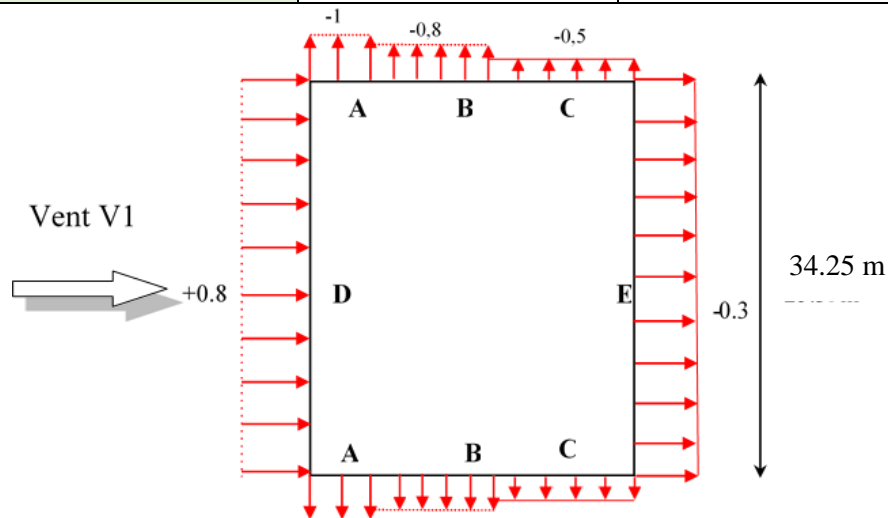


Figure II. 3: Représentation des coefficients C_{pi} sur les différentes zones(V1).

b- Coefficient de pression intérieure C_{pi} :

Le coefficient de pression C_{pi} est calculé en fonction de l'indice de perméabilité μ_p et le rapport $\frac{h}{d}$

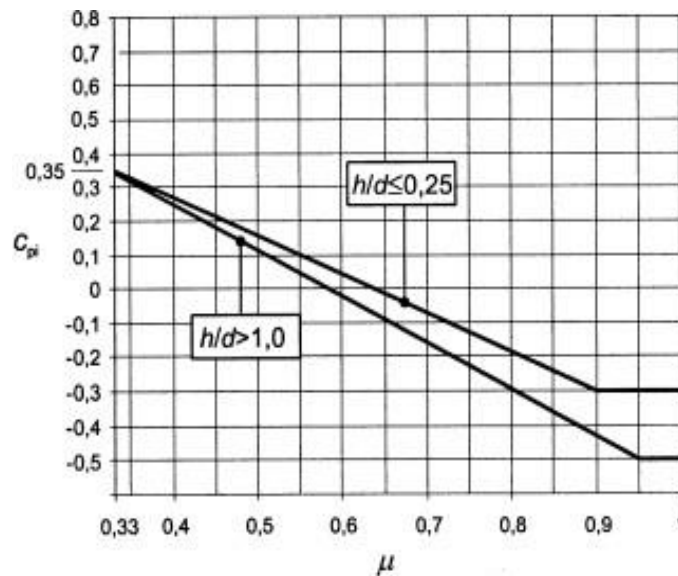


Figure II. 4: Coefficients de pression intérieure applicables pour des ouvertures uniformément réparties.

$$\mu_p = \frac{\sum \text{surface des ouvertures ou le } cpe < 0}{\sum \text{surface de toutes les ouvertures}}$$

$$h = 40.73 \text{ m}$$

$$d = 35.80 \text{ m}$$

$$\frac{h}{d} = \frac{40.73}{35.80} = 1.13 > 1$$

$$\mu_p = \frac{535.229}{594.729} = 0.9$$

Projection sur le graphe $\rightarrow C_{pi} = -0.45$

REMARQUE :

Nous avons pris les valeurs extrêmes du C_{pi} pour simuler les cas les plus défavorables de la perméabilité au vent.

La pression aérodynamique :

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

Tableau II. 6: Récapitulatif(V1)

Zone	Z(m)	$q_p(z_e)$ [N/m ²]	C_{pe}	C_{pi}	$W(z_j)$ [N/m ²]
A	34.25	761.25	-1	-0.45	-418.69
	40.73	738.75	-1	-0.45	-406.31
B	34.25	761.25	-0.8	-0.45	-266.43
	40.73	738.75	-0.8	-0.45	-258.56
C	34.25	761.25	-0.5	-0.45	-38.06
	40.73	738.25	-0.5	-0.45	-36.93
D	34.25	761.25	+0,8	-0.45	-951.56
	40.73	738.75	+0,8	-0.45	923.43
E	34.25	761.25	-0,3	-0.45	114.18
	40.73	738.75	-0.3	-0.45	110.81

➤ Toiture :

Nous avons une toiture plate Selon (§5.1.3) [6]

Sans acrotère :

- B=34.25 m
- H=40.73 m
- D= 35.80m
- e=min [b, 2×ht] $\Rightarrow e=34.25m$

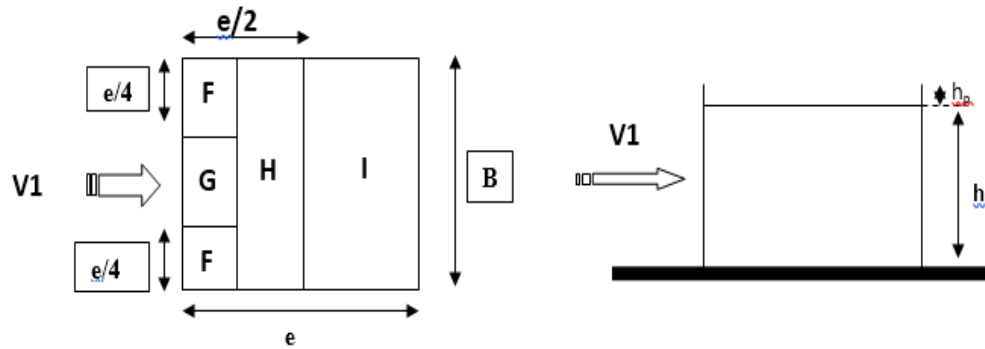


Figure II. 5: Légende pour la paroi verticale la toiture (V1).

a- Coefficients de pressions extérieures C_{pe} :

Tableau II. 7: Valeurs des pressions C_{pe} pour les différentes zones de terrasse sous V1

Zone	$S > 10 \text{ m}^2$	C_{pe10}
F	146.624	-1.8
G	58.656	-1,2
H	490.46	-0.7
I	613.075	-0,2

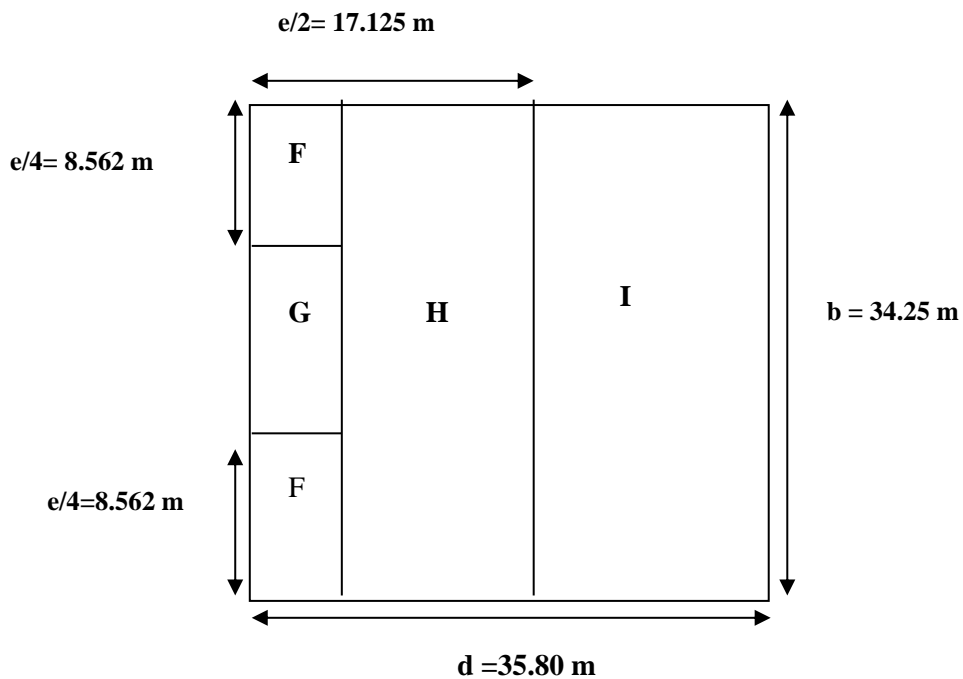


Figure II. 6: Légende pour les toitures plates.

La pression aérodynamique :

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

Tableau II. 8: Récapitulatif (V1)

Zone	Z(m)	qp(ze) [N/m ²]	C _{pe}	C _{pi}	W (zj) [N/m ²]
F	34.25	761.25	-1.8	-0.45	-1027.68
	40.73	738.75	-1.8	-0.45	-997.31
G	34.25	761.25	-1.2	-0.45	-570.93
	40.73	738.75	-1.2	-0.45	-554.06
H	34.25	761.25	-0.7	-0.45	-190.31
	40.73	738.25	-0.7	-0.45	-184.68
I	34.25	761.25	-0.2	-0.45	190.31
	40.73	738.75	-0.2	-0.45	184.68

➤ **Paroi verticale : (V2)**

Cas de vent perpendiculaire à la largeur du bâtiment

- B=35.80 m
- H=40.73 m
- D= 34.25 m
- e=min [b, 2×ht] ⇒ e=35.80 m

Tableau II. 9: Valeurs des pressions Cpe pour les différentes zones de la paroi verticale (V2)

Zone	S>10 m ²	Cpe10
A'	261.62	-1
B'	1166.50	-0,8
D	1458.13	+0,8
E	1458.13	-0,3

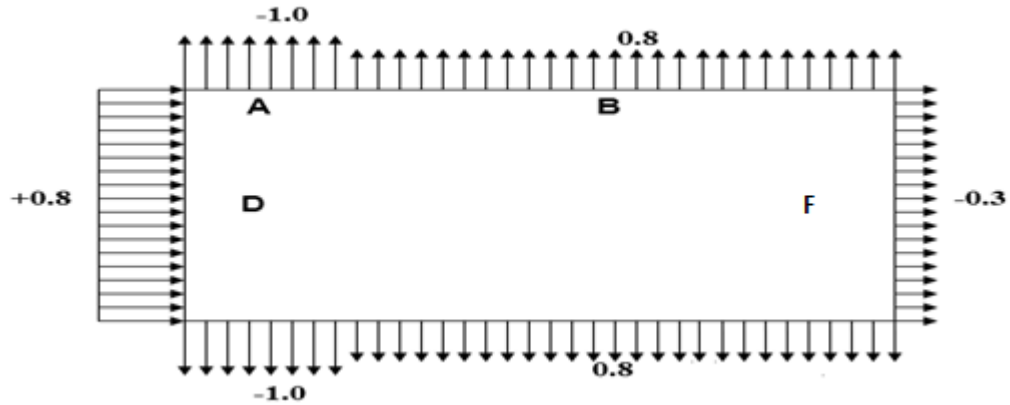


Figure II. 7: Représentation des coefficients Cpe sur les différentes zones(V2).

$$h = 40.73 \text{ m}$$

$$d = 34.25 \text{ m}$$

$$\frac{h}{d} = \frac{40.73}{34.25} = 1.19 > 1$$

$$\mu_p = \frac{360.72}{594.729} = 0.607$$

Projection sur le graphe → $C_{pi} = -0.005$

La pression aérodynamique :

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

Tableau II. 10: Récapitulatif(V2)

Zone	Z(m)	qp(ze)	Cpe	Cpi	W (zj) [N/m²]
A'	40.73	738.75	-1	-0.005	-734.68
B'	40.73	738.75	-0.8	-0.005	-587.01
D	40.73	738.75	+0,8	-0.005	594.39
E	40.73	738.75	-0.3	-0.005	-217.82

➤ **Toiture :**

Nous avons une toiture plate Selon (§5.1.3) [6]

Sans acrotère

- B=35.80 m
- H=40.73 m
- D= 34.25 m
- e=min [b, 2×ht] ⇒ e=35.80 m

a- Coefficients de pressions extérieures C_{pe} :

Tableau II. 11: Récapitulatif(V2)

Zone	$S > 10 \text{ m}^2$	C_{pe10}
F	32.041	-1,8
G	64.082	-1,2
H	512.656	-0.7
I	613.075	-0,2

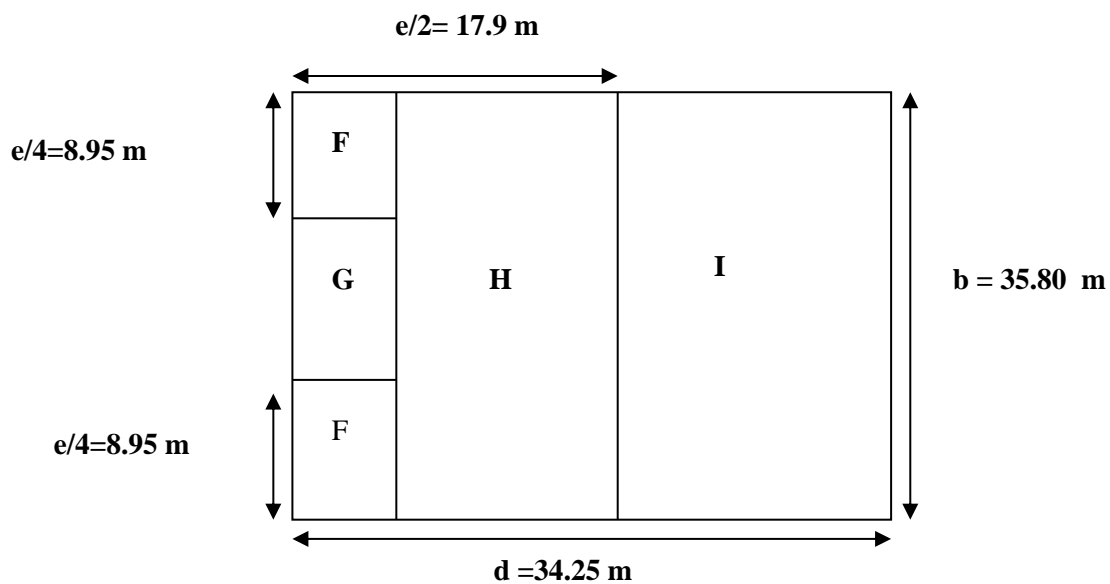


Figure II. 8: Légende pour les toitures plates.

La pression aérodynamique :

$$w(z_j) = q_p(z_e) \times [C_{pe} - C_{pi}] \text{ [N/m}^2\text{]}$$

Tableau II. 12: Récapitulatif(V2)

Zone	Z(m)	$q_p(z_e)$	C_{pe}	C_{pi}	W (zj) [N/m ²]
F	40.73	738.75	-1,8	-0.005	-1326.056
G	40.73	738.75	-1,2	-0.005	-882.806
H	40.73	738.75	-0,7	-0.005	-513.431
I	40.73	738.75	-0,2	-0.005	-144.056

II.3 Conclusion :

Les pressions aérodynamiques sont très faibles, donc les effets de frottement du vent sur la surface peuvent être négligés dans notre cas.

Chapitre III :
Prédimensionnement des éléments
structuraux

III.1 Introduction :

Le pré dimensionnement des éléments porteurs (poteaux, poutres...) d'une structure est une étape essentielle dans tout calcul d'un projet. En se basant sur le principe de la descente de charges verticales transmise par les planchers aux éléments porteurs, qui les transmettent à leur tour aux fondations, le pré dimensionnement des éléments est déterminé, selon les règles de calcul **BAEL91**[5], **RPA99 ver 2003**[3], **CCM97**[2] et **EC3**[8].

III.2 Classification des sections transversales selon l'EUROCODE3 :[8]

Pour les besoins de calcul, l'eurocode3 à proposer quatre classes de section transversales qui est définis comme suite :

- a) **Classe 1 :** Sections transversales pouvant former une rotule plastique avec la capacité de rotation requise pour une analyse plastique.
- b) **Classe 2 :** Sections transversales pouvant développer leur moment de résistance plastique, mais avec une capacité de rotation limitée
- c) **Classe 3 :** Sections transversales dont la contrainte calculée dans la fibre comprimée de l'élément en acier peut atteindre la limite d'élasticité, mais dont le voilement local est susceptible d'empêcher le développement du moment de résistance plastique
- d) **Classe4 :** Sections transversales dont la résistance au moment fléchissant ou à la compression doit-être déterminée avec prise en compte moment-rotation correspondant à chaque classe de section sont présentées sur la figure ci-dessous :

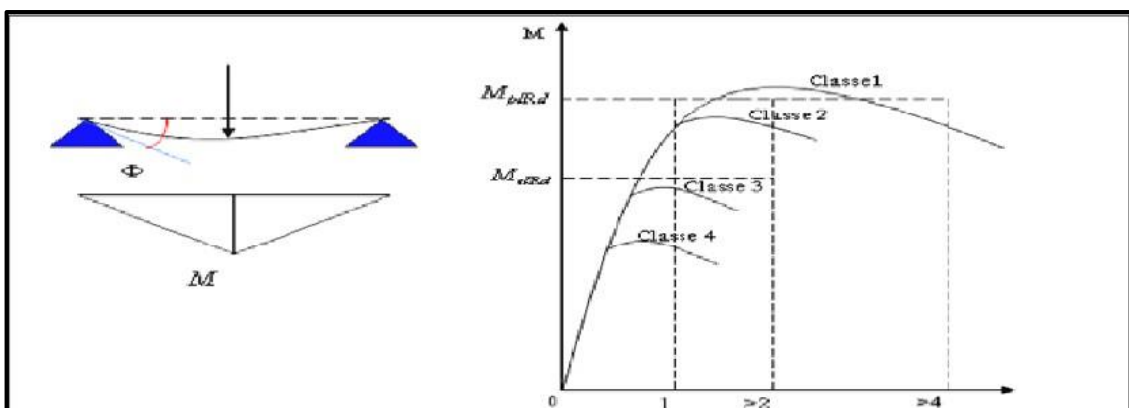


Figure III. 1: Courbes de comportement des sections (EUROCODE3).

III.3 Coefficient partiel de sécurité : [2]

Le coefficient partiel de sécurité γ_m pour les matériaux doit être pris égal à valeurs

suivantes :

- **Cas des états limites ultimes des éléments** → $\gamma_{m1}=1.1$
- **Sections nettes au droit des trous** → $\gamma_{m2}=1.25$

III.4 Les valeurs limites des flèches :[2]

Les structures en acier doivent être dimensionnées de manière que les flèches se restent dans les limites appropriées à l'usage et à l'occupation envisagés du bâtiment et à la nature des matériaux de remplissage devant être supportés.

- Les valeurs limites recommandées flèches verticales sont indiquées dans le tableau ci-dessous

Tableau III. 1: Valeurs limites recommandées de flèches verticales

Conditions	* δ_{vmax} (flèche dans l'état final)
Toitures en générales	L/200
Toitures supportant des personnels Autres que les personnels d'entretien	L/250
Planchers en général	L/250
Planchers et toitures supportant des cloisons en plâtre ou en autres matériaux fragiles ou rigides	L/250
Planchers supportant des poteaux (à moins que la flèche ait été incluse dans l'analyse globale de l'état limite ultime	L/400
Cas où δ_{vmax} peut nuire à l'aspect du bâtiment	L/250

III.5 Les planchers :

- **Généralité** :

Les planchers constituent un plan horizontal rigide capable de : Supporter les charges verticales (poids propre des différents composants et charges d'exploitation) et de les transmettre aux poteaux, transmettre les efforts horizontaux (vent et efforts sismiques), d'autres fonctions sont d'une importance plus ou moins majeure en relation avec la destination du bâtiment. Il s'agit de la flexibilité de passages verticaux et horizontaux, de l'isolation acoustique et thermique, de la stabilité et de la résistance au feu.

- **Les charges :**

Le rôle essentiel des planchers, supposés infiniment rigides dans le plan horizontal est de transmettre les efforts aux éléments porteurs : Les poutres et les poteaux.

- **Hypothèse de calcul :**
- **Phase de construction :**

Le profilé de l'acier travail seul et les charges de la phase de construction sont :

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

- **Phase finale :**

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

- Le poids propre de profilé
- Le poids propre de béton
- La surcharge d'exploitation

- **Largeur de la dalle collaborant :**

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

$$B_{eff=inf} \left\{ \begin{array}{l} 2L_0/8 \ ; \ L_0 : \text{largeur libre d'une poutre simple appui} \\ b \ : \text{l'entraxe entre les poutres} \end{array} \right.$$

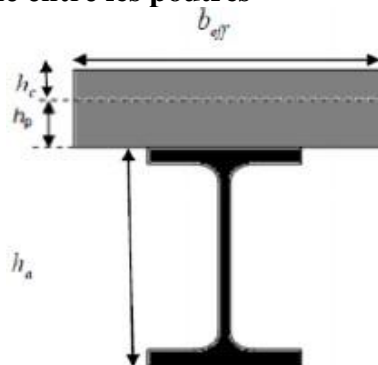


Figure III. 2: Largeur effective de dalle en béton.

- **Plancher terrasse :**

- **Terrasse inaccessible (buanderie):**

- a) **Charges permanentes : [1]**

Tableau III. 2: Les charges permanentes de plancher terrasse inaccessible.

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids volumique (kN/m ³)	G (kN/m ²)
Gravillon de protection	5	20	1
Etanchéité multicouches	/	/	0,12
Forme de ponté	10	20	2
Isolation thermique (liège)	4	4	0,16
Dalle pleine	10	25	2.5
Bac d'acier (HI-BON 55)	/	/	0.15
Enduit au plâtre	2	10	0,20
Totale			6.13

- b) **Charge d'exploitation :**

Terrasse : $Q = 1 \text{ kN/m}^2$

- **Terrasse accessible :**

- a) **Charges permanentes : [1]**

Tableau III. 3: les charges permanentes de plancher terrasse accessible

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids volumique (kN/m ³)	G (kN/m ²)
Carrelage	2	20	0.4
Etanchéité multicouches	/	/	0,12
Forme de ponté	10	20	2
Isolation thermique (liège)	4	4	0,16
Dalle pleine	12	25	3
Bac d'acier (HIBON 55)	/	/	0.15
Enduit au plâtre	2	10	0,20
Totale			6.03

- b) **Charge d'exploitation : [1]**

Terrasse : $Q = 1.5 \text{ kN/m}^2$

- **Plancher courant** :
- a) **Charges permanentes** : [1]

Tableau III. 4: Les charges permanentes de plancher courant

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids volumique (kN/m ³)	G (kN/m ²)
Carrelage	2	20	0.4
Mortier de pose	2	20	0.40
Lit de sable	2	18	0.36
Dalle en béton armé	12	25	3
Faux plafond	2	10	0.2
Bac d'acier (HIBON55)	/	/	0.15
Distribution cloison	/	0.1	1
Totale			5.51

- b) **Charges d'exploitation** : [1]

Le bâtiment à usage administratif donc la surcharge d'exploitation :

$$Q = 2.5 \text{ kN/m}^2$$

III.6 Pré dimensionnement des éléments :

III.6.1 Les solives :

Les solives sont des profilés en (IPE, IPN). Ce sont des éléments qui travaillent en flexion sous l'effet des charges verticales.

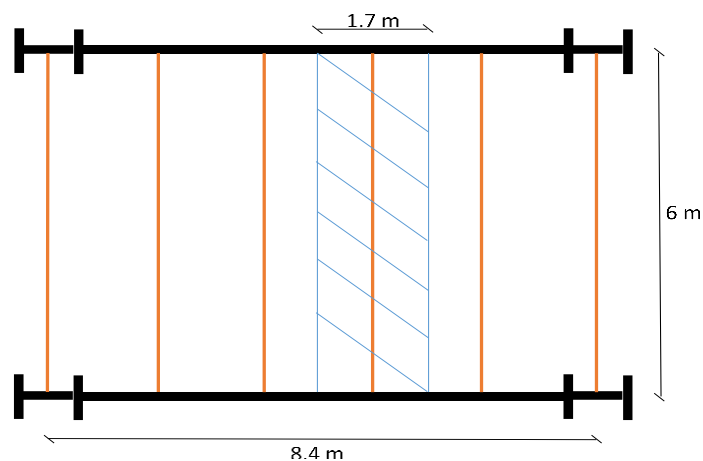


Figure III. 3: La solive plus sollicité

- **Pré dimensionnement des solives** :
- Longueur des solives : $L=5.4 \text{ m}$
- L'entraxe des solives : $L=1.7 \text{ m}$

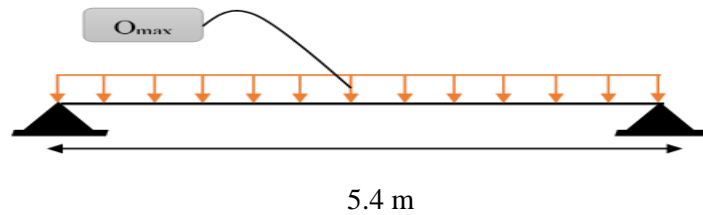


Figure III. 4: Schéma statique de la solive.

III.6.1.1 La dalle de la buanderie :

$$L / 25 \leq h \leq L / 15$$

$$5400 / 25 \leq h \leq 5400 / 15$$

$$216 \leq h \leq 360$$

Le profilé choisit est : **IPE220**

a) Phase construction :

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

- Poids propre de profilé (IPE220) : $g_p = 0.262 \text{ kN/m}$
- Poids propre de béton frais : $G_b = 2.5 \text{ kN/m}^2$
- Poids de bacs d'acier : $g = 0.15 \text{ kN/m}^2$
- Surcharge des ouvriers : $q_c = 0.75 \text{ kN/m}^2$

- Combinaison des charges : [2]

L'entraxe entre les solives est : 1.35 m

ELU :

$$Q_u = 1.35 \times (g_p + (G_b + g) \times 1.35) + 1.5 (q_c \times 1.35)$$

$$Q_u = 1.35 \times (0.262 + (2.5 + 0.15) \times 1.35) + (1.5 \times 1.35 \times 0.75)$$

$$Q_u = 6.7 \text{ kN/m}$$

ELS:

$$Q_{ser} = (g_p + (G_b + g) \times 1.35) + (q_c \times 1.35)$$

$$Q_{ser} = (0.262 + (2.5 + 0.15) \times 1.35) + (0.75 \times 1.35)$$

$$Q_{ser} = 4.85 \text{ kN/m}$$

- Vérification : [2]

- Vérification de flexion :

$$M_{sd} \leq M_{sd} = W_{ply} \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$$

Avec :

M_{\max} : le moment appliqué.

$\gamma_{m0} = 1$; $f_y = 275$ MPa.

Le moment appliqué :

$$M_{\max} = M_{sd} = \frac{qu \cdot l^2}{8} = \frac{7.61 \times 5.4^2}{8} = 27.74 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{285.4 \times 10^{-6} \times 275 \times 10^3}{1.1} = 71.35 \text{ kN.m}$$

$M_{pl,rd} > M_{sd} \Rightarrow$ vérifiée

$$r = \frac{27.74}{71.35} = 39\%$$

“r” est le rapport entre la valeur maximale et la valeur admissible, il montre le pourcentage de participation de l'élément dans la résistance de l'ensemble.

Remarque : Si < 0.5 les rapports entre la valeur maximale et la valeur admissible est faible, ce qui signifie que notre profilé est surdimensionné et on doit le diminuer

On opte un IPE 160 :

Tableau III. 5: Caractéristiques de profilé IPE160

Profilé	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	P Kg/m	A Cm ²	H Mm	B mm	T _f Mm	t _w mm	r mm	I _y Cm ⁴	I _z Cm ⁴	W _{ply} Cm ³	W _{plz} Cm ³	i _y cm	i _z cm
IPE160	15.8	20.09	160	82	7.4	5	9	869.3	68.31	123.9	26.1	6.58	1.84

a) **Phase construction :**

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

- Poids propre de profilé (IPE160) : $g_p = 0.158$ kN/m²
- Poids propre de béton frais : $G_b = 2.5$ kN/m²
- Poids de bacs d'acier : $g = 0.15$ kN/m²
- Surcharge des ouvriers : $q_c = 0.75$ kN/m²

- **Combinaison des charges :** [2]

L'entraxe entre les solives est : 1.7 m

ELU :

$$Q_u = 1.35 \times (g_p + (G_b + g) \times 1.35) + 1.5 (q_c \times 1.35)$$

$$Q_u = 1.35 \times (0.158 + (2.5 + 0.15) \times 1.35) + (1.5 \times 1.35 \times 0.75)$$

$$Q_u = 6.56 \text{ kN/m}$$

ELS:

$$Q_{ser} = (g_p + (G_b + g) \times 1.35) + (q_c \times 1.35)$$

$$Q_{ser} = (0.188 + (2.5 + 0.15) \times 1.35) + (0.75 \times 1.35)$$

$$Q_{ser} = 4.778 \text{ kN/m}$$

• **Vérification : [2]**

➤ **Vérification de flexion :**

$$M_{sd} \leq M_{sd} = W_{ply} \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$$

Avec :

M_{max} : le moment appliqué.

$\gamma_{m0} = 1$; $f_y = 275 \text{ MPa}$.

Le moment appliqué :

$$M_{max} = M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{6.56 \times 5.4^2}{8} = 23.911 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{123.9 \times 10^{-6} \times 275 \times 10^3}{1.1} = 30.97 \text{ kN.m}$$

$M_{pl,rd} > M_{sd} \Rightarrow$ vérifiée

$$r = \frac{27.23}{30.97} = 88\%$$

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

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

$$V_{sd} = (Q_u \times L) / 2 = (6.56 \times 5.4) / 2$$

$$V_{sd} = 17.71 \text{ kN}$$

$$V_{plrd} = (f_y \times A_v) / (\gamma_{m0} \times \sqrt{3}) = (275 \times 966 \times 10^2 \times 10^{-3}) / (1.1 \times \sqrt{3})$$

$$V_{plrd} = 139.43 \text{ kN}$$

Vérifiée

$V_{sd} \leq 0.5 \times V_{plrd} = 139.43 \text{ kN} \rightarrow$ pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant. Donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance à la flexion.

➤ **Vérification de la rigidité**

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

Avec :

$$Q_{\text{ser}} = 4.788 \text{ kN/ml.}$$

$$L = 5.4 \text{ m.}$$

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

$$I_y = 869.3 \text{ cm}^4.$$

$$f_{\max} = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 4.788 \times 5400^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 869.3 \times 10^4} = 39.03 \text{ mm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{250} = \frac{5400}{250} = 21.6 \text{ mm}$$

$f_{\max} > \bar{f} \Rightarrow$ la condition n'est pas vérifiée : Donc on rajoute un étaielement en milieu de la travée (L/2)

$$f_{\max} = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 4.788 \times 2700^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 869.3 \times 10^4} = 1.81 \text{ mm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{250} = \frac{2700}{250} = 10.80 \text{ mm}$$

$$F_{\max} < F_{\text{adm}} \quad \text{vérifier}$$

➤ **Vérification du déversement :**

$$M_{\text{sd}} \leq M_{\text{brd}} = x_{Lt} \frac{w_{ply} \times f_y}{\gamma_{m1}}$$

On doit vérifier que :

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

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

- $c_1 = 1.132$ (d'après le CCM97. Tab 1.2)

- $I_z = 18.4 \text{ mm}^4$

- $t_f = 7.4 \text{ mm}$

- $h = 160 \text{ mm}$

$$\lambda_{LT} = \frac{2700/18.4}{\sqrt{1,132} \times \left[\left[1 + \frac{1}{20} \left[\frac{2700/18.4}{160/7.4} \right]^2 \right] \right]^{0,25}} = 102.30$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} = \frac{102.3}{86.80} = 1.181 \quad \lambda_1 = 93,91\varepsilon \quad \text{Avec } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0.92$$

On a : $\overline{\lambda}_{LT} > 0.4$ y'a un risque de déversement :

$$\varphi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha(\overline{\lambda}_{LT} - 0,2) + \overline{\lambda}_{LT}^2 \right] = 0,5[1 + 0,21 \times (1.181 - 0,2) + 1.181^2] = 1.3$$

Avec : α : le facteur d'imperfection. Profilé laminé $\Rightarrow \alpha = 0.21$

$$X_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + \left[\varphi_{LT}^2 - \overline{\lambda}_{LT}^2 \right]^{0,5}} = \frac{1}{1.3 + [1.3^2 - 1.181^2]^{0,5}} = 0.542$$

$$M_{brd} = x_{lt} \frac{w_{ply} \times f_y}{\gamma_{m1}}$$

$$M_{brd} = \frac{0.542 \times 275 \times 10^{-3} \times 123.9}{1.1} = 16.78 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = (Q_u \times (L/2^2)) / 8 = 7.05 \text{ kN.m}$$

$M_{sd} < M_{brd}$: le déversement est vérifié

b) Phase finale :

- Poids P du profile (IPE 160)gp= 0,158 kN /ml
- Charge permanenteG_t = 6.13 kN/m²
- Sur charge d'exploitationQ = 1 kN/m²

L'entraxe entre les solives est de 1,35 m

- Combinaisons de charge : [2]

ELU

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

$$q_u = 1,35 \times [0,158 + (6.13 \times 1,35)] + 1,35 \times 1 \times 1,5$$

$$q_u = 13.41 \text{ kN/ml}$$

ELS

$$q_s = g_p + (G_t + Q) \times 1,35$$

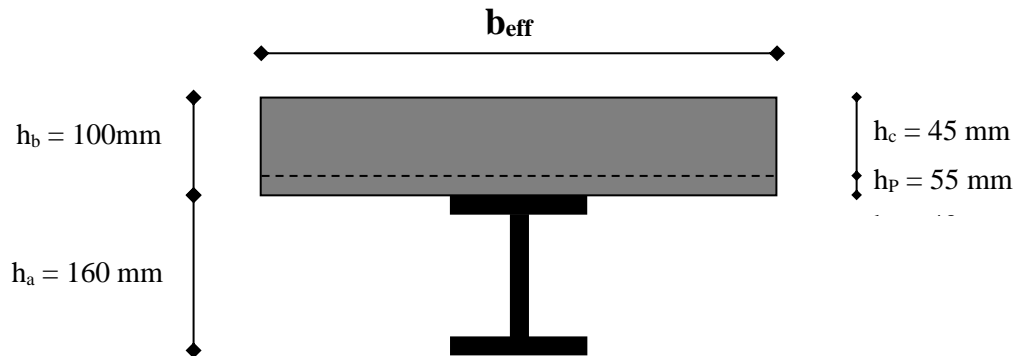
$$q_s = 0.158 + (6.13 + 1) \times 1,35$$

$$q_s = 9.783 \text{ kN/ml}$$

- **Largeur de la dalle :**

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

$$b_{\text{eff}} = \inf \begin{cases} 2 \times L_0 / 8 = 2 \times 5.4 / 8 = 1,35 \text{ m} \\ b = 1,35 \text{ m} \end{cases} \longrightarrow b_{\text{eff}} = 1,35 \text{ m}$$



▪ **Position de l'axe neutre plastique :** [4]

$$\triangleright R_{\text{béton}} = 0,57 \times f_{ck} \times b_{\text{eff}} \times h_c = 0,57 \times 25 \times 1350 \times 45 \times 10^{-3} = 856.68 \text{ kN}$$

$$\triangleright R_{\text{Acier}} = 0,95 \times f_y \times A_a = 0,95 \times 275 \times 2009 \times 10^{-3} = 524.85 \text{ kN}$$

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

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

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

• **Vérifications :**

➤ **La flexion :**

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

$$\text{Il faut que : } M_{sd} \leq M_{pl,Rd}$$

Le moment appliqué :

$$M_{\text{max}} = M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{13.41 \times 5.4^2}{8} = 48.88 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl,rd} = 524.85 \left[\frac{160}{2} + 45 + 55 - \left(\frac{524.85 \times 65}{2 \times 856.68} \right) \right] \times 10^{-3} = 84.02 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl,rd} > M_{sd} \quad \Rightarrow \quad \text{vérifiée}$$

- **L'effort tranchant :**

On doit vérifier que : $V_{sd} < V_{pl,rd} = \frac{f_y \times A_v}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}}$

$$A_v = A - 2 \times b \times t_f + (t_w + 2r) \times t_f$$

$$A_v = 2009 - 2 \times 82 \times 7.4 + (5 + 2 \times 9) \times 7.4 = 966 \text{ mm}^2$$

$$A_v = 966 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{275 \times 10^3 \times 966 \times 10^{-6}}{\sqrt{3} \times 1,1} = 139.43 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{13.41 \times 5.4}{2} = 36.207 \text{ kN}$$

$$V_{pl,rd} > V_{sd} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$$0,5 \times V_{pl,rd} = 69.71 \text{ kN} > V_{sd}$$

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

- **Vérification de la rigidité :**

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

Avec :

$$q_{ser} = 9.843 \text{ kN/ml.}$$

$$L = 5.4 \text{ m.}$$

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

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

$$V = \frac{A_a}{A_b} = \frac{2009}{1350 \times 45} = 0,033 \quad m = \frac{E_a}{E_b} = 15$$

$$I_c = \frac{2009 \times (45 + 2 \times 55 + 160)^2}{4 \times (1 + 15 \times 0,033)} + \frac{1350 \times 95^3}{12 \times 15} + 869.3 \times 10^4$$

$$= 48.45 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

La valeur de la flèche maximale est :

$$f^{\max} = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_c} = \frac{5 \times 9.843 \times 5400^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 48.45 \times 10^6} = 10.71 \text{ mm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{250} = \frac{5400}{250} = 21.6 \text{ mm}$$

$$f^{\text{tot}} = f^{\text{in}} + f^f = 10.71 + 1.81 = 12.52 \text{ mm} \leq \bar{f} = 21.6 \text{ mm} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

- **Vérification du déversement**

Dans cette phase il n'est pas nécessaire de vérifier le déversement.

III.6.1.2 **Terrasse accessible :**

$$L/25 \leq h \leq L/15$$

$$5400/25 \leq h \leq 5400/15$$

$$216 \leq h \leq 360$$

Le profilé choisit est : **IPE220** qui a les caractéristiques suivantes :

Tableau III. 6: Caractéristiques de profilé IPE220

Profilé	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	P Kg/m	A Cm ²	H Mm	B mm	T _f Mm	t _w mm	r mm	I _y Cm ⁴	I _z Cm ⁴	W _{ply} Cm ³	W _{plz} Cm ³	i _y cm	i _z cm
IPE220	26.2	33.37	220	110	9.2	5.9	12	2772	204.9	285.4	58.11	9.11	2.48

a) **Phase construction :** [2]

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

- Poids propre de profilé (IPE220) : $g_p=0.262$ kN/m
- Poids propre de béton frais : $G_b=3$ kN/m²
- Poids de bacs d'acier : $g=0.15$ kN/m²
- Surcharge des ouvriers : $q_c=0.75$ kN/m²

- **Combinaison des charges :**

L'entraxe entre les solives est : 1.7 m

ELU :

$$Q_u = 1.35 \times (g_p + (G_b + g) \times 1.7) + 1.5 (q_c \times 1.7)$$

$$Q_u = 1.35 \times (0.262 + (3 + 0.15) \times 1.7) + (1.5 \times 1.7 \times 0.75)$$

$$Q_u = 9.49 \text{ kN/m}$$

ELS :

$$Q_{ser} = (g_p + (G_b + g) \times 1.7) + (q_c \times 1.7)$$

$$Q_{ser} = (0.262 + (3 + 0.15) \times 1.7) + (0.75 \times 1.7)$$

$$Q_{ser} = 6.892 \text{ kN/m}$$

- **Vérification** : [2]

- **Vérification de flexion** :

$$M_{sd} \leq M_{sd} = W_{ply} \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$$

Avec :

M_{max} : le moment appliqué.

$\gamma_{m0} = 1$; $f_y = 275$ MPa.

Le moment appliqué : $M_{max} = M_{sd} = \frac{qu \times l^2}{8} = \frac{9.49 \times 5.4^2}{8} = 34.59$ kN.m

$$M_{pl,rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{285.4 \times 10^{-6} \times 275 \times 10^3}{1.1} = 71.35$$
 kN.m

$M_{pl,rd} > M_{sd} \Rightarrow$ vérifiée

$$r = \frac{34.59}{71.35} = 48.4\%$$

“**r**” est le rapport entre la valeur maximale et la valeur admissible, il montre le pourcentage de participation de l'élément dans la résistance de l'ensemble.

Remarque : Si < 0.5 les rapports entre la valeur maximale et la valeur admissible est faible, ce qui signifie que notre profilé est surdimensionné et on doit le diminuer

- **On opte un IPE 180** :

Tableau III. 7: Caractéristiques de profilé IPE180

Profilé	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	P Kg/m	A Cm ²	H Mm	B mm	T _f Mm	t _w mm	r mm	I _y Cm ⁴	I _z Cm ⁴	W _{ply} Cm ³	W _{plz} Cm ³	i _y cm	i _z cm
IPE180	18.8	23.95	180	91	8	5.3	9	13.17	10.9	166.4	34.60	7.42	2.05

a) **Phase construction** :

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

- Poids propre de profilé (IPE180) : $g_p = 0.188$ kN/m
- Poids propre de béton frais : $G_b = 3$ kN/m²
- Poids de bacs d'acier : $g = 0.15$ kN/m²
- Surcharge des ouvriers : $q_c = 0.75$ kN/m²

- **Combinaison des charges : [2]**

L'entraxe entre les solives est : 1.7 m

ELU :

$$Q_u = 1.35 \times (g_p + (G_b + g) \times 1.7) + 1.5 (q_c \times 1.7)$$

$$Q_u = 1.35 \times (0.188 + (3 + 0.15) \times 1.7) + (1.5 \times 1.7 \times 0.75)$$

$$Q_u = 9.395 \text{ kN/m}$$

ELS:

$$Q_{ser} = (g_p + (G_b + g) \times 1.7) + (q_c \times 1.7)$$

$$Q_{ser} = (0.188 + (3 + 0.15) \times 1.7) + (0.75 \times 1.7)$$

$$Q_{ser} = 6.818 \text{ kN/m}$$

• **Vérification : [2]**

➤ **Vérification de flexion :**

$$M_{sd} \leq M_{pl,rd} = W_{ply} \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$$

Avec :

M_{max} : le moment appliqué.

$$\gamma_{m0} = 1 ; f_y = 275 \text{ MPa.}$$

Le moment appliqué :

$$M_{max} = M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{9.395 \times 5.4^2}{8} = 34.24 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{166.4 \times 10^{-6} \times 275 \times 10^3}{1.1} = 41.6 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl,rd} > M_{sd} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$$r = \frac{34.24}{41.6} = 83\%$$

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

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

$$V_{sd} = (Q_u \times L) / 2 = (9.395 \times 5.4) / 2$$

$$V_{sd} = 25.366 \text{ kN}$$

$$V_{pl,rd} = (f_y \times A \times v) / (\gamma_{m0} \times \sqrt{3}) = (275 \times 11.25 \times 10^2 \times 10^{-3}) / (1.1 \times \sqrt{3})$$

$$V_{pl,rd} = 162.38 \text{ kN}$$

Vérifiée

$V_{sd} \leq 0.5 V_{pl,rd} = 81.19 \text{ kN} \rightarrow$ pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

Donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance à la flexion.

➤ **Vérification de la rigidité**

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

Avec :

$$Q_{\text{ser}} = 6.82 \text{ KN/ml.}$$

$$L = 5.4 \text{ m.}$$

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

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

$$f_{\max} = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 6.82 \times 5400^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 1317 \times 10^4} = 27.3 \text{ mm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{250} = \frac{5400}{250} = 21.6 \text{ mm}$$

$f_{\max} > \bar{f} \Rightarrow$ la condition n'est pas vérifiée : Donc on rajoute un étaielement en milieu

de la travée (L/2)

$$f_{\max} = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 6.82 \times 2700^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 1317 \times 10^4} = 1.706 \text{ mm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{250} = \frac{2700}{250} = 10.80 \text{ mm}$$

➤ **Vérification du déversement :**

$$M_{sd} \leq M_{brd} = \alpha_{lt} \frac{w_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{m1}}$$

-On doit vérifier que :

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

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

- $c_1 = 1.132$ (d'après le CCM97. Tab 1.2)

- $I_z = 20.5 \text{ mm}$

- $t_f = 8 \text{ mm}$

- $h = 180 \text{ mm}$

$$\lambda_{LT} = \frac{2700/20.5}{\sqrt{1,132} \times \left[1 + \frac{1}{20} \left[\frac{2700/20.5}{180/8} \right]^2 \right]^{0,25}} = 96.452$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} = \frac{96.452}{86.80} = 1.11 \quad \lambda_1 = 93,91\varepsilon \quad \text{Avec } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0.92$$

On a : $\overline{\lambda}_{LT} > 0.4$ y'a un risque de déversement :

$$\varphi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha(\overline{\lambda}_{LT} - 0,2) + \overline{\lambda}_{LT}^2 \right] = 0,5[1 + 0,21(1.11 - 0,2) + 1.11^2] = 1.21$$

Avec : α : le facteur d'imperfection profilé laminé $\Rightarrow \alpha = 0.21$

$$X_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + \left[\varphi_{LT}^2 - \overline{\lambda}_{LT}^2 \right]^{0,5}} = \frac{1}{1.21 + [1.21^2 - 1.11^2]^{0,5}} = 0.591$$

$$M_{brd} = x_{lt} \frac{w_{ply} \times f_y}{\gamma_{m1}}$$

$$M_{brd} = \frac{0.591 \times 275 \times 10^{-3} \times 166.4}{1.1} = 24.588 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = (Q_u \times (L/2^2)) / 8 = 8.56 \text{ kN.m}$$

$M_{sd} < M_{brd}$: déversement est vérifié.

b) Phase finale :

- Poids P du profile (IPE 180)gp= 0,188kN /ml
- Charge permanenteG_t = 6.03kN/m²
- Sur charge d'exploitationQ = 1.5 kN/m²

L'entraxe entre les solives est de 1,70m.

• Combinaisons de charge : [2]

ELU :

$$q_u = 1,35 \times [gp + (G_t \times 1,7)] + 1,7 \times Q \times 1,5$$

$$q_u = 1,35 \times [0,188 + (6.03 \times 1,7)] + 1,7 \times 1,5 \times 1,5$$

$$q_u = 17.92 \text{ kN/ml}$$

ELS :

$$q_s = gp + (G_t + Q) \times 1,7$$

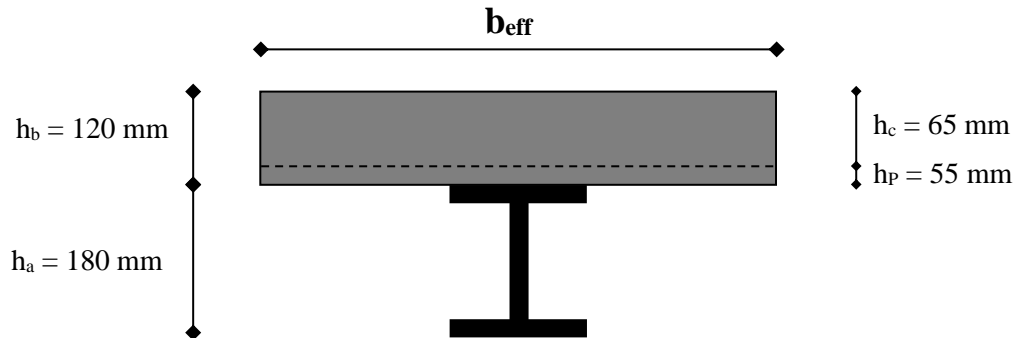
$$q_s = 0.188 + (6.03 + 1,5) \times 1,7$$

$$q_s = 12.989 \text{ kN/ml}$$

- **Largeur de la dalle :**

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

$$b_{\text{eff}} = \inf \begin{cases} 2 \times L_0 / 8 = 2 \times 5.4 / 8 = 1,35 \text{ m} \\ b = 1,7 \text{ m} \end{cases} \longrightarrow b_{\text{eff}} = 1,35 \text{ m}$$



• ***Position de l'axe neutre plastique :***

$$\triangleright R_{\text{béton}} = 0,57 \times f_{ck} \times b_{\text{eff}} \times h_c = 0,57 \times 25 \times 1350 \times 65 \times 10^{-3} = 1250.43 \text{ kN}$$

$$\triangleright R_{\text{acier}} = 0,95 \times f_y \times A_a = 0,95 \times 275 \times 2395 \times 10^{-3} = 625.69 \text{ kN}$$

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

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

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

• **Vérifications :**

➤ **La flexion :**

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

$$\text{Il faut que : } M_{sd} \leq M_{pl,Rd}$$

Le moment appliqué :

$$M_{\text{max}} = M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{17.92 \times 5.4^2}{8} = 65.318 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl,rd} = 625.69 \left[\frac{180}{2} + 65 + 55 - \left(\frac{625.69 \times 95}{2 \times 1250.43} \right) \right] \times 10^{-3} = 116.52 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl,rd} > M_{sd} \quad \Rightarrow \quad \text{vérifiée}$$

- **L'effort tranchant :**

On doit vérifier que : $V_{sd} < V_{pl,rd} = \frac{f_y \times A_v}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}}$

$$A_v = A - 2 \times b \times tf + (tw + 2r) \times tf$$

$$A_v = 2395 - 2 \times 91 \times 8 + (5.3 + 2 \times 9) \times 8$$

$$A_v = 1125 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{275 \times 10^3 \times 1125 \times 10^{-6}}{\sqrt{3} \times 1,1} = 162.38 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{17.92 \times 5.4}{2} = 48.384 \text{ kN}$$

$$V_{pl,rd} > V_{sd} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$$0,5 \times V_{pl,rd} = 81.19 \text{ kN} > V_{sd}$$

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

- **Vérification de la rigidité :**

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

Avec :

$$q_{ser} = 12.989 \text{ kN/ml.}$$

$$L = 5.4 \text{ m.}$$

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

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

$$V = \frac{A_a}{A_b} = \frac{2395}{1350 \times 65} = 0,027 \quad m = \frac{E_a}{E_b} = 15$$

$$I_c = \frac{2395 \times (65 + 2 \times 55 + 180)^2}{4 \times (1 + 15 \times 0,027)} + \frac{1350 \times 65^3}{12 \times 15} + 1317 \times 10^4 = 68.94 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

La valeur de la flèche maximale est :

$$f^{\max} = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_c} = \frac{5 \times 12.989 \times 5400^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 68.94 \times 10^6} = 9.93 \text{ mm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{250} = \frac{5400}{250} = 21.6 \text{ mm}$$

$$f^{\text{tot}} = f^{\text{in}} + f^f = 9.93 + 1.706 = 11.636 \text{ mm} \leq \bar{f} = 21.6 \text{ mm} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

- **Vérification du déversement :**

Dans cette phase il n'est pas nécessaire de vérifier le déversement.

III.6.1.3 Plancher courant :

- **2^{ème} étage → 9^{ème} étage :**

La solive plus sollicitée à une portée de 5.4 m

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

Avec :

h : la hauteur du profilé

L : la longueur de la solive

Lors du bétonnage de la dalle, on tiendra compte de la présence d'un étau placé à mi-travée.

Donc : L=5.4 m

$$\frac{5400}{25} < h < \frac{5400}{15}$$

$$\rightarrow 216 \text{ mm} < h < 360 \text{ mm}$$

Le profilé choisit est : **IPE220**.

a) **Phase de construction :**

- Poids P du profile (IPE 220) $g_p = 0,262 \text{ kN/ml}$
- Poids P du béton frais $G_b = 3 \text{ kN/m}^2$
- Poids du bac d'acier $G_{bac} = 0,15 \text{ kN/m}^2$
- Surcharge de construction $Q_c = 0,75 \text{ kN/m}^2$

- **Combinaison des charges :[2]**

ELU

$$q_u = 1,35 \times (g_p + (G_b + g) \times 1,7) + 1,7 \times Q_c \times 1,5$$

$$q_u = 1,35 \times (0,262 + (3 + 0,15) \times 1,7) + 1,7 \times 0,75 \times 1,5$$

$$q_u = 9.49 \text{ kN/ml}$$

ELS

$$q_s = g_p + (G_b + g) \times 1,7 + Q_c \times 1,7$$

$$q_s = 0,262 + (3 + 0,15) \times 1,7 + 0,75 \times 1,7$$

$$q_s = 6.892 \text{ kN/ml}$$

- **Vérification** : [2]

- **La Flexion** :

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

$$M_{sd} \leq M_{sd} = W_{ply} \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$$

Avec :

M_{max} : le moment appliqué.

$\gamma = 1$; $f_y = 275$ MPa.

Le moment appliqué :

$$M_{max} = M_{sd} = \frac{qu \times l^2}{8} = \frac{9.49 \times 5.4^2}{8} = 34.59 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{285.4 \times 10^{-6} \times 275 \times 10^3}{1.1} = 71.35 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl,rd} > M_{sd} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$$r = \frac{34.59}{71.35} = 48.4\%$$

ona $r > 0.5$ donc on diminue la section d'acier .

On opte un IPE 180 :

a) Phase construction :

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

- Poids propre de profilé (IPE180) : $g_p = 0.188$ kN/m
- Poids propre de béton frais : $G_b = 3$ kN/m²
- Poids de bacs d'acier : $g = 0.15$ kN/m²
- Surcharge des ouvriers : $q_c = 0.75$ kN/m²

- **Combinaison des charges** : [2]

L'entraxe entre les solives est : 1.7 m

ELU :

$$Q_u = 1.35 \times (g_p + (G_b + g) \times 1.7) + 1.5 (q_c \times 1.7)$$

$$Q_u = 1.35 \times (0.188 + (3 + 0.15) \times 1.7) + (1.5 \times 1.7 \times 0.75)$$

$$Q_u = 9.395 \text{ kN/m}$$

ELS:

$$Q_{ser} = (g_p + (G_b + g) 1.4) + (q_c 1.4)$$

$$Q_{ser} = (0.188 + (3 + 0.15) 1.7) + (0.75 * 1.7)$$

$$Q_{ser} = 6.818 \text{ kN/m}$$

• **Vérification : [2]**

➤ **Vérification de flexion :**

$$M_{sd} \leq M_{sd} = W_{ply} \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$$

Avec :

M_{max} : le moment appliqué.

$$\gamma_{m0} = 1 ; f_y = 275 \text{ MPa.}$$

Le moment appliqué :

$$M_{max} = M_{sd} = \frac{qu \times l^2}{8} = \frac{9.395 \times 5.4^2}{8} = 34.24 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{166.4 \times 10^{-6} \times 275 \times 10^3}{1.1} = 41.6 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl,rd} > M_{sd} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$$r = \frac{34.24}{41.6} = 83\%$$

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

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

$$V_{sd} = (Q_u \times L) / 2 = (9.395 \times 5.4) / 2$$

$$V_{sd} = 25.366 \text{ kN}$$

$$V_{plrd} = (f_y \times A_v) / (\gamma_{m0} \times \sqrt{3}) = (275 \times 11.251 \times 10^2 \times 10^{-3}) / (1.1 \times \sqrt{3})$$

$$V_{plrd} = 162.38 \text{ kN } \text{Vérifiée}$$

$$V_{sd} \leq 0.5 V_{plrd} = 81.18 \text{ kN} \rightarrow \text{pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.}$$

Donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance à la flexion.

➤ **Vérification de la rigidité**

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

Avec :

$$Q_{ser} = 6.82 \text{ kN/ml.}$$

$$L = 5.4 \text{ m.}$$

$$E = 2,1.10^5 \text{ N/mm}^2.$$

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

$$f^{\max} = \frac{5 \times qs \times l^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 6.82 \times 5400^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 1317 \times 10^4} = 27.3 \text{ mm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{250} = \frac{5400}{250} = 21.6 \text{ mm}$$

$f^{\max} > \bar{f} \Rightarrow$ la condition n'est pas vérifiée : Donc on rajoute un étaieement en milieu de la travée (L/2)

$$f^{\max} = \frac{5 \times qs \times l^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 6.82 \times 2700^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 1317 \times 10^4} = 1.706 \text{ mm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{250} = \frac{2700}{250} = 10.80 \text{ mm}$$

➤ **Vérification du déversement :**

$$M_{sd} \leq M_{brd} = \chi_{Lt} \frac{w_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{m1}}$$

On doit vérifier que :

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

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

- $c_1 = 1.132$ (d'après le CCM97. Tab 1.2)

- $I_z = 20.5 \text{ mm}^4$

- $t_f = 8 \text{ mm}$

- $h = 180 \text{ mm}$

$$\lambda_{LT} = \frac{2700/20.5}{\sqrt{1,132} \times \left[1 + \frac{1}{20} \left[\frac{2700/20.5}{180/8} \right]^2 \right]^{0,25}} = 96.452$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} = \frac{96.452}{86.80} = 1.11 \quad \lambda_1 = 93,91\epsilon \quad \text{Avec } \epsilon = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0.92$$

On a : $\bar{\lambda}_{LT} > 0.4$ y'a un risque de déversement :

$$\phi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] = 0,5 [1 + 0,21(1.11 - 0,2) + 1.11^2] = 1.21$$

Avec : α : le facteur d'imperfection Profilé laminé $\Rightarrow \alpha = 0.21$

$$X_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + \left[\varphi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2 \right]^{0,5}} = \frac{1}{1.21 + [1.21^2 - 1.11^2]^{0,5}} = 0.591$$

$$M_{brd} = x_{lt} \frac{w_{ply} \times f_y}{\gamma_{m1}}$$

$$M_{brd} = \frac{0.591 \times 275 \times 10^{-3} \times 166.4}{1.1} = 24.588 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = (Q_u \times (L/2^2)) / 8 = 8.56 \text{ kN.m}$$

$M_{sd} < M_{brd}$: la condition de divergement est vérifié

b) Phase finale :

- Poids P du profile (IPE 180)gp= 0,188 kN /ml
- Charge permanenteG_t = 5.51 kN/m²
- Sur charge d'exploitationQ = 2.5 kN/m²

L'entraxe entre les solives est de 1,70m.

- Combinaisons de charge : [2]

ELU

$$q_u = 1,35 \times [gp + (G_t \times 1,7)] + 1,7 \times Q \times 1,5$$

$$q_u = 1,35 \times [0,188 + (5.51 \times 1,7)] + 1,7 \times 2,5 \times 1,5$$

$$q_u = 19.274 \text{ kN/ml}$$

ELS

$$q_s = g_p + (G_t + Q) \times 1,7$$

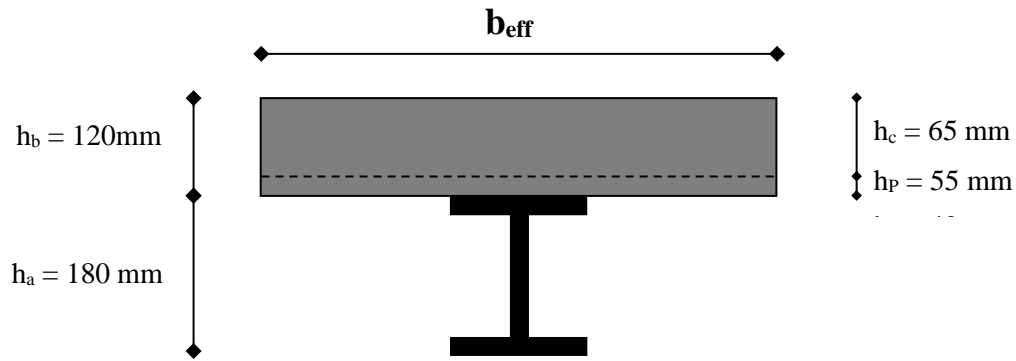
$$q_s = 0.188 + (5.51 + 2,5) \times 1,7$$

$$q_s = 13.805 \text{ kN/ml}$$

• - Largeur de la dalle

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

$$b_{eff} = \inf \left\{ \begin{array}{l} 2 \times L_0 / 8 = 2 \times 5.4 / 8 = 1,35 \text{ m} \\ b = 1,7 \text{ m} \end{array} \right. \longrightarrow b_{eff} = 1,35 \text{ m}$$



▪ **Position de l'axe neutre plastique :**

➤ $R_{\text{béton}} = 0,57 \times f_{ck} \times b_{\text{eff}} \times h_c = 0,57 \times 25 \times 1350 \times 65 \times 10^{-3} = 1250.437 \text{ kN}$

➤ $R_{\text{Acier}} = 0,95 \times f_y \times A_a = 0,95 \times 275 \times 2395 \times 10^{-3} = 625.69 \text{ kN}$

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

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

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

• **Vérifications :**

➤ **La flexion :**

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

Il faut que : $M_{sd} \leq M_{pl,Rd}$

Le moment appliqué :

$$M_{\text{max}} = M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{19.274 \times 5.4^2}{8} = 70.253 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl,rd} = 625.69 \left[\frac{180}{2} + 65 + 55 - \left(\frac{625.69 \times 65}{2 \times 1250.437} \right) \right] \times 10^{-3} = 121.22 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl,rd} > M_{sd} \quad \Rightarrow \quad \text{vérifiée}$$

➤ **L'effort tranchant :**

On doit vérifier que : $V_{sd} < V_{pl,rd} = \frac{f_y \times A_v}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}}$

$$A_v = A - 2 \times b \times tf + (tw + 2r) \times tf$$

$$A_v = 2395 - 2 \times 91 \times 8 + (5.3 + 2 \times 9) \times 8 = 1125 \text{ mm}^2$$

$$A_v = 1125 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{275 \times 10^3 \times 1125 \times 10^{-6}}{\sqrt{3} \times 1,1} = 162.38 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{19.274 \times 5.4}{2} = 52.039 \text{ kN}$$

$$V_{pl,rd} > V_{sd} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$$0,5 \times V_{pl,rd} = 81.19 \text{ kN} > V_{sd}$$

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

➤ **Vérification de la rigidité :**

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

Avec :

$$q_{ser} = 13.805 \text{ KN/ml.}$$

$$L = 5.4 \text{ m.}$$

$$E = 2,1.10^5 \text{ N/mm}^2.$$

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

$$V = \frac{Aa}{Ab} = \frac{2395}{1350 \times 65} = 0,027 \quad m = \frac{Ea}{Eb} = 15$$

$$I_c = \frac{2395 \times (65 + 2 \times 55 + 180)^2}{4 \times (1 + 15 \times 0,027)} + \frac{1350 \times 65^3}{12 \times 15} + 1317 \times 10^4 = 68.936 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

La valeur de la flèche maximale est

$$f^{\max} = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_c} = \frac{5 \times 13.805 \times 5400^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 68.936 \times 10^6} = 10.55 \text{ mm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{250} = \frac{5400}{250} = 21.6 \text{ mm}$$

$$F^{\max} = f^{\text{in}} + f^f = 1.706 + 10.55 = 12.256 \text{ mm} \leq \bar{f} = 21.6 \text{ mm} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

➤ **Vérification du déversement**

Dans cette phase il n'est pas nécessaire de vérifier le déversement.

- **RDC et 1^{er} étage :**

La solive plus sollicitée à une portée de 6 m

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

Avec :

h : la hauteur du profilé

L : la longueur de la solive

Lors du bétonnage de la dalle, on tiendra compte de la présence d'un étau placé à mi-travée.

Donc : L=6 m

$$\frac{6000}{25} < h < \frac{6000}{15} \rightarrow 240 \text{ mm} < h < 400 \text{ mm}$$

Le profilé choisit est : **IPE240** qui a les caractéristiques suivantes :

Tableau III. 8: Caractéristiques de profilé IPE240

Profilé	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	P Kg/m	A Cm ²	H Mm	B mm	t _r mm	t _w mm	r mm	I _y Cm ⁴	I _z Cm ⁴	W _{ply} Cm ³	W _{plz} Cm ³	i _y cm	i _z cm
IPE240	30.7	39.12	240	120	9.8	6.2	15	3892	283.6	366.6	73.92	9.97	2.69

a) Phase de construction :

- Poids P du profile (IPE 240)g_p= 0,307 kN /ml
- Poids P du béton frais G_b = 3 kN/m²
- Poids du bac d'acier G_{bac} = 0,15 kN/m²
- Surcharge de constructionQ_c = 0,75 kN/m²

- **Combinaison des charges : [2]**

ELU

$$q_u = 1,35 \times (g_p + (G_b + g) \times 1,7) + 1,7 \times Q_c \times 1,5$$

$$q_u = 1,35 \times (0,307 + (3 + 0,15) \times 1,7) + 1,7 \times 0,75 \times 1,5$$

$$q_u = 9.556 \text{ kN/ml}$$

ELS

$$q_s = g_p + (G_b + g) \times 1,7 + Q_c \times 1,7$$

$$q_s = 0,307 + (3 + 0,15) \times 1,7 + 0,75 \times 1,7$$

$$q_s = 6,937 \text{ kN/ml}$$

- **Vérification** : [2]

- **La Flexion** :

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

$$M_{sd} \leq M_{sd} = W_{ply} \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$$

Avec :

M_{max} : le moment appliqué.

$\gamma = 1$; $f_y = 275 \text{ MPa}$.

Le moment appliqué :

$$M_{max} = M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{9,556 \times 6^2}{8} = 43 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{366,6 \times 10^{-6} \times 275 \times 10^3}{1,1} = 91,65 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl,rd} > M_{sd} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$r = \frac{43}{91,65} = 0,47$ on diminue le section de la solive et on opte IPE 200 :

Phase construction :

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

- Poids propre de profilé (IPE200) : $g_p = 0,224 \text{ kN/m}$
- Poids propre de béton frais : $G_b = 3 \text{ kN/m}^2$
- Poids de bacs d'acier : $g = 0,15 \text{ kN/m}^2$
- Surcharge des ouvriers : $q_c = 0,75 \text{ kN/m}^2$

- **Combinaison des charges** : [2]

L'entraxe entre les solives est : 1,7 m

ELU :

$$Q_u = 1,35 \times (g_p + (G_b + g) \times 1,7) + 1,5 (q_c \times 1,7)$$

$$Q_u = 1,35 \times (0,224 + (3 + 0,15) \times 1,7) + (1,5 \times 1,7 \times 0,75)$$

$$Q_u = 9,45 \text{ kN/m}$$

ELS:

$$Q_{ser} = (g_p + (G_b + g) 1.7) + (q_c 1.7)$$

$$Q_{ser} = (0.224 + (3 + 0.15) 1.7) + (0.75 \times 1.7)$$

$$Q_{ser} = 6.854 \text{ kN/m}$$

• **Vérification** : [2]

➤ **Vérification de flexion** :

$$M_{sd} \leq M_{sd} = W_{ply} \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$$

Avec :

M_{max} : le moment appliqué.

$\gamma_{m0} = 1$; $f_y = 275 \text{ MPa}$.

Le moment appliqué :

$$M_{max} = M_{sd} = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = \frac{9.45 \times 6^2}{8} = 42.52 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{220.6 \times 10^{-6} \times 275 \times 10^3}{1.1} = 55.15 \text{ kN.m}$$

$M_{pl,rd} > M_{sd} \Rightarrow$ vérifiée

$$r = \frac{42.52}{55.15} = 77\%$$

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

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

$$V_{sd} = (Q_u \times L) / 2 = (9.4 \times 5(6)) / 2$$

$$V_{sd} = 28.35 \text{ kN}$$

$$V_{pl,rd} = (f_y \times A_v) / (\gamma_{m0} \times \sqrt{3}) = (275 \times 14 \times 10^2 \times 10^{-3}) / (1.1 \times \sqrt{3})$$

$$V_{pl,rd} = 202.07 \text{ kN}$$

Vérifiée

$V_{sd} \leq 0.5 V_{pl,rd} = 101.035 \text{ kN} \rightarrow$ pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant. Donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance à la flexion.

➤ **Vérification de la rigidité** :

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

Avec :

$$Q_{ser} = 6.854 \text{ N/ml}$$

$$L = 5.4 \text{ m}$$

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

$$I_y = 1943 \text{ cm}^4.$$

$$f^{\max} = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 6.854 \times 6000^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 1943 \times 10^4} = 28.34 \text{ mm}$$

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

$f^{\max} > \bar{f} \Rightarrow$ la condition n'est pas vérifiée

Donc on rajoute un étaielement au milieu de la travée (L/2)

$$f^{\max} = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 6.854 \times 3000^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 1943 \times 10^4} = 1.771 \text{ mm}$$

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

➤ Vérification du déversement :

$$M_{sd} \leq M_{brd} = x_{Lt} \frac{w_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{m1}}$$

On doit vérifier que :

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

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

- $c_1 = 1.132$ (d'après le CCM97. Tab 1.2)

- $I_z = 22.4 \text{ mm}^4$

- $t_f = 8.5 \text{ mm}$

- $h = 200 \text{ mm}$

$$\lambda_{LT} = \frac{3000/22.4}{\sqrt{1,132} \times \left[1 + \frac{1}{20} \left[\frac{3000/22.4}{200/8.5} \right]^2 \right]^{0,25}} = 98.94$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} = \frac{98.94}{86.80} = 1.142 \quad \lambda_1 = 93,91 \varepsilon \quad \text{Avec } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0.92$$

On a : $\bar{\lambda}_{LT} > 0.4$ y'a un risque de déversement :

$$\phi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] = 0,5 [1 + 0,21(1.142 - 0,2) + 1.142^2] = 1.25$$

Avec α : le facteur d'imperfection. Profilé laminé $\Rightarrow \alpha = 0.21$

$$X_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + [\varphi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2]^{0,5}} = \frac{1}{1,25 + [1,25^2 - 1,142^2]^{0,5}} = 0,568$$

$$M_{brd} = x_{lt} \frac{w_{ply} * f_y}{\gamma_{m1}}$$

$$M_{brd} = \frac{0,568 * 275 * 10^{-3} * 220,6}{1,1} = 31,32 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = (Q_u \times (L/2^2))/8 = 10,63 \text{ kN.m}$$

$M_{sd} < M_{brd}$: la condition de déversement est vérifiée

a) Phase finale

- Poids P du profile (IPE 200)gp= 0,224 kN /ml
- Charge permanenteG_t = 5,51 kN/m²
- Sur charge d'exploitationQ = 2,5 kN/m²

L'entraxe entre les solives est de 1,70 m.

• Combinaisons de charge

ELU

$$q_u = 1,35 \times [g_p + (G_t \times 1,7)] + 1,7 \times Q \times 1,5$$

$$q_u = 1,35 \times [0,224 + (5,51 \times 1,7)] + 1,7 \times 2,5 \times 1,5$$

$$q_u = 19,32 \text{ kN/ml}$$

ELS

$$q_s = g_p + (G_t + Q) \times 1,7$$

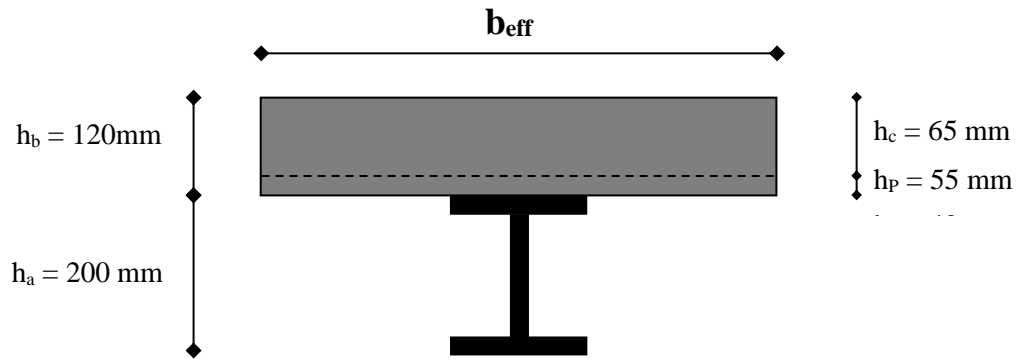
$$q_s = 0,224 + (5,51 + 2,5) \times 1,7$$

$$q_s = 13,841 \text{ kN/m}$$

- Largeur de la dalle

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

$$b_{\text{eff}} = \inf \left\{ \begin{array}{l} 2 \times L_0 / 8 = 2 \times 6 / 8 = 1,5 \text{ m} \\ b = 1,7 \text{ m} \end{array} \right. \longrightarrow b_{\text{eff}} = 1,5 \text{ m}$$



▪ **Position de l'axe neutre plastique :**

$$\triangleright R_{\text{béton}} = 0,57 \times f_{ck} \times b_{\text{eff}} \times h_c = 0,57 \times 25 \times 1500 \times 65 \times 10^{-3} = 1389.375 \text{ kN}$$

$$\triangleright R_{\text{Acier}} = 0,95 \times f_y \times A_a = 0,95 \times 275 \times 2848 \times 10^{-3} = 744.04 \text{ kN}$$

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

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

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

• **Vérifications :**

• **La flexion :**

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

$$\text{Il faut que : } M_{sd} \leq M_{pl,Rd}$$

Le moment appliqué :

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{19.32 \times 6^2}{8} = 86.94 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl,rd} = 744.04 \left[\frac{200}{2} + 65 + 55 - \left(\frac{744.04 \times 65}{2 \times 1389.375} \right) \right] \times 10^{-3} = 150.739 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl,rd} > M_{sd} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

• **L'effort tranchant :**

$$\text{On doit vérifier que : } V_{sd} < V_{pl,rd} = \frac{f_y \times A_v}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}}$$

$$A_v = A - 2 \times b \times tf + (tw + 2r) \times tf$$

$$A_v = 2848 - 2 \times 100 \times 8.5 + (5.6 + 2 \times 12) \times 8.5 = 1399.6 \text{ mm}^2$$

$$A_v = 1400 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{275 \times 10^3 \times 1400 \times 10^{-6}}{\sqrt{3} \times 1,1} = 202.07 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{19.32 \times 6}{2} = 57.96 \text{ kN}$$

$$V_{pl,rd} > V_{sd} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$$0,5 \times V_{pl,rd} = 101.04 \text{ kN} > V_{sd}$$

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

- **Vérification de la rigidité :**

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

Avec :

$$q_{ser} = 13.841 \text{ kN/ml.}$$

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

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

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

$$v = \frac{A_a}{A_b} = \frac{2848}{1500 \times 65} = 0,029 \quad m = \frac{E_a}{E_b} = 15$$

$$I_c = \frac{2848 \times (65 + 2 \times 55 + 200)^2}{4 \times (1 + 15 \times 0,029)} + \frac{1500 \times 65^3}{12 \times 15} + 1943 \times 10^4 = 91.49 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

La valeur de la flèche maximale est :

$$f^{\max} = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_c} = \frac{5 \times 13.841 \times 6000^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 91.49 \times 10^6} = 12.15 \text{ mm}$$

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

$$f^{\max} = f^{in} + f^f = 1.771 + 12.15 = 13.921 \text{ mm} \leq \bar{f} = 24 \text{ mm} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

- **Vérification du déversement**

Dans cette phase il n'est pas nécessaire de vérifier le déversement.

III.6.2 Calcul des connecteurs : [4]

Les connecteurs sont utilisés pour assurer le comportement mixte entre la poutre en acier et la dalle en béton. Dans le cas de notre structure on opte pour des connecteurs de types Goujon Nelson, en vue de ses avantages en termes de facilité et rapidité d'exécution.

Type goujons : $\left\{ \begin{array}{l} \text{hauteur} = 95 \text{ mm} \\ \text{Diamètre} = 19 \text{ mm} \end{array} \right.$

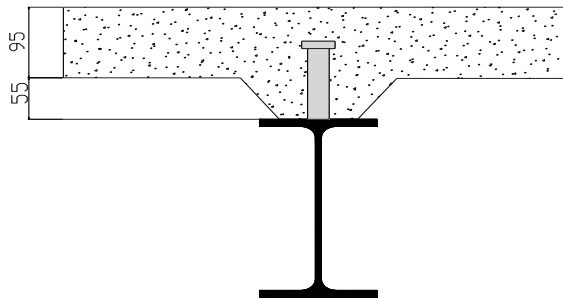


Figure III. 5: Schéma des positions des connecteurs.

- **Résistance du connecteur isolée**

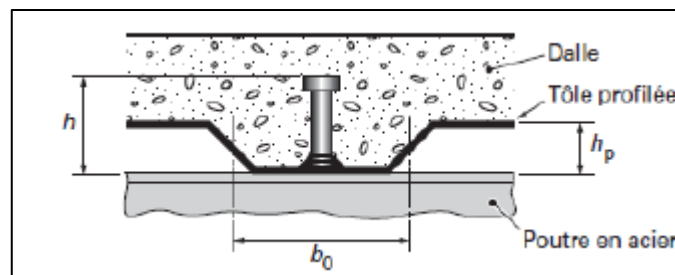


Figure III. 6: Dimensions de la tôle et du connecteur

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

Avec :

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

- K : facteur de réduction pour tenir compte de la présence des nervures

$$K = \begin{cases} 0.6 \times \frac{b_0}{h_p} \left(\frac{h_c}{h_p} - 1 \right) \leq 1 & \text{si les nervures sont parallèle a la solive} \\ \frac{0.7}{\sqrt{N_r}} \times \frac{b_0}{h_p} \left(\frac{h_c}{h_p} - 1 \right) \leq K_{t,max} & \text{si les nervures sont perpendiculaire a la solive} \end{cases}$$

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 HIBAND55)
- $K_{t,max}$: limite supérieure pour le facteur K , égale 0.85
- α : facteur correctif.

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

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

Et, les nervures sont perpendiculaires aux solives, donc :

$$K = \frac{0.7}{\sqrt{N_r}} \times \frac{b_0}{h_p} \left(\frac{h_c}{h_p} - 1 \right) \rightarrow K = \frac{0.7}{\sqrt{1}} \times \frac{88.5}{55} \left(\frac{95}{55} - 1 \right) \rightarrow K = 0.819$$

Donc :

$$P_{rd} = \min \begin{cases} 0.82 \times 0.29 \times 1 \times 19^2 \times \frac{\sqrt{25 \times 30500}}{1.25} = 59.97 \text{ kN} \\ 0.82 \times 0.8 \times 450 \times \frac{\pi \times 19^2}{4 \times 1.25} = 66.95 \text{ kN} \end{cases}$$

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

III.6.2.1 2^{eme} étage → terrasse :

- **Effort tranchant repris par les goujons :**

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

Avec :

R_b : Résistance de compression du béton ; $R_b = 1250.437 \text{ kN}$

R_a : Résistance de traction du profilé d'acier ; $R_a = 625.69 \text{ kN}$

D'où : $R_L = R_a = 625.69 \text{ kN}$

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

$$n = \frac{R_L}{P_{rd}}$$

$$n = \frac{625.69}{59.97} \rightarrow n = 11$$

Ce qui nous fera un total de 22 connecteurs sur toute la longueur de la solive, et donc 11 connecteurs par demi porté.

- **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 ; $L = 5.4 \text{ m}$

$$E = \frac{5400}{22-1} \rightarrow E = 257 \text{ mm}$$

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

$$E_{max} = 6h_c \rightarrow E_{max} = 6 \times 65 = 390 \text{ mm} \quad E_{min} < 257 < E_{max}$$

à vérifiée

On opte pour un espacement de 26 cm entre les goujons.

III.6.2.2 RDC +1^{er} étage :

- **Effort tranchant repris par les goujons :**

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

Avec :

R_b : Résistance de compression du béton ; $R_b = 1389.375 \text{ kN}$

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

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

- **Nombre de connecteurs par demi porté**

$$n = \frac{R_L}{P_{rd}}$$

$$n = \frac{744.04}{59.97} \rightarrow n = 13$$

Ce qui nous fera un total de 26 connecteurs sur toute la longueur de la solive, et donc 13 connecteurs par demi porté.

- **Espacement entre les goujons :**

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

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

L Est la longueur de la solive ; $L = 6m$

$$E = \frac{6000}{26-1} \rightarrow E = 240 \text{ mm}$$

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

$$E_{max} = 6h_c \rightarrow E_{max} = 6 \times 65 = 390 \text{ mm}$$

$$E_{min} < 240 < E_{max}$$

Vérifiée

On opte pour un espacement de 24 cm entre les goujons

III.6.2.3 La buanderie :

- **Effort tranchant repris par les goujons :**

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

Avec :

R_b : Résistance de compression du béton ; $R_b = 1250.437 \text{ kN}$

R_a : Résistance de traction du profilé d'acier ; $R_a = 524.85 \text{ kN}$

D'où : $R_L = R_a = 524.85 \text{ kN}$

- **Nombre de connecteurs par demi porté**

$$n = \frac{R_L}{P_{rd}}$$

$$n = \frac{524.85}{59.97} \rightarrow n = 9$$

Ce qui nous fera un total de 18 connecteurs sur toute la longueur de la solive, et donc 9 connecteurs par demi porté.

- **Espacement entre les goujons :**

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

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

L : la longueur de la solive ; $L = 5.4 m$

$$E = \frac{5400}{18-1} \rightarrow E = 317 \text{ mm}$$

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

$$E_{max} = 6h_c \rightarrow E_{max} = 6 \times 65 = 390 \text{ mm}$$

$$E_{min} < 317 < E_{max} \text{ à vérifiée}$$

On opte pour un espacement de 32 cm entre les goujons

III.6.3 Prédimensionnement des poutres :

Les poutres porteuses sont des éléments structuraux qui permettent de supporter les charges des planchers et les transmettent aux poteaux. Elles sont sollicitées principalement par un moment de flexion.

Le même calcul se fait pour le plancher terrasse et les planchers courants où le calcul se fait pour les poutres les plus défavorables.

III.6.3.1 La poutre de buanderie :

- Longueur de la poutre : **L=6.4 m**
- L'entraxe des solives : **L=1.35 m**

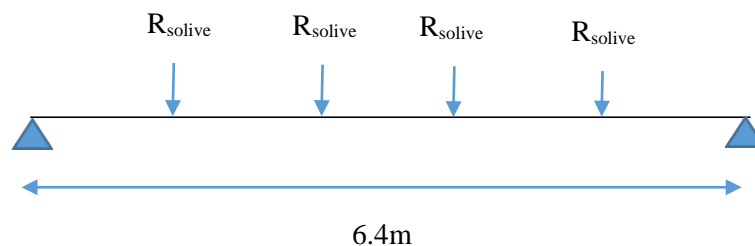


Figure III. 7: Schéma statique de poutre principale de la buanderie.

$$L_{poutre} = 6.4 \text{ m}$$

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

$$\frac{6400}{25} \leq h \leq \frac{6400}{15}$$

$$256 \leq h \leq 427$$

Le profilé choisit est : **IPE360** qui a les caractéristiques suivantes :

Tableau III. 9: Caractéristiques de profilé IPE360

Profilé	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	G Kg/m	A Cm ²	H Mm	B mm	T _f mm	t _w mm	r mm	I _y Cm ⁴	I _z Cm ⁴	W _{ply} Cm ³	W _{plz} Cm ³	i _y cm	i _z cm
IPE360	57.1	72.73	360	170	12.7	8	18	16270	1043	1019	191.1	14.95	3.79

a) **Phase construction :**

❖ **Réaction des solives :**

$$Q_u = 6.56 \text{ kN/m} ; Q_s = 4.778 \text{ kN/m}$$

ELU :

$$R_u = R_1 + R_2$$

$$R_u = [(Q_u \times L_{\text{solive}}) / 2] \times 2$$

$$R_u = [6.56 \times 5.4] / 2] \times 2$$

$$R_u = 35.424 \text{ kN}$$

ELS :

$$R_s = R_1 + R_2$$

$$R_s = [(Q_s \times L_{\text{solive}}) / 2] \times 2$$

$$R_s = [(4.778 \times 5.4) / 2] \times 2$$

$$R_s = 25.801 \text{ kN}$$

• **Combinaison des charges :**

- Poids propre de profilé (IPE360) : $g_p = 0.571 \text{ kN/m}$

- Poids propre de béton frais : $G_b = 2.5 \text{ kN/m}^2$

- Poids de bacs d'acier : $g = 0.15 \text{ kN/m}^2$

- Surcharge des ouvriers : $q_c = 0.75 \text{ kN/m}^2$

ELU :

$$Q_u = 1.35 \times (g_p + (G_b + g) \times b_s) + 1.5 (q_c \times b_s)$$

$$Q_u = 1.35 \times (0.571 + (2.5 + 0.15) \times 0.17) + (1.5 \times 0.17 \times 0.75)$$

$$Q_u = 1.57 \text{ kN/m}$$

ELS:

$$Q_s = (g_p + (G_b + g) \times b_s) + (q_c \times b_s)$$

$$Q_s = 0.571 + (2.5 + 0.15) \times 0.17 + (0.75 \times 0.17)$$

$$Q_s = 1.149 \text{ kN/m}$$

- **Vérification :**

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

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

$$V_{sd} = (Q_u \times L) / 2 + 2P$$

$$V_{sd} = (1.576 \times 4) / 2 + 2 \times 35.424$$

$$V_{sd} = 75.872 \text{ kN}$$

$$V_{plrd} = (f_y \times A_v) / (\gamma_{mo} \times \sqrt{3})$$

$$= (275 \times 3514 \times 10^3 \times 10^{-6}) / (1. \times 1 \sqrt{3})$$

$$V_{plrd} = 507.202 \text{ kN}$$

$$V_{sd} < V_{plrd} \quad \text{la condition est vérifiée}$$

- **Vérification de flexion :**

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

$$M_{sd} = (Q_u \times L^2) / 8 + (3R_u \times L / 5)$$

$$= (1.57 \times (6.4^2)) / 8 + (3 \times 35.42 \times 46.4) / 5$$

$$M_{sd} = 144.06 \text{ kN.m}$$

$$M_{plrd} = w_{ply} \times f_y / \gamma_{mo}$$

$$M_{plrd} = (1019 \times 275 \times 10^{-3}) / 1.1$$

$$M_{plrd} = 254.75 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} \leq M_{plrd} \quad \text{la condition est vérifiée}$$

- **Vérification de la rigidité :**

$$F^{\max} \leq F_{adm}$$

$$F_{adm} = (6400 / 250)$$

$$F_{adm} = 25.6 \text{ mm}$$

$$F^{\max} = F_1 + F_2$$

$$F_1 = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_a} = \frac{5 \times 1.149 \times 6400^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 16270 \times 10^4} = 0.73 \text{ mm}$$

$$F_2 = \frac{63 \times q_s \times l^3}{1000 \times E \times I_a} = \frac{63 \times 25.805 \times 6400^3}{1000 \times 2,1 \times 10^5 \times 16270 \times 10^4} = 12.47 \text{ mm}$$

$$F^{\max} = 0.73 + 12.47 = 13.2 \text{ mm}$$

$$13.2 \text{ mm} \leq 25.6 \text{ mm}$$

la condition est vérifiée

➤ **Vérification de déversement :**

La vérification au déversement en phase de construction est exigée par les Euro codes EC4 la poutre étant maintenue latéralement par les solives, et la semelle supérieure est maintenue par le bac d'acier connecté par des goujons. On considère que la poutre ne risque pas de se déverser.

b) **Phase finale :**

❖ **Réaction des solives :**

$$Q_u = 13.41 \text{ kN/m} ; Q_s = 9.873 \text{ kN/m}$$

ELU :

$$R_u = R_1 + R_2$$

$$R_u = [(Q_u \times L_{\text{solive}}) / 2] \times 2$$

$$R_u = 72.414 \text{ kN}$$

ELS:

$$R_s = R_1 + R_2$$

$$R_s = [(Q_s \times L_{\text{solive}}) / 2] \times 2$$

$$R_s = 53.31 \text{ kN}$$

$$-b_{\text{eff}} = \inf \left\{ \begin{array}{l} (2L_o) / 8 = (2 \times 6.4) / 8 = 1.6 \text{ m} \\ B = 5.4 \text{ m} \end{array} \right. \longrightarrow b_{\text{eff}} = 1.6 \text{ m}$$

Les charges de la phase finale sont :

- Poids du profilé : $g_p = 0.571 \text{ kN/m}$
- Charge permanente : $G_t = 6.13 \text{ kN/m}^2$
- Surcharge d'exploitation : $Q = 1 \text{ kN/m}^2$

• **Combinaison des charges :**

ELU :

$$Q_u = 1.35g_p + (1.35G_t + 1.5Q) \times 0.17$$

$$Q_u = 1.35 \times 0.571 + [(1.3 \times 6.13) + 1 \times 1.5] \times 0.17$$

$$Q_u = 2.43 \text{ kN/m}$$

ELS :

$$Q_{\text{ser}} = g_p + (G_t + Q) \times 0.17$$

$$Q_{\text{ser}} = 0.571 + [6.13 + 1] \times 0.17$$

$$Q_{\text{ser}} = 1.784 \text{ kN/m}$$

- **Vérification :**

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

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

$$V_{sd} = (Q_u \times L) / 2 + 2P$$

$$V_{sd} = (2.43 \times 6.4) / 2 + 2 \times 72.414$$

$$V_{sd} = 152.604 \text{ kN}$$

$$V_{plrd} = (f_y A \times v) / (\gamma_{mo} \times \sqrt{3})$$

$$V_{plrd} = (2753 \times 514 \times 10^2 \times 10^{-3}) / (1.1 \times \sqrt{3})$$

$$V_{plrd} = 507.202 \text{ kN}$$

$$V_{sd} \leq V_{plrd} \text{ la condition est vérifiée}$$

- **Vérification de la flexion :**

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

$$M_{sd} = (Q_u \times L^2) / 8 + (3R_u \times L) / 5$$

$$M_{sd} = (2.43 \times (6.4^2)) / 8 + (3 \times 72.414 \times 6.4) / 5$$

$$M_{sd} = 290.51 \text{ kN.m}$$

- ❖ **Position de l'axe neutre**

$$F_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

$$R_{\text{béton}} = 0.5 \times 7F_{ck} \times b_{\text{eff}} \times h_c$$

$$R_{\text{béton}} = (0.5 \times 725 \times 1600 \times 45 \times 10^{-3})$$

$$R_{\text{béton}} = 1026 \text{ kN}$$

$$R_{\text{acier}} = (0.95 \times f_y \times A_a)$$

$$R_{\text{acier}} = 0.95 \times 275 \times 7273 \times 10^{-3}$$

$$R_{\text{acier}} = 1900 \text{ kN}$$

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

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

- **Vérifications**

- **La flexion :**

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

Il faut que : $M_{sd} \leq M_{pl,Rd}$

Le moment appliqué :

$$M_{pl,rd} = 1900 \left[\frac{360}{2} + 45 + 55 - \left(\frac{1900 \times 65}{2 \times 1026} \right) \right] \times 10^{-3} = 417.64 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl,rd} > M_{sd} \Rightarrow \text{vérifié}$$

➤ **Vérification de la rigidité :**

$$F_{max} \leq F_{adm}$$

$$F_{adm} = L/250 \quad F_{adm} = (6400/250)$$

$$F_{adm} = 25.6 \text{ mm}$$

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

$$V = \frac{A_a}{A_b} = \frac{7273}{1600 \times 45} = 0,101 \quad m = \frac{E_a}{E_b} = 15$$

$$I_c = \frac{7273 \times (45 + 2 \times 55 + 360)^2}{4 \times (1 + 15 \times 0.101)} + \frac{1600 \times 45^3}{12 \times 15} + 16270 \times 10^4 = 355.25 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

La valeur de la flèche maximale est :

$$F_{max} = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_c} + \frac{63 \times P \times l^3}{1000 \times E \times I}$$

$$= \frac{5 \times 1.784 \times 6400^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 355.25 \times 10^6} + \frac{63 \times 53.131 \times 10^3 \times 6400^3}{10002 \times 2.1 \times 10^5 \times 16270 \times 10^4} = 26.3 \text{ mm}$$

26.3 mm > 25.6 mm **condition non vérifiée**

Donc on opte **IPE 400** pour plancher buanderie.

III.6.3.2 Plancher terrasse accessible :

Le profilé choisit est : **IPE500** qui a les caractéristiques suivantes :

Tableau III. 10: Caractéristiques de profilé IPE500

Profilé	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	G Kg/m	A Cm ²	H Mm	B mm	tf mm	tw mm	r mm	Iy Cm ⁴	Iz Cm ⁴	Wply Cm ³	Wplz Cm ³	iy cm	iz cm
IPE500	90.7	115.5	500	200	16	10.2	21	48200	2142	2194	335.9	20.43	4.31

a) Phase construction :

❖ Réaction des solives : $Q_u = 9.395 \text{ KN/m}$; $Q_s = 6.818 \text{ KN/m}$

ELU :

$$R_u = R_1 + R_2$$

$$R_u = [(Q_u \times L_{\text{solive}}) / 2] \times 2$$

$$R_u = [9.395 \times 5.4] / 2 \times 2$$

$$R_u = 50.733 \text{ kN}$$

ELS :

$$R_s = R_1 + R_2$$

$$R_s = [(Q_s \times L_{\text{solive}}) / 2] \times 2$$

$$R_s = [(6.818 \times 5.4) / 2] \times 2$$

$$R_s = 36.817 \text{ kN}$$

- **Combinaison des charges :**

- Poids propre de profilé (IPE500) : $g_p = 0.907 \text{ kN/m}$

- Poids propre de béton frais : $G_b = 3 \text{ kN/m}^2$

- Poids de bacs d'acier : $g = 0.15 \text{ kN/m}^2$

- Surcharge des ouvriers : $q_c = 0.75 \text{ kN/m}^2$

ELU :

$$Q_u = 1.35 \times (g_p + (G_b + g) \times b_s) + 1.5 (q_c \times b_s)$$

$$Q_u = 1.35 \times (0.907 + (3 + 0.15) \times 0.2) + (1.5 \times 0.2 \times 0.75)$$

$$Q_u = 2.3 \text{ kN/m}$$

ELS :

$$Q_s = (g_p + (G_b + g) \times b_s) + (q_c \times b_s)$$

$$Q_s = 0.907 + (3 + 0.15) \times 0.2 + (0.75 \times 0.2)$$

$$Q_s = 1.687 \text{ kN/m}$$

- **Vérification :**

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

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

$$V_{sd} = (Q_u \times L) / 2 + 2P$$

$$= (2.3 \times 8.4) / 2 + 2 \times 50.733$$

$$V_{sd} = 111.206 \text{ kN}$$

$$V_{plrd} = (f_y \times A_v) / (\gamma_{mo} \times \sqrt{3})$$

$$V_{plrd} = (275 \times 5987 \times 10^3 \times 10^{-6}) / (1.1 \times \sqrt{3})$$

$$V_{plrd} = 864.15 \text{ kN}$$

$$V_{sd} < V_{plrd} \quad \text{la condition est vérifiée}$$

➤ **Vérification de flexion :**

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

$$M_{sd} = (Q_u \times L^2) / 8 + (3R_u \times L / 5)$$

$$= (2.3 \times (8.4^2)) / 8 + (3 \times 50.733 \times 8.4) / 5$$

$$M_{sd} = 275.98 \text{ kN.m}$$

$$M_{plrd} = w_{ply} \times f_y / \gamma_{mo}$$

$$M_{plrd} = (2194 \times 275 \times 10^{-3}) / 1.1$$

$$M_{plrd} = 548.5 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} \leq M_{plrd} \quad \text{la condition est vérifiée}$$

➤ **Vérification de la rigidité :**

$$F^{\max} \leq F_{adm}$$

$$F_{adm} = (8400 / 250)$$

$$F_{adm} = 33.6 \text{ mm}$$

$$F^{\max} = F_1 + F_2$$

$$F_1 = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_a} = \frac{5 \times 1.687 \times 8400^4}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 48200 \times 10^4} = 1.08 \text{ mm}$$

$$F_2 = \frac{63 \times p \times l^3}{1000 \times E \times I_a} = \frac{63 \times 36.817 \times 8400^3}{1000 \times 2.1 \times 10^5 \times 48200 \times 10^4} = 13.58 \text{ mm}$$

$$F^{\max} = 1.08 + 13.58 = 14.66 \text{ mm}$$

$$14.66 \text{ mm} \leq 33.6 \text{ mm} \quad \text{la condition est vérifiée}$$

b) **Phase finale :**

❖ **Réaction des solives :**

$$Q_u = 17.92 \text{ kN/m}; \quad Q_s = 12.989 \text{ kN/m}$$

ELU :

$$R_u = R_1 + R_2$$

$$R_u = [(Q_u \times L_{solive}) / 2] \times 2$$

$$R_u = 96.768 \text{ kN}$$

ELS:

$$R_s = R_1 + R_2$$

$$R_s = [(Q_s \times L_{solive}) / 2] \times 2$$

$$R_s = 70.14 \text{ kN}$$

$$-b_{\text{eff}} = \inf \left\{ \begin{array}{l} (2L_o) / 8 = (2 \times 8.4) / 8 = 2.1 \text{ m} \\ B = 5.4 \text{ m} \end{array} \right. \longrightarrow b_{\text{eff}} = 2.1 \text{ m}$$

Les charges de la phase finale sont :

- Poids du profilé : $g_p = 0.907 \text{ kN/m}$
- Charge permanente : $G_t = 6.03 \text{ kN/m}^2$
- Surcharge d'exploitation : $Q = 1.5 \text{ kN/m}^2$

- **Combinaison des charges :**

ELU :

$$Q_u = 1.35g_p + (1.35G_t + 1.5Q) \times 0.2$$

$$Q_u = 1.35 \times 0.907 + [(1.35 \times 6.03) + 1.5 \times 1.5] \times 0.2$$

$$Q_u = 3.302 \text{ kN/m}$$

ELS :

$$Q_{\text{ser}} = g_p + (G_t + Q) \times 0.2$$

$$Q_{\text{ser}} = 0.907 + [6.03 + 1.5] \times 0.2$$

$$Q_{\text{ser}} = 2.337 \text{ kN/m}$$

- **Vérification :**

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

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

$$V_{sd} = (Q_u \times L) / 2 + 2P$$

$$V_{sd} = (3.308 \times 4) / 2 + 2 \times 96.768$$

$$V_{sd} = 207.396 \text{ kN}$$

$$V_{plrd} = (f_y \times A_v) / (\gamma_{mo} \sqrt{3})$$

$$V_{plrd} = (275 \times 59871 \times 0 \times 10^{-3}) / (1.1 \sqrt{3})$$

$$V_{plrd} = 864.149 \text{ kN}$$

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

la condition est vérifiée

➤ **Vérification de la flexion :**

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

$$M_{sd} = (Q_u \times L^2) / 8 + (3R_u \times L) / 5$$

$$M_{sd} = (2.302 \times (8.4^2)) / 8 + (3 \times 98.614 \times 8.4) / 5$$

$$M_{sd} = 517.318 \text{ kN.m}$$

❖ **Position de l'axe neutre**

$$F_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

$$R_{\text{béton}} = 0.57 \times F_{ck} \times b_{\text{eff}} \times h_c$$

$$R_{\text{béton}} = (0.57 \times 25 \times 2100 \times 65 \times 10^{-3})$$

$$R_{\text{béton}} = 1945.125 \text{ kN}$$

$$R_{\text{acier}} = (0.95 \times f_y \times A_a)$$

$$R_{\text{acier}} = 0.95 \times 275 \times 11550 \times 10^{-3}$$

$$R_{\text{acier}} = 3017.437 \text{ kN}$$

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

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

• **La flexion :**

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

$$\text{Il faut que : } M_{sd} \leq M_{pl.Rd}$$

Le moment appliqué :

$$M_{pl.rd} = 3017.43 \left[\frac{450}{2} + 65 + 55 - \left(\frac{3017.43 \times 65}{2 \times 1945.125} \right) \right] \times 10^{-3} = 888.884 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl,rd} > M_{sd} \quad \Rightarrow \quad \text{vérifié}$$

➤ **Vérification de la rigidité :**

$$F_{\text{max}} \leq F_{\text{adm}}$$

$$F_{\text{adm}} = L / 250 \quad F_{\text{adm}} = (8400 / 250)$$

$$F_{\text{adm}} = 33.6 \text{ mm}$$

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

$$V = \frac{A_a}{A_b} = \frac{11550}{2100 \times 65} = 0,084 \quad m = \frac{E_a}{E_b} = 15$$

$$I_c = \frac{11550 \times (65 + 2 \times 55 + 500)^2}{4 \times (1 + 15 \times 0,084)} + \frac{2100 \times 65^3}{12 \times 15} + 48200 \times 10^4 = 984.287 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

La valeur de la flèche maximale est :

$$F_{\max} = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_c} + \frac{63 \times P \times l^3}{1000 \times E \times I}$$

$$= \frac{5 \times 2.302 \times 8400^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 984.287 \times 10^6} + \frac{63 \times 70.14 \times 10^3 \times 8400^3}{1000 \times 2.1 \times 10^5 \times 48200 \times 10^4} = 26.60 \text{ mm}$$

$F_{\max} = 26.60 \text{ mm}$

vérifiée

Donc on opte **IPE 500** pour plancher terrasse .

III.6.3.3 Plancher courant :

- Longueur de la poutre : **L=8.4 m**
- L'entraxe des solives : **L=1.7 m**

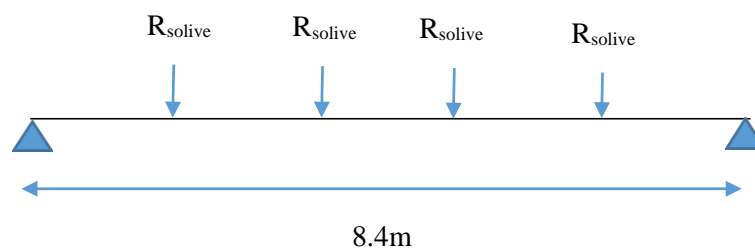


Figure III. 8: Schéma statique de poutre principale de plancher courant.

$$L_{poutre} = 8.4m$$

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

$$\frac{8400}{25} \leq h \leq \frac{8400}{15}$$

$$336 \leq h \leq 560$$

- 2^{ème} → 9^{ème} étage :

Tableau III. 11: Caractéristiques de profilé IPE500

Profilé	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	G Kg/m	A Cm ²	H Mm	B mm	tf mm	tw mm	r mm	Iy Cm ⁴	Iz Cm ⁴	Wply Cm ³	Wplz Cm ³	iy cm	iz cm
IPE500	90.7	115.5	500	200	16	10.2	21	48200	2142	2194	335.9	20.43	4.31

a) Phase construction :

❖ Réaction des solives : $Q_u = 9.49 \text{ kN/m}$; $Q_s = 6.892 \text{ kN/m}$

ELU :

$$R_u = R_1 + R_2$$

$$R_u = [(Q_u \times L_{\text{solive}}) / 2] \times 2$$

$$R_u = [9.49 \times 5.4 / 2] \times 2$$

$$R_u = 51.246 \text{ kN}$$

ELS:

$$R_s = R_1 + R_2$$

$$R_s = [(Q_s \times L_{\text{solive}}) / 2] \times 2$$

$$R_s = [(6.892 \times 5.4) / 2] \times 2$$

$$R_s = 37.2168 \text{ kN}$$

- **Combinaison des charges :**

- Poids propre de profilé (IPE500) : $g_p = 0.907 \text{ kN/m}$

- Poids propre de béton frais : $G_b = 3 \text{ kN/m}^2$

- Poids de bacs d'acier : $g = 0.15 \text{ kN/m}^2$

- Surcharge des ouvriers : $q_c = 0.75 \text{ kN/m}^2$

ELU :

$$Q_u = 1.35 \times (g_p + (G_b + g) \times b_s) + 1.5 (q_c \times b_s)$$

$$Q_u = 1.35 \times (0.907 + (3 + 0.15) \times 0.2) + (1.5 \times 0.2 \times 0.75)$$

$$Q_u = 2.353 \text{ kN/m}$$

ELS :

$$Q_s = (g_p + (G_b + g) \times b_s) + (q_c \times b_s)$$

$$Q_s = 0.907 + (3 + 0.15) \times 0.2 + (0.75 \times 0.2)$$

$$Q_s = 1.726 \text{ kN/m}$$

- **Vérification :**

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

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

$$V_{sd} = (Q_u \times L) / 2 + 2P$$

$$= (2.353 \times 8.4) / 2 + 25 \times 1.246$$

$$V_{sd} = 112.374 \text{ kN}$$

$$V_{plrd} = (f_y \times A_v) / (\gamma_{mo} \times \sqrt{3})$$

$$= (275 \times 5987 \times 10^3 \times 10^{-6}) / (1.1 \times \sqrt{3})$$

$$V_{plrd} = 864.149 \text{ kN}$$

Vérifiée

➤ **Vérification de flexion :**

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

$$M_{sd} = (Q_u \times L^2) / 8 + (3R_u \times L / 5)$$

$$= (2.353 \times (8.4^2)) / 8 + (3 \times 51.246 \times 8.4) / 5$$

$$M_{sd} = 279.033 \text{ kN.m}$$

$$M_{plrd} = W_{ply} \times f_y / \gamma_m$$

$$M_{plrd} = (2194 \times 275 \times 10^{-3}) / 1.1$$

$$M_{plrd} = 584.5 \text{ kN.m}$$

Vérifiée

➤ **Vérification de la rigidité :**

$$F^{\max} \leq F_{adm}$$

$$F_{adm} = L / 250$$

$$F_{adm} = (8400 / 250)$$

$$F_{adm} = 33.6 \text{ mm}$$

$$F^{\max} = F_1 + F_2$$

$$F_1 = (5 \times Q_s \times L^4) / (384 \times E \times I_y)$$

$$F_1 = (5 \times 1.726 \times 8400^4) / (384 \times 2.1 \times 10^5 \times 48200 \times 10^4)$$

$$F_1 = 1.105 \text{ mm}$$

$$F_2 = (63 \times Q_s \times L^3) / (1000 \times E \times I_y)$$

$$F_2 = (63 \times 37.2168 \times 8400^3) / (1000 \times 2.1 \times 10^5 \times 48200 \times 10^4)$$

$$F_2 = 13.72 \text{ mm}$$

$$F^{\max} = 1.105 + 13.72$$

$$F^{\max} = 14.82 \text{ mm}$$

$$14.82 \text{ mm} \leq 33.6 \text{ mm}$$

Vérifié

b) **Phase finale :**

-Réaction des solives :

$$Q_u = 19.274 \text{ kN/m} ; Q_s = 13.805 \text{ kN/m}$$

ELU:

$$R_u = R_1 + R_2$$

$$R_u = [(Q_u \times L_{solive}) / 2] \times 2$$

$$R_u = 104.07 \text{ kN}$$

ELS:

$$R_s = R_1 + R_2$$

$$R_s = [(Q_s \times L_{solive}) / 2] \times 2$$

$$R_s = 74.547 \text{ kN}$$

$$-b_{\text{eff}} = \inf \left\{ \begin{array}{l} (2L_o) / 8 = (2 \times 8.4) / 8 = 2.1 \text{ m} \\ b = 5.4 \text{ m} \end{array} \right. \longrightarrow b_{\text{eff}} = 2.1 \text{ m}$$

Les charges de la phase finale sont :

- Poids du profilé : $g_p = 0.907 \text{ kN/m}$
- Charge permanente : $G_t = 5.51 \text{ kN/m}^2$
- Surcharge d'exploitation : $Q = 2.5 \text{ kN/m}^2$

- **Combinaison des charges :**

ELU :

$$Q_u = 1.35g_p + (1.35G_c + 1.5Q) \times 0.2$$

$$Q_u = 1.35 \times 0.907 + [(1.35 \times 5.51) + 1.5 \times 2.5] \times 0.2$$

$$Q_u = 3.462 \text{ kN/m}$$

ELS :

$$Q_{\text{ser}} = g_p + (G_t + Q) \times 0.2$$

$$Q_{\text{ser}} = 0.907 + [5.51 + 2.5] \times 0.2$$

$$Q_{\text{ser}} = 2.509 \text{ kN/m}$$

- **Vérification :**

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

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

$$V_{sd} = (Q_u \times L) / 2 + 2P$$

$$V_{sd} = (3.462 \times 8.4) / 2 + 2 \times 104.07$$

$$V_{sd} = 222.68 \text{ kN}$$

$$V_{plrd} = (f_y A_v) / (\gamma_{mo} \times \sqrt{3})$$

$$V_{plrd} = (275 \times 5987 \times 10^2 \times 10^{-3}) / (1.1 \times \sqrt{3})$$

$$V_{plrd} = 864.149 \text{ kN}$$

Vérifiée

➤ **Vérification de la flexion :**

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

$$M_{sd} = (Q_u \times L^2) / 8 + (3R_u \times L) / 5$$

$$M_{sd} = (3.462 \times (8.4^2)) / 8 + (3 \times 104.07 \times 8.4) / 5$$

$$M_{sd} = 555.04 \text{ kN.m}$$

- **Position de l'axe neutre**

$$F_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

$$R_{\text{béton}} = 0.57 \times F_{ck} \times b_{\text{eff}} \times h_c$$

$$R_{\text{béton}} = (0.57 \times 25 \times 2100 \times 65 \times 10^{-3})$$

$$R_{\text{béton}} = 1945.125 \text{ kN}$$

$$R_{\text{acier}} = (0.95 \times f_y \times A_a)$$

$$R_{\text{acier}} = 0.95 \times 275 \times 11550 \times 10^{-3}$$

$$R_{\text{acier}} = 3017.43 \text{ kN}$$

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

$$R_{wa} = (0.95(h - 2t_f) \times t_w) \times f_y$$

$$= (0.95(500 - 2 \times 16) \times 10.2) \times 275 \times 10^{-3}$$

$$= 1247.12 \text{ kN}$$

$$R_{ws} = 0.95(2(b \times t_f) \times f_y) \times 10^{-3}$$

$$= 0.95 \times 2 \times (200 \times 16) \times 275 \times 10^{-3}$$

$$= 1672 \text{ kN}$$

$$\text{On a } R_a > R_b \text{ et } R_b > R_w$$

→ Axe neutre se trouve dans la semelle donc le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

$$M_{plrd} = R_{\text{acier}} (h_a / 2) + R_b [(h_c / 2) + h_p]$$

$$= [3017.43(250) + 1945.125[(65/2) + 55]] \times 10^{-3}$$

$$M_{plrd} = 924.55 \text{ kN.m}$$

$$555.04 \text{ kN.m} \leq 924.55 \text{ kN.m}$$

Vérifiée

➤ **Vérification de la rigidité :**

$$F_{\max} \leq F_{\text{adm}}$$

$$F_{\text{adm}} = L/250 \quad F_{\text{adm}} = (8400/250)$$

$$F_{\text{adm}} = 33.6 \text{ mm}$$

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

$$V = \frac{A_a}{A_b} = \frac{11550}{2100 \times 65} = 0,084 \quad m = \frac{E_a}{E_b} = 15$$

$$I_c = \frac{11550 \times (65 + 2 \times 55 + 500)^2}{4 \times (1 + 15 \times 0,084)} + \frac{2100 \times 65^3}{12 \times 15} + 48200 \times 10^4 = 984.287 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

La valeur de la flèche maximale est :

$$F_{\max} = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_c} + \frac{63 \times Pl \times l^3}{1000 \times E \times I}$$

$$= \frac{5 \times 3.462 \times 8400^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 984.287 \times 10^6} + \frac{63 \times 74.547 \times 10 \times 8400^3}{1000 \times 2.1 \times 10^5 \times 48200 \times 10^4} = 28.58 \text{ mm}$$

$$F_{\max} = 28.58 \text{ mm}$$

vérifiée

Donc on opte **IPE 500**.

• **RDC +1^{er} étage :**

Tableau III. 12: Caractéristiques de profilé IPE500

profilé	poids	section	dimensions					Caractéristiques					
	G Kg/m	A Cm ²	H Mm	B mm	tr mm	tw mm	r mm	I _y Cm ⁴	I _z Cm ⁴	W _{ply} Cm ³	W _{plz} Cm ³	i _y cm	i _z cm
IPE500	90.7	115.5	500	200	16	10.2	21	48200	2142	2194	335.9	20.43	4.31

a) Phase construction :

❖ Réaction des solives : $Q_u = 9.45 \text{ kN/m}$; $Q_s = 6.854 \text{ kN/m}$

ELU :

$$R_u = R_1 + R_2$$

$$R_u = [(Q_u \times L_{\text{solive 1}}) / 2] + [(Q_u \times L_{\text{solive 2}}) / 2]$$

$$R_u = [9.45 \times 6] / 2 + [9.45 \times 5.4] / 2$$

$$R_u = 53.87 \text{ kN}$$

ELS :

$$R_s = R_1 + R_2$$

$$R_s = [(Q_s \times L_{\text{solive 1}}) / 2] + [(Q_s \times L_{\text{solive 2}}) / 2]$$

$$R_s = + [(6.854 \times 6) / 2] + [(6.854 \times 5.4) / 2]$$

$$R_s = 39.07 \text{ kN}$$

• **Combinaison des charges :**

- Poids propre de profilé (IPE500) : $g_p = 0.907 \text{ kN/m}$
- Poids propre de béton frais : $G_b = 3 \text{ kN/m}^2$
- Poids de bacs d'acier : $g = 0.15 \text{ kN/m}^2$
- Surcharge des ouvriers : $q_c = 0.75 \text{ kN/m}^2$

ELU :

$$Q_u = 1.35(g_p + (G_b + g) \times b_s) + 1.5(q_c \times b_s)$$

$$Q_u = 1.35 \times (0.907 + (3 + 0.15) \times 0.2) + (1.5 \times 0.2 \times 0.75)$$

$$Q_u = 2.29 \text{ kN/m}$$

ELS:

$$Q_s = (g_p + (G_b + g) \times b_s) + (q_c \times b_s)$$

$$Q_s = 0.907 + (3 + 0.15) \times 0.2 + (0.75 \times 0.2)$$

$$Q_s = 1.687 \text{ kN/m}$$

• **Vérification :**

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

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

$$V_{sd} = (Q_u \times L) / 2 + 2P$$

$$= (2.2 \times 98.4) / 2 + 2 \times 53.87$$

$$V_{sd} = 117.36 \text{ kN}$$

$$V_{plrd} = (f_y \times A_v) / (\gamma_{mo} \times \sqrt{3})$$

$$= (275 \times 5987 \times 10^3 \times 10^{-6}) / (1.1 \times \sqrt{3})$$

$$V_{plrd} = 864.14 \text{ kN}$$

Vérifiée

➤ **Vérification de flexion :**

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

$$M_{sd} = (Q_u \times L^2) / 8 + (3R \times u L / 5)$$

$$= (2.29 \times (8.4^2)) / 8 + (3 \times 53.87 \times 8.4) / 5$$

$$M_{sd} = 305.96 \text{ kN.m}$$

$$M_{plrd} = w_{ply} \times f_y / \gamma_{mo}$$

$$M_{plrd} = (1928 \times 275 \times 10^{-3}) / 1.1$$

$$M_{plrd} = 482 \text{ kN.m}$$

Vérifiée

➤ **Vérification de la rigidité :**

$$F^{\max} \leq F_{adm}$$

$$F_{adm} = L / 250$$

$$F_{adm} = (8400 / 250)$$

$$F_{adm} = 33.6 \text{ mm}$$

$$F^{\max} = F_1 + F_2$$

$$F_1 = (5 \times Q_s \times L \times^4) / (384 \times E \times I_y)$$

$$F_1 = (5 \times 51.687 \times 8400^4) / (384 \times 2.1 \times 10^5 \times 48200 \times 10^4)$$

$$F_1 = 1.08 \text{ mm}$$

$$F_2 = (63 \times Q_s \times L^3) / (1000 \times EI \times y)$$

$$F_2 = (63 \times 39.07 \times 8400^3) / (1000 \times 2.1 \times 10^5 \times 48200 \times 10^4)$$

$$F_2 = 14.41 \text{ mm}$$

$$F^{\max} = 1.08 + 14.41$$

$$F^{\max} = 15.49 \text{ mm}$$

$$15.49 \text{ mm} \leq 33.6 \text{ mm}$$

Vérifié

b) Phase final :

❖ **Réaction des solives :**

$$Q_u = 19.32 \text{ kN/m} ; Q_s = 13.841 \text{ kN/m}$$

ELU :

$$R_u = R_1 + R_2$$

$$R_u = [(Q_u \times L_{solive 1}) / 2] + [(Q_u \times L_{solive 2}) / 2]$$

$$R_u = [19.32 \times 6] / 2 + [19.32 \times 5.4] / 2 = 110.124 \text{ kN}$$

ELS :

$$R_s = R_1 + R_2$$

$$R_s = [(Q \times s L_{solive 1}) / 2] + [(Q_s \times L_{solive 2}) / 2]$$

$$R_s = [13.841 \times 6] / 2 + [13.841 \times 5.4] / 2$$

$$R_s = 78.89 \text{ kN}$$

$$-b_{\text{eff}} = \inf \left\{ \begin{array}{l} (2L_o) / 8 = (2 \times 8.4) / 8 = 2.1 \text{ m} \\ b = 5.7 \text{ m} \end{array} \right. \longrightarrow b_{\text{eff}} = 2.1 \text{ m}$$

Les charges de la phase finale sont :

- Poids du profilé : $g_p = 0.907 \text{ kN/m}$
- Charge permanente : $G_t = 5.51 \text{ kN/m}^2$
- Surcharge d'exploitation : $Q = 2.5 \text{ kN/m}^2$

- **Combinaison des charges :**

ELU :

$$Q_u = 1.35 g_p + (1.35 G_c + 1.5 Q) \times 0.2$$

$$Q_u = 1.35 \times 0.907 + [(1.35 \times 5.51) + 1.5 \times 2.5] \times 0.2$$

$$Q_u = 3.462 \text{ kN/m}$$

ELS :

$$Q_{\text{ser}} = g_p + (G_t + Q) \times 0.2$$

$$Q_{\text{ser}} = 0.907 + [5.51 + 2.5 \times] 0.2$$

$$Q_{\text{ser}} = 2.509 \text{ kN/m}$$

- **Vérification :**

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

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

$$V_{sd} = (Q_u \times L) / 2 + 2P$$

$$V_{sd} = (3.462 \times 8.4) / 2 + 21 \times 10.124$$

$$V_{sd} = 234.788 \text{ kN}$$

$$V_{plrd} = (f_y A \times v) / (\gamma_{mo} \sqrt{3})$$

$$V_{plrd} = (275 \times 5987 \times 10^2 \times 10^{-3}) / (1.1 \times \sqrt{3})$$

$$V_{plrd} = 864.14 \text{ kN}$$

Vérifiée

➤ **Vérification de la flexion :**

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

$$M_{sd} = (Q_u \times L^2) / 8 + (3R_u \times L) / 5$$

$$M_{sd} = (3.462 \times (8.4^2)) / 8 + (3 \times 110.124 \times 8.4) / 5$$

$$M_{sd} = 585.55 \text{ kN.m}$$

❖ **Position de l'axe neutre**

$$F_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

$$R_{\text{béton}} = 0.57 \times F_{ck} \times b_{\text{eff}} \times h_c$$

$$R_{\text{béton}} = (0.57 \times 252 \times 1006 \times 5 \times 10^{-3})$$

$$R_{\text{béton}} = 1945.125 \text{ kN}$$

$$R_{\text{acier}} = (0.95 \times f_y \times A_a)$$

$$R_{\text{acier}} = 0.952 \times 751 \times 15501 \times 10^{-3}$$

$$R_{\text{acier}} = 3017.43 \text{ kN}$$

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

$$R_{wa} = (0.95(h - 2t_f) \times t_w) \times f_y$$

$$R_{wa} = (0.95(500 - 2 \times 16)10.2) \times 275 \times 10^{-3}$$

$$R_{wa} = 1247.12 \text{ kN}$$

$$R_{ws} = 0.95(2(b \times t_f) \times f_y) \times 10^{-3}$$

$$R_{ws} = 0.95 \times 2(\times 2001 \times 6)2 \times 751 \times 10^{-3}$$

$$R_{ws} = 1672 \text{ kN}$$

On a $R_a > R_b$ et $R_b > R_w$

→ Axe neutre se trouve dans la semelle donc le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

$$M_{plrd} = R_{\text{acier}} (h_a/2) + R_b[(h_c/2 + h_p)]$$

$$= [3017.43(250) + 2842.875[95/2 + 55]]10^{-3}$$

$$M_{plrd} = 1045.75 \text{ kN.m}$$

$$633.13 \leq 1045.75$$

Vérifiée

➤ **Vérification de la rigidité :**

$$F_{\max} \leq F_{\text{adm}}$$

$$F_{\text{adm}} = L/250 \quad F_{\text{adm}} = (8400/250)$$

$$F_{\text{adm}} = 33.6 \text{ mm}$$

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

$$V = \frac{A_a}{A_b} = \frac{11550}{2100 \times 65} = 0,084 \quad ; \quad m = \frac{E_a}{E_b} = 15$$

$$I_c = \frac{11550 \times (65 + 2 \times 55 + 500)^2}{4 \times (1 + 15 \times 0,084)} + \frac{2100 \times 65^3}{12 \times 15} + 48200 \times 10^4 = 984.287 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

- La valeur de la flèche maximale est :

$$F_{\max} = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_c} + \frac{63 \times P_l \times x^3}{1000 \times E \times I}$$

$$= \frac{5 \times 2.5098 \times 400^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 984.287 \times 10^6} + \frac{63 \times 78.89 \times 10^3 \times 400^3}{10002 \times 2.1 \times 10^5 \times 48200 \times 10^4} = 29.88 \text{ mm}$$

$$F_{\max} = 29.88 \text{ mm}$$

vérifiée

Donc on opte **IPE 500**.

- **Résumé de prédimensionnement des poutres et solives :**

Tableau III. 13: Choix des sections des éléments horizontaux

Plancher	Les élément	Types de profilé
Buanderie	Solives + poutre secondaire	IPE160
	Poutre principale de 6,4m	IPE400
Terrasse	Solives + poutre secondaire	IPE180
	Poutre principale de 8,4m	IPE500
	Poutre principale de 6,4m	IPE400
2^{ème} → 9^{ème}	Solives + poutre secondaire	IPE 180
	Poutre principale de 8,4m	IPE500
	Poutre principale de 6,4m	IPE400
1^{er} +RDC	Solives + poutre secondaire	IPE 200
	Poutre principale de 8,4m	IPE 500
	Poutre principale de 6,4m	IPE 400
	Poutre principale de 6,0m	IPE 400

III.6.4 Pré dimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux qui doivent reprendre les charges verticales transmises par les planchers. Leurs sections doivent présenter une bonne rigidité à la compression dans toutes les directions et en particulier suivant leurs axes principaux. Ils sont généralement des profilés en **HEA** ou **HEB**. Le pré dimensionnement se fera par la vérification de la résistance de la section en compression axial (flambement simple) suivant **CCM97**.

III.6.4.1 Les surfaces qui reviennent aux poteaux :

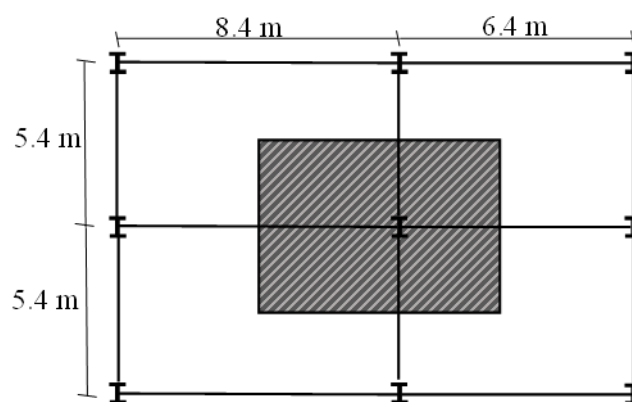


Figure III. 9: La surface qui revient au poteau le plus sollicité.

- Calcul de la surface : $S = ((6.4+8.4)/2) \times (5.4) = 39.96 \text{ m}^2$

➤ **Les charges permanentes : [1]**

Poids propre de la Buanderie : $G_{\text{buanderie}} = 6.13 \times 8.64 = 52.96 \text{ kN}$

Poids du plancher terrasse : $G \times S = 6.03 \times 39.96 = 240.95 \text{ kN}$

Poids des poutres principales : $G_{\text{pp terrasse}} = (0,907 \times 4.2) + (0,663 \times 3.2) = 5.931 \text{ kN}$

$$G_{\text{pp (RDC} \rightarrow \text{9ème)}} = (0.907 \times 4.2) + (0.663 \times 3.2) = 5.931 \text{ kN}$$

$$G_{\text{pp (buanderie)}} = (0.66 \times 32.7) = 1.71 \text{ kN}$$

Poids des solives : $G_{\text{solive (IPE 160)}} = (0,158 \times 3) \times 2.7 = 1.28 \text{ kN}$

$$G_{\text{solive (IPE 180)}} = (0,188 \times 5) \times 5.4 = 5.076 \text{ kN}$$

$$G_{\text{solive (IPE 200)}} = (0,224 \times 5) \times 5.4 = 6.048 \text{ kN}$$

Poids du plancher courant : $G_c \times S = 5.51 \times 39.96 = 220.18 \text{ kN}$

• **Exemple de calcul**

$$G_{\text{terrasse}} = 8.64 \times 6.13 + 30 \times 0.158 \times 2.7 + 3.20 \times 0.663 = 56.36 \text{ kN}$$

Tableau III. 14: La charge permanente sur le poteau le plus sollicité.

Niveaux	La charge G (kN/m ²)	Surface (m ²)	Charge permanente Cumulé (kN)
terrasse	6.13	8.64	56.36
9 ^{ème} étage	6.03	39.96	308.32
8 ^{ème} étage	5.51	39.96	539.5
7 ^{ème} étage	5.51	39.96	770.68
6 ^{ème} étage	5.51	39.96	1001.86
5 ^{ème} étage	5.51	39.96	1233.04
4 ^{ème} étage	5.51	39.96	1464.22
3 ^{ème} étage	5.51	39.96	1695.4
2 ^{ème} étage	5.51	39.96	1926.58
1 ^{ème} étage	5.51	39.96	2157.76
RDC	5.51	39.96	2389.9

-Les charges d'exploitation :

- Plancher buanderie : $Q_{\text{bianderie}} = 1.0 \times 8.64 = 8.64 \text{ kN}$
- Plancher terrasse : $Q_t \times S = 1.5 \times 39.96 = 59.94 \text{ kN}$
- Plancher courant : $Q_c \times S = 2.5 \times 39.96 = 99.9 \text{ kN}$

Tableau III. 15: La charge d'exploitation sur le poteau central (loi de dégression)

Niveaux	Surface (m ²)	Surcharge Q (kN/m ²)	La loi de dégression	Surcharges (kN)
Terrasse	8.64	1	$\sum_0 = Q_0$	8.64
9 ^{ème} étage	39.96	1.5	$\sum_1 = Q_0 + Q_1$	68.58
8 ^{ème} étage	39.96	2.5	$\sum_2 = Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$	160.488
7 ^{ème} étage	39.96	2.5	$\sum_3 = Q_0 + 0,9(Q_1 + Q_2 + Q_3)$	242.406
6 ^{ème} étage	39.96	2.5	$\sum_4 = Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	314.334
5 ^{ème} étage	39.96	2.5	$\sum_5 = Q_0 + 0,8(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$	376.272
4 ^{ème} étage	39.96	2.5	$\sum_6 = Q_0 + 0,75(Q_1 + \dots + Q_6)$	428.22
3 ^{ème} étage	39.96	2.5	$\sum_7 = Q_0 + 0,71(Q_1 + \dots + Q_7)$	476.77
2 ^{ème} étage	39.96	2.5	$\sum_8 = Q_0 + 0,687(Q_1 + \dots + Q_8)$	530.12
1 ^{er} étage	39.96	2.5	$\sum_9 = Q_0 + 0,667(Q_1 + \dots + Q_9)$	581.68
RDC	39.96	2.5	$\sum_{10} = Q_0 + 0,65(Q_1 + \dots + Q_{10})$	632.016

Remarque : La loi de digression des charges exploitations selon le DTR B.C 2.2 [1]

Les poteaux sont des éléments sollicités en compression axiale, la valeur de calcul N_{sd} de l'effort de compression dans chaque section transversale doit satisfaire à la condition suivante :

$$N_{sd} \leq N_{c.Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{Mo}} \rightarrow A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{Mo}}{f_y}$$

N : Effort de compression.

$$f_y = 275 \text{ MPa}$$

$$\gamma_{Mo} = 1,1$$

➤ **Poteau plus sollicité :**

- **Calcul du poteau du buanderie : [2]**

$$N_{sd} = 1,35G + 1,5Q$$

$$N_{sd} = 1,355 \times 6.36 + 1,5 \times 8.64 = 89.046 \text{ KN}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{Mo}}{f_y} = \frac{64.93 \times 10^3 \times 1,1}{275} = 356.184 \text{ mm}^2$$

- Profilé choisi **HEA 100**

Tableau III. 16: Les efforts normaux, la section et le profilé des poteaux

Niveau	Nsd (KN)	A (cm ²)	Profilé
Terrasse	89,046	3,56184	HEA100
9 ^{ème} étage	519,102	20,76408	HEA100
8 ^{ème} étage	969,057	38,76228	HEA 160
7 ^{ème} étage	1404,027	56,16108	HEA200
6 ^{ème} étage	1824,012	72,96048	HEA240
5 ^{ème} étage	2229,012	89,16048	HEA280
4 ^{ème} étage	2619,027	104,76108	HEA300
3 ^{ème} étage	3003,9471	120,157884	HEA320
2 ^{ème} étage	3396,23982	135,849593	HEA360
1 ^{er} étage	3685,55562	147,422225	HEA400
RDC	4174,389	166,97556	HEA450

III.6.4.2 Vérification de flambement : [2]

-Poteau plus sollicité : Poteaux HEA 450 (RDC)

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

Avec :

$$\beta_A = 1 \text{ Pour les sections classe 1 et 2}$$

$$\gamma_{M1} = 1,1$$

χ : Facteur de réduction pour le flambement.

$$f_y = 275 \text{ MPa}$$

$$l_{fy} = l_0 = 4.08 \text{ m}$$

$$l_{fz} = 0.7 l_0 = 2.856 \text{ m}$$

$$\lambda_y = \frac{l_{fy}}{i_y} = \frac{4080}{191.4} = 21.31$$

$$\lambda_z = \frac{l_{fz}}{i_z} = \frac{2856}{73.3} = 38.96$$

$$\lambda = \max \{ \lambda_y, \lambda_z \} = \max (21.31; 38.96) = 38.96$$

➤ Choix de la courbe de flambement **axe z-z**:

-profilé laminé :

$$\frac{h}{b} = \frac{440}{300} = 1.46 > 1,2$$

$$t_f = 23 \text{ mm} < 100 \text{ mm}$$

⇒ Courbe de flambement b ⇒ $\alpha = 0,34$

$$\bar{\lambda}_z = \left(\frac{\lambda_z}{\lambda_1} \right) \times \sqrt{\beta_A} = \frac{38.44}{86.81} = 0,442 > 0,2 \rightarrow \text{Risque de flambement.}$$

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

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,92$$

$$\phi = 0,5 \left[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right] = 0,5 \left[1 + 0,34(0,442 - 0,2) + 0,442^2 \right] = 0,639$$

$$\chi = \frac{1}{\left(\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2} \right)} = \frac{1}{0,639 + \sqrt{(0,639^2 - 0,442^2)}} = 0,908$$

$$N_{sd} = 4174.389 \text{ KN} \geq N_{brd} = 0,908 \frac{1 \times 178.0 \times 275}{1,1} = 4040.6 \text{ KN} \quad \text{Condition non vérifiée.}$$

Donc on opte pour **HEA500**

➤ Choix final des sections des profilés :

Tableau III. 17: Choix finale des sections de poteaux

Niveau	Profilé	N _{sd} (kN)	N _{brd} (kN)	Profilé choice
Terrasse	HEA100	89,046	228.33	HEA 100
9 ^{ème} étage	HEA100	519,102	565.56	HEA 140
8 ^{ème} étage	HEA 160	969,057	1076.6	HEA200
7 ^{ème} étage	HEA200	1404,027	1652.06	HEA240
6 ^{ème} étage	HEA240	1824,012	2142.15	HEA280
5 ^{ème} étage	HEA280	2229,012	2520	HEA300
4 ^{ème} étage	HEA300	2619,027	2813.97	HEA 320
3 ^{ème} étage	HEA320	3003,9471	3307.025	HEA 360
2 ^{ème} étage	HEA360	3396,23982	3664.95	HEA 400
1 ^{er} étage	HEA400	3685,55	3898.2	HEA 500
RDC	HEA450	4174,389	4463.4	HEA500

III.7 Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons effectué une pré-dimensionnement des éléments structuraux de notre ouvrage en accord avec les prescriptions de l'Eurocode 3 et du CCM97.

Les sections ont été résumées précédemment, ainsi pour avoir une première approche pour la phase de modélisation.

Chapitre IV :

Etude des éléments secondaires

IV.1 Introduction :

Tous les éléments non structuraux qui n'apportent pas la contribution à la résistance aux actions accidentelles, peuvent être classifiés comme des éléments secondaires. Ce chapitre est consacré à l'étude des éléments secondaires suivants :

- Escalier métallique.

IV.2 Etude des escaliers :

IV.2.1 Introduction :

Les escaliers sont des éléments qui permettent accès aux différents étages du bâtiment. Dans notre projet, on a un seul type d'escalier en charpente métallique qui est composé de deux volées liées à un palier de repos, ce dernier se compose d'une solive UPN encastrée aux poteaux, la volée est constituée de deux limons en profilé UPN, et des marches constituées par des cornières de support et de tôle striée.

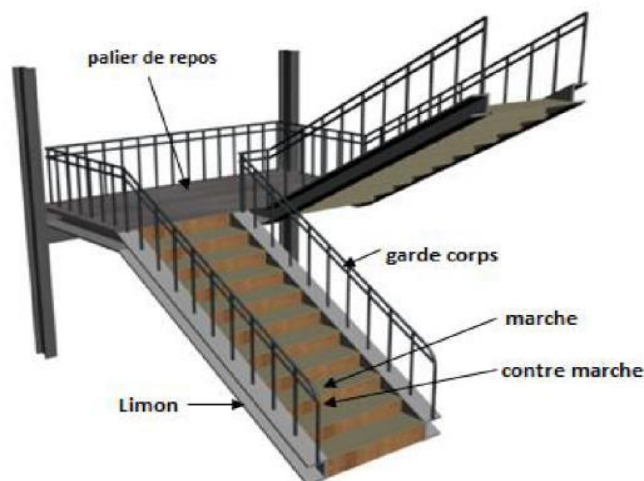


Figure IV. 1: constituant d'un escalier métallique.

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 d'étage est de 3.74 m, le nombre de marche sera de :

- $n = \frac{H}{h} = \frac{1.87}{0.17} \rightarrow n = 22 \text{ contre marches}$
- L'inclinaison de la paillasse : $\tan\alpha = \frac{2.25}{3.6} = 0.625$; $\alpha = 32^\circ$

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

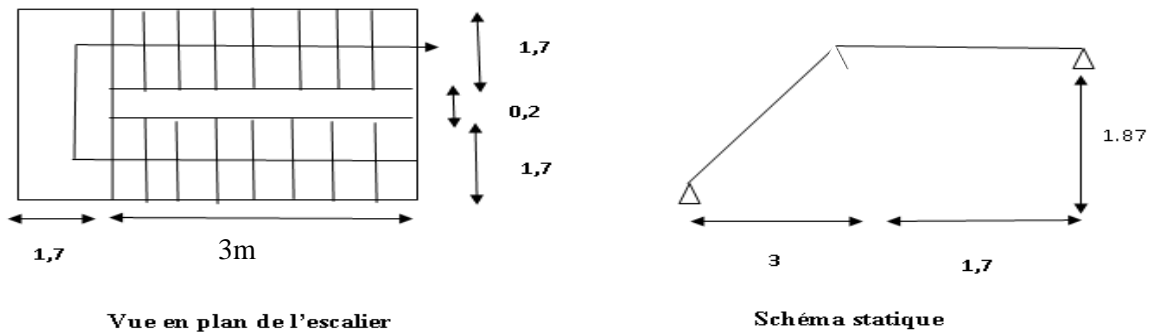


Figure IV. 2: Vue en plan et schéma statique de l'escalier.

IV.2.2 Dimensionnement des limons

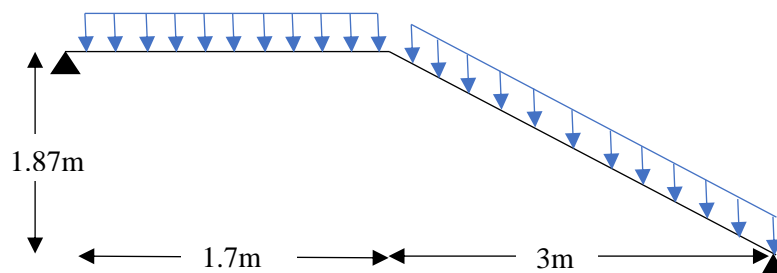


Figure IV. 3: Charges appliquées sur le limon.

IV.2.3 Évaluation des charges : [1]

Revêtements en carrelage (e=2cm)	0.2×2=0.4 kN/m ²
Mortier de pose (e=1.5cm)	0.15×1.5=0.3 kN/m ²
Dalle en béton armé (e=20cm)	0.2× 25=2.5 kN/m ²
Tôle type TN 40	0.15 kN/m ²
Garde-corps.....	1 kN/ml
	G=3.35 kN/m

Charges d'exploitation :

$$Q=2.5 \text{ kN/m}^2$$

IV.2.3.1 Dimensionnement à ELS :[2]

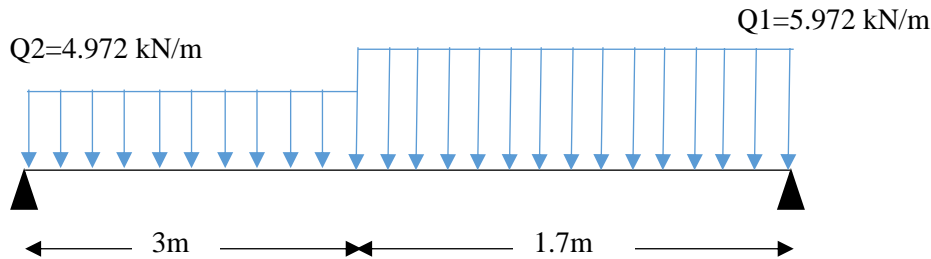
$$G_1 = 3.35 \times (1.7/2) + 1 = 3.847 \text{ kN/m}$$

$$G_2 = 3.35 \times (1.7/2) = 2.847 \text{ kN/m}$$

$$Q = 2.5 \times (1.7/2) = 2.125 \text{ kN/m}$$

$$Q_1 = G_1 + Q \rightarrow Q_1 = 3.847 + 2.125 = 5.972 \text{ kN/m}$$

$$Q_2 = G_2 + Q \rightarrow Q_2 = 2.847 + 2.125 = 4.972 \text{ kN/m}$$

**Figure IV. 4:** Charges revenant au limon.

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

$$Q_{eq} = \max(Q_1; Q_2) = 5.972 \text{ kN/m}$$

- Dimensionnement par condition de flèche

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

$$I \geq \frac{5 \times 250 \times 5.972 \times (4700^3) \times 10^{-4}}{384 \times 2,1 \times 10^5}$$

$$I \geq 961.109 \text{ cm}^4$$

On prendra un profilé UPN 180

IV.2.3.2 Vérification du moment fléchissant a l'ELU : [2]

$$q_u = 1.35(G + G_{upn}) + 1.5Q \rightarrow q_u = 1.35 \times (3.847 + 0.22) + 1.5 \times 2.125$$

$$q_u = 8.68 \text{ kN/m}$$

$$M_{sd} = \frac{8.68 \times 4.7^2}{8} = 23.97 \text{ kN.m}$$

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

$$M_{sd} = 23.97 \text{ kN.m} \leq M_{plrd} = 44.75 \text{ kN.m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

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

$$V_{sd} = \frac{8.68 \times 4.7}{2} = 20.40 \text{ kN}$$

$$V_{plrd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\gamma_m \sqrt{3}} \rightarrow V_{plrd} = \frac{15.09 \times 275}{1 \times \sqrt{3}} \times 10^{-1} = 239.58 \text{ kN}$$

$V_{sd} = 20.40 \text{ kN} \leq V_{plrd} = 239.58 \text{ kN}$ **Condition vérifiée.**

- **Vérification de la flèche : [2]**

$$F_{max} = \frac{5}{384} \times \frac{q_{ser} l^4}{EI} \rightarrow F_{max} = \frac{5}{384} \times \frac{5.972 \times 4700^4}{2.1 \times 10^5 \times 1350 \times 10^6} \rightarrow F_{max} = 10.28 \text{ mm}$$

$$F_{adm} = \frac{L}{250} \rightarrow F_{adm} = \frac{4700}{250} \Rightarrow F_{adm} = 18.8 \text{ mm}$$

$F_{max} = 10.28 \text{ mm} < F_{adm} = 18.8 \text{ mm}$ **Condition vérifiée**

IV.3 Dimensionnement de la cornière de marche :

Condition de flèche a l'ELS :

$$G_{marche} = 3.35 \times \left(\frac{0.3}{2}\right) = 0.502 \text{ kN/ml}; \text{ (0.3 m étant la largeur de la marche « giron »)}$$

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

$$Q_{ser} = G_{marche} + Q_{marche} \rightarrow Q_{ser} = 0.502 + 0.375 = 0.877 \text{ kN/ml}$$

IV.3.1 Dimensionnement par condition de flèche :

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

$$I \geq \frac{5 \times 250 \times 0.877 \times (1700^3) \times 10^{-4}}{384 \times 2,1 \times 10^5}$$

$$I \geq 6.68 \text{ cm}^4$$

On choisit L80× 80 × 8

Tableau IV. 1: Caractéristique de cornière L80×80×8.

L80× 80 × 8					
h	b	t	r1	r2	A
mm	mm	mm	mm	mm	cm ²
80	80	8	10	5	12.3
G	I _y = I _z		i _y = i _z	W _{el y} = W _{Ply}	
Kg	cm ⁴		cm	cm ³	
9.63	72.25		2.43	12.58	

IV.3.2 Vérification du moment fléchissant a l'ELU : [2]

$$q_u = 1.35 (G_{\text{marche}} + G_{L80}) + 1.5 Q_{\text{marche}}$$

$$q_u = 1.35 (0.502 + 0.096) + 1.5 \times 0.375 = 2.48 \text{ kN/m}$$

$$M_{sd} = \frac{2.48 \times 1.7^2}{8} = 0.90 \text{ kN.m}$$

$$M_{plrd} = \frac{12.58 \times 275}{1.1} \times 10^{-3} = 3.15 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 0.43 \text{ kN.m} < M_{plrd} = 6.15 \text{ kN.m} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

IV.3.3 Vérification de l'effort tranchant :[2]

$$V_{sd} = \frac{2.48 \times 1.7}{2} = 2.108 \text{ kN}$$

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

Avec :

S : est le moment statique

$$S = \sum A_i \times Z_i$$

$$S = (80 \times 8) \times \frac{8}{2} + (80 - 8) \times 8 \times \frac{80}{2} = 25600 \text{ mm}^2$$

$$\tau = \frac{2.108 \times 25600 \times 10^3}{4 \times 72.25 \times 10^4} = 18.67 \text{ MPa} \quad \tau' = \frac{275}{\sqrt{3}} = 158.77 \text{ MPa}$$

$$\tau = 18.67 \text{ MPa} \leq \tau' = 158.77 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, alors L80×80×80 convient comme cornière de support.

Chapitre V :

Etude dynamique en zone sismique

V.1 Introduction :

Vu que l'activité sismique peut se produire à tout moment, provoquant d'importants dégâts humains et matériels. Les structures doivent être conçues et construites de manière adéquate afin de résister à ses secousses sismiques, toute en respectant les recommandations des règlements parasismiques et critères de sécurités imposées par les règles parasismiques Algériennes **RPA99/version 2003**.

La modélisation de la structure de ce projet a été effectuée à l'aide du logiciel **Robot Structural Analysis** qui est un logiciel de calcul de structure.

V.2 But de l'étude dynamique :

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

-L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe et demande un calcul très fastidieux voire impossible. C'est pour cette raison qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

V.2.1 Modélisation de la structure :

a. Modélisation des éléments

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

- Chaque poutre et chaque poteau de la structure a été modélisé par un élément linéaire type barre (frame) à deux nœuds, chaque nœud possède 6 degrés de liberté (trois translations et trois rotations).
- Les poutres entre deux nœuds d'un même niveau (niveau i).
- Les poteaux entre deux nœuds de différents niveaux (niveau i et niveau i+1).
- A tous les planchers nous avons attribué une contrainte de type diaphragme ce qui correspond à des planchers infiniment rigides dans leur plan.
- Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastres (6DDL bloqués).

b. Modélisation de la masse

-La charge des planchers est supposée uniformément répartie sur toute la surface du plancher.

La masse est calculée par l'équation $(G+\beta Q)$ imposée par le **RPA99 version 2003**

Avec : $(\beta = 0,2)$ pour un bâtiment à usage bureau.

-La limite élastique attribuée aux matériaux constituant les poteaux, les solives, les palées stabilité et les poutres est prise égale à celle de l'acier à savoir S275.

V.3 Choix de la méthode de calcul

Pour avoir une idée sur le comportement réel de la structure, il faut bien choisir la méthode de calcul et modélisation de la structure. Les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003) proposent trois méthodes de calcul des sollicitations :

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

V.3.1 La méthode statique équivalente :**a. Principe**

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projecteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

b. Modélisation

Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune deux directions de calcul est plan avec les masses concentrées au centre de gravité des planchers e un seul degré de liberté en translation horizontale par niveau sous réserve que les systèmes de contreventement dans les deux directions puissent être découplés.

Seul le mode fondamental de vibration de la structure est considéré dans le calcul de la force sismique totale.

V.3.2 La méthode modale spectrale

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

• Principe

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

V.3.2.1 Spectres de réponse de calcul

Cette méthode consiste à définir l'action sismique par un spectre de réponse. Toute structure est assimilable à un oscillateur multiple, la réponse d'une structure à une accélération dynamique est fonction de l'amortissement (ζ) et de la pulsation naturelle (ω). Donc pour des accéléro-grammes données si on évalue les réponses maximales en fonction de la période (T), on obtient plusieurs points sur un graphe qui est nommé spectre de réponse et qui aide à faire une lecture directe des déplacements maximaux d'une structure.

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

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

η : Facteur de correction d'amortissement.

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

Q : Facteur de qualité (tableau 4.4) RPA99/V2003

T₁, T₂ : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (tableau 4.7) [3]

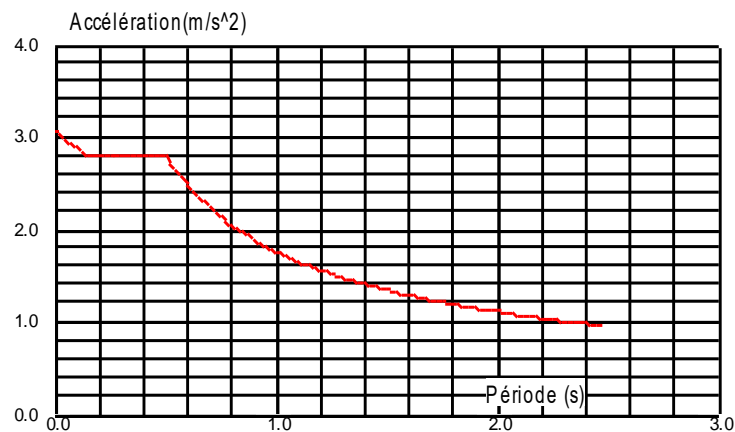


Figure V. 1: Spectre de réponse.

V.3.2.2 Principales vérifications exigent par le RPA pour cette méthode : [3]

a. Nombre de modes à considérer (article 4.3.4 RPA 2003) :

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

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

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

Où : N est le nombre de niveaux au-dessus de sol et

T_K : la période du mode K.

b. Résultante des forces sismiques de calcul (article 4.3.6 RPA 2003)

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

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

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

V.3.2.3 Déplacements inter étages (article 5.10) : [3]

Les déplacements latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, et tels que calculés selon la formule suivante :

$$\delta_K = R \delta_{eK}$$

où :

δ_{eK} représente le déplacement dû aux forces sismiques F_i , y compris l'effet de torsion.

R est le coefficient de comportement, avec $R = 3$.

Le déplacement relatif au niveau (K) par rapport au niveau précédent (K-1) est défini comme suit :

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

Les déplacements relatifs latéraux entre deux étages adjacents doivent satisfaire la condition donnée par :

$$\Delta K < 1\% H_{\text{étage}}$$

Cela signifie que le déplacement relatif entre les étages ne doit pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage considéré ($h_{\text{étage}}$).

V.3.2.4 Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ (les effets du second ordre)

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

Les effets de second ordre (l'effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_k \Delta_k / V_k h_k \leq 0.10$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau

K :

$$P_k = \sum_{i=k}^a (W_{Gi} + \beta W_{qi})$$

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau 'K'.

Δ_k : Déplacement relatif du niveau 'K' par rapport au niveau 'K-1'.

h_k : Hauteur d'étage 'k'.

V.4 Résultats de l'analyse dynamique :

V.4.1 Vérification de la structure selon le RPA99/V2003 :

Au cours d'étude de la structure, on a passé par deux étapes et dans chaque étape on a étudié un modèle, telle que la différence entre les modèles étudiés est le système de contreventement utilisé.

❖ Model initial :

Pour cette étape, on a vérifié la structure autant qu'une structure auto stable comme il est indiqué dans la figure ci-dessous :

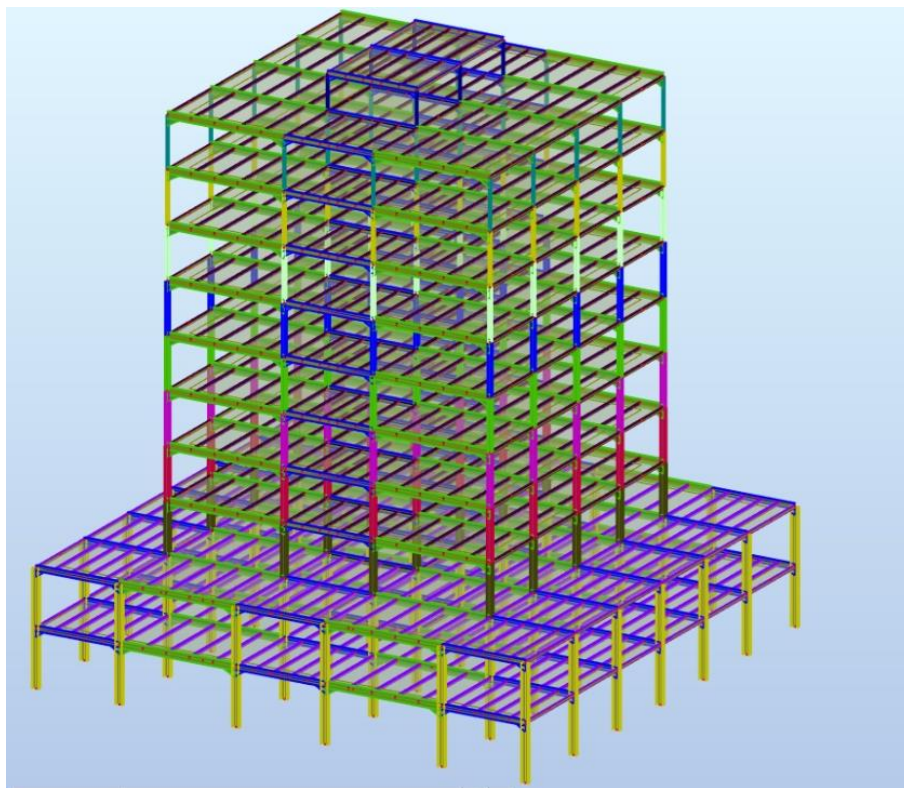
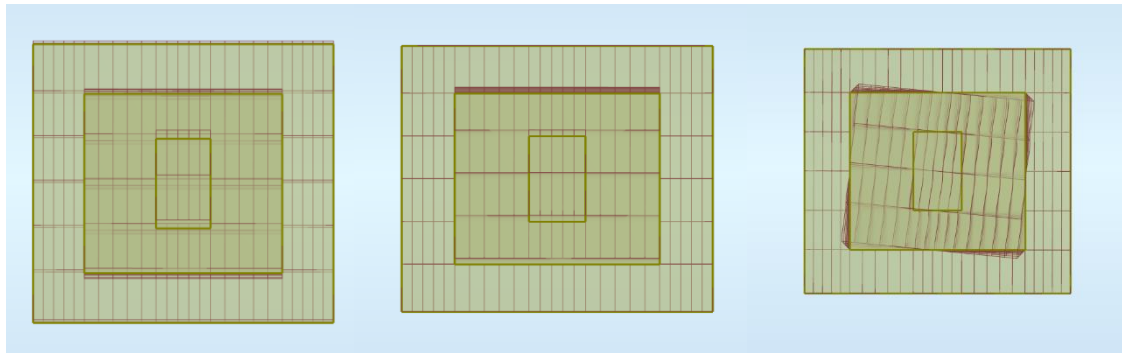


Figure V. 2: Structure auto stable.

• Résultat de l'analyse dynamique :

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- ✓ Une période fondamentale $T= 7.41$ sec
- ✓ Le 1^{er} mode est une Translation suivant l'axe Y-Y.
- ✓ Le 2^{ème} mode est une Translation suivant l'axe Y-Y.
- ✓ Le 3^{ème} mode est une force de torsion .



Mode 1

Mode 2

Mode 3

Figure V. 3: Les trois formes de déformation initiale

- **Interprétation :**

Ce model nous donne une idée sur le comportement de la structure auto-stable (sans contreventement) le critère $T_{dyn} > 1.3T_{emp}$ est non vérifié.

Avec : $T_{emp} = C_T \times h_N^{3/4}$

Le **RPA** impose de renforcer de telle structure avec des contreventements [par exemple des palées ne **X** et/ou en **Y**)

→ La structure est très souple donc on doit augmenter sa rigidité

Tableau V. 1: Valeurs de périodes et les facteurs de participation massique

Mode	Période (sec)	Masse cumulée UX [%]	Masse cumulée UY [%]	Masse cumulée UZ [%]	Masse modale UX [%]	Masse modale UY [%]	Masse modale UZ [%]
1	7,41	0	61,94	0	0	61,94	0
2	2,7	0	76,61	0	0	14,67	0
3	2,29	0,21	76,61	0	0,21	0	0
4	1,96	49,31	76,61	0	49,1	0	0
5	1,62	49,31	86,76	0	0	10,15	0
6	1,11	49,31	91,17	0	0	4,41	0
7	0,96	49,39	91,17	0	0,08	0	0
8	0,84	65,84	91,17	0	16,45	0	0
9	0,8	65,84	92,85	0	0	1,68	0
10	0,61	65,84	93,95	0	0	1,1	0

❖ Model finale

Pour cette étape on a imposé d'utiliser des palées de stabilité et augmenté la section de quel que poteaux de la structure comme il est représenté dans la figure V.4

• Système de contreventement :

Palées triangulées en V : Profilé double UPN 300

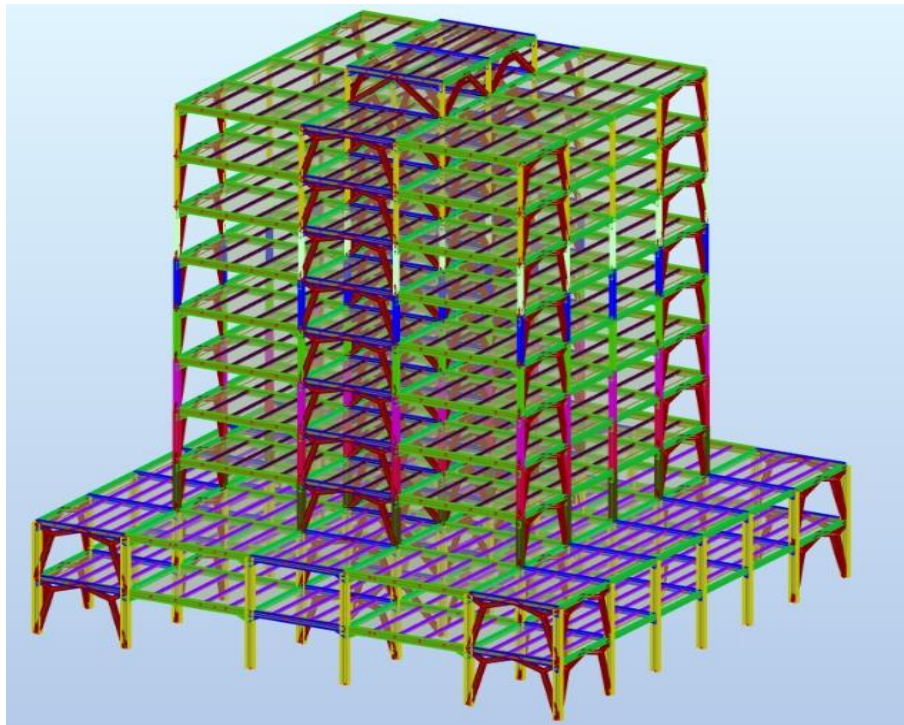
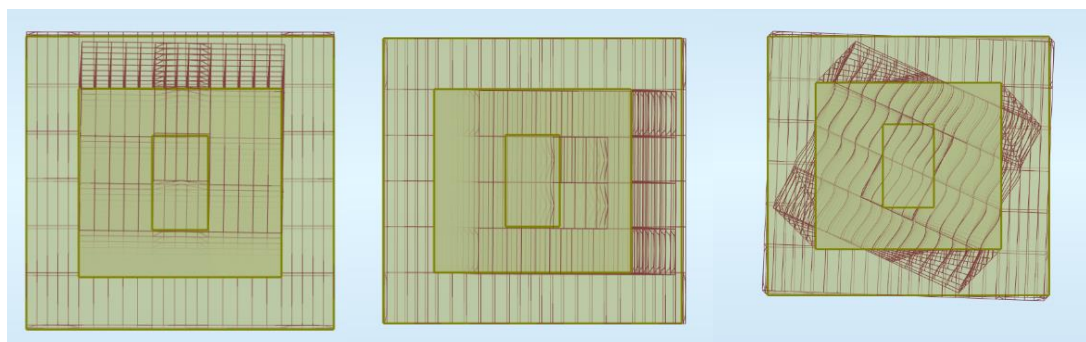


Figure V. 4: Structure avec palées triangulées en V.



Mode 1

Mode 2

mode 3

Figure V. 5: Les trois modes de déformation finale.

Tableau V. 2: Valeurs des périodes et des facteurs de participation massique

Mode	Période (sec)	Masse	Masse	Masse	Masse	Masse	Masse
		cumulée UX %	cumulée UY %	cumulée UZ %	modale UX %	modale UY %	modale UZ %
1	1,13	0,11	56,69	0,00	0,11	56,69	0,00
2	1,07	56,83	56,80	0,00	56,72	0,11	0,00
3	0,81	56,84	56,84	0,00	0,01	0,04	0,00
4	0,37	76,37	60,37	0,00	19,53	3,53	0,00
5	0,36	79,24	85,23	0,00	2,87	24,86	0,00
6	0,30	79,25	85,32	0,00	0,01	0,09	0,00
7	0,22	88,48	85,42	0,00	9,23	0,09	0,00
8	0,22	89,82	85,78	0,00	1,34	0,36	0,00
9	0,21	89,82	94,77	0,00	0,00	9,00	0,00
10	0,20	89,99	94,85	0,00	0,17	0,08	0,00
11	0,20	89,99	94,87	0,00	0,00	0,02	0,00
12	0,20	90,06	94,87	0,00	0,07	0,00	0,00
13	0,20	90,07	94,87	0,00	0,01	0,00	0,00
14	0,20	90,08	94,87	0,00	0,00	0,00	0,00
15	0,20	90,08	94,87	0,00	0,00	0,00	0,00
16	0,20	90,08	94,87	0,00	0,00	0,00	0,00
17	0,20	90,08	94,88	0,00	0,00	0,01	0,00
18	0,20	90,27	94,88	0,00	0,20	0,00	0,00
19	0,20	91,95	94,90	0,00	1,68	0,02	0,00
20	0,17	92,52	94,90	0,00	0,57	0,00	0,00

- **Constatation :**

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- ✓ Une période fondamentale $T = 1.13 > 1.3T_{emp} = 1.05$
- ✓ Le premier mode est un mode de translation suivant l'axe Y-Y.
- ✓ Le deuxième mode est un mode de translation suivant l'axe X-X.
- ✓ Le troisième mode est un mode de torsion
- ✓ La participation massique atteint les 90% à partir du 9^{ème} mode suivant l'axe Y-Y.
- ✓ La participation massique atteint les 90% à partir du 12^{ème} mode suivant l'axe X-X.

V.4.2 Vérification de la force sismique à la base :

La force sismique totale E appliquée à la base de l'ossature, doit être calculée dans les deux directions horizontales orthogonales x-x et y-y selon la formule :

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

- **A** : coefficient d'accélération de la zone (tableau 4.1)[3], ce bâtiment est du groupe d'usage 2 en zone III ;

$$\rightarrow A = 0.25$$

- **D** : coefficient d'amplification dynamique moyen .

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

T_1 et T_2 : période caractéristique associé a la catégorie du site (tableau 4.7)

Tableau V. 3: Valeurs de la périodes caractéristiques

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

Détermination de la période fondamentale de la structure

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

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

$$-T_2 = 0.09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D_i}}$$

h_n : hauteur totale de la structure

$$\rightarrow h_n = 40.73 \text{ m (Sans acrotère).}$$

C_T : coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage, et il est donnée par (tableau 4.6) [3].

Dans notre cas, le contreventement est assuré par des palées triangulées en V :

$$\rightarrow C_T = 0.05$$

D : est la dimension du bâtiment selon laxe X-X ou bien Y-Y

$$T_1 = 0.05 \times (40.73)^{\frac{3}{4}} \rightarrow T = 0.806 \text{ sec}$$

- **Sens x** : $D_x = 35.8 \text{ m}$

$$T_{2x} = 0.09 \times \frac{40.73}{\sqrt{35.8}} \rightarrow T_x = 0.61 \text{ sec}$$

- Sens y : $D_y = 34.25 \text{ m}$

$$T_{2y} = 0.09 \times \frac{40.73}{\sqrt{34.25}} \rightarrow T_y = 0.63 \text{ sec}$$

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

$$\rightarrow \begin{cases} T_{2x} = 0.61 \text{ sec} \\ T_{2y} = 0.63 \text{ sec} \end{cases}$$

La période doit être comme suit :

Tableau V. 4: Choix de la période de calcul

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

D'où :

- Sens x-x :

$$T_{empirique} = 0.61 \text{ sec}$$

$$1.3T_{empirique} = 1.3 \times 0.61 = 0.793 \text{ sec}$$

- Sens y-y :

$$T_{empirique} = 0.63 \text{ sec}$$

$$1.3T_{empirique} = 1.3 \times 0.606 = 0.819 \text{ sec}$$

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

du matériau constructif. (Tableau 4.3) [3]. Avec $\varepsilon = 5 \%$ (acier dense)

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\varepsilon}} \geq 0.7 \rightarrow \eta = 1$$

R : Coefficient de comportement global de la structure

L'objet de la classification des systèmes structuraux se traduit, dans les règles et les méthodes de calcul, par l'attribution pour chacune des catégories de cette classification, d'un coefficient de comportement **R** qui est un paramètre qui reflète la ductilité de la structure ; il dépend du système de contreventement.

Comme le bâtiment ce projet est une ossature métallique contreventée par palée en V donc on a choisi un coefficient de comportement ($R = 3$). [3].

Q : facteur de qualité

Le facteur de qualité de la structure est en fonction de :

- La redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent
- La régularité en plan et en élévation
- La qualité de contrôle de la construction La valeur de **Q** déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum P_q$$

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité **q** "est satisfait ou non".

-Sa valeur est donné par le tableau 4.4 [3].

Tableau V. 5: Facteurs de qualité

Les Critères	Observée (o/n)	Pq // xx	Observée (o/n)	Pq // yy
Files de contreventement	Oui	0	Oui	0
Redondance en plan	Oui	0	Oui	0
Régularité en plan	Oui	0	Oui	0
Régularité en élévation	non	0.05	Non	0.05
Contrôle de la qualité des matériaux	Non	0.05	Non	0.05
Contrôle de la qualité de l'exécution	oui	0	oui	0

$$Q_{//xx} = 1,1$$

$$Q_{//yy} = 1,1$$

V.4.3 Vérification de l'effort tranchant à la base : [3]

-Le coefficient de comportement : $R = 3$

-Le poids de la structure (W) : $W = 41958,4$ kN (Valeur extraite du logiciel Robot)

$$\text{Donc : } V = \frac{A.D.Q}{R} W$$

$$V_x = 8384,69 \text{ kN}$$

$$V_y = 8269,30 \text{ kN}$$

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

Tableau V. 6: Vérification de l'effort tranchant

	$V_{\text{dynamique}}$	$0.8V_{\text{statique}}$	Observation
Sens X-X	5488.3	6707.75	Non vérifiée
Sens Y-Y	6046.67	6615.44	Non vérifiée

$-V_t < 0.8 * V$, il faut augmenter tous les paramètres de la réponse

sismique (force, déplacements, moments,) par la valeur de rapport :

$$r = \frac{0.8 V_{statique}}{V_{dynamique}}$$

$$r_x = 1.22 \quad ; \quad r_y = 1.09$$

V.4.4 Vérification des déplacements inter étage : [3]

L'une des vérifications préconisées par le **RPA99 VER2003**, concerne les déplacements latéraux inter-étage. L'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :

Tableau V. 7: Vérification des déplacements inter étage suivant l'axe X-X

Niveau	δ_k	Δ_k	h_k	$0.01h_k$	Δ_k/h_k	Observation
	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	%	
RDC	1,1	1,1	408	4,08	0,26960784	Vérifiée
Etage 1	2,7	1,6	408	4,08	0,39215686	Vérifiée
Etage 2	5,1	2,4	374	3,74	0,64171123	Vérifiée
Etage 3	7,9	2,8	374	3,74	0,7486631	Vérifiée
Etage 4	10,9	3,0	374	3,74	0,80213904	Vérifiée
Etage 5	14,1	3,2	374	3,74	0,85561497	Vérifiée
Etage 6	17,3	3,2	374	3,74	0,85561497	Vérifiée
Etage 7	20,6	3,3	374	3,74	0,88235294	Vérifiée
Etage 8	23,8	3,2	374	3,74	0,85561497	Vérifiée
Etage 9	26,6	2,8	374	3,74	0,7486631	Vérifiée
Etage 10	28,5	1,9	265	2,65	0,71698113	Vérifiée

Tableau V. 8: Vérification des déplacements inter étage suivant l'axe Y-Y

Niveau	Dans le sens Y-Y					Observation
	δ_k	Δ_k	h_k	$0.01h_k$	$\Delta_k/0.01h_k$	
	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	%	
RDC	1,3	1,3	408	4,08	0,31862745	Vérifiée
Etage 1	3,0	1,7	408	4,08	0,41666667	Vérifiée
Etage 2	5,1	2,1	374	3,74	0,56149733	Vérifiée
Etage 3	7,5	2,4	374	3,74	0,64171123	Vérifiée
Etage 4	10,3	2,8	374	3,74	0,7486631	Vérifiée
Etage 5	13,3	3,0	374	3,74	0,80213904	Vérifiée
Etage 6	16,5	3,2	374	3,74	0,85561497	Vérifiée
Etage 7	19,7	3,3	374	3,74	0,88235294	Vérifiée
Etage 8	23,0	3,2	374	3,74	0,85561497	Vérifiée
Etage 9	26,0	3,1	374	3,74	0,82887701	Vérifiée
Etage 10	28,2	2,1	265	2,65	0,79245283	Vérifiée

V.4.5 Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ (les effets du second ordre) : [3]

-Les effets de second ordre (l'effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux.

$$\text{Avec : } \theta = P_k \Delta_k / V_k h_k \leq 0.10$$

Tableau V. 9: Justifications vis-à-vis de l'effet P-Δ suivant les axes X-X et Y-Y.

Niveau	V _x (kN)	V _y (kN)	Δ _x (cm)	Δ _y (cm)	h _k (cm)	P _k (kN)	θ _x	θ _y	θ ≤ 0.1
Etage 10	263,86	249,26	1,90	2,10	265,00	541,36	0,01	0,02	vérifiée
Etage 9	1681,64	1572,27	2,80	3,00	374,00	3838,02	0,02	0,02	Vérifiée
Etage 8	2634,08	2463,10	3,10	3,10	374,00	6982,12	0,02	0,02	Vérifiée
Etage 7	3254,75	3029,43	3,20	3,20	374,00	10137,63	0,03	0,03	Vérifiée
Etage 6	3737,85	3430,77	3,20	3,10	374,00	13305,03	0,03	0,03	Vérifiée
Etage 5	4198,52	3804,69	3,10	2,90	374,00	16481,48	0,03	0,03	Vérifiée
Etage 4	4645,02	4203,31	3,00	2,70	374,00	19664,88	0,03	0,03	Vérifiée
Etage 3	5054,83	4612,50	2,70	2,40	374,00	22859,06	0,03	0,03	Vérifiée
Etage 2	5416,10	5003,46	2,30	2,00	374,00	26062,96	0,03	0,03	Vérifiée
Etage 1	6189,73	5937,42	1,60	1,70	408,00	33905,4	0,02	0,02	Vérifiée
RDC	6695,73	6590,87	1,10	1,30	408,00	41774,82	0,02	0,02	Vérifiée

• Vérification de palées de stabilité : [3].

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

- Charges verticales supportées par les contreventements : 6805,44 kN.

- Charges verticales totales : 41958.4 kN.

$$\checkmark \quad r = \frac{V_p - 6805,44}{V_t - 41958,4} = 0.16.$$

V.5 Conclusion :

Au vu des résultats obtenus pour ce modèle final, le modèle vérifie les critères imposés par le règlement parasismique algérien RPA99/2003 [3]. Notamment :

- Vérification de la période fondamentale.
- Vérification du comportement modal dans les 3 premiers modes.
- Vérification de la participation massique.
- Vérification de la force sismique à la base.
- Vérification de déplacement inter étage.
- Vérification de l'effet de P-Δ.

-Pour ces vérifications on résume les profilés finaux dans le tableau suivant :

Tableau V. 10: Profilés finaux adoptés.

Elément	Profilés	
Poteaux	RDC + 1 ^{er}	HEA500
	2 ^{ème}	HEA400
	3 ^{ème}	HEA360
	4 ^{ème}	HEA320
	5 ^{ème}	HEA300
	6 ^{ème}	HEA280
	7 ^{ème}	HEA240
	8 ^{ème} +9 ^{ème} +terrasse	HEA200
Poutres	Principales	IPE400 IPE500
	Secondaires	HEA280
Solives	2 ^{ème} → buanderie	IPE180
	RDC+1 ^{er}	IPE200
Contreventements	X	2UPN300
	Y	2UPN300

Chapitre VI :

Vérification des éléments

VI.1 Introduction

Pour garantir la stabilité d'une structure et assurer la sécurité, il est nécessaire de prendre en compte toutes les combinaisons d'actions possibles définies par les réglementations. Cela implique de vérifier la stabilité à la fois au niveau global de la structure et au niveau individuel de chaque élément.

Les actions appliquées sur les éléments de la structure entraînent des sollicitations qui génèrent des contraintes et des déformations. Afin de maintenir le niveau de sécurité requis, il est important de vérifier que les contraintes et les déformations restent en dessous des limites admissibles. Les grandes déformations peuvent affecter les zones comprimées des pièces, ce qui peut entraîner trois types de comportements instables caractéristiques :

➤ **Le flambement :**

Il se produit lorsque des barres sont soumises à une compression pure (flambement simple) ou à la fois à une compression et à une flexion (flambement composé). Le flambement est un phénomène très dangereux.

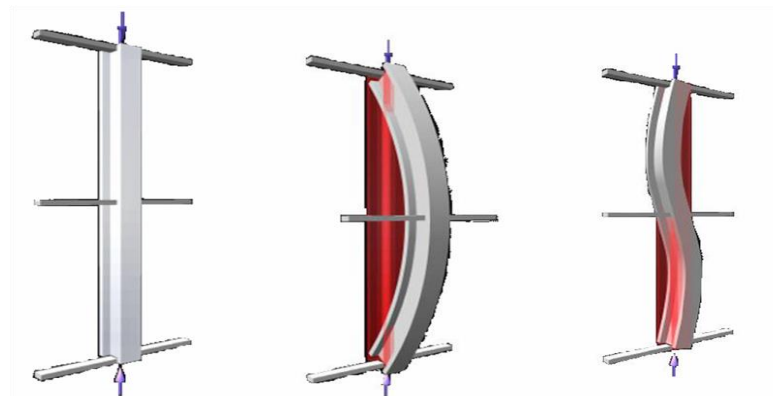


Figure VI. 1: Phénomène du flambement.

➤ **Le déversement :**

Ce phénomène d'instabilité élastique se produit, d'une façon générale, lorsqu'une poutre fléchit présente une faible inertie transversale et à la torsion. La partie supérieure de la poutre, comprimée, flambe latéralement et il existe une valeur critique du moment de flexion (selon le plan le plus grande raideur) comme il existe un effort normal critique provoquant le flambement pour une barre comprimée, pour lequel la poutre fléchit dans le plan de sa plus faible raideur et entre en torsion.

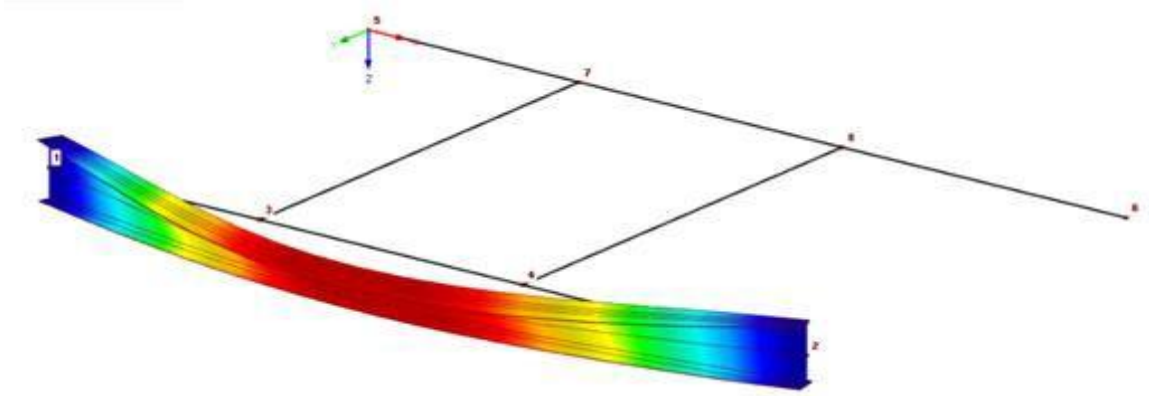


Figure VI. 2: Phénomène de déversement.

VI.2 Vérification des poteaux

Les poteaux subissent une flexion combinée où chaque poteau est exposé à une force normale N_{sd} ainsi qu'à deux moments de flexion $M_{y,sd}$ et $M_{z,sd}$. La vérification est effectuée pour toutes les combinaisons spécifiées dans les règlements CCM97, en prenant en compte les sollicitations les plus critiques selon les deux directions.

VI.2.1 Vérification vis-à-vis du flambement : [8]

- Les différentes sollicitations doivent être combinées en prenant en compte les cas les plus défavorables, qui sont les suivants :
- **Cas 1** : N_{sd}^{max} ; $M_{y,sd}COR$ et $M_{z,sd}COR$ (correspondant.)
- **Cas 2** : $M_{y,sd}^{max}$; $N_{sd}COR$ et $M_{z,sd}COR$ (correspondant.)
- **Cas 3** : $M_{z,sd}^{max}$; $N_{sd}COR$ et $M_{y,sd}COR$ (correspondant.)
- **Les étapes de vérification au flambement**

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

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_y \cdot M_{y,sd}}{W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_z \cdot M_{z,sd}}{W_{pl,z} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} \leq$$

Avec :

- $K_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y}$; $K_y \leq 1,5$
- $\mu_y = \bar{\lambda}_y \times (2\beta_{M,y} - 4) + \left(\frac{W_{pl,y} - W_{el,y}}{W_{el,y}} \right)$; $\mu_y \leq 0,90$

- $K_z = 1 - \frac{\mu_z \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y}$; $K_z \leq 1,5$
- $\mu_z = \bar{\lambda}_z \times (2\beta_{M,z} - 4) + \left(\frac{W_{pl,z} - W_{el,z}}{W_{el,z}} \right)$; $\mu_z \leq 0,90$
- $\chi_{min} = \min(\chi_y; \chi_z)$
- $\beta_{M,y}$ Et $\beta_{M,z}$ sont des facteurs de moment uniforme équivalent pour le flambement par flexion.
- Selon le rapport précédent, le pourcentage de participation de chaque élément à la résistance globale de l'ensemble est indiqué. Dans le cas d'une ossature métallique, si le système de contreventement est efficace et parvient à réduire les déplacements horizontaux d'au moins 80%, l'ossature peut être considérée comme contreventée. Dans cette situation, le calcul de la longueur de flambement peut être effectué en utilisant la méthode des nœuds fixes
- **Cas 1 : N_{sd}^{max} ; M_{ysd} et M_{zsd} correspondant :**
 - **Exemple de calcul**

Nos calculs vont être mené sur le Poteau du RDC d'un profilé HEB600 et d'une hauteur de 6 m.

Tableau VI. 1: Caractéristiques de profilé HEB600

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)
HEB600	270.0	171000	13530	6425	5701	1391	902.0	25.17	7.08

Suivant l'axe y-y :

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{93,91\varepsilon} \rightarrow \frac{L_{fy}/i_y}{93,9 \times \varepsilon} ; \left(f_y = 275 \text{ MPA}, \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 0.92 \right)$$

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

$$- \frac{L_f}{H} = 0.5 + 0.14(\eta_1 + \eta_2) - 0.055(\eta_1 \cdot \eta_2)^2$$

Avec :

- $\eta_1 = \frac{K_C + K_{C1}}{K_C + K_{C1} + K_{P11} + K_{P12}} \rightarrow \eta_1 = 0$ Car le poteau est encasté à ci-dessus
- $\eta_2 = \frac{K_C + K_{C2}}{K_C + K_{C2} + K_{P21} + K_{P22}} \rightarrow \eta_2 = 0$ Car le poteau est encasté à la base.
- K_{C1} Et K_{C2} la rigidité des poteaux adjacents
- K_{Pij} La rigidité des poutres associées au nœud considéré

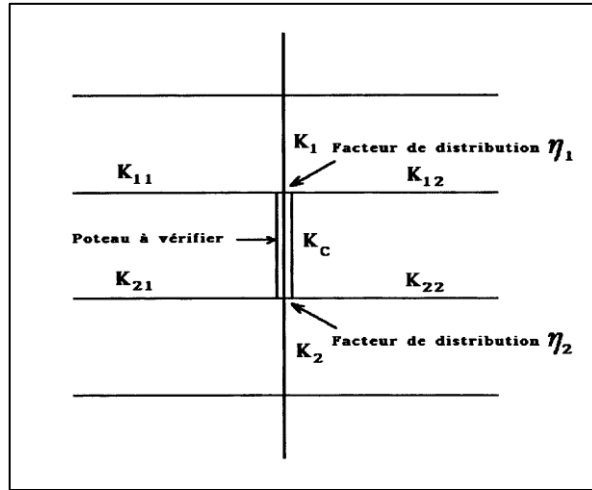


Figure VI. 3: Facteurs de distribution pour poteaux continus.

Suivant l'axe y-y :

$$\frac{L_f}{H} = 0.5 + 0.14(\eta_1 + \eta_2) - 0.055(\eta_1 \cdot \eta_2)^2$$

$$L_{fy} = 0.5 + 0.14(\eta_1 + \eta_2) - 0.055(\eta_1 \cdot \eta_2)^2 \times H$$

$$\begin{cases} \eta_1 = 0 \\ \eta_2 = 0 \end{cases} \rightarrow L_{fy} = 2.04 \text{ m}$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{2040/251.7}{93.91 \times 0.92} \rightarrow \bar{\lambda}_y = 0.095 < 0.2 \text{ il n'y a pas de risque de flambement}$$

$$\text{On a } h/b = 600/300 = 2 \text{ et } t_f = 30 \text{ mm} < 40 \text{ mm} \quad \text{donc } \alpha_y = 0.21$$

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

$$\phi_y = 0.5(1 + 0.21 \times (0.095 - 0.2) + 0.16^2) = 0.493$$

$$\chi_y = \frac{1}{0.493 + \sqrt{0.493^2 - 0.095^2}} = 1.023$$

Suivant l'axe z-z :

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{93.91\varepsilon} \rightarrow \frac{L_{fz}/i_z}{93.9 \times \varepsilon} ; \left(f_y = 275 \text{ MPA}, \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 0.92 \right)$$

$$\frac{L_f}{H} = 0.5 + 0.14(\eta_1 + \eta_2) - 0.055(\eta_1 \cdot \eta_2)^2$$

$$L_{fz} = 0.5 + 0.14(\eta_1 + \eta_2) - 0.055(\eta_1 \cdot \eta_2)^2 \times H$$

$$\begin{cases} \eta_1 = 0 \\ \eta_2 = 0 \end{cases} \rightarrow L_{fz} = 2.04 \text{ m}$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{2040/70.8}{93.91 \times 0.92} \rightarrow \bar{\lambda}_z = 0.34 > 0.2 \text{ il a le risque de flambement.}$$

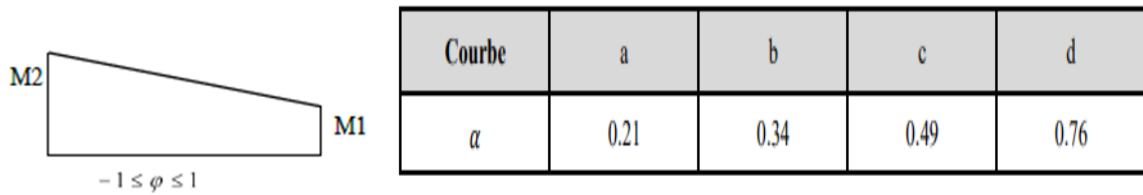


Figure VI. 4: La courbe de α

on a $\alpha_z = 0.34$ d'après la courbe α

$$\phi_z = 0.5(1 + \alpha_z(\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}_z^2)$$

$$\phi_z = 0.5(1 + 0.34(0.34 - 0.2) + 0.34^2) = 0.581$$

$$\chi_z = \frac{1}{0.581 + \sqrt{0.581^2 - 0.34^2}} = 0.95$$

la combinaison la plus défavorable est : $G + Q + EY$

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

$$\beta_{M\phi y} = 1.8 - 0.7 \cdot \phi$$

$$\phi = \frac{M_{\min}}{M_{\max}}$$

$$\phi_y = \frac{-208.17}{225.35} = -0.923 \dots\dots\dots B_{My} = 2.44$$

$$\phi_z = \frac{-32.15}{32.13} = -1.0 \dots\dots\dots B_{Mz} = 2.5$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y \times (2\beta_{M,y} - 4) + \left(\frac{W_{pl,y} - W_{el,y}}{W_{el,y}} \right)$$

$$\mu_y = 0.095 \times (2 \times 2.44 - 4) + \left(\frac{6425 - 5701}{5701} \right)$$

$\mu_y = 0.210 < 0.90 \dots\dots\dots$ **La condition vérifiée**

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y}$$

$$K_y = 1 - \frac{0.210 \times (5933.43) \times 10^3}{1.023 \times 27000 \times 275} = 0.835 < 1,5$$

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z \times (2\beta_{M,z} - 4) + \left(\frac{W_{pl,z} - W_{el,z}}{W_{el,z}} \right)$$

$$\mu_z = 0.34 \times (2 \times 2.5 - 4) + \left(\frac{1391 - 902}{902} \right)$$

$$\mu_z = 0.88 < 0.90$$

Vérifiée

$$k_z = 1 - \frac{0.88 \times 5933.43 \times 10^3}{0.95 \times 27000 \times 275} = 0.260 < 1,5 \text{ Vérifiée}$$

$$\begin{aligned} & \frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_y \cdot M_{y,sd}}{W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_z \cdot M_{z,sd}}{W_{pl,z} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} \leq 1 \\ & = \frac{(5933.43) \times 10^3}{0.95 \times 27000 \times \frac{275}{1,1}} + \frac{0.83 \times (-62.94) \times 10^6}{6425000 \times \frac{275}{1,1}} + \frac{0.26 \times (-17.82) \times 10^6}{1391000 \times \frac{275}{1,1}} \\ & = 0.88 < 1 \dots \text{condition vérifiée} \end{aligned}$$

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

On aura :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_y \cdot M_{y,sd}}{W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_z \cdot M_{z,sd}}{W_{pl,z} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} = 0.88 < 1 \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Remarque : la procédure de calcul du poteau ci-dessus est la même pour les autres poteaux.**VI.2.2 Vérification vis-à-vis du déversement : [8]**

Pour vérifier le déversement des éléments en utilisant l'équation suivante :

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

Où :

$$K_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y} \leq 1$$

$$\mu_{LT} = 0.15 \times \bar{\lambda}_z \times \beta_{MLT} - 0.15 \leq 0.90$$

 β_{MLT} : est un facteur de moment uniforme équivalent pour le déversement.**Exemple de calcul :**On doit d'abord vérifier que : $\bar{\lambda}_{LT} < 0.4$ $\beta_w = 1$ pour section classe 1 ou 2

Calcule l'élanement $\overline{\lambda}_{LT}$:

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

$$\lambda_1 = 93.9 \text{ E} = 93.91 \times 0.92 = 86.388$$

$$\text{Sachant que : } \lambda_{LT} = \frac{\frac{KL}{i_z}}{\sqrt{C_1 \left[1 + \frac{1}{20} \left[\frac{KL}{i_z} \frac{h}{t_f} \right]^2 \right]^{0.25}}}$$

C1 : facture dépend des conditions des charge et l'encastrement = 0.972

Puisque les poteaux sont encastres des deux extrémités, les facteurs de longueur effective **K** est pris égale à **0.5**, et donc la forme λ_{LT} est de la forme.

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{2040}{70.8}}{\sqrt{0.972} \left[1 + \frac{1}{20} \left[\frac{2040}{70.8} \frac{h}{\frac{600}{30}} \right]^2 \right]^{0.25}}$$

$$\lambda_{LT} = 28.51$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \frac{28.51}{86.39} \times \sqrt{1}$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = 0,33 < 0,4 \rightarrow \text{pas de risque de diversement}$$

Le calcul des poteaux est récapitulé dans le tableau suivant :

Tableau VI. 2: Efforts internes des poteaux sous N_{\max} pour chaque niveau

Niveau	Combinaison	N_{sd}^{\max} (kN)	$M_{sdy \text{ Cor}}$ (kN. m)	$M_{sdz \text{ Cor}}$ (kN. m)
Terrasse	ELU	152.62	-1.68	-0.13
9	ELU	453.48	-22.05	-0.07
8	ELU	825.73	-16.08	0.39
7	ELU	1252.86	-30.67	1.55
6	G+Q+EY	1689.44	-12.93	-6.73
5	G+Q+EY	2245.08	-23.16	-4.52
4	G+Q+EY	2841.23	-35.42	-0.45
3	G+Q+EY	3496.63	-60.51	4.43
2	G+Q+EY	4243.39	69.99	-6.63
1	G+Q+EY	5085.54	-165.12	1.66
RDC	G+Q+EY	5933.43	-62.94	-17.82

Tableau VI. 3: Vérifications au flambement par flexion.

Déversement					Flambement				Condition ≤ 1
Étage	Profilé	Les coefficients			Les coefficients			Valeur finale	
		λ_{LT}	$\overline{\lambda}_{LT}$	Condition $n \leq 0.4$	χ_{min}	K_y	K_z		
Terrasse	HEB300	17.36	0.20	Vérifiée	1	0.99	0.96	0.040	Vérifiée
9eme	HEB300	24.50	0.28		0.99	0.97	0.99	0.075	
8eme	HEB300	24.50	0.28		0.99	0.95	0.98	0.12	
7eme	HEB340	24.77	0.29		0.97	0.94	0.79	0.18	
6eme	HEB340	24.77	0.29		0.97	0.92	0.72	0.21	
5eme	HEB340	24.77	0.29		0.97	0.89	0.62	0.25	
4eme	HEB450	25.21	0.30		0.97	0.90	0.90	0.018	
3eme	HEB450	25.21	0.30		0,96	0.88	0,88	0.08	
2eme	HEB450	25.21	0.30		0,96	0.86	0.88	0.15	
1 ^{er}	HEB600	28.51	0.33		0.95	0.85	0.36	0,85	
RDC	HEB600	28.51	0.33	0.95	0.83	0.26	0.88		

- Cas 2 : M_{ysd}^{max} ; N_{sdCOR} et M_{zsd} correspondant :

Les valeurs des efforts internes sont extraites du logiciel Robot et sont récapitulées dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI. 4: Efforts internes des poteaux sous M_{ysd}^{max} pour chaque niveau.

Niveau	Combinaison	N_{sdCOR} (kN)	M_{sdzCOR} (kN.m)	$M_{sdy max}$ (kN.m)
Terrasse	ELU	151.14	0.10	35.45
9	ELU	211.54	4.30	93.97
8	G+Q+EY	297.63	3.72	89.99
7	G+Q+EY	460.33	7.39	169.19
6	G+Q+EY	646.95	12.48	242.63
5	G+Q+EX	846.76	16.57	269.16
4	G+Q+EY	1056.10	18.35	281.65
3	G+Q+EY	1287.91	20.16	312.76
2	G+Q+EY	1524.59	21.51	303.05
1	G+Q+EY	1853.19	-27.87	259.63
RDC	G+Q+EY	937.31	2.95	225.35

Tableau VI. 5 : Vérifications au flambement par flexion.

Déversement					Flambement				Condition ≤ 1
Étage	Profilé	Les coefficients			Les coefficients			Valeur finale	
		λ_{LT}	$\overline{\lambda_{LT}}$	Condition ≤ 0.4	χ_{min}	K_y	K_z		
Terrasse	HEB300	17.36	0.20	Vérifiée	1	0.99	0.96	0.115	Vérifiée
9eme	HEB300	24.50	0.28		0.99	0.98	0.95	0.27	
8eme	HEB300	24.50	0.28		0.99	0.98	0.93	0.28	
7eme	HEB340	24.77	0.29		0.97	0.97	0.91	0.48	
6eme	HEB340	24.77	0.29		0.97	0.97	0.87	0.60	
5eme	HEB340	24.77	0.29		0.97	0.96	0.83	0.65	
4eme	HEB450	25.21	0.30		0.97	0.96	0.84	0.61	
3eme	HEB450	25.21	0.30		0.96	0.95	0.80	0.60	
2eme	HEB450	25.21	0.30		0.96	0.94	0.76	0.63	
1 ^{er}	HEB600	28.51	0.33		0.95	0.94	0.77	0.40	
RDC	HEB600	28.51	0.33		0.95	0.97	0.88	0.18	

- Cas 3 : M_{zsd}^{max} ; N_{sd} et M_{ysd} correspondant :

Tableau VI. 5: Efforts internes des poteaux sous M_{zsd}^{max} pour chaque niveau.

Niveau	Combinaison	$N_{sd}cor(KN)$	$M_{sdz}(KN. m)$	$M_{sdy}cor(KN. m)$
Terrasse	0.8G+Ey	18.04	3.52	0.37
9	ELU	149.10	27.94	8.51
8	G+Q+EY	294.26	23.32	9.85
7	G+Q+EY	493.81	41.87	21.22
6	G+Q+EY	693.71	55.85	36.10
5	G+Q+EX	891.03	58.95	47.20
4	G+Q+EY	1086.60	54.54	57.23
3	G+Q+EY	1287.06	51.10	73.9
2	G+Q+EY	1474.14	42.89	91.62
1	G+Q+EY	163.38	47.83	67.50
RDC	G+Q+EY	940.88	32.13	79.25

Tableau VI. 6: Vérifications au flambement par flexion

Déversement				Flambement				Condition ≤ 1	
Étage	Profilé	Les coefficients		Les coefficients			Valeur finale		
		λ_{LT}	$\overline{\lambda_{LT}}$	Condition ≤ 0.4	χ_{min}	K_y		K_z	
Terrasse	HEB300	17.36	0.20	Vérifiée	1	0.99	0.96	0.115	Vérifiée
9eme	HEB300	24.50	0.28		0.99	0.98	0.95	0.27	
8eme	HEB300	24.50	0.28		0.99	0.98	0.93	0.28	
7eme	HEB340	24.77	0.29		0.97	0.98	0.91	0.48	
6eme	HEB340	24.77	0.29		0.97	0.97	0.87	0.60	
5eme	HEB340	24.77	0.29		0.97	0.96	0.83	0.64	
4eme	HEB450	25.21	0.30		0.97	0.96	0.79	0.60	
3eme	HEB450	25.21	0.30		0.96	0.95	0.79	0.59	
2eme	HEB450	25.21	0.30		0.96	0.94	0.76	0.63	
1 ^{er}	HEB600	28.51	0.33		0.95	0.94	0.76	0.39	
RDC	HEB600	28.51	0.33	0.95	0.97	0.88	0.21		

Tableau VI. 7: Choix final des poteaux

Étages	Profilés
Terrasse	HEB300
9	HEB300
8	HEB300
7	HEB340
6	HEB340
5	HEB340
4	HEB450
3	HEB450
2	HEB450
1	HEB600
RDC	HEB600

VI.3 Vérification des poutres : [8]

Les poutres principales sont des éléments structuraux, qui supporte les charges des planchers et les transmettent aux poteaux, elles sont sollicitées principalement par un moment fléchissant.

VI.3.1 Vérification de poutre IPE550 : (L=8.4m)

La combinaison la plus défavorable G+Q+Ey

Le moment et l'effort tranchant sollicitant ont pour valeurs

$$M_{sd} = 272 \text{ kN.m.}$$

$$V_{sd} = 1056.12 \text{ kN.}$$

Les calculs seront faits sur une poutre principale du RDC de profilé IPE 550 et de longueur L=8.4m

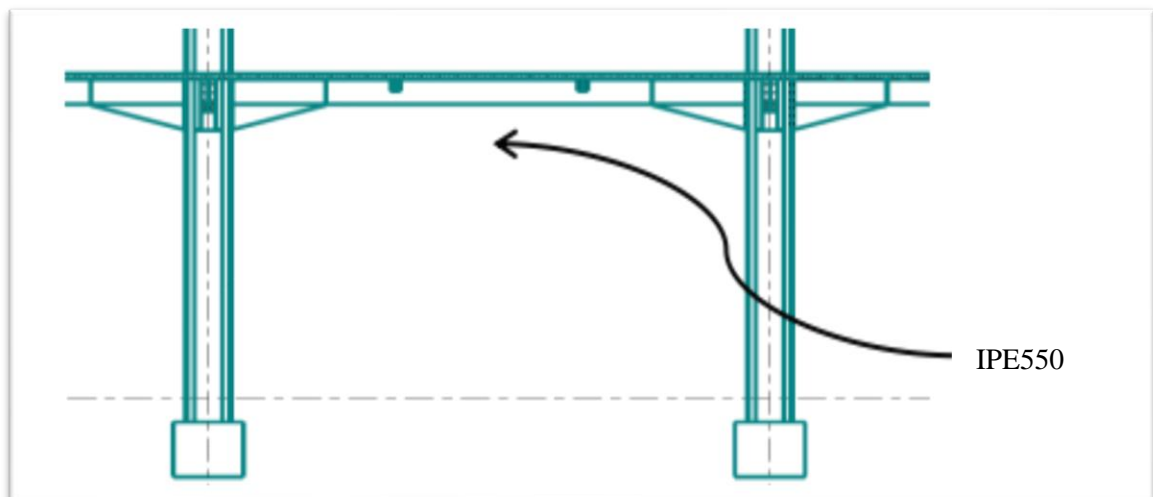


Figure VI. 5: Schéma de la poutre principale.

VI.3.2 Vérification du moment fléchissant

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

$$M_{plrd} = \frac{w_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{m0}} \rightarrow M_{plrd} = \frac{2787 \times 275}{1} \times 10^{-6}$$

$$M_{plrd} = 766.43 \text{ kN.m}$$

$M_{sd} = 551.52 \text{ kN.m} < M_{plrd} = 766.43 \text{ kN.m}$ **Condition vérifiée.**

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

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

$$V_{sd} = 1056.12 \text{ Kn}$$

$$V_{plrd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\gamma_m \sqrt{3}} \rightarrow V_{plrd} = \frac{7325 \times 275}{1 \times \sqrt{3}} \times 10^{-3} = 1148.71 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 1056.12 < V_{plrd} = 1148.71 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{La condition est vérifiée}$$

Vérification de l'interaction de l'effort tranchant :

$$V_{sd} = 528.06 \text{ KN} < 0,5V_{plrd} = 574.36 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{La condition est vérifiée}$$

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

VI.3.3 Vérification de poutre IPE400 :(6m)

La combinaison la plus défavorable G+Q+Ey

Le moment et l'effort tranchant sollicitant ont pour valeurs

$$M_{sd} = 212.87 \text{ kN.m}$$

$$V_{sd} = 525.73 \text{ Kn}$$

Les calculs seront faits sur une poutre principale du de profilé IPE 400 et de longueur L=6.4m

- **Vérification du moment fléchissant**

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

$$M_{plrd} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{m0}} \rightarrow M_{plrd} = \frac{359.43 \times 275}{1} \times 10^{-3}$$

$$M_{plrd} = 359.43 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 212.87 \text{ KN.m} < M_{plrd} = 359.43 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

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

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

$$V_{sd} = 525.73 \text{ Kn}$$

$$V_{plrd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\gamma_m \sqrt{3}} \rightarrow V_{plrd} = \frac{4269 \times 275}{1 \times \sqrt{3}} \times 10^{-3} = 677.80 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 525.73 \text{ Kn} < V_{plrd} = 677.80 \text{ Kn} \dots\dots\dots \text{La condition est vérifiée}$$

Vérification de l'interaction de l'effort tranchant :

$V_{sd} = 262.87 \text{ KN} < 0,5V_{plrd} = 338.90 \text{ kN}$ **La condition est vérifiée**

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

Vérification au déversement :

On a la semelle comprimée de la poutre principale est maintenue par la dalle de béton.

Le maintien latéral par le plancher collaborant de la semelle comprimée d'une poutre qu'il constitue un blocage de la rotation et qu'il réduit la longueur de déversement.

Donc dans cette phase il n'est pas nécessaire de vérifier le déversement

VI.3.4 Vérification de poutre Secondaire HEA 220

La combinaison la plus défavorable G+Q+Ey

Le moment et l'effort tranchant sollicitant ont pour valeurs

$M_{sd} = 89.29 \text{ kN.m}$

$V_{sd} = 303.87 \text{ Kn}$

- Vérification du moment fléchissant

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

$$M_{plrd} = \frac{w_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{m0}} \rightarrow M_{plrd} = \frac{568.5 \times 275}{1} \times 10^{-3} = 142.125 \text{ KN.m}$$

$M_{sd} = 89.29 \text{ KN.m} < M_{plrd} = 142.125 \text{ KN.m}$ **Condition vérifiée.**

- Vérification de l'effort de tranchant

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

$V_{sd} = 303.87 \text{ Kn}$

$$V_{plrd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\gamma_m \sqrt{3}} \rightarrow V_{plrd} = \frac{2067 \times 275}{1 \times \sqrt{3}} \times 10^{-3} = \text{KN}$$

$V_{sd} = 303.87 < V_{plrd} = 328.180 \text{ kN}$ **La condition est vérifiée**

Vérification de l'interaction de l'effort tranchant :

$V_{sd} = 151.94 \text{ KN} < 0,5V_{plrd} = 164.09 \text{ KN}$ **La condition est vérifiée**

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

VI.4 Vérification des contreventements :

VI.4.1 Généralités :

Les contreventements ont la fonction générale de stabilisation de l'ossature, on peut distinguer sous ce terme général trois fonctions principales liées entre elles :

- Transmettre les efforts horizontaux ;
- Limiter les déformations ;
- Contribuer à augmenter la stabilité de la structure et de ses éléments.

Plusieurs types de système de contreventement, permettant de donner la rigidité nécessaire au cisaillement, on site :

- Triangulation (contreventement en treillis : en croix de st André, en K, en V, en N...) → forces transmises par des efforts normaux dans les barres. Il faut tenir compte des risques de flambement des barres travaillant à la compression ou par remplissage.
- Rigidification des nœuds → forces transmises surtout par flexion des traverses et des poteaux.

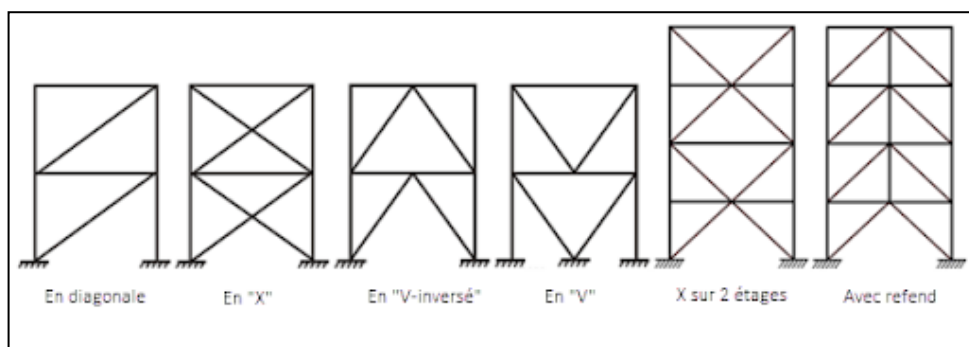


Figure VI. 6: Types de systèmes de contreventement.

VI.4.2 Dimensionnement des contreventements

Pour équilibrer une force pouvant agir dans n'importe quelle direction d'un plan, les trois conditions suivantes doivent être respectées :

Il faut disposer d'au moins trois lignes d'action de forces,

Les lignes d'action de forces ne doivent pas être concourantes en un point,

Les lignes d'action de forces ne doivent pas être toutes parallèles entre elles.

L'existence d'un système de contreventement dans une structure ne garantit pas que la structure de l'ossature et forcément contreventé mais elle doit être classifiée comme contreventé.

Lorsque la classification de l'ossature comme contreventée est justifiée, il est possible d'analyser l'ossature et le système de contreventement séparément de la façon suivante :

L'ossature sans système de contreventement peut être traitée comme totalement appuyée latéralement et comme devant supporter l'action des charges verticales uniquement.

Pour notre cas :

- Sens x : HEA 260
- Sens-Y : HEA 260

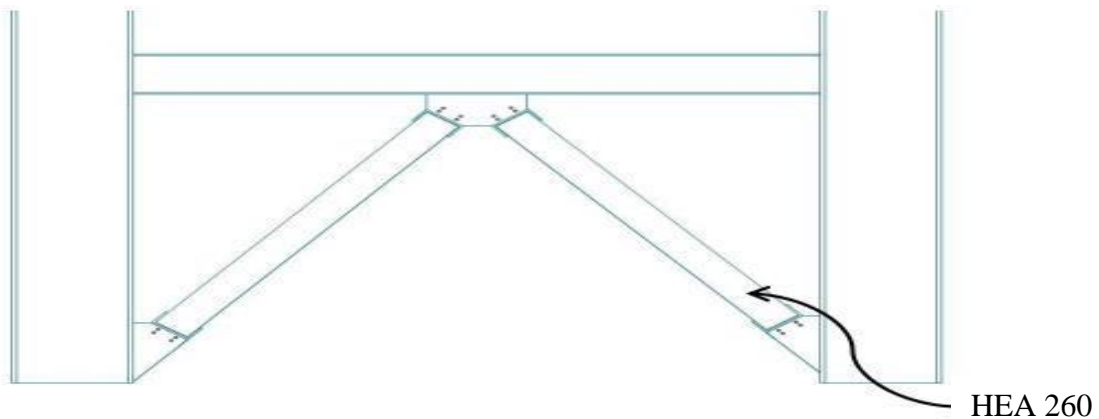


Figure VI. 7: Contreventement en V.

Les efforts sollicitant les plus défavorables calculés par le logiciel sous la combinaison

$$(G+Q+Ex) : \quad N_{sd} = 1295.93 \text{KN}$$

VI.4.3 Vérifications à la traction simple : [8]

Il faut vérifier que :

$$N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{8682 \times 275}{1,1} \times 10^{-3} = 2170.5 \text{KN.}$$

$$N_{sd} = 1295.93 \text{KN} < N_{pl,Rd} = 2170.5 \text{KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

VI.4.4 Vérifications à la compression simple : [2]

Il faut vérifier que :

$$N_{sd} \leq N_R = \chi \frac{\beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{M1}}$$

Avec :

$$\beta_A = 1 \quad \text{Pour les sections de classe 1 et 2.}$$

$$\gamma_{M1} = 1,1$$

$$f_y = 275 \text{ MPa.}$$

$$l_{fy} = l_{fz} = 5.20 \text{ m.}$$

$$\lambda_y = \frac{L_{fy}}{i_y} = \frac{520}{10.97} = 47.40$$

$$\lambda_z = \frac{L_{fz}}{i_z} = \frac{520}{6.52} = 79.75$$

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

$$\bar{\lambda}_y = \frac{47.40}{86,39} = 0.54$$

$$\Phi_y = 0,5 \times [1 + \alpha_y(\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2] = 0.68$$

$$\chi_y = 0,90$$

$$N_{sd} = 1295.93 \text{ KN} < \frac{0,90 \times 1 \times 8682 \times 275}{1,1} \times 10^{-3} = 1948.95 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

VI.5 Conclusion

Le but de ce chapitre était de vérifier la stabilité des sections obtenues après étape de modélisation, et ces derniers ont largement satisfait les critères de la réglementation appropriée (**EUROCODE03**).

Chapitre VII :
Assemblages des éléments

VII.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 de sollicitations parasites notamment de torsion. On distingue deux types de fonctionnement :

- **Fonctionnement par obstacle :**

C'est le cas des boulons ordinaires non précontraints dont les tiges reprennent les efforts et fonctionnent en cisaillement.

- **Fonctionnement 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.

Dans notre projet nous aurons recours à trois types d'assemblages :

- Assemblages soudés.
- Assemblages mixtes.
- Assemblage par boulons ordinaires.
- Assemblage par boulons H-R.

Les assemblages concernant des éléments structurels poteau, poutre, diagonales de contreventement une fonction significative du coût d'une ossature métallique.

En plus de leur fonction de liaison, qui assure la continuité des efforts transmis, ils jouent un rôle esthétique très important quand ils sont visibles.

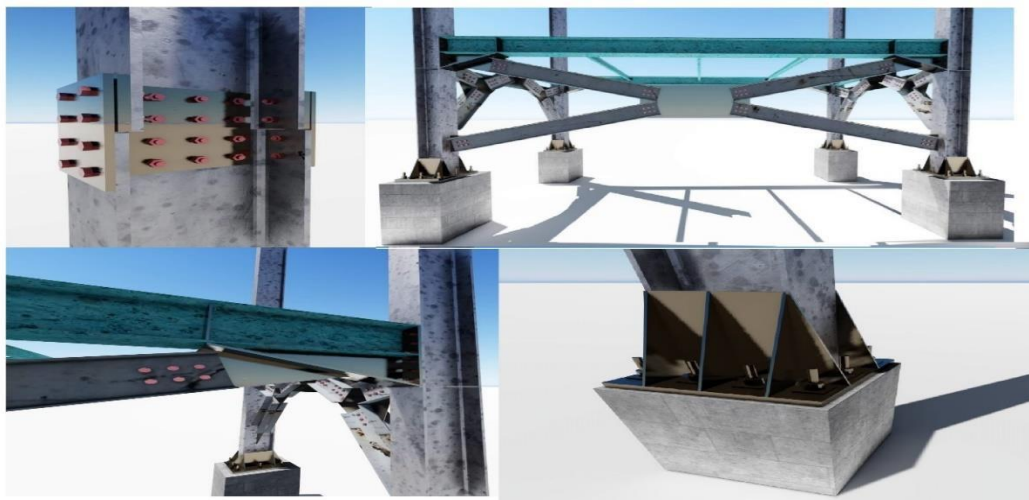


Figure VII. 1: Exemples des assemblages boulonnés

VII.2 Le boulonnage :

Le boulonnage consiste 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 ménage sur sites. Pour notre cas le choix a été porté sur le boulon de haute résistance (HR). Il comprend une vis à tige filetée, une tête hexagonale et un écrou en acier âtres haute résistance :

Tableau VII. 1: Caractéristiques des boulons

Classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.6	6.8	8.8	10.8
$f_{yb}(N/mm^2)$	240	320	300	400	360	480	640	900
$f_{ub}(N/mm^2)$	400	400	500	500	600	600	800	1000

- **Dispositions constructives des assemblages :**

Tableau VII. 2: Normes des dimensions des trous de boulon

BOULON	à / de M12	à / de M14	à / de M16	à / de M22	à / de M24	Au-delà M27
TROU						
Normalisé «d₀»	d + 1		d + 2		d + 3	
Surdimensionné «d₀»	d + 3		d + 4		d + 6	d + 8
Oblong court	(d + 1) par (d + 4)		(d + 2) par (d + 6)		(d + 2) par (d + 8)	(d + 3) par (d + 10)
Oblong long	(d + 1) par 2.5d		(d + 2) par 2.5d			(d + 3) par 2.5d
d : diamètre nominal du boulon en mm						

Tableau VII. 3: Valeurs du facteur de corrélation approprié β_w

Nuance d'acier	(S235)	(S275)	(S355)
β_w	0,8	0,85	0,9

- **Coefficients partiels de sécurité γ_{mw}**

Tableau VII. 4: valeurs du Coefficients partiels de sécurité γ_{mw} .

Nuance d'acier	(S235)	(S275)	(S355)
γ_{mw}	1,25	1,3	1,35

- Leur dû coefficients réducteur K_s :

Tableau VII. 5: valeurs du coefficients réducteur K_s

Type de trous	K_s
Normalisés	1,0
Surdimensionnés ou oblongs courts	0,85
Oblongs longs	0,7

- Coefficient de frottement μ :

Le coefficient de frottement μ doit correspondre à sa valeur de calcul.

Tableau VII. 6: valeurs du Coefficient de frottement μ .

• Le coefficient de frottement μ doit correspondre à sa valeur de calcul. • Classe du traitement	Traitement de la surface de contact	μ
A	<ul style="list-style-type: none"> – Surface décapées par grenailage ou sablage, avec enlèvement de toutes les plaques de rouille non adhérentes et sans piqures de corrosion – Surfaces décapées par grenailage ou sablage et métallisées par projection d'aluminium. – Surfaces décapées par grenailage ou sablage et métallisées par projection d'un revêtement à base de zinc, garantissant un coefficient de frottement qui ne soit pas inférieur à 0,5. 	0,50
B	– Surfaces décapées par grenailage ou sablage et recouvertes d'une couche de peinture au silicate de zinc alcalin d'épaisseur 50 à 80 μm .	0,40
C	– Surfaces nettoyées par brossage métallique ou à la flamme avec enlèvement de toutes les plaques de rouille non adhérentes	0,30
D	Surfaces non traitées	0,20

VII.3 Calcul des assemblages :

Dans ce chapitre, 4 types d'assemblage seront traités qui sont :

- 1-Type 1 : Assemblage poutre- solive.
- 2- Type 2 : Assemblage poteau-poutre.
- 3- Type 3 : Assemblages diagonaux pour les palées de stabilités.
- 4- Type 4 : Assemblages de Pied de poteau. (Annexe H)
- 5- Type 5 : Assemblages de poteau-poteau.

VII.3.1 Assemblage Poteau –Poutre (HEB450-IP550) :

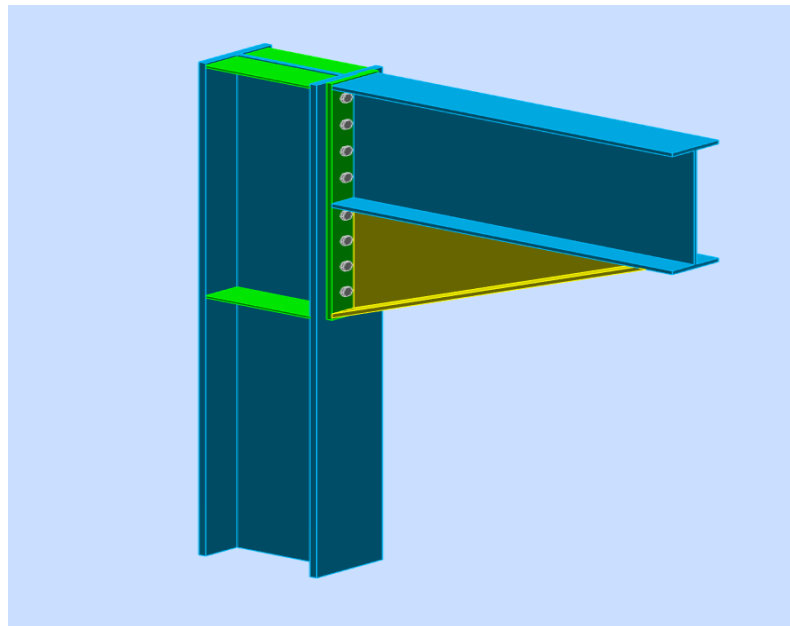


Figure VII. 2: Assemblage Poteau –Poutre (HEB450-IP550).

A- Vérification manuelle :

VII.3.1.1 Efforts sollicitant :

Les efforts sollicitant de l'assemblage sous la combinaison G + Q + 1.5Ex

$$M_{sd} = 253.27 \text{ kN.m}$$

$$V_{sd} = 369.55 \text{ kN}$$

Tableau VII. 7: Caractéristiques géométriques des profilés

Profilé	$h(mm)$	$b(mm)$	$t_f(mm)$	$t_w(mm)$	$A(cm^2)$
HEB 450	450	300	26	14	218.0
IPE 550	550	210	17.2	11.1	134.4

- **Calcul de la soudure poutre IPE 550 : [8]**

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 :

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

$$a_f \geq 17.2 \times \frac{275}{1.1} \times \frac{0.85 \times 1.3}{430 \times \sqrt{2}} = 7.82 \text{ mm}$$

Et l'épaisseur du cordon sur l'âme :

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

$$a_w \geq 11.1 \times \frac{275}{1.1} \times \frac{0.85 \times 1.3}{430 \times \sqrt{2}} = 5.05 \text{ mm}$$

Donc pour avoir un cordon de soudure uniforme sur tout le profilée on prend

aw=af=10mm

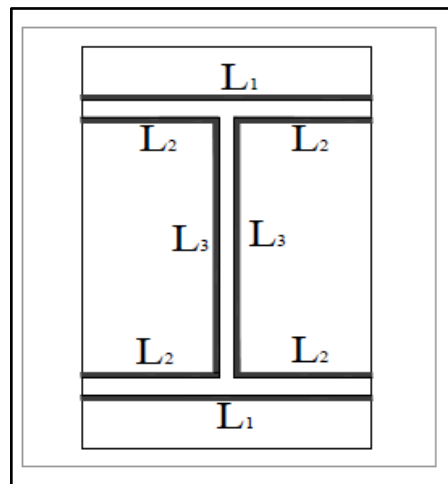


Figure VII. 3: L'épaisseur du cordon sur la semelle.

On a:

$$L_1 = b_s = 210 \text{ mm}$$

$$L_2 = \frac{b_s - t_w}{2} = 99.45 \text{ mm}$$

$$L_3 = H - 2t_f = 515.6 \text{ mm}$$

$$A_s = \sum l_i a_i = (2l_1 + 4l_2 + 2l_3) a = 18490 \text{ mm}^2$$

$$I_{ys} = 2I_1 \times a \times d_1^2 + 4I_2 \times a \times d_2^2$$

$$I_1 = L_1 \times a \times \left(\frac{h}{2}\right)^2$$

$$I_2 = L_2 \times a \times \left(\frac{h}{2} - t_f\right)^2$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} d_1 = \frac{H_{profilé}}{2} + \frac{a}{2} = \frac{550}{2} + \frac{10}{2} \Rightarrow d_1 = 280 \text{ mm.} \\ d_2 = \frac{H_{profilé}}{2} - t_f - \frac{a}{2} = \frac{550}{2} - 17.2 - \frac{10}{2} = 252.8 \text{ mm.} \end{array} \right.$$

$$I_{ys} = 2 \times 210 \times 10 \times 275^2 + 4 \times 99.45 \times 10 \times 257.8^2$$

$$I_{ys} = 582006221.5 \text{ mm}^4$$

• **Vérification de la soudure**

$$V_{sd} = 369.55 \text{ kN}$$

$$M_{sd} = 253.27 \text{ kN.m}$$

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

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

$$\sqrt{3 \left(\frac{369.55 \times 10^3}{2 \times 515.6 \times 10} \right)^2} \leq \frac{430}{0.85 \times 1.3}$$

62.08 MPa < 389.14 Mpa **Condition vérifiée.**

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

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

$$\sqrt{2 \left[\left(\frac{253.27}{582.00062215 \times 10^6} \times \frac{275}{2} \right) \times 10^6 \right]} \leq \frac{430}{0.85 \times 1.3}$$

84.62 Mpa < 389, 14 Mpa.condition vérifiée

• **Vérification des boulons HR : [8]**

- **Choix de diamètre du boulon**

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

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

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

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

On à l'épaisseur de la platine $t = 20 \text{ mm}$ alors on prend $\varnothing = 20 \text{ mm}$

- **Détermination du nombre de boulons nécessaires**

Selon la condition de la résistance au cisaillement des boulons

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

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

$$F_{v,rd} = 0,6 f_{ub} \cdot A_s / \gamma_{Mb} \quad \text{Boulons HR classe 8.8}$$

$$n \geq \frac{V_{sd} \times \gamma_{Mb}}{0,6 \times A_s \times f_{ub}}$$

$$n \geq \frac{369,55 \times 1,25}{0,6 \times 303 \times 800} \times 10^3 = 3,20 \quad \text{On prend } n = 8 \text{ (boulons) 8.8 HR}$$

- On prend $n = 16$ (boulons) **HR** $n_2 = 2$ (nombre de file)
 $n_1 = 8$ (nombre de boulons par ranger)

On a l'épaisseur de la platine égale à 20 mm alors on prend deux files de 8 boulons HR de diamètre $\varnothing = 22$ mm (**M22**), classe **8.8**

a–Disposition constructive

$$d_0 = \varnothing + 2 = 22 + 2 = 24 \text{ mm}$$

$$1.2d_0 \leq e_1 \leq \max(12t, 150\text{mm}) \quad 28.8\text{mm} \leq e_1 \leq 168\text{mm}$$

$$2.2d_0 \leq p_1 \leq \min(14t, 200\text{mm}) \quad 52.8\text{mm} \leq p_1 \leq 200\text{mm}$$

$$1.5d_0 \leq e_2 \leq \max(12t, 150\text{mm}) \quad 36\text{mm} \leq e_2 \leq 288\text{mm}$$

$$3d_0 \leq p_2 \leq \min(14t, 200\text{mm}) \quad 72\text{mm} \leq p_2 \leq 200\text{mm}$$

$$e_1 = 80\text{mm} \quad p_1 = 90\text{mm} \quad e_2 = 80\text{mm} \quad p_2 = 120\text{mm}$$

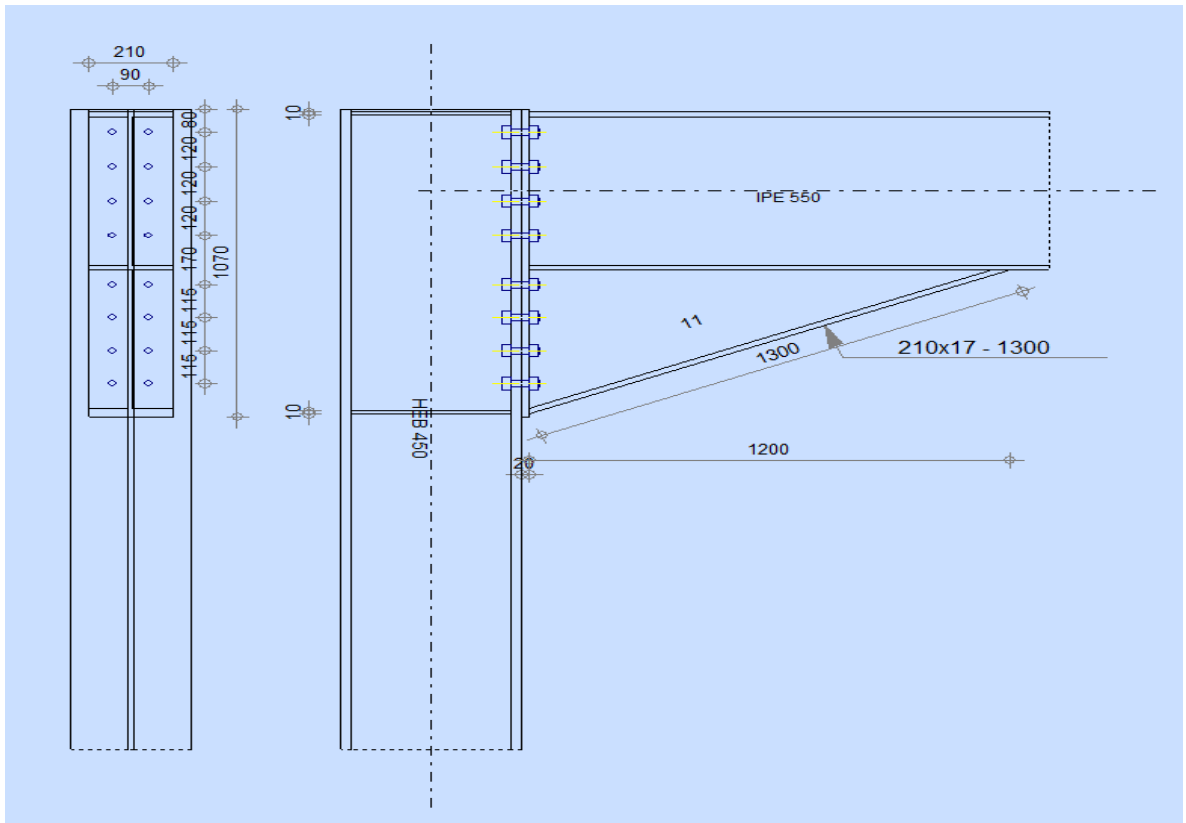


Figure VII. 4: Schéma distribution des boulons et des jarrets.

b-Détermination des efforts dans les boulon

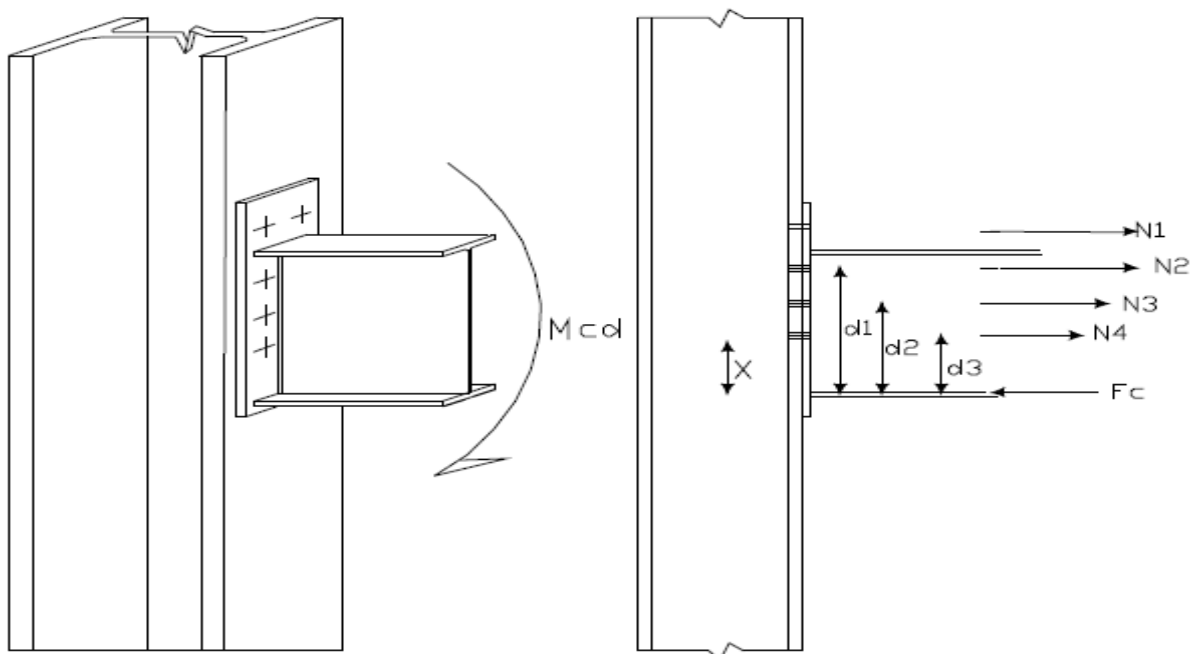


Figure VII. 5: Distribution des boulons sur la platine d'extrémité.

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

$$X = t_f \sqrt{\frac{b}{t_w}} = 17.2 \times \sqrt{\frac{210}{11.1}} = 74.81 \text{ mm}$$

$$e_1 = 80 \text{ mm} \quad p_1 = 90 \text{ mm} \quad e_2 = 80 \text{ mm} \quad p_2 = 80 \text{ mm}$$

- $d_1 = 937.8 \text{ mm}$
- $d_2 = 817.8 \text{ mm}$
- $d_3 = 697.8 \text{ mm}$
- $d_4 = 577.8 \text{ mm}$
- $d_5 = 407.8 \text{ mm}$
- $D_6 = 292.8 \text{ mm}$
- $D_7 = 177.8 \text{ mm}$
- $D_8 = 62.8 \text{ mm}$

$$\sum d_i^2 = 15779961.8 \text{ mm}^2$$

$$F_{t.cd} = \frac{M_{sd} \times d_i}{n_f \times \sum d_i^2} \times 10^3 \rightarrow \frac{253.27 \times 10^6 \times 937.8}{2 \times 15779961.8} \times 10^{-3}$$

n_f : Nombre des files, $n_f = 2$

$$F_{t.cd} = 75.25 \text{ kN}$$

$$- F_{p.cd} = 0.7 \times f_{ub} \times A_s$$

$$A_s \geq \frac{F_{t.cd}}{0.7 f_{ub}} \rightarrow A_s \geq \frac{75.25}{0.7 \times 800}$$

$$A_s \geq 134.38 \text{ mm}^2$$

Le choix du boulon : **HR 8.8** alors on prend $A_s = 303 \text{ mm}^2$.

$$\text{Donc : } F_{p.cd} = 0.7 \times f_{ub} \times A_s = 0.7 \times 800 \times 300 = 168 \text{ kN}$$

Il faut vérifier que :

$$F_{m1} \leq n F_p$$

$$F_p = 0.7 \times f_{ub} \times A_s$$

- F_p : L'effort de précontrainte autorisé dans les boulons
- f_{ub} : La contrainte de rupture du boulon, vaut 800 MPa pour les boulon HR 8.8
- A_s : L'aire de la section du boulon

$$F_{t.cd} = 78,70 \text{ kN} \leq n F_p = 2 \times 168 = 336 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

c- Moment résistant effectif de l'assemblage

$$M_{Rd} = \frac{N \times \sum d_i^2}{d_1}$$

$$F_{p.cd} = 0.7 \times f_{ub} \times A_s = 0.7 \times 800 \times 300 = 168kN \text{ Par un boulon}$$

$$nF_p = 2 \times 168 = 336 \text{ KN Par une range de deux boulons}$$

$$M_{Rd} = \frac{336 \times 10^{-3} \times 15779961.8}{937.8} = 566.08 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 253.27kN.m \leq M_{Rd} = 566.08kN.m \dots\dots\dots \text{La condition est vérifiée.}$$

d- La résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant :

$$F_{vsd} \leq F_{vrd}.$$

-L'effort tranchant par boulon

$$V_{sd} = 369.55 \text{ kN.}$$

$$F_{v.sd} = \frac{V_{sd}}{nb} = \frac{369.55}{8} = 46.20kN.$$

-La résistance au glissement $F_{v,rd}$

$$F_{v,rd} = \frac{k_s \times n \times \mu \times (F_{p.cd} - 0.8F_{t.cd})}{\gamma_{ms}}$$

Avec :

$K_s = 1$ Pour des trous avec tolérances nominales normales.

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

$n = 1$ Nombre d'interfaces de frottement.

$\gamma_{ms} = 1.25$ Pour les résistances au glissement à L'ELU.

$F_{p.cd}$ la résistance du boulon.

$$F_{p.cd} = 0.7 \times f_{ub} \times A_s = 0.7 \times 0.8 \times 303 = 169.68kN$$

$$- F = \frac{M_{sd} \times d_i}{n_f \times \sum d_i^2} \times 10^3 = 75.25 \text{ kN.m}$$

$$F_{v,rd} = \frac{1 \times 2 \times 0,3(169.68 - 0.8 \times 75.25)}{1.25} = 52.550kN$$

$$F_{v,sd} = 46.20 \text{ KN} \leq F_{v,rd} = 52.55 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

e- Résistance de l'âme du poteau en traction :

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

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

t_w épaisseur d'âme de poteau $t_w = 14$ mm

b_{eff} : entraxe rangées boulons = 90mm

$$F_{t,Rd} = 275 \times 14 \times 90 \times 10^{-3} = 363 \text{ kN}$$

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

$$H = 450 \text{ mm} \quad t_f = 26 \text{ mm}$$

$$F_t = \frac{253.27 \times 10^6}{450 - 26} \times 10^{-3} = 597.335 \text{ kN.m}$$

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

La condition n'étant pas satisfaite, on choisit un raidisseur d'épaisseur égale à $e_r = 10$ mm

f- Résistance de l'âme de poteau en compression (non raidie)

$$\sigma_n \leq f_y$$

Avec :

σ_n : Contrainte normale de compression dans l'âme du poteau.

$$\sigma_n = \frac{V_{sd}}{A} + \frac{M_{sd}}{W_{ely}}$$

$$\sigma_n = \frac{369.55}{218000} + \frac{253.27 \times 10^6}{3551 \times 10^3} = 71.33 \text{ MPa}$$

$\sigma_n = 71.33 \text{ MPa} < f_y = 275 \text{ MPa}$ La condition est vérifiée

e) Résistance de l'âme du poteau au cisaillement

$$F_V \leq V_R$$

$$V_R = \frac{0.58 \times f_y \times h_p \times t_{wc}}{\gamma_{mo}}$$

Avec :

h_p : la hauteur de profilé (poteau) $h_p = 450$ mm

t_{wc} : épaisseur de l'âme (poteau) $t_{wc} = 14$ mm

$$V_R = \frac{0.58 \times 275 \times 450 \times 14}{1} \times 10^{-3} = 1004.85 \text{ kN}$$

$$F_V = \frac{M}{h - t_f}$$

$$F_V = \frac{253.27 \times 10^6}{450 - 26} \times 10^{-3} = 597.335 \text{ kN.m}$$

Condition non vérifiée

Remarque : la vérification de la résistance de l'âme de poteau au cisaillement n'étant pas satisfaite. On choisit un raidisseur pour augmenter la résistance de l'âme de poteau

VII.3.2 Assemblage poutre IPE550 –solive IPE200 :

L'assemblage poutre-solive est un assemblage articulé à doubles cornières boulonnées (les âmes sont reliées, les ailes sont libres), qui permet de relier la solive à la poutre avec un jeu entre les deux éléments. Pour assurer la continuité de la solive, on réalise une grugeage pour permettre le passage de l'aile de la poutre.

Tableau VII. 8: Caractéristiques géométriques des profilés

Profilé	$h(mm)$	$b(mm)$	$t_f(mm)$	$t_w(mm)$	$A(cm^2)$
IPE 550	550	210	17.2	11.1	134.4
IPE200	200	100	8.5	5.6	28.48

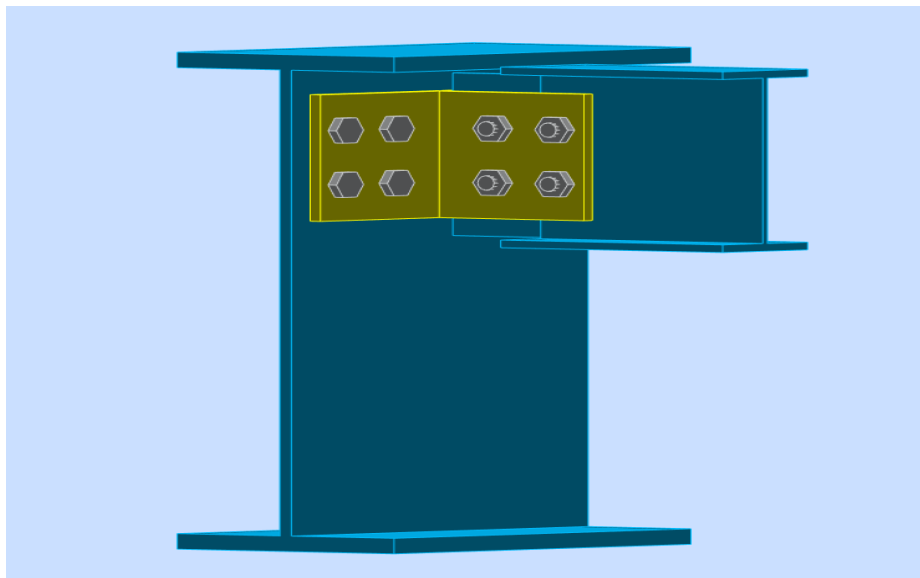


Figure VII. 6: Assemblage poutre IPE550 –solive IPE200

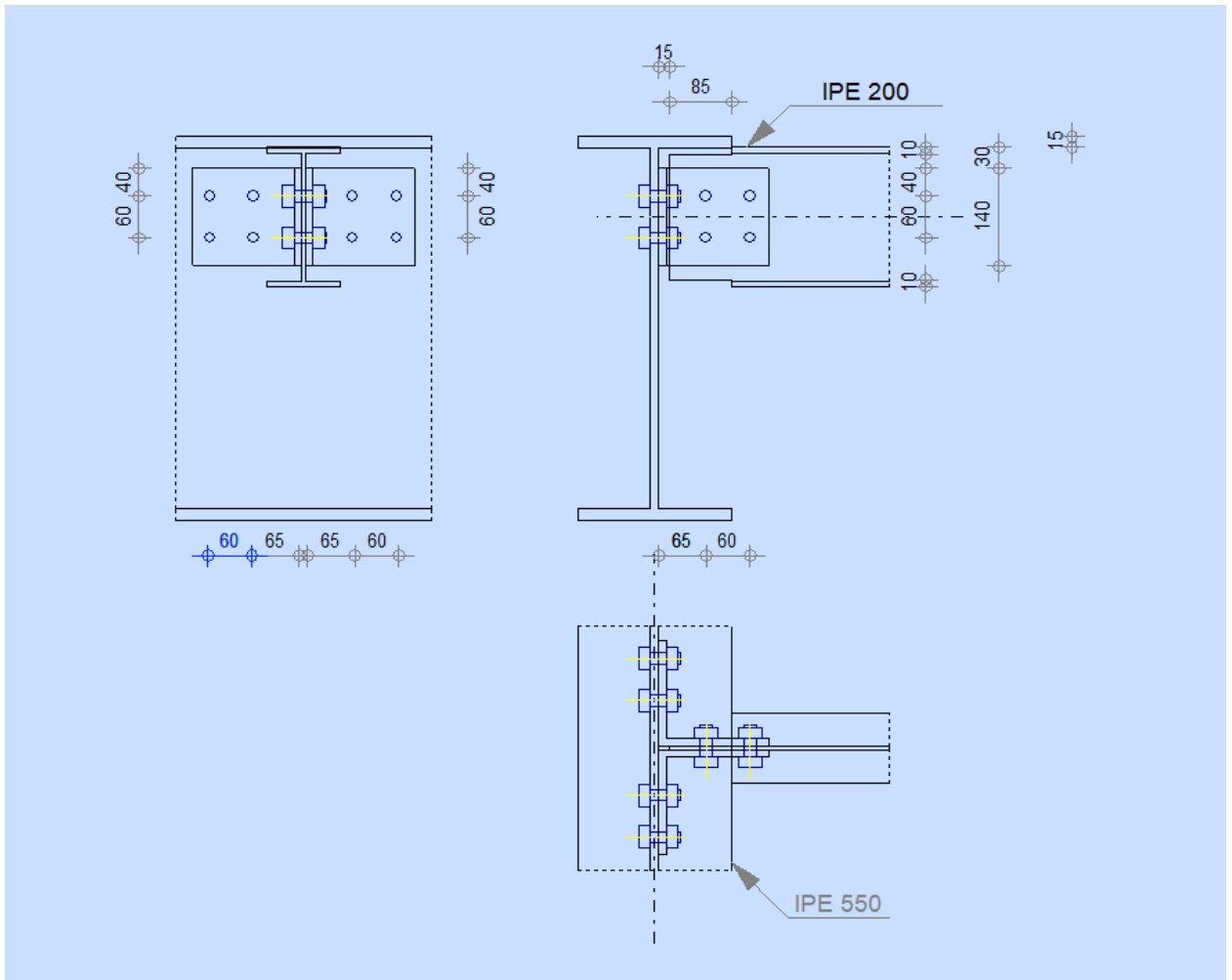


Figure VII. 7: Schéma d'assemblage solive-poutre.

- **Efforts sollicitant**

Effort tranchant : $V_{sd}=57.28$ KN $G+Q+1,5EX$

- **Vérification des boulons HR : [8]**

Choix de diamètre du boulon

Cornière 150×10mm

Epaisseur de la platine : $e_p = 10$ mm

$t < 10$ mm $d = (12 ; 14)$ mm

$10 \leq t \leq 25$ mm $d = (16 ; 20 ; 24)$ mm

$t \geq 25$ mm $d = (24 ; 27 ; 30)$ mm

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

a-Le choix des boulons

On choisit 4 boulons de diamètre ($\emptyset 16$) de classe 8.8.

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

b-Distance entre axe des boulons

$$1.2d_0 \leq e_1 \leq \max(12t, 150\text{mm}) \quad 21,6 \leq e_1 \leq 150\text{mm}$$

$$2.2d_0 \leq p_1 \leq \min(14t, 200\text{mm}) \Rightarrow 39,6 \text{ mm} \leq p_1 \leq 140\text{mm}$$

$$1.5d_0 \leq e_2 \leq \max(12t, 150\text{mm}) \quad 27\text{mm} \leq e_2 \leq 150\text{mm}$$

$$3d_0 \leq p_2 \leq \min(14t, 200\text{mm}) \quad 54\text{mm} \leq p_2 \leq 140\text{mm}$$

$$e_1 = 40 \text{ mm} \quad p_1 = 60\text{mm} \quad e_2 = 40 \text{ mm} \quad p_2 = 60 \text{ mm}$$

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

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

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

- Section résistante en traction : $A = 134.4\text{mm}^2$.
- Résistance des boulons à la traction : $\gamma_{Mb} = 1,25$.

$$F_{v,rd} \leq \frac{0,6 \times 800 \times 134.4}{1,25} \times 10^{-3} = 51.60\text{kN}.$$

On a 2 boulons en double cisaillement donc :

$$F_{v,rd} = n \times F_{v,rd} = 2 \times 51.60 = 103.2\text{kN}.$$

$$V_{sd} = 57.28\text{kN} < F_{v,rd} = 103.2 \text{ kN} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$$

d-Vérification de la pression diamétrale

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

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 :

$$\alpha = \min (0.74; 0.86 ; 1.86 ; 1) = 0,64.$$

$$F_{b,rd} = \frac{2,5 \times 0,74 \times 430 \times 16 \times 10}{1,25} \times 10^{-3} = 101.83 \text{ kN.}$$

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{2} = 28.64 \text{ KN}$$

$F_{v,sd} = 28.64 \text{ kN} < F_{brd} = 101.83 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$

VII.4 Assemblages de contreventement :

Les caractéristiques des profilés sont regroupées dans le tableau suivant :

Tableau VII. 9: Caractéristique des profilés assemblés.

Profilé	h (mm)	b (mm)	t _f (mm)	t _w (mm)	A (cm ²)
IPE 550	550	210	17.2	11.1	134.4
HEA260	250	260	12.5	7.5	86.82

Données de calcul :

L'assemblage ci-dessous est sollicité par : Un effort de traction ; $V_{sd} = 1175.53 \text{ kN}$

$K_s = 1$; trous nominaux, $\gamma_{ms} = 1.25$

L'assemblage est assuré par des boulons HR de diamètre 22 mm (M22) de classe 8.8

a–Nombre des boulons nécessaires : [8]

Pour calculer le nombre des boulons on a :

$$F_{V,Rd} \geq F_{v,Sd}$$

$$F_{v,sd} = \frac{V}{n_b} \text{ et } F_{vrd} = \frac{A_s \times 0.6 \times F_{ub}}{\gamma_{Ms}}$$

– n_b : nombre de boulon

On a deux plans de cisaillement, $n = 2$

$$F_{vrd} = 2 \times \frac{303 \times 0,6 \times 800}{1,25} = 232.70 \text{ kN}$$

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n} \rightarrow n = \frac{1175.53}{232.74} = 5.05$$

On opte pour 6 boulons de M22 de classe et de section $A_s = 303 \text{ mm}^2$

b–Disposition constructive :

La disposition des boulons dans une pièce est réglementée par l'Euro code 3 est calculer comme suite :

La disposition	La méthode de calcul	Le calcule	Choix [mm]
e_1	$1.2d_0 \leq e_1 \leq \max(12t, 150mm)$	$26.4 \leq e_1 \leq 150$	80
P_1	$2.2d_0 \leq P_1 \leq \max(14t, 200mm)$	$48.4 \leq P_1 \leq 200$	90
e_2	$1.5d_0 \leq e_2 \leq \max(12t, 150mm)$	$33 \leq e_2 \leq 180$	40
P_2	$3d_0 \leq P_2 \leq \max(14t, 200mm)$	$66 \leq P_2 \leq 200$	90

Avec :

_ d_0 : diamètre de trou , $d_0 = d + 2 = 24mm$

_ t : épaisseur de la cornière , $t = 16mm$

c–Vérification de la pression diamétrale : [8]

La vérification à la pression diamétrale tient compte des dimensions géométriques des pièces assemblées aux voisinages du boulon : $F_{b,Rd} \geq V_{Sd}$

$$F_{b,Rd} = \frac{2.5 \times \alpha \times f_u \times d \times t}{\gamma_{mb}}$$

Avec : $\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{P_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right)$ $\min = 1$

d = diamètre du boulon , $d = 22mm$

d_0 : diamètre de trou , $d_0 = 24mm$

t : épaisseur de la pièce , $t = 16mm$

e_1 : pince longitudinale , $e_1 = 80mm$

P_1 : entraxe des boulon , $P_1 = 90mm$

f_{ub} : résistance à la traction des boulons , $f_{ub} = 800MPa$

f_u : résistance à la traction de la pièce s275 , $f_u = 430MPa$

on trouve $\alpha = 1$

Donc :

$$F_{b,Rd} = \frac{2.5 \times 1 \times 430 \times 22 \times 16}{1.25} \times 10^{-3} = 302.72kN$$

$$F_{v,Sd} = \frac{V_{Sd}}{n} = \frac{1175.53}{6} = 195.92 kN$$

$$F_{b,Rd} = 302.72kN > V_{Sd} = 195.92 kN \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Chapitre VIII :
Etude des éléments de
l'infrastructure

VIII.1 Introduction :

L'instabilité des constructions lors d'un séisme majeur est souvent causé par le sous dimensionnement d'infrastructure. Celles-ci doivent transmettre au sol, les charges verticales, les charges sismiques horizontales. Cela exige d'une part une liaison efficace des fondations avec la superstructure, et d'autre part, un bon ancrage au niveau du sol

VIII.2 Etude du voile périphérique :**VIII.2.1 Introduction :**

Notre structure comporte un voile périphérique qui s'élève du niveau de fondation jusqu'au niveau du plancher de sous-sol.

Il forme par sa grande rigidité qu'il crée à la base un caisson rigide et indéformable avec le plancher du sous-sol et les fondations

VIII.2.2 Pré-dimensionnement de voile :

Pour le pré dimensionnement du voile périphérique, on se réfère aux prescriptions du RPA99 modifié en 2003, qui stipule d'après l'article 10.1.2.

Les ossatures au-dessous du niveau de base comportent un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base

Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :

- Epaisseur $e \geq 15$ cm
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de $0,1\%B$ dans les deux sens (horizontal et vertical).
- Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.
- La longueur de recouvrement est de $50\varnothing$ avec disposition d'équerres de renforcement dans les angles.
- Avec B Section du voile.
- L'épaisseur est de : $e=20$ cm.
- La hauteur de voile périphérique= 5.44 m.

a) **Evaluation des charges** : [5]

On considère le voile comme étant une dalle pleine reposant sur 4 appuis, supportant les charges horizontales dues à la poussée des terres.

On considère le panneau le plus défavorable : $L_x = 2.72 \text{ m}$; $L_y = 8.4 \text{ m}$; $e = 20 \text{ cm}$

Les charges et surcharges sont des charges triangulaires sur une bande de 1 m à la base du voile (cas le plus défavorable).

Selon **BAEL91 modifié 99** , la charge des poussées des terres est donnée par : $Q = A \cdot \gamma \cdot H$

Avec:

- Q : contrainte à la base sur une bande de 1 m .
- A : coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement interne.
- γ : poids spécifique des terres ($\gamma h = 25,0 \text{ kN/m}^3$).
- H : hauteur du voile ($H = 5.44 \text{ m}$).

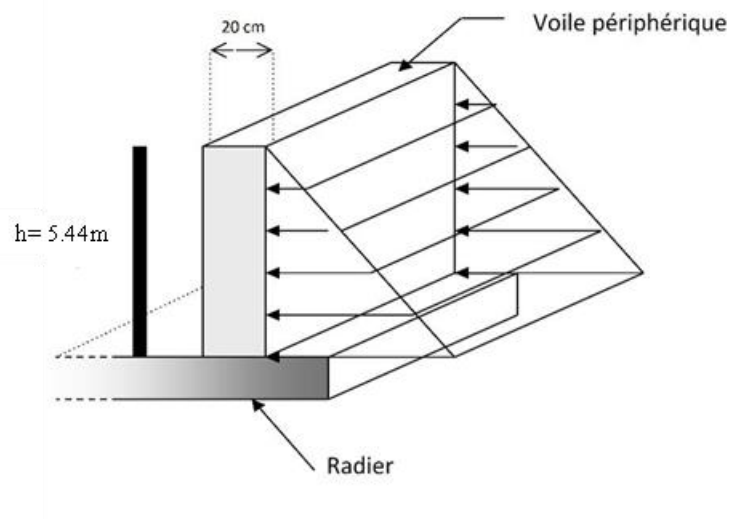


Figure VIII. 1: Ferrailage du voile périphérique.

$$\varphi = 30^\circ \Rightarrow Af(\varphi) = tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 0,334$$

$$\text{Donc : } Q = A \cdot \gamma \cdot H = 0.334 \cdot 18 \cdot 5.44 = 32.705 \text{ kN/ml}$$

$$Q_u = 1,35Q = 44.15 \text{ kN/ml}$$

b) **Calcul des efforts dans la dalle** : [5]

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{2.72}{8.44} = 0.326$$

➤ **ELU :**

$$\mu_x = 0.1101 \quad ; \quad \mu_y = 0.25$$

$$-M_x = \mu_x \times Q_u \times L_x^2 = 0.1101 \times 44.15 \times 2.72^2$$

$$= 35.96 \text{ kN.m}$$

$$-M_y = \mu_y \times M_x = 0.25 \times 35.96$$

$$= 8.99 \text{ kN.m}$$

Tableau VIII. 1: Calcul des moments en travée et sur appuis

M_x (kN.m)	M_{tx} (kN.m)	M_{ax} (kN.m)	M_y (kN.m)	M_{ty} (kN.m)	M_{ay} (kN.m)
35.96	26.97	14.384	8.99	6.74	14.384

c) **Calcul du ferrailage :**

$b = 100 \text{ cm}$; $h = 20 \text{ cm}$; $d = 18 \text{ cm}$; $f_e = 400 \text{ MPa}$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$.

$f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$; $\sigma_s = 434,78 \text{ MPa}$.

Tableau VIII. 2: Ferrailage du voile périphérique

	Sens	M_u (kN/m ²)	μ	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)
Travée	x-x	26.97	0,076	0,099	17,29	5.87	6HA14	9,24
	y-y	6.74	0,019	0,023	17,8	1.08	4HA12	8,04
Appuis	x-x	14.384	0,041	0,052	17,62	2.34	4HA14	12,57
	y-y							

VIII.2.3 Vérification :

- **Condition exigée par le RPA 99 version 2003 :**

Le RPA préconise un pourcentage minimum de **0.1%** de la section dans les deux sens disposées en deux nappes.

$$A_{L,T} \geq 0.1 \times 20 \times 100 = 2 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée

- **Condition de non fragilité : [5]**

Pour les voiles travaillant dans les deux sens et dont l'épaisseur est comptée entre **12** et **30** cm, on doit vérifier que :

$$A_x \geq A_x^{\min} \quad A_y \geq A_y^{\min}$$

Tel que :

$$A_x^{\min} = \rho_0 \left(3 - \frac{Lx}{Ly} \right) \times b \cdot h / 2$$

$$A_y^{\min} = f_0 \times b \times h$$

Avec :

$$h = e = 20\text{cm.}$$

$$b = 100\text{cm.}$$

$$f_0 = 0.0008 \text{ pour les barres de Fe400}$$

Donc :

$$A_x^{\min} = 0,0008 \times \left(\frac{3 - 2.72}{8,4} \right) \frac{100 \times 20}{2} = 1,88\text{cm}^2$$

$$A_y^{\min} = 0.0008 \times 100 \times 20 = 1,6\text{cm}^2.$$

$$A_x = 6.16\text{cm}^2 > A_x^{\min} = 1,88\text{cm}^2.$$

Condition vérifiée.

$$A_y = 3.14\text{cm}^2 > A_y^{\min} = 1,6\text{cm}^2.$$

Condition vérifiée.

- **Les contraintes à l'ELS :** [5]

-Il faut vérifier que :

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_s < \overline{\sigma}_s$$

-Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VIII. 3: Vérification des contraintes de la dalle du raidier à l'ELS

	Sens	M _{ser}	Choix	A _s	σ _{bc}	σ̄ _{bc}	σ _s	σ̄ _s	Observation
Travée	x-x	18.41	6HA14	9,24	6.22	15	188.55	250	Oui
	y-y	7.69	4HA12	8,04	5.4	15	155.27	250	Oui
Appui	x-x, y-y	12.53	4HA14	12,57	5.93	15	162.49	250	Oui

- **Effort tranchant :** [5]

On doit vérifier que :

$$\tau_u < \overline{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$\overline{\tau}_u = 0,05f_{c28} = 1,25 \text{ MPa .}$$

$$T_x = \frac{q_u \times L_x \times L_y}{2L_x + L_y} = \frac{44.15 \times 8.4 \times 2.72}{2 \times 2.72 + 8.4} = 72.885 \text{ kN}$$

$$T_y = \frac{q_u \times L_x \times L_y}{L_x + 2L_y} = \frac{44.15 \times 2.72 \times 8.4}{2.72 + 2 \times 8.4} = 40.029 \text{ kN}$$

$$T_u = \max(T_x, T_y) = 72.885 \text{ kN.}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{72.885 \times 10^3}{100 \times 18} = 0.404 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 0.404 \text{ MPA} < \bar{\tau}_u = 1.25 \text{ MPA} \quad \text{Condition vérifier.}$$

VIII.2.4 Schéma de ferrailage du voile périphérique :

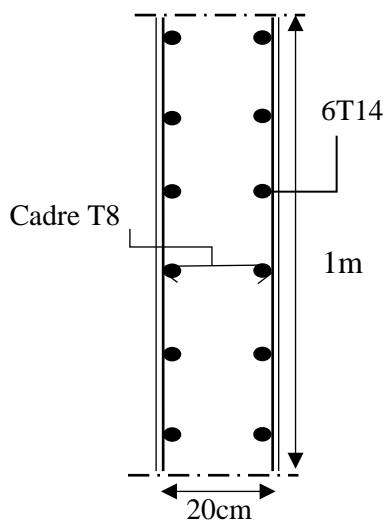


Figure VIII. 2: Ferrailage du voile périphérique en travée dans le sens x-x.

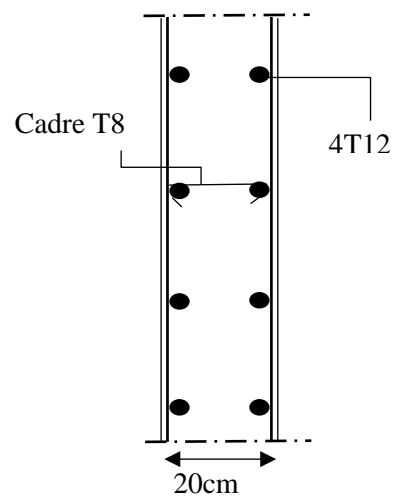


Figure VIII. 3: Ferrailage du voile périphérique en travée dans le sens y-y.

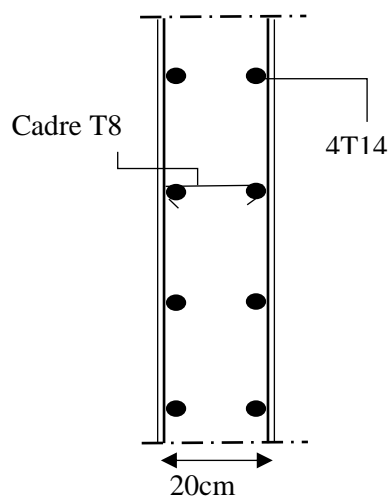


Figure VIII. 4: Ferrailage du voile périphérique sur appui.

VIII.3 Poteaux mixtes :

VIII.3.1 Introduction :

Une introduction générale aux poteaux composites, montrant qu'il existe une variété de sections possibles, mais en distinguant deux grandes familles :

Colonnes partiellement ou entièrement revêtues de béton une section creuse remplie de béton.

Comme les poteaux en acier, les poteaux composites offrent les avantages suivants :

- Capacité de charge élevée avec des dimensions de section relativement petites.
- Facilité d'assemblage avec d'autres éléments, notamment les poutres, grâce à la présence de pièces en acier.
- La capacité à se déformer et à présenter un comportement ductile dans le domaine plastique.

VIII.3.2 Méthode des calculs des poteaux mixtes : [4]

L'Eurocode 4 présentes deux méthodes de dimensionnement des poteaux mixtes :

- **Méthode Générale** : qui impose de prendre explicitement en compte les effets du second ordre et les imperfections. Cette méthode peut notamment s'appliquer à des sections de poteaux qui ne sont pas symétriques ainsi qu'à des poteaux de section variable sur leur hauteur. Elle nécessite l'emploi d'outils de calcul numérique et ne peut être envisagée que si l'on dispose des logiciels appropriés.
- **Méthode Simplifiée** : utilisant les courbes de flambement européennes des poteaux en acier qui tiennent implicitement compte des imperfections affectant ces poteaux.

Cette méthode est en pratique limitée au calcul des poteaux mixtes présentant une section doublement symétrique et uniforme sur leur hauteur.

Les deux méthodes sont fondées sur les hypothèses classiques suivantes :

- Il y a une interaction complète entre la section en acier et la section de béton et ce, jusqu'à la ruine.
- Les imperfections géométriques et structurales sont prises en compte dans le calcul.

La Méthode Simplifiée est développée ci-après, celle-ci étant en effet applicable à la majorité des cas.

Dans notre cas on va utiliser la méthode simplifiée qui sera appliquée sur un poteau totalement enrobé soumis à compression axiale.

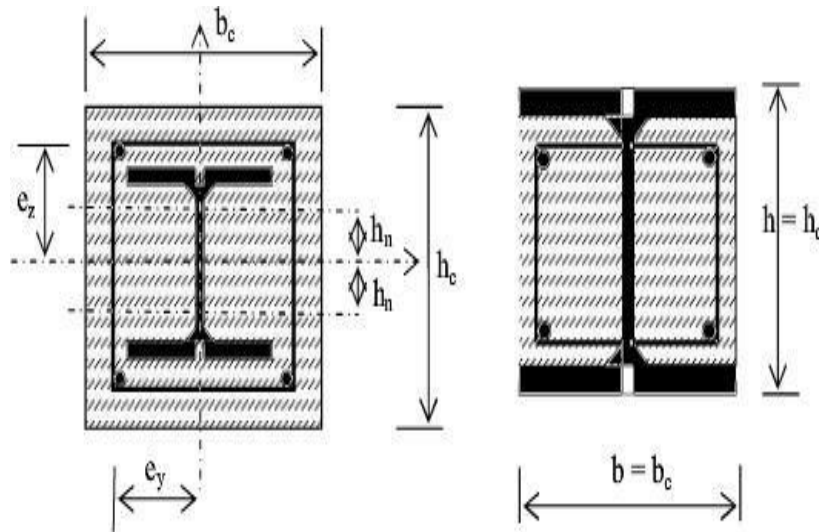


Figure VIII. 5: Poteau partiellement ou totalement enrobé.

On va utiliser la méthode simplifiée qui sera appliquée sur un poteau entièrement enrobé soumis à la compression axiale

VIII.3.3 Conditions d'utilisation de la méthode simplifiée de calcul : [4]

L'application de la méthode simplifiée comporte les limitations suivantes :

- La section transversale du poteau est constante et présente une double symétrie sur toute la hauteur du poteau telle que le rapport de sa hauteur à sa largeur soit compris entre 0,2 et 5,0.
- La contribution relative de la section en acier à la résistance de calcul de la section complète, savoir est compris entre 0,2 et 0,9.
- Les sections droites restent planes lors de la déformation du poteau.
- L'élançement réduit λ du poteau mixte, ne dépasse pas la valeur de 2,0.
- Pour les sections totalement enrobées, l'aire des armatures doit au moins être égale à 0,3% de l'aire de béton et les armatures présentent des épaisseurs d'enrobage de béton satisfaisant les conditions suivantes :
 - Dans le sens Y : $40\text{mm} < c_y < 0,4b_c$;
 - Dans le sens Z : $40\text{mm} < c_z < 0,3h_c$;

VIII.3.4 Hypothèse de calcul :**-Prédimensionnement du poteau mixte : [4]**

Pour réaliser un poteau mixte, on utilise généralement quatre matériaux de base :

L'acier de construction, l'acier d'armature ou de renfort, les tôles profilées en acier et le béton. Pour le profilé en acier ont utilisé HEB600

Par l'utilisation de la condition d'enrobage de béton on détermine les dimensions de la section en béton.

- Dans notre cas on utilise **poteau partiellement enrobé** :

- **Section en acier :**

HEB600

- **Béton (C25/30) :**

$AS \geq 0,3\% AC_{net}$

$AS \leq 0,6\% AC_{net}$

$AS = 0,5\% AC_{net}$

- **Enrobage :**

$40\text{mm} \leq c_y \leq 0,4b_c$

$40\text{mm} \leq c_z \leq 0,3h_c$

$-hc = ha - 2tf = 600 - 2 \times 30 = 540\text{mm}$

$-bc = ba = 300$

$40\text{mm} \leq c_y \leq 216\text{mm}$

$40\text{mm} \leq c_z \leq 132\text{mm}$

On prend: $C_y = C_z = 50\text{mm}$

Tableau VIII. 4: Les caractéristique des matériaux de poteau mixte

Acier profile	$f_y = 275 \text{ N/mm}^2$	$E_a = 210000 \text{ N/mm}^2$	$\gamma_{Ma} = 1.1$
Béton de C 25/30	$f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$	$E_{cm} = 32000 \text{ N/mm}^2$	$\gamma_c = 1.5$ $\gamma_{Mc} = 1.35$
Armatures (FE400)	$f_{sk} = 400 \text{ N/mm}^2$	$E_s = 210000 \text{ N/mm}^2$	$\gamma_s = 1.15$

➤ **Profilé laminé : HEB600**

Tableau VIII. 5: Les caractéristiques de profilé HEB600

HEB600	$h = 600 \text{ mm}$	$b = 300 \text{ mm}$	$tw = 15.5 \text{ mm}$
	$A = 270 \text{ cm}^2$	$I_y = 171000 \text{ cm}^4$	$I_z = 13530 \text{ cm}^4$
	$W_{pl, y} = 6425 \text{ cm}^3$	$W_{pl, z} = 1391 \text{ cm}^3$	$tf = 30 \text{ mm}$

➤ **Armatures :**

• **Section d'armatures :**

$$A_S = 0,5\%[(600 \times 300) - 27000] = 17,11 \text{ cm}^2$$

Le choix 12T14 AS choisit = 18,85 cm²

$$c_y = c_z = 50 \text{ mm}$$

$$\phi_t = \phi/3 = 14/3 = 4.66$$

$$\phi_t = 8 \text{ mm}$$

• **Moment d'inertie :**

$$A_s = \pi R^2 = \pi \times 7^2 = 153.93 \text{ mm}^2$$

$$dz_1 = dy_1 = 0$$

$$dz_2 = \frac{h_a}{2} - (t_f + c + \frac{\phi}{2} + \phi_t) = 300 - (30 + 50 + 7 + 8) = 205 \text{ mm}$$

$$dy_2 = \frac{b_a}{2} - (c + \frac{\phi}{2} + \phi_t) = 150 - (50 + 7 + 8) = 85 \text{ mm}$$

$$I = N_{\text{barre}} \times [A_{\text{barre}} \times d]$$

$$I_Z = 12 \times [153.93 \times 85^2] = 12.674 \times 10^3 \text{ mm}^4$$

$$I_Y = 8 \times [153.93 \times 205^2] = 76.91 \times 10^3 \text{ mm}^4$$

• **Module de plasticité :**

$$W_{pl,y} = A_{\text{barre}} \times d_z = 8[153.93 \times 205] = 253.833 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

$$W_{pl,z} = A_{\text{barre}} \times d_y = 12[153.93 \times 85] = 154.561 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

➤ **Section béton :**

$$A_C = A_{\text{global}} - A_a - A_s = (600 \times 300) - 27000 - 153.93 \times 12 = 151.115 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

• **Moment d'inertie :**

$$I_{z_c} = h \times b^3 / 12 - I_{z_s} - I_{z_a}$$

$$I_{y_c} = b \times h^3 / 12 - I_{y_s} - I_{y_a}$$

$$I_{z_c} = \frac{600 \times 300^3}{12} - 13530 \times 10^4 - 12.674 \times 10^3 = 1.202 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

$$I_{y_c} = \frac{300 \times 600^3}{12} - 171000 \times 10^4 - 76.91 \times 10^3 = 3.613 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

• **Module de plasticité :**

$$W_{pl,y} = \frac{bh^2}{4} - (W_{pl_{ay}} + W_{pl_{sy}})$$

$$Wpl_z = \frac{hb^2}{4} - (Wpl_{ay} + Wpl_{sy})$$

$$Wpl_y = \frac{300 \times 600^2}{4} - (6425 \times 10^3 + 253.833 \times 10^3) = 20.32 \times 10^6 \text{ mm}^3$$

$$Wpl_z = \frac{600 \times 300^2}{4} - (1391 \times 10^3 + 12.674 \times 10^3) = 12.096 \times 10^6 \text{ mm}^3$$

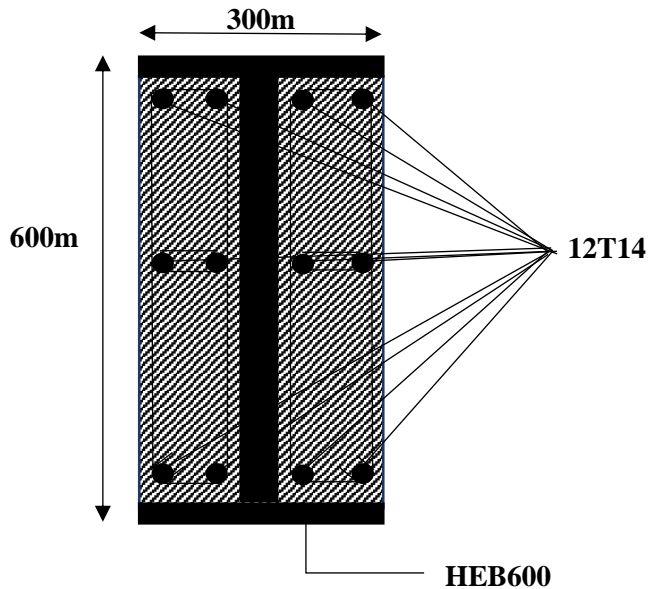


Figure VIII. 6: Dimensions du poteau partiellement enrobe.

- Application de la méthode simplifiée :

La section est symétrique selon y et z :

$$\delta = \frac{27000 \times 275}{1,1} 9546 \times 10^3$$

$$\delta = 0.707$$

$$0.2 < 0.707 < 0.9$$

$$\bar{\lambda}_y = 0,069 < 2$$

$$\bar{\lambda}_z = 0,02 < 2$$

$$A_s = 1885 \text{ mm}^2$$

$$0.3\% A_c = 0.3\% \times 151115.1 = 453.34 \text{ mm}^2$$

$$6\% A_c = 6\% \times 151115.1 = 9066.906 \text{ mm}^2$$

$$1020.945 \text{ mm}^2 < A_s = 1885 \text{ mm}^2 < 20418.9 \text{ mm}^2$$

$$0,2 < \frac{h_a}{b_a} = \frac{600}{300} = 2 < 5$$

$$- 40\text{mm} \leq c_y \leq 0.4 b_c$$

$$c_y = 50 \text{ mm}$$

$$0.4b_c = 0.4 \times 300 = 120\text{mm}$$

$$40\text{mm} < c_y = 50 < 120\text{mm}$$

$$- 40\text{mm} \leq c_z \leq 0.3 h_c$$

$$c_z = 50 \text{ mm}$$

$$0.4h_c = 0.3 \times 600 = 180\text{mm}$$

$$40\text{mm} < c_z = 50 < 180\text{mm}$$

Toutes les conditions sont vérifiées donc la méthode simplifiée est applicable.

VIII.3.5 Vérification de la résistance du poteau : [4]

➤ Résistance plastique à la compression :

$$N_{plRd} = A_a \times f_y / \gamma_a + 0,85 \times A_c \times f_{ck} / \gamma_c + A_s \times f_{sk} / \gamma_s$$

$$N_{plRd} = 27000 \times 275 / 1,1 + 0,85 \times 151115,1 \times 25 / 1,5 + 1884,9 \times 400 / 1,15$$

$$N_{plRd} = 9.546 \times 10^6 \text{ kN}$$

➤ La rigidité élastique :

$$EI = E_a I_a + 0.6 E_{cd} I_c + E_s I_s$$

$$E_{cd} = \frac{E_{cm}}{\gamma_{Mc}}$$

$$E_{cd} = \frac{32000}{1,35}$$

$$E_{cd} = 23703,70 \text{ N/mm}^2$$

$$EI_Y = 2,1 \times 10^5 \times 76,91 \times 10^6 + 0,6 \times 23703,7 \times 3,613 \times 10^9$$

$$+ 2,1 \times 10^5 \times 1710 \times 10^6$$

$$EI_Y = 4,437 \times 10^{14} \text{ N/mm}$$

$$EI_Z = 2,1 \times 10^5 \times 12,674 \times 10^6 + 0,6 \times 23703,7 \times 1,202 \times 10^9$$

$$+ 2,1 \times 10^5 \times 135,3 \times 10^6$$

$$EI_z = 5.383 \times 10^{13} \text{ N/mm}$$

➤ **Charge critique :**

$$N_{cr} = \pi^2 \times EI / L_f^2$$

$$L_f = \text{poteau encastre - encastre} \rightarrow L_f = 0.5 \times H$$

$$N_{cr_y} = \frac{\pi^2 \times 4,437 \times 10^{14}}{(2,74 \times 0,5)^2}$$

$$N_{cr_y} = 2.36 \times 10^9 \text{ N}$$

$$N_{cr_z} = \frac{\pi^2 \times 5,387 \times 10^{13}}{(2,74 \times 0,5)^2}$$

$$N_{cr_z} = 2.87 \times 10^8 \text{ N}$$

➤ **La résistance plastique en compression :**

$$N_{plr} = A_a \times f_y + 0,85 \times A_c \times f_{ck} + A_s \times f_{sk}$$

$$N_{plr} = 27000 \times 275 + 0,85 \times 151115,1 \times 25 + 1884,9 \times 400$$

$$N_{plr} = 11.39 \times 10^6 \text{ N}$$

➤ **L'élancement réduit :**

L'élancement réduit λ du poteau mixte, ne dépasse pas la valeur de 2.

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{plr}}{N_{cr}}}$$

$$\bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{11.39 \times 10^6}{2.36 \times 10^9}} = 0.069 \rightarrow \text{le flambement n'est pas considéré}$$

$$\bar{\lambda}_z = \sqrt{\frac{11.39 \times 10^6}{2.87 \times 10^8}} = 0.2$$

Il Ya un risque de flambement suivant l'axe Z-Z seulement où λ_z

➤ **La courbe de flambement α_z :**

• **Profile HEB450**

D'où :

$$\frac{h}{b} = \frac{600}{300} = 2 > 1,2$$

$$t_f = 21 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$$

⇒ $\alpha_z = 0.34$ (courbe b)

- Calcul de ϕ_z :

$$\phi_z = 0,5 \times (1 + \alpha_z \times (\lambda_z - 0,2) + \lambda_z^2)$$

$$\phi_z = 0,5 \times (1 + 0.34 \times (0.2 - 0,2) + 0.2^2)$$

$$\phi_z = 0.52$$

- Calcul de X_z :

$$x_z = \frac{1}{\phi_z + \sqrt{\phi_z^2 - \lambda_z^2}}$$

$$x_z = \frac{1}{0.52 + \sqrt{0.52^2 - 0.2^2}} = 1$$

VIII.3.6 Vérification de la stabilité des poteaux mixtes en compression axiale : [4]

En ce cas, la sollicitation N de compression simple doit satisfaire à :

$$N_{sd} \leq \chi N_{plrd}$$

- Calcul du N_{sd} :

N_{sd} est l'effort normal total revenant au poteau du deuxième sous-sol le plus défavorable.

$$N_{total} = N_{RDC} + N_{sous-sol} \quad \text{telle que :}$$

N_{RDC} : L'effort normal revenant au poteau du rez-de-chaussée:

La décente des charges des 10 étages supérieurs et de niveau de la terrasse est donné par logiciel ROBOT en prenant le poteau le plus sollicité.

$$N_u(RDC) = 6436 \text{ KN}$$

- L'effort normal dû aux charges des 2 sous-sols :

Prenons le poteau le plus sollicité dont la surface est : $S = 39.96 \text{ m}^2$

Charge permanente (G) = 221 KN Surcharge d'exploitation (Q) = 99.9 KN

Tableau VIII. 6: Décente des charges dans les poteaux du sous-sol

Niveau	G(KN)	Q(KN)	Nu(KN) =1.35G+1.5Q	Nser(KN) =G+Q
Sou-sol	221	99.9	448.17	320.87

$$Nu(\text{sous} - \text{sol}) = 448.17KN$$

Donc l'effort normal total revenant au poteau du 2^{ème} sous-sol :

$$N_{total} = 6436 + 448.17 = 6884.87KN$$

➤ **La résistance au flambement :**

$$N_{sd} = 6884.87 KN$$

$$N_{sd} \leq 1 \times 9546 = 9546KN \dots\dots\dots \text{Le poteau est stable.}$$

VIII.3.7 Vérification de la résistance en flexion :

• Selon l'axe (y-y) :

$$M_{sdy} \leq 0.9 \times U_y \times M_{plrdy}$$

➤ **La détermination de U_y :**

$$- U_y = \frac{x_y - x_d}{1 - x_c x_y} \quad \text{Si } x_d > x_c$$

$$- U_y = 1 - \frac{1 - x_y x_d}{1 - x_c x_y} \quad \text{Si } x_d < x_c$$

- On doit déterminer la valeur de x_c et x_d :

$$x_d = \frac{N_{sd}}{N_{plrd}}$$

Avec :

$$sd = 6884.87kN$$

$$N_{plrd} = 9546kN$$

$$x_d = \frac{N_{sd}}{N_{plrd}} = 0,72$$

$$x_c = \frac{N_c}{N_{plrd}}$$

$$x_c = \frac{151115.1 \times 0.85 \times \frac{25}{1.5}}{9546} = 0.22$$

$$\text{On a : } x_d = 0.72 > x_c = 0.22$$

$$\text{Donc : } U_y = \frac{1 - 0.72}{1 - 0.22 \times 1} = 0.358$$

➤ **Détermination de M_{plrdv} :**

$$(W_{pay} - W_{payn}) \frac{f_y}{\gamma_a} + (W_{scy} - W_{syn}) \frac{f_s}{\gamma_s} + (W_{pcy} - W_{pcny}) \frac{0.85 \times f_{ck}}{2 \times \gamma_c}$$

Avec :

- $w_{pay} = 6425 \times 10^3 \text{ mm}^3$
- $w_{pcy} = .20320 \times 10^3 \text{ mm}^3$
- $w_{psy} = 154.561 \times 10^3 \text{ mm}^3$
- $f_{ck} = 400 \text{ MPA}$
- $f_{ck} = 25 \text{ MPA}$
- $f_y = 275 \text{ MPA}$
- $\gamma_a = 1.1$
- $\gamma_c = 1.5$
- $\gamma_s = 1.15$

$W_{pany}, W_{pcny}, w_{psny}$: Modules de résistance plastique des parties situées dans la zone $2h_n$.

➤ **Détermination de la zone $2h_n$:**

Nous avons 3 cas possible :

Axe neutre dans : - âme.

- semelle.

- hors la section d'acier.

$$h_n = \frac{A_c \times f_{cd} - A_{sn} \times (2f_{sd} - f_{cd})}{2bc \times f_{cd} + 2tw(2f_{yd} - f_{cd})}$$

$$f_{cd} = \frac{0.85f_{ck}}{\gamma_c} = 14.16 \text{ MPA}$$

$$f_{sd} = \frac{f_{sk}}{\gamma_s} = 347.83 \text{ MPA}$$

$$f_{ad} = \frac{f_y}{\gamma_a} = 250 \text{ MPA}$$

$$h_n = \frac{151115.1 \times 14.16}{2 \times 300 \times 14.16 + 2 \times 15.5(2 \times 250 - 14.16)} = 90.83 \text{ mm}$$

➤ **Vérification :**

$$h_n \leq h/2 - t_f$$

$$98.83 \text{ mm} \leq 300 - 30 = 270 \text{ mm} \quad \text{condition vérifier.}$$

On confirme que l'axe neutre se trouve dans l'âme. Détermination de $W_{plyan}, W_{plycn}, W_{psn}$

$$-W_{plyan} = tw \cdot h_n^2 = 30 \times 90.83 = 247.5 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

$$-W_{psn} = \sum A d_i^2 = 0 \text{ (pas d'armature dans la zone } 2h_n)$$

$$-W_{pcn} = b c h n^2 - W_{pan} - w_{psn} = 300 \times 90.83^2 - 247.5 \cdot 10^3 \\ = 2.227 \times 10^6 \text{ mm}^3$$

$$M_{plrdy} = (6425 \times 10^3 - 247.5 \times 10^3) \frac{275}{1.1} + (154.56 \times 10^3) \frac{400}{1.15} + (20320 \times 10^3 \\ - 2227 \times 10^3) \frac{0.85 \times 25}{2 \times 1.5}$$

$$M_{plrdy} = 1726.29 \text{ kN.m}$$

$$M_{sdy} = 389.16 \text{ kN.m} \leq 0.9 U_y \cdot M_{plrdy} = 556.21 \text{ kN.m}$$

Condition Vérifier

- **Selon l'axe (z-z) :**

$$M_{sdy} \leq 0.9 \times U_z \times M_{plrdz}$$

➤ **La détermination de U_z :**

$$- U_z = \frac{x_z - x_d}{1 - x_c x_z} \quad \text{Si } x_d > x_c$$

$$- U_z = 1 - \frac{1 - x_z x_d}{1 - x_c x_z} \quad \text{Si } x_d < x_c$$

- On doit déterminer la valeur de x_c et x_d :

$$x_d = \frac{N_{sd}}{N_{plrd}}$$

Avec :

$$N_{sd} = 6884.87 \text{ kN}$$

$$N_{plrd} = 9546 \text{ kN}$$

$$x_d = \frac{N_{sd}}{N_{plrd}} = 0.72$$

$$x_c = \frac{N_c}{N_{plrd}}$$

$$x_c = \frac{151115.1 \times 0.85 \times \frac{25}{1.5}}{9546} = 0.22$$

$$\text{On a : } x_d = 0.72 > x_c = 0.22$$

$$\text{Donc : } U_z = \frac{1 - 0.72}{1 - 0.22 \times 1} = 0.358$$

➤ **Détermination de M_{plrdz} :**

$$M_{plrdy} = (W_{paz} - W_{pazn}) \frac{f_y}{\gamma_a} + (W_{scz} - W_{szn}) \frac{f_s}{\gamma_s} + (W_{pcz} - W_{pcnz}) \frac{0.85 \times f_{ck}}{2 \times \gamma_c}$$

Avec :

- $w_{paz} = 1391 \times 10^3 mm^3$
- $w_{pcz} = 11954 \times 10^3 mm^3$
- $w_{psz} = 154.561 \times 10^3 mm^3$
- $f_{ck} = 400 MPA$
- $f_{ck} = 25 MPA$
- $f_y = 275 MPA$
- $\gamma_a = 1.1$
- $\gamma_c = 1.5$
- $\gamma_s = 1.15$

W_{panz} , W_{pcnz} , w_{psnz} : Modules de résistance plastique des parties situées dans la zone $2h_n$.

➤ **Détermination de la zone $2h_n$:**

Nous avons 3 cas possible :

Axe neutre dans : - âme.

- semelle.

- hors la section d'acier.

$$h_n = \frac{A_c \times f_{cd} - A_{sn} \times (2f_{sd} - f_{cd})}{2bc \times f_{cd} + 2tw(2f_{yd} - f_{cd})}$$

$$f_{cd} = \frac{0.85f_{ck}}{\gamma_c} = 14.16 MPA$$

$$f_{sd} = \frac{f_{sk}}{\gamma_s} = 347.83 MPA$$

$$f_{ad} = \frac{f_y}{\gamma_a} = 250 MPA$$

$$h_n = \frac{151115.1 \times 14.16}{2 \times 600 \times 14.16 + 2 \times 600(2 \times 250 - 14.16)} = 3.566 mm$$

➤ **Vérification** : [4]

$$h_n \leq t_w/2 - t_f$$

$$3.566\text{mm} \leq 15.5/2 = 7.75\text{mm} \quad \text{condition verifier.}$$

On confirme que l'axe neutre se trouve dans l'âme. Détermination de W_{plzan} , W_{plzcn} , W_{psn}

$$-W_{plan} = ha \cdot hn^2 = 600 \times 3.566^2 = 7629.81 \text{ mm}^3$$

$$-W_{psn} = \sum A d i^2 = 0 \text{ (pas d'armature dans la zone } 2hn)$$

$$\begin{aligned} -W_{pcn} &= bchn^2 - W_{pan} - wpsn = 300 \times 600^2/4 - 7629.81 \\ &= 26.99 \times 10^6 \text{ mm}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{plrdy} &= (1391 \times 10^3 - 7629.81) \frac{275}{1.1} + (154.561 \times 10^3) \frac{400}{1.15} + (11.954 \times 10^6 \\ &\quad - 26.99 \times 10^6) \frac{0.85 \times 25}{2 \times 1.5} \end{aligned}$$

$$M_{plrdy} = 1293.09 \text{ kN.m}$$

$$M_{sdy} = 51.18 \text{ kN.m} \leq 0.9 U_y \cdot M_{plrdy} = 94.93 \text{ kN.m}$$

Condition Vérifiée.

VIII.4 Etude de fondation :

VIII.4.1 Types des fondations :

- Fondation superficielle :
 - Semelle isolée sous Poteau.
 - Semelle filante continue sous mur.
 - Semelle filante sous plusieurs poteaux.
 - Radiers généraux ou nervurés.
- Fondation profonde (semelle sous pieux).

VIII.4.2 Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation dépend en général de plusieurs paramètres dont :

- Type de l'ouvrage à construire.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La charge totale transmise au sol.
- Raison économique.

On commence le choix de fondation par les semelles isolées, filantes et radier, chaque étape fera l'objet d'une vérification.

L'étude géotechnique du site d'implantation de notre ouvrage, a donné une contrainte admissible égale à **1.8 bars**.

VIII.4.2.1 Semelles isolées :

Pour déterminer la surface nécessaire de la semelle isolée il faut que : $\sigma_{\max} \leq \sigma_{\text{sol}}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N_{\text{ser}}}{S} \leq \sigma_{\text{sol}} \rightarrow S \geq \frac{N_{\text{ser}}}{\sigma_{\text{sol}}}$$

$$\text{Pour : } \begin{cases} N_{\text{ser}} = 4186.18 \text{ kN} \\ \sigma_{\text{sol}} = 1.8 \text{ bar} \end{cases}$$

$S = 23.25 \text{ m}^2 \rightarrow$ Les dimensions de la semelle doivent être 5m x 5m

$$L_{\min} \geq 1,5 \times B$$

Avec :

$$L_{\min} = 5.4 \text{ m}$$

$$1.5 \times B = 8.1 \text{ m}$$

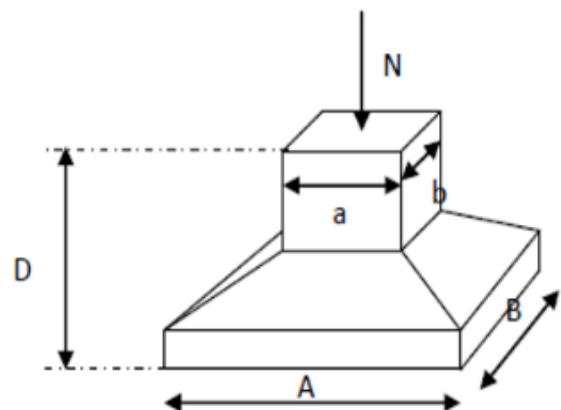


Figure VIII. 7: Semelle isolée.

$8.1 \text{ m} > L_{\min} = 5.4 \text{ m} \rightarrow$ Condition non vérifiée

Les semelles isolées ne peuvent pas être adoptées car l'entre axe des poteaux est de $L = 5.4 \text{ m}$, il aura un chevauchement entre les semelles on passe donc à la vérification de la semelle filante.

VIII.4.2.2 Semelle filante

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts de tous les poteaux qui se trouve dans la même ligne.

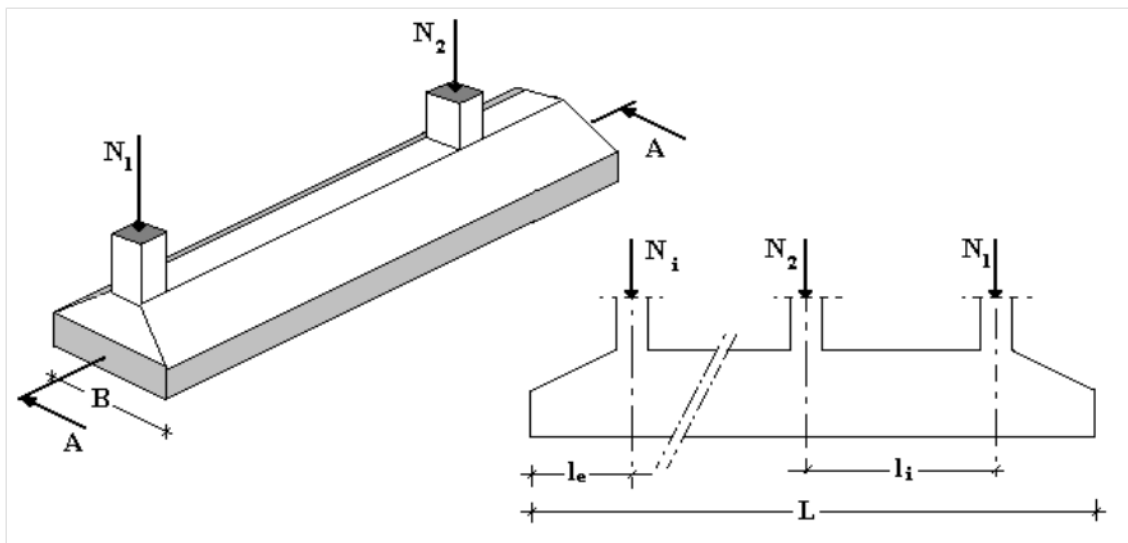


Figure VIII. 8: Semelles filantes.

on doit vérifier que : $\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S}$

Tel que :

$N = \sum N_i$ De chaque file de poteau

$S = B \times L$

- B : largeur de la semelle
- L : longueur de la file considérée
- La largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{N}{L \cdot \sigma_{sol}}$$

Avant tout, il faut calculer les coefficients de répartition des charges pour trouver la charge revenant à chaque file de semelle filante.

Tableau VIII. 7: Sections des semelles filantes continues sens y-y

File	$N_{ser}(kN)$	L(m)	$B(m)$	$B_{choisit}(m)$	$S(m^2)$
A	3302,936	33,6	0,54612037	1	33,6
B	14018,79	33,6	2,31792163	2,5	84
C	15154,67	33,6	2,50573247	2,5	84
D	15132,76	33,6	2,50210979	2,5	84
E	14016,63	33,6	2,31756448	2,5	84
F	3302,986	33,6	0,54612864	1	33,6
$\sum S$					403.2

Tableau VIII. 8: Sections des semelles filantes continues sens x-x

File	$N_{ser}(kN)$	L(m)	$B(m)$	$B_{choisit}(m)$	$S(m^2)$
1	4029,85	35,2	0,636024306	1	35,2
2	13014,21	35,2	2,054010417	2,5	88
3	15443,41	35,2	2,437406881	2,5	88
4	14163,87	35,2	2,23545928	2,5	88
5	14325,19	35,2	2,260920139	2,5	88
6	12064,82	35,2	1,904169823	2	70,4
7	3927,92	35,2	0,619936869	1	35,2
$\sum S$					492,8

On a :

$S_{Semelle}(m^2)$	$S_{batiment}(m^2)$	%
896	1182.72	75.75%

$$\frac{S(\text{semelles filantes})}{S(\text{surface totale})} = \frac{896}{1182.72} = 75.75\% \geq 50\%$$

La surface totale de la semelle dépasse **50%** de la surface du bâtiment , pour cela on a opté pour un radier général comme type de fondation pour notre ouvrage.

VIII.4.2.3 Radier général :

On va opter pour un radier général comme type de fondation pour notre structure. Le radier travaille comme un plancher renversé.



Figure VIII. 9: Schéma d'un radier.

La détermination des efforts dans le radier a été menée par les deux approches, en considérant une fois que le radier est rigide et en deuxième lieu un radier souple dans le but d'avoir une idée sur l'aspect économique en comparant les quantités de béton et d'aciers trouvées dans les deux cas

1. Pré dimensionnement du radier rigide :

a) 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.

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{840}{20} = 42 \text{ cm}$$

Alors on prend $h_d = 90$ cm pour l'épaisseur de la dalle.

b) La nervure :

- Hauteur de la nervure :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_{N1} \leq \frac{L_{\max}}{10} \rightarrow \frac{840}{15} \leq h_{N1} \leq \frac{840}{10} \rightarrow 56 \leq h_{N1} \leq 84$$

On prend $h_{N1} = 80$ cm

- Largeur de la nervure :

$$b \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{840}{10} = 84 \text{ cm}$$

On prend $b = 80$ cm

- Condition de la raideur (rigidité) :

Pour étudier le raideur, on utilise la notion de la longueur élastique définie par l'expression

$$\text{suivante : } L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e + a$$

$$\text{Avec : } L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$$

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 ($0,5\text{kg/cm}^3 \leq K \leq 12\text{kg/cm}^3$).

$K=0,5[\text{kg}/\text{cm}^3]$ → pour un très mauvais sol.

$K=4 [\text{kg}/\text{cm}^3]$ → pour un sol de densité moyenne.

$K=12[\text{kg}/\text{cm}^3]$ → pour un très bon sol.

Nous avons un sol de densité moyenne → $K=4 [\text{kg}/\text{cm}^3]$.

Après la simplification on opte pour :

$$h_{N2} = \sqrt[3]{\frac{3K}{E} \left(\frac{2L}{\pi}\right)^4} = \sqrt[3]{\frac{3 \times 0.04}{20000} \left(\frac{2 \times 8400}{\pi}\right)^4} = 169.9 \text{ cm.}$$

→ On prend : $h_{N2} = 1.7 \text{ m}$.

A partir des deux conditions : $h_N = \max(h_{N1} ; h_{N2}) = 1.7 \text{ m}$

Donc :

$$h_{\text{nervure}} (\text{m}) = 1.7 \text{ m}$$

$$b_{\text{nervure}} (\text{m}) = 0.8 \text{ m}$$

c) Caractéristiques géométriques du radier

- **Position du centre de gravité :**

- $X_G = 19.1 \text{ m}$

- $Y_G = 18.3 \text{ m}$

- **Moments d'inertie :**

$$I_{xx} = 170016.05 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = 156072.14 \text{ m}^4$$

2. Les vérifications nécessaires du radier :

- **Vérification vis-à-vis la stabilité au renversement :**

Selon RPA99/version 2003(Art.10.1.5) on doit vérifier que :

$$e = \frac{M_r}{N} < \frac{B}{4} \text{ et } \frac{M_s}{M_{rx}} > 1.5$$

Avec :

M_s : Moment stabilisateur sous l'effet du poids propre.

M_R : Moment de renversement dû aux forces sismique.

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.

$$N_G = 61799 \text{ KN}$$

$$N_R = P(\text{radier}) + P(\text{les nervures}) = [1398.12 \times 0.9 \times 25] + [0.8 \times 0.5 \times (472.4) \times 25]$$

$$N_R = 42795.3 \text{ KN}$$

$$N_T = [(1398.12 - (472.4 \times 0.8)) \times 1.2 \times 18] = 22036.32 \text{ KN}$$

$$\rightarrow N = 126630.62 \text{ KN}$$

$$M_{sx} = N \times X_G = 126630.62 \times 19.1 = 2418644.84 \text{ kN.m}$$

$$M_{rx} = 887963.04 \text{ KN.m}$$

$$M_{ry} = 772399.82 \text{ KN.m}$$

- **Suivant X-X :**

$$\frac{M_s}{M_{rx}} > 1.5 \rightarrow \frac{2418644.84}{887963.04} = 2.72 > 1.5 \rightarrow \text{condition vérifier}$$

$$e_x = \frac{M_r}{N} < \frac{B}{4} \rightarrow e = \frac{887963.04}{126630.62} < \frac{38.2}{4}$$

$$e_x = 7.01 < 9.55 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Suivant Y-Y :**

$$\frac{M_s}{M_{ry}} > 1.5 \rightarrow \frac{2418644.84}{772399.82} = 3.13 > 1.5 \rightarrow \text{condition vérifier}$$

$$e_x = \frac{M_r}{N} < \frac{B}{4} \rightarrow e = \frac{772399.82}{126630.62} < \frac{36.6}{4}$$

$$e_x = 6.03 < 9.15 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

La condition est vérifiée donc le bâtiment est stable.

• **Vérification des contraintes :**

- **Sollicitation du premier genre :**

$$\text{On doit vérifier que : } \sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

$$\frac{78131.64}{1398.12} = 55.88 \text{ KN/m}^2 \leq \sigma_{sol} = 180 \text{ KN/m}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **Sollicitation du second genre :**

On doit vérifier les contraintes sous le radier (σ_1 ; σ_2)

$$\text{Avec : } \sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M}{I} V; \sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M}{I} V \quad \delta_{moy} = \frac{3\sigma^{\max} + \sigma^{\min}}{4}$$

$$N_u = N_u (\text{structure}) + 1,35 \times (N_R + N_T).$$

$$N_u = 108540.02 + 1,35 \times (42795.3 + 22036.32)$$

$$N_u = 196062.707 \text{ KN}$$

$$M_{rx} = 887963,04 \text{ KN.m}$$

$$M_{ry} = 772399,82 \text{ KN.m}$$

$$V_x = X_G = 19.1 \text{ m.}$$

$$V_y = Y_G = 18.3 \text{ m.}$$

Les résultats des vérifications sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VIII. 9: Contrainte sous le radier à l'ELU

	$\sigma_1(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_2(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right)(\text{kN/m}^2)$
Sens x-x	239.98	40.47	190.1
Sens y-y	230.79	49.66	185.507
Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1.5\sigma_{\text{sol}} = 270$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right) < 1.33 \sigma_{\text{sol}} = 239.4$

Tableau VIII. 10: Contrainte sous le radier à l'ELS

	$\sigma_1(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_2(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right)(\text{kN/m}^2)$
Sens x-x	202.01	2.49	152.13
Sens y-y	192.82	11.6	147.515
Vérification	$\sigma_1^{\max} < \sigma_{\text{sol}} = 270$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right) < \sigma_{\text{sol}} = 239.4$

Les contraintes sont vérifiées à l'ELU et à l'ELS, donc pas de risque de soulèvement.

3. Ferraillage du radier :

➤ Ferraillage 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 :

$$M_x = \mu_x q L_x^2 \dots\dots\dots \text{Sens de la petite portée.}$$

$$M_y = \mu_y M_x \dots\dots\dots \text{Sens de la grande portée.}$$

Pour le calcul, on suppose que les panneaux soient encastrés au niveau des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

- **Panneau de rive :**

- **Moment en travée :** $M_{tx} = 0.85 M_x$

$$M_{ty} = 0.85 M_y$$

- **Moment sur appui :** $M_{ax} = M_{ay} = 0.3M_{x,y}$ (appui de rive)

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.5M_{x,y}$$
 (autre appuis)

- **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)

Avec $M_a = 0.5M_0$ et $M_0 = \frac{q_l^2}{8}$

- **Valeur de la pression sous radier :**

ELU : $q_u = \sigma_m \times 1ml = 190.1 \text{ kN/m}$

ELS : $q_{ser} = \sigma_m \times 1ml = 152.13 \text{ kN/m}$

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 VIII. 11: 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)
6	8.4	0.714	0.0671	0.4471	190.1	456.58	388.09	208.97	156.72	228.29

Tableau VIII. 12: 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)
6	8.4	0.714	0.0731	0.594	152.13	400.35	340.29	237.81	178.57	200.17

➤ **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 :

$$b=100\text{cm} ; h=90\text{cm} ; d=81\text{cm} ; f_e=400\text{MPa} ; f_{c28}=25\text{MPa} ; f_{t28}=2,1\text{MPa} ; \sigma_s=347.82\text{MPa}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VIII. 13: 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	388.09	14.07	10HA14	15.39
	Y-Y	156.72	5.61	7HA14	10.78
Appui	XX-YY	228.29	8.2	7HA14	10.78

• **Espacement :**

$$Esp \leq \min (3h ; 33\text{cm}) \rightarrow Esp \leq \min (243 ; 33)$$

Travée :

- Sens X : $St \frac{100}{9} = 11.11 < 33 \text{ cm}$
- Sens Y : $St \frac{100}{6} = 16.66 < 33 \text{ cm}$

on prend $St_x = 10 \text{ cm} ; St_y = 15 \text{ cm}$

Appuis :

- Les deux sens : $St \frac{100}{6} = 16.66 < 33 \text{ cm} \rightarrow$ on prend $St = 15 \text{ cm}$

• **Vérification nécessaire :**

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{s \min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 9.78 \text{ cm}^2 < 10.78 \text{ cm}^2$$

- **Vérification des contraintes à l'ELS :**

Il faut vérifier que :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} \quad \text{et} \quad \sigma_s < \bar{\sigma}_s$$

Tableau VIII. 14: 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)	A_s^{adp} (cm ²)	Choix	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	Vérif
Trav	x-x	340.29	15.39	5.024	15	342	201.63	25.13	8HA20	3.99	181.54	Oui
	y-y	178.57	10.78	3.18	15	217.83	201.63	12.06	6HA16	2.65	194.73	Oui
App	x-x	200.17	10.78	3.54	15	236.66	201.63	14.07	7HA16	2.91	199.3	Oui

- **Vérification de la contrainte tangentielle du béton :**

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u = \min (0.1 f_{c28} ; 4\text{MPa}) = 2.5 \text{ Mpa}$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$T_u = \frac{q_u L}{2} \rightarrow T_u = \frac{190.1 \times 8.4}{2} \rightarrow T_u = 798.42 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{798.42 \times 10^3}{1000 \times 810} = 0.98 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

4. Ferrailage 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 : $M_a = 0,50M_0$

$$M_0 = \frac{190.1 \times 8.4^2}{8} = 1676.68 \text{ kN.m}$$

➤ **Calcul des armatures :**

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 :

$b = 80\text{cm}$; $h = 170\text{ cm}$; $d = 153\text{ cm}$

Tableau VIII. 15: Calcul du ferrailage de la nervure

	M_u (kNm)	A_s^{cal} (cm ²)	choix	A_s^{adp} (cm ²)
Travée	1425.17	27.53	10HA20	31.42
Appui	838.34	16.01	8HA16	16.08

• **Vérification nécessaire :**

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{s \text{ min}} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 14.61 \text{ cm}^2 < 16.03 \text{ cm}^2$$

- **Vérification des contraintes à l'ELS :**

Il faut vérifier que :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} \quad \text{et} \quad \sigma_s < \bar{\sigma}_s$$

$$M_0 = \frac{152.13 \times 8.4^2}{8} = 1341.79 \text{ kN.m}$$

Tableau VIII. 16: 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)	A_s^{adp} (cm ²)	Choix	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	Vérif
Trav	1140.52	31.42	5.76	15	285.3	201.63	39.27	8HA25	4.89	193.17	Oui
App	670.89	16.08	4.01	15	291.3	201.63	25.13	8HA20	3.37	187.85	Oui

- **Vérification de la contrainte tangentielle du béton :**

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u = \min(0.1 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ Mpa}$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \rightarrow T_u = \frac{q_u L}{2} \rightarrow T_u = \frac{190.1 \times 8.4}{2} \rightarrow T_u = 1596.84 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{1596.84 \times 10^3}{800 \times 1530} = 1.3 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **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 :

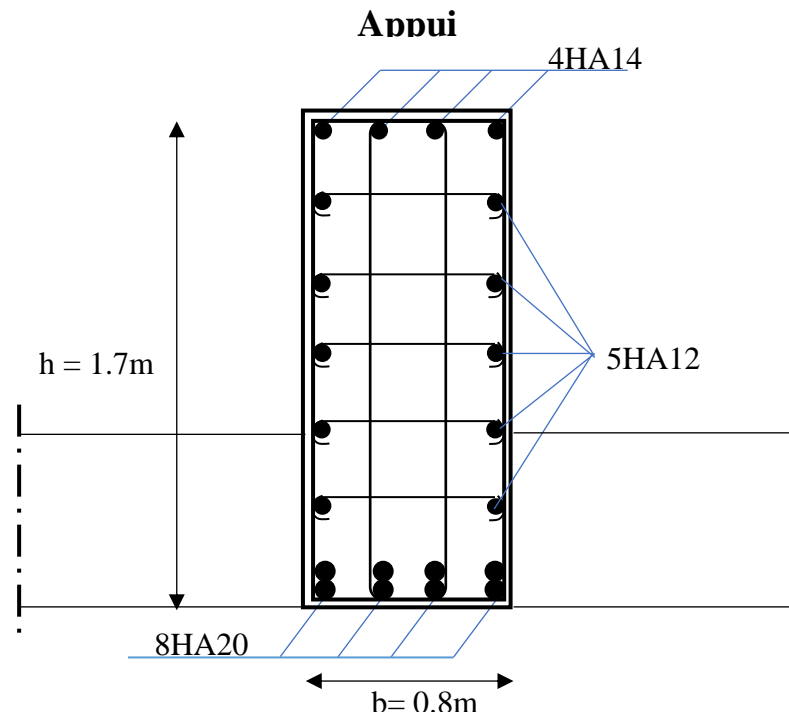
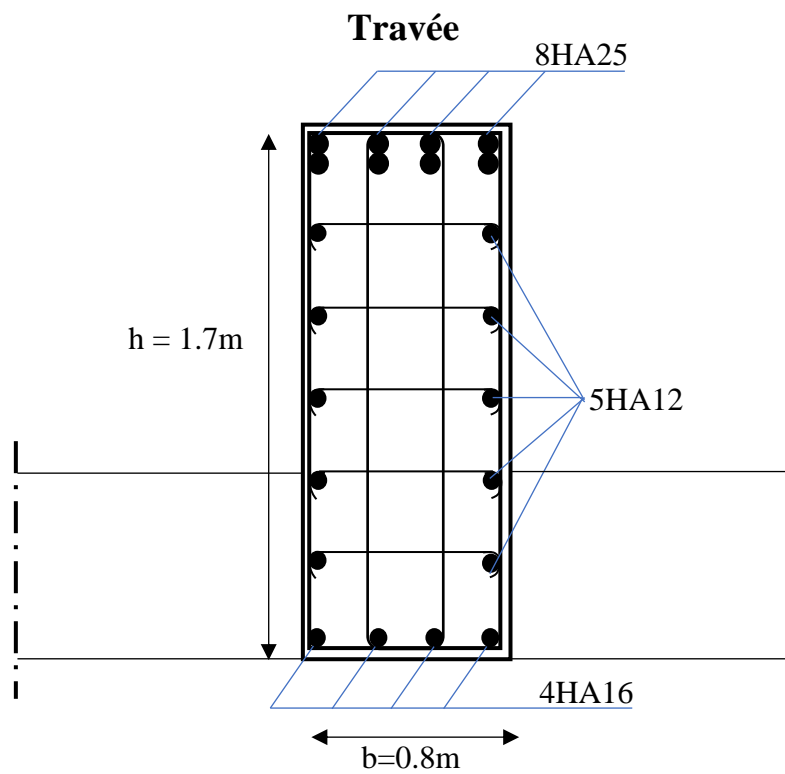
$$h = 170 \text{ cm} \rightarrow A_p = 3 \times h \text{ (Fissuration préjudiciable)}$$

$$\rightarrow A_p = 3 \times 170 = 5.1 \text{ cm}^2$$

On opte pour 5T12 comme armature de peau. $A_p = 5.65 \text{ cm}^2$

➤ Schéma de ferrailage :

-Ferrailage de nervure :

**Figure VIII. 10:** Ferrailage sur appui de nervure de 1.7 m.**Figure VIII. 11:** Ferrailage en travée de nervure de 1.7 m.

-Ferrailage de radier :

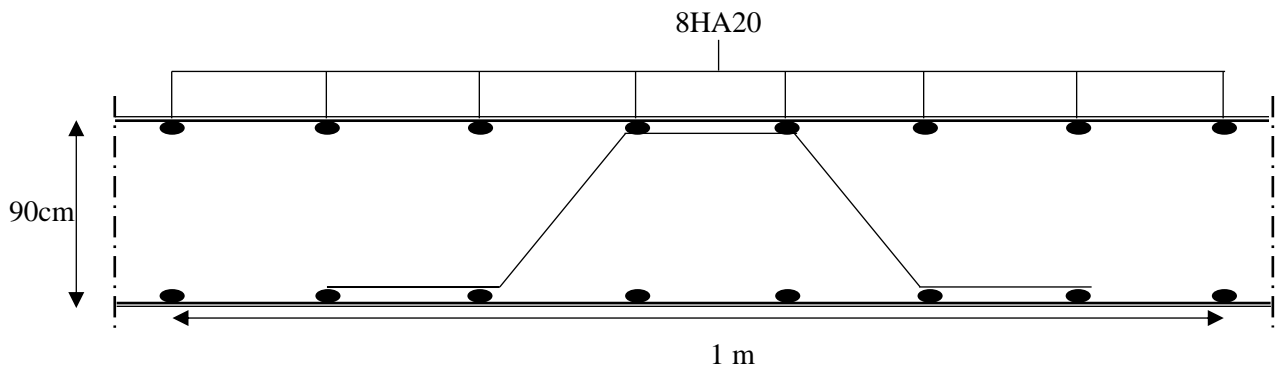


Figure VIII. 12: Ferrailage de radier en travée dans le sens X-X.

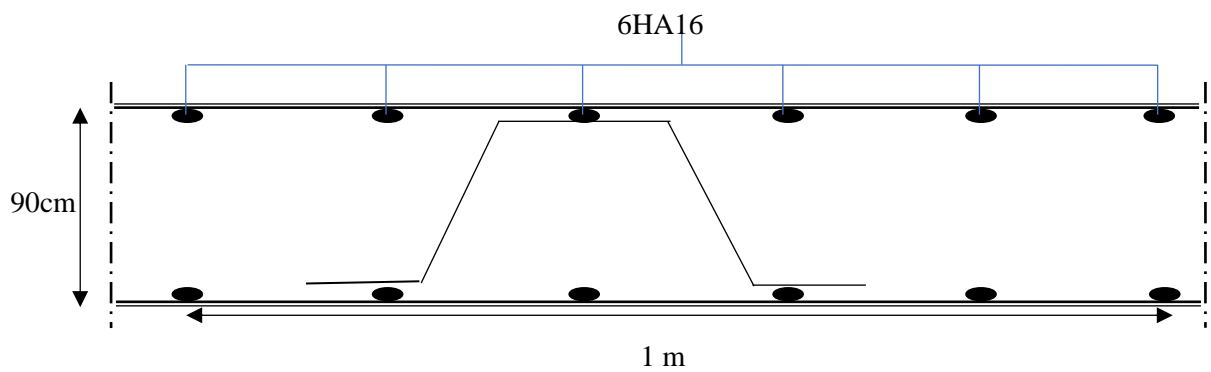


Figure VIII. 13: Ferrailage de radier en travée dans le sens Y-Y.

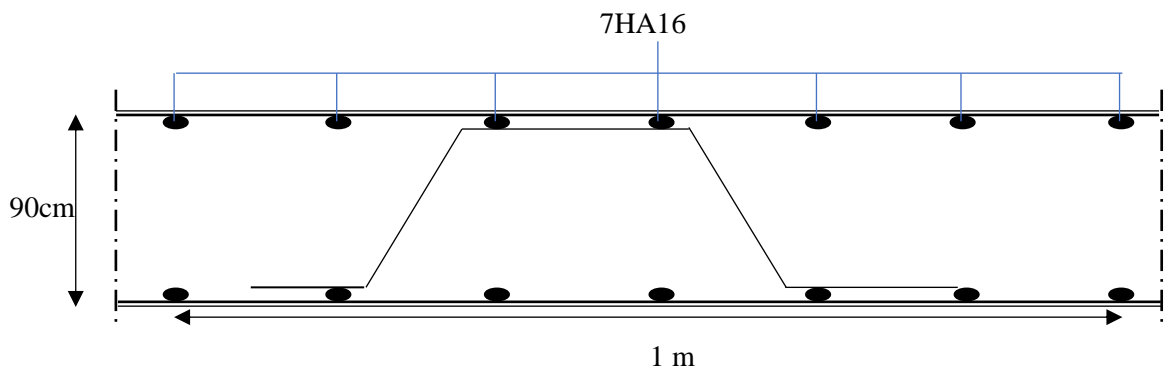


Figure VIII. 14: Ferrailage de radier sur appui.

Conclusion générale

Ce mémoire de fin d'études nous a permis de mettre en pratique les connaissances acquises durant le cursus universitaire dans le domaine du génie civil et en particulier dans le domaine de la charpente métallique. Le projet a pour objet l'étude d'une structure de R+9+2sous-sols, la structure étant en charpente métallique contreventée avec des palées de stabilité.

Voici les points importants tirés de cette étude :

-Connaissance des matériaux : Une bonne connaissance des matériaux utilisés est cruciale pour un ingénieur en génie civil. Comprendre les propriétés et les comportements des matériaux permet de prendre des décisions éclairées lors de la conception et du calcul des structures.

-Prédimensionnement : Le prédimensionnement est une étape préliminaire qui consiste à choisir des sections pour les éléments structuraux afin de les modéliser. Un prédimensionnement bien fait facilitera l'étude dynamique de la structure ultérieurement.

-Étude sismique : Le séisme est l'un des effets les plus dangereux à prendre en compte lors de la conception des structures. Une bonne modélisation des structures nécessite une maîtrise de la méthode des éléments finis et des logiciels de calcul, tels que **ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS 2019**.

-Conception et calcul des assemblages : En construction métallique, la conception et le calcul des assemblages sont aussi importants que le dimensionnement des éléments pour garantir la sécurité finale de la structure. Les logiciels **ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS 2019** est utilisé pour le calcul des assemblages.

-Choix des fondations : Le type de fondation choisi dépend de la nature du sol et des charges prévues sur la structure. Dans notre cas, un radier nervuré a été nécessaire pour stabiliser la structure.

-Utilisation des logiciels de calcul : L'utilisation de logiciels et de programmes de calcul tels que **ROBOT, EXCEL...** Permet de réduire les erreurs de calcul manuel et le temps nécessaire pour réaliser l'étude.

Après avoir étudié ce projet, on a constaté non seulement à savoir :

- Conforté nos études théoriques à la pratique de l'entreprise et simultanément et dans la mesure du possible de commencer à exercer notre première responsabilité d'encadrement
- Enrichir nos connaissances dans le domaine de la charpente métalliques

Nous avons aussi pris conscience que l'élaboration d'un projet ne se base pas que sur des calculs théoriques mais sur la concordance avec le côté pratique et la nécessité d'une expérience acquise du terrain.

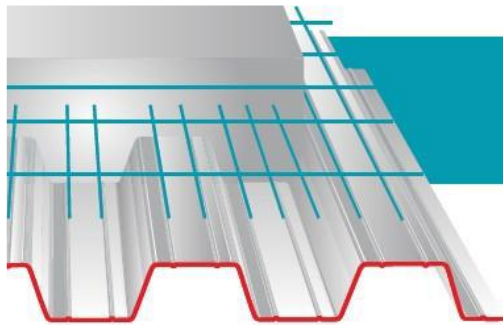
En conclusion, nous avons conclu que la réalisation d'une construction métallique nécessite la participation de plusieurs intervenants à différents niveaux.

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] Règles parasismique Algérienne **RPA99 version 2003** ; (Document technique réglementaire) (**D.T.R-B.C.2.48**).
- [4] **EC4**, Conception et dimensionnement des structures mixte acier-béton partie 1-1, règles générales et règles pour les bâtiments.
- [5] **Le BAEL99, D.T.U**, Béton armé aux états limites 91, modifié 99.
- [6] Règlement Neige et vent Algérienne version 2013 (**D.T.R. C.2.4.7**).
- [7] **EC2**, Calcul des structures en béton, partie 1-1, règles générales et règles pour les bâtiments.
- [8] **EC3**, Calcul des structures en acier, partie 1-1, règles générales et règles pour les bâtiments.
- [9] Cours charpente métallique 1, **Mr MENNADI**.

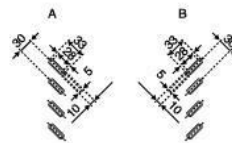
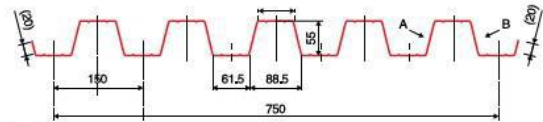
Annexes

ANNEXE A



Tôles pour plancher collaborant

Hi-Bond 55



Identification

Ép. t en cm	Masse en kg/m ²
0,75	9,56
0,88	11,23
1,00	12,83
1,20	15,30

Manutention - Emballage

Ép. t en cm	Masse en kg/m ²
0,75	6,97
0,88	8,18
1,00	9,30
1,20	11,16

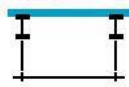
Valeurs de calcul

Épaisseur t en cm	Ép. Acier en mm	Aire d'Acier en cm ² /m	Position fibre neutre v ₁ en cm	v ₂ en cm	Mt d'inertie en cm ⁴	Module de résistance i.v ₁	i.v ₂
0,75	0,71	11,18	2,75	2,75	57,54	20,92	20,92
0,88	0,84	13,23	2,75	2,75	68,08	24,76	24,76
1,00	0,96	15,12	2,75	2,75	77,80	28,29	28,29
1,20	1,16	18,27	2,75	2,75	94,01	34,19	34,19

Portées admissibles au coulage en mètres

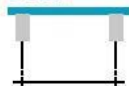
Distances maximales franchissable par tôle HI-BOND, telles que mesurées selon la figure de la colonne de gauche, admissibles sans étaieement, pour chaque épaisseur de plancher, en fonction de l'épaisseur nominale t de la tôle et du nombre de travées couvertes par la tôle, pour une déformation du coffrage de 240/1^{ème} de la portée. Les colonnes de droite indiquent la distance maximale de part et d'autre d'une file détails éventuelle.

Acier



Portée = Clair + 5 cm

Béton



Portée = Clair + 5 cm

Bois



Portée = Entraxe

Épaisseur 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	
10	2,70	3,60	3,33	3,35	2,85	3,80	3,52	3,63	2,96	3,95	3,66	3,97	3,14	4,18	3,88	4,23
11	2,60	3,48	3,22	3,15	2,74	3,66	3,39	3,48	2,85	3,81	3,53	3,71	3,02	4,03	3,73	4,06
12	2,51	3,36	3,11	2,95	2,65	3,54	3,28	3,35	2,76	3,69	3,41	3,57	2,93	3,91	3,62	3,91
13	2,43	3,26	3,02	2,78	2,57	3,44	3,19	3,18	2,68	3,59	3,32	3,44	2,85	3,81	3,52	3,77
14	2,37	3,17	2,94	2,64	2,50	3,34	3,09	3,01	2,61	3,49	3,23	3,33	2,76	3,70	3,42	3,64
15	2,31	3,10	2,87	2,51	2,44	3,26	3,02	2,86	2,54	3,41	3,15	3,17	2,69	3,61	3,34	3,53
16	2,25	3,02	2,80	2,39	2,38	3,19	2,95	2,72	2,48	3,33	3,08	3,02	2,63	3,53	3,26	3,43
17	2,20	2,95	2,73	2,29	2,33	3,12	2,88	2,60	2,43	3,26	3,01	2,89	2,57	3,45	3,19	2,33
18	2,15	2,89	2,67	2,19	2,28	3,05	2,82	2,49	2,37	3,19	2,95	2,77	2,52	3,38	3,13	3,21
19	2,12	2,84	2,63	2,11	2,23	3,00	2,77	2,40	2,34	3,13	2,90	2,66	2,48	3,33	3,08	3,08
20	2,08	2,79	2,58	2,03	2,19	2,94	2,82	2,31	2,29	3,07	2,84	2,56	2,44	3,27	3,02	2,96
22	2,00	2,69	2,49	1,93	2,11	2,84	2,62	2,15	2,21	2,96	2,74	2,38	2,35	3,15	2,91	2,75
24	1,94	2,60	2,41	1,85	2,05	2,76	2,55	2,01	2,14	2,88	2,66	2,23	2,27	3,05	2,82	2,58

Pour les valeurs en italique, l'élanement du plancher est supérieur à 36.

Ces valeurs maximales conviennent lorsque les arrêts de coulage éventuels sont au droit des supports, aux extrémités des tôles et si toutes les précautions utiles sont prises au moment du coulage pour éviter une surépaisseur de béton même localisée, même temporaire, sur la tôle. En cas contraires, choisir des portées moindres.

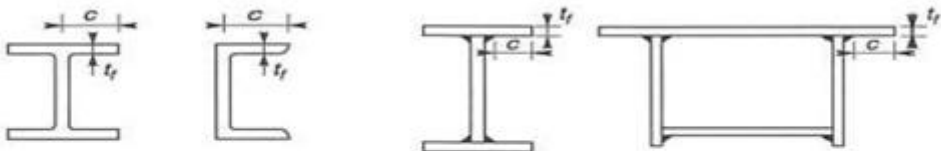
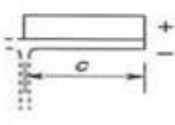
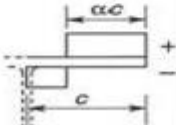
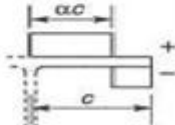
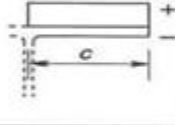
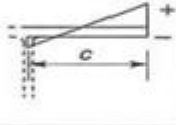
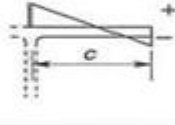
Fixer les tôles par deux fixations au moins par bac à chaque extrémité.



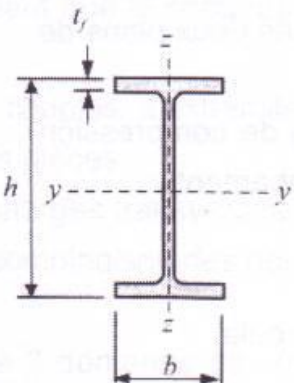
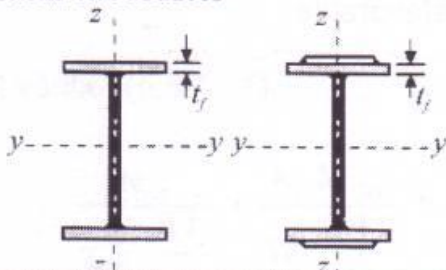
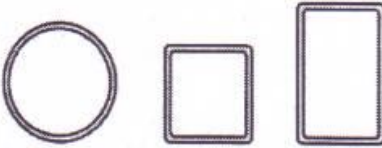
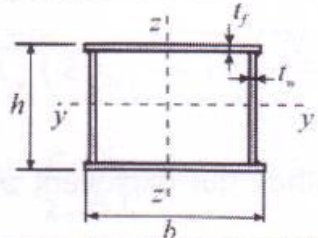

Sarl **SES** (Steel Export Service)
 Route de Blida • Chemin Berbessa • BP233 Koléa • Tipaza • Algérie
 Tél : 024 59 34 17/ 20/ 21
 Mob. : 05 54 50 30 63/ 64 /65 • 05 60 01 79 19/ 23 • 05 61 93 80 34
 Email : commercial@ses-algerie.com • Site Web : www.ses-algerie.com



ANNEXE B


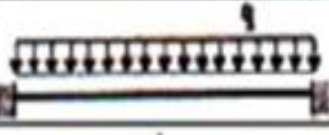
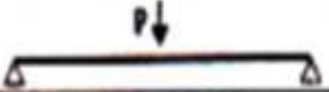
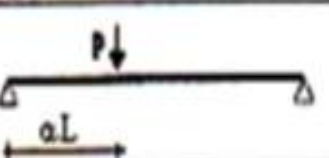
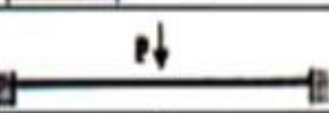

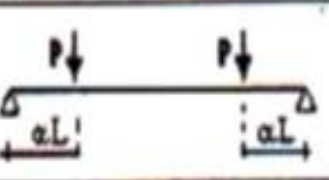
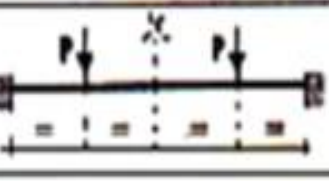
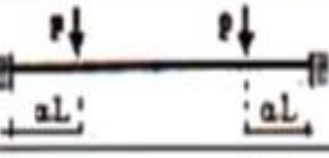
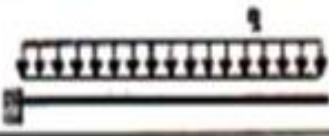
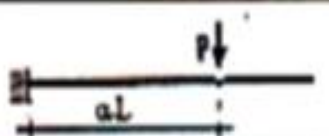
Rapports largeur-épaisseur maximaux pour parois comprimées				
Parois internes de semelles en console :				
				
Sections laminées		Sections soudées		
Classe	Type de section	Paroi comprimée	Paroi en flexion composée	
			bord comprimé	bord tendu
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)				
1	Laminées	$c / t_f \leq 10 \varepsilon$	$c / t_f \leq \frac{10}{\alpha} \varepsilon$	$c / t_f \leq \frac{10 \varepsilon}{\alpha \sqrt{\alpha}}$
	Soudées	$c / t_f \leq 9 \varepsilon$	$c / t_f \leq \frac{9}{\alpha} \varepsilon$	$c / t_f \leq \frac{9 \varepsilon}{\alpha \sqrt{\alpha}}$
2	Laminées	$c / t_f \leq 11 \varepsilon$	$c / t_f \leq \frac{11}{\alpha} \varepsilon$	$c / t_f \leq \frac{11 \varepsilon}{\alpha \sqrt{\alpha}}$
	Soudées	$c / t_f \leq 10 \varepsilon$	$c / t_f \leq \frac{10}{\alpha} \varepsilon$	$c / t_f \leq \frac{10 \varepsilon}{\alpha \sqrt{\alpha}}$
Distribution de contraintes dans la paroi (compression positive)				
3	Laminées	$c / t_f \leq 15 \varepsilon$	$c / t_f \leq 23 \varepsilon \sqrt{k_\sigma}$	
	Soudées	$c / t_f \leq 14 \varepsilon$	$c / t_f \leq 21 \varepsilon \sqrt{k_\sigma}$	
Pour k_σ voir tableau 5.3.3				
$\varepsilon = \sqrt{235 / f_y}$	f_y (N/mm ²)	235	275	355
	ε	1	0,92	0,81

ANNEXE C

Tableau 5.5.3 Choix de la courbe de flambement correspondant à une section			
Type de section	limites	axe de flambement	courbe de flambement
Sections en I laminées 	$h/b > 1,2$; $t_f \leq 40$ mm	$y - y$ $z - z$	a b
	$40 \text{ mm} < t_f \leq 100$ mm	$y - y$ $z - z$	b c
	$h/b \leq 1,2$; $t_f \leq 100$ mm $t_f > 100$ mm	$y - y$ $z - z$ $y - y$ $z - z$	b c d d
Sections en I soudées 	$t_f \leq 40$ mm $t_f > 40$ mm	$y - y$ $z - z$ $y - y$ $z - z$	b c c d
Sections creuses 	laminées à chaud	quel qu'il soit	a
	formées à froid - en utilisant f_{yb} ¹	quel qu'il soit	b
	formées à froid - en utilisant f_{ya} ¹	quel qu'il soit	c
Caissons soudés 	d'une manière générale (sauf ci-dessous)	quel qu'il soit	b
	Soudures épaisses et $b/t_f < 30$ $h/t_w < 30$	$y - y$ $z - z$	c c
Sections en U, L, T et sections pleines 		quel qu'il soit	c

¹ Voir 5.5.1.4 et figure 5.5.2

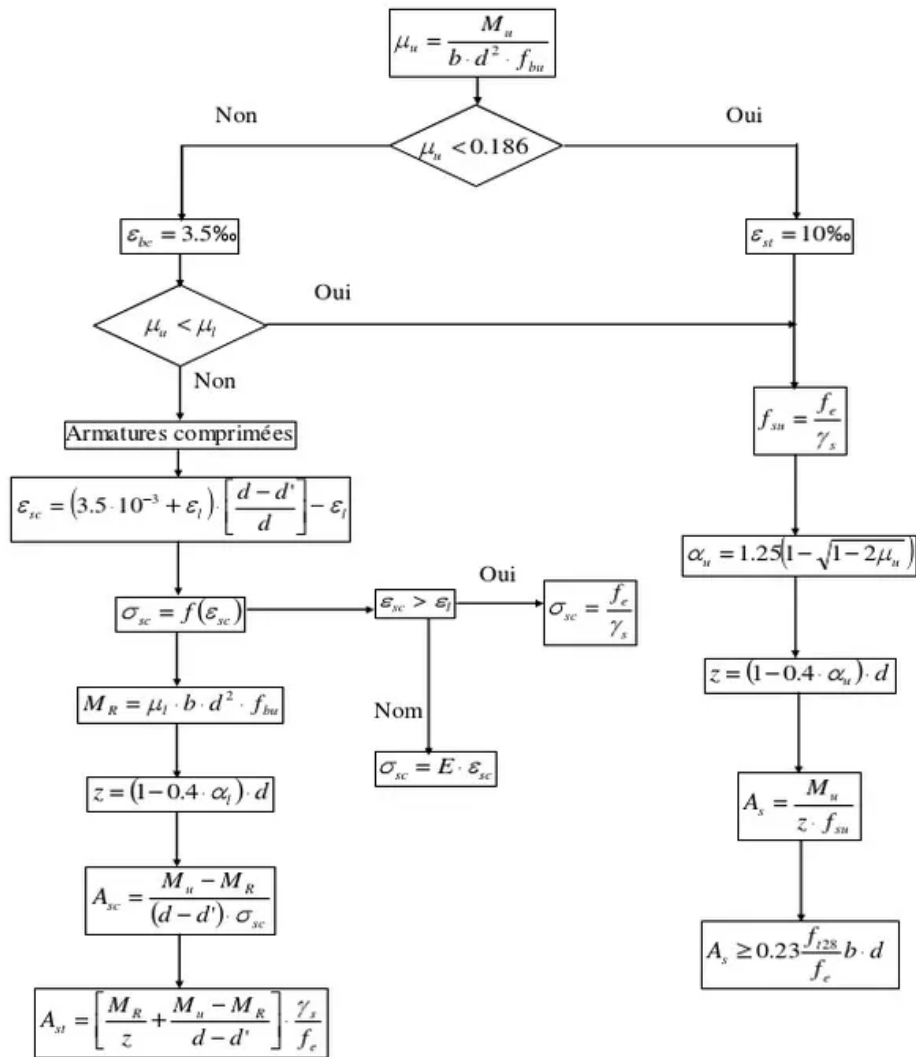
ANNEXE D

Chargement et conditions d'appuis	k	Coefficients		
		C ₁	C ₂	C ₃
	1,0 0,5	1,132 0,972	0,459 0,304	0,525 0,980
	1,0 0,5	1,285 0,712	1,562 0,652	0,753 1,070
	1,0 0,5	1,365 1,070	0,553 0,432	1,730 3,050
	1,0 0,5	$1,36 + 2 \cdot (\alpha - 0,5)^2$ $1,07 + 2,56 \cdot (\alpha - 0,5)^2$	$\alpha(1,72 - 1,81 \cdot \alpha)C_1$ $\alpha(1,76 - 1,9 \cdot \alpha)C_1$	1,730 3,050
	1,0 0,5	1,565 0,938	1,267 0,715	2,640 4,800
	1,0 0,5	1,046 1,010	0,430 0,410	1,120 1,890
	1,0 0,5	$1 + 2,92 \cdot \alpha^2$ $1 + (1,06 - \alpha) \cdot \alpha^2$	$\alpha(2,44 - 3,24 \cdot \alpha)C_1$ $2\alpha^2(1,3 - \alpha)C_1$	1,120 1,890
	1,0 0,5	1,385 0,992	0,877 0,411	- -
	1,0 0,5	$1 + \alpha(1,68 - 2,24 \cdot \alpha^2)$ $1 - 0,48 \cdot \alpha^3$	$\alpha(3,44 - 3,62 \cdot \alpha)C_1$ $14,4 \cdot \alpha^2 \cdot (0,71 - \alpha)C_1$	- -
	2	2,05	0,83	-
	2	$\frac{1,28}{\alpha}$	0,43	-

ANNEXE E

FLEXION SIMPLE (E.L.U.) SECTION RECTANGULAIRE

Données : M_u ; b ; d ; d' ; f_{c28} ; f_c



Avec $\epsilon_l = \frac{f_c}{\gamma_s \cdot E}$; $E = 2.10^5 \text{ MPa}$; $\alpha_l = \frac{3.5}{3.5 + 1000\epsilon_l}$; $\mu_l = 0.8\alpha_l(1 - 0.4\alpha_l)$

ANNEXE F

SECTIONS REELLES D'ARMATURES

Section en cm² de N armatures de diamètre ϕ en mm

N \ ϕ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.31	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.04	80.42	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

ANNEXE G

l_x/l_y	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.1121	0.2854
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	1.0000

ANNEXE H



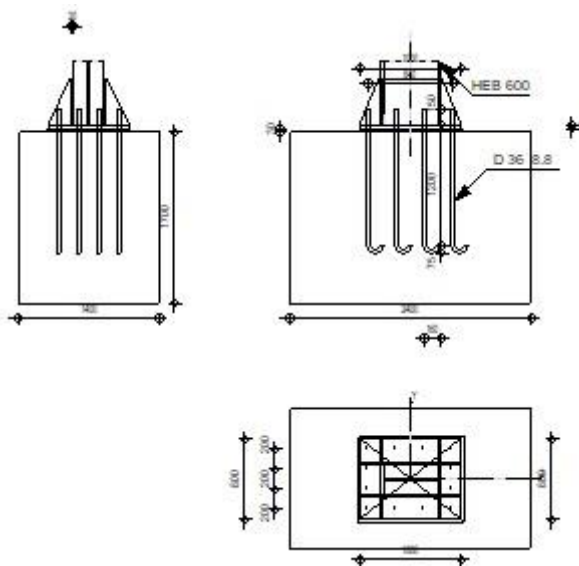
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019

Calcul du Pied de Poteau encastré

Eurocode 3: NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009



Ratio
0,93



GENERAL

Assemblage N°: 4
Nom de l'assemblage : Pied de poteau encastré
Noeud de la structure: 22
Barres de la structure: 16

GEOMETRIE

POTEAU

Profilé: HEB 600
Barre N°: 16
 $L_c = 4,08$ [m] Longueur du poteau
 $\alpha = 0,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_c = 600$ [mm] Hauteur de la section du poteau
 $b_{fc} = 300$ [mm] Largeur de la section du poteau
 $t_{wc} = 16$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau
 $t_{fc} = 30$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau
 $r_c = 27$ [mm] Rayon de congé de la section du poteau
 $A_c = 269,96$ [cm²] Aire de la section du poteau
 $I_{yc} = 171041,00$ [cm⁴] Moment d'inertie de la section du poteau
Matériau: S 275
 $f_{yc} = 275,00$ [MPa] Résistance
 $f_{uc} = 430,00$ [MPa] Résistance ultime du matériau

PLATINE DE PRESCELLEMENT

$l_{pd} = 1000$ [mm] Longueur
 $b_{pd} = 800$ [mm] Largeur

PLATINE DE PRESCELLEMENT

$l_{pd} =$	1000	[mm]	Longueur
$t_{pd} =$	40	[mm]	Epaisseur
Matériau:	S 275		
$f_{ypd} =$	275,00	[MPa]	Résistance
$f_{upd} =$	430,00	[MPa]	Résistance ultime du matériau

ANCRAGE

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

Classe =	8.8		Classe de tiges d'ancrage
$f_{yb} =$	550,00	[MPa]	Limite de plasticité du matériau du boulon
$f_{ub} =$	800,00	[MPa]	Résistance du matériau du boulon à la traction
$d =$	36	[mm]	Diamètre du boulon
$A_s =$	8,17	[cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
$A_v =$	10,18	[cm ²]	Aire de la section du boulon
$n_H =$	4		Nombre de colonnes des boulons
$n_V =$	4		Nombre de rangées des boulons
Ecartement $e_{Hi} =$	280; 280	[mm]	
Entraxe $e_{Vi} =$	200; 200	[mm]	

Dimensions des tiges d'ancrage

$L_1 =$	150	[mm]
$L_2 =$	1200	[mm]
$L_3 =$	150	[mm]
$L_4 =$	0	[mm]

Platine

$l_{wd} =$	0	[mm]	Longueur
$b_{wd} =$	0	[mm]	Largeur
$t_{wd} =$	0	[mm]	Epaisseur

RAIDISSEUR

$l_s =$	1000	[mm]	Longueur
$w_s =$	800	[mm]	Largeur
$h_s =$	450	[mm]	Hauteur
$t_s =$	20	[mm]	Epaisseur
$d_1 =$	20	[mm]	Grugeage
$d_2 =$	20	[mm]	Grugeage

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel
$\gamma_{M2} =$	1,25	Coefficient de sécurité partiel
$\gamma_C =$	1,50	Coefficient de sécurité partiel

SEMELLE ISOLEE

$L =$	2400	[mm]	Longueur de la semelle
$B =$	1400	[mm]	Largeur de la semelle
$H =$	1700	[mm]	Hauteur de la semelle

Béton

Classe			C25/30
$f_{ck} =$	30,00	[MPa]	Résistance caractéristique à la compression

Mortier de calage

$t_g =$	30	[mm]	Epaisseur du mortier de calage
$f_{ck,g} =$	12,00	[MPa]	Résistance caractéristique à la compression
$C_{f,d} =$	0,30		Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton

SOUDES

$a_p = 12$ [mm] Plaque principale du pied de poteau
 $a_s = 4$ [mm] Raidisseurs

EFFORTS

Cas: 15: 0.8G-Ey (1+2)*0.80+9*-1.00

$N_{j,Ed} = -2450,49$ [kN] Effort axial
 $V_{j,Ed,y} = -139,04$ [kN] Effort tranchant
 $V_{j,Ed,z} = -16,96$ [kN] Effort tranchant
 $M_{j,Ed,y} = 29,21$ [kN*m] Moment fléchissant
 $M_{j,Ed,z} = 98,72$ [kN*m] Moment fléchissant

RESULTATS

ZONE COMPRIMEE

COMPRESSION DU BETON

$f_{cd} = 13,33$ [MPa] Résistance de calcul à la compression EN 1992-1:[3.1.6.(1)]
 $f_j = 18,22$ [MPa] Résistance de calcul du matériau du joint sous la plaque d'assise [6.2.5.(7)]
 $c = t_p \sqrt{(f_{yp}/(3*f_j*\gamma_{Mo}))}$
 $c = 90$ [mm] Largeur de l'appui additionnelle [6.2.5.(4)]
 $b_{eff} = 209$ [mm] Largeur efficace de la semelle de tronçon T [6.2.5.(3)]
 $l_{eff} = 479$ [mm] Longueur efficace de la semelle de tronçon en T [6.2.5.(3)]
 $A_{c0} = 1004,25$ [cm²] Zone de contact de la plaque d'assise avec la fondation EN 1992-1:[6.7.(3)]
 $A_{c1} = 8797,18$ [cm²] Aire de calcul maximale de la répartition de la charge EN 1992-1:[6.7.(3)]
 $F_{rd,u} = A_{c0}*f_{cd}*\sqrt{(A_{c1}/A_{c0})} \leq 3*A_{c0}*f_{cd}$
 $F_{rd,u} = 3963,08$ [kN] Résistance du béton à l'appui rigide EN 1992-1:[6.7.(3)]
 $\beta_j = 0,67$ Coefficient réducteur pour la compression [6.2.5.(7)]
 $f_{jd} = \beta_j*F_{rd,u}/(b_{eff}*l_{eff})$
 $f_{jd} = 26,31$ [MPa] Résistance de calcul du matériau du joint [6.2.5.(7)]
 $A_{c,n} = 6047,84$ [cm²] Aire de compression efficace [6.2.8.2.(1)]
 $A_{c,y} = 2076,51$ [cm²] Aire de flexion My [6.2.8.3.(1)]
 $A_{c,z} = 2554,13$ [cm²] Aire de flexion Mz [6.2.8.3.(1)]
 $F_{c,Rd,i} = A_{c,i}*f_{jd}$
 $F_{c,Rd,n} = 15911,01$ [kN] Résistance du béton à la compression [6.2.8.2.(1)]
 $F_{c,Rd,y} = 5463,02$ [kN] Résistance du béton à la flexion My [6.2.8.3.(1)]
 $F_{c,Rd,z} = 6719,55$ [kN] Résistance du béton à la flexion Mz [6.2.8.3.(1)]

AILE ET AME DU POTEAU EN COMPRESSION

$CL = 2,00$ Classe de la section EN 1993-1-1:[5.5.2]
 $W_{pl,y} = 21761,14$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
 $M_{c,Rd,y} = 5984,31$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]
 $h_{f,y} = 639$ [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]
 $F_{c,fc,Rd,y} = M_{c,Rd,y} / h_{f,y}$
 $F_{c,fc,Rd,y} = 9367,89$ [kN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]
 $W_{pl,z} = 12667,06$ [cm³] Facteur plastique de la section EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
 $M_{c,Rd,z} = 3483,44$ [kN*m] Résistance de calcul de la section à la flexion EN1993-1-1:[6.2.5]
 $h_{f,z} = 394$ [mm] Distance entre les centres de gravité des ailes [6.2.6.7.(1)]
 $F_{c,fc,Rd,z} = M_{c,Rd,z} / h_{f,z}$
 $F_{c,fc,Rd,z} = 8831,62$ [kN] Résistance de l'aile et de l'âme comprimées [6.2.6.7.(1)]

RESISTANCE DE LA SEMELLE DANS LA ZONE COMPRIMEE

$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$
 $N_{j,Rd} = 15911,01$ [kN] Résistance de la semelle à l'effort axial [6.2.8.2.(1)]
 $F_{C,Rd,y} = \min(F_{c,Rd,y}, F_{c,fc,Rd,y})$
 $F_{C,Rd,y} = 5463,02$ [kN] Résistance de la semelle dans la zone comprimée [6.2.8.3]

$$F_{C,Rd,z} = \min(F_{c,Rd,z}, F_{c,fc,Rd,z})$$

$$F_{C,Rd,z} = 6719,55 \text{ [kN]} \text{ Résistance de la semelle dans la zone comprimée} \quad [6.2.8.3]$$

CONTROLE DE LA RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24)	$0,15 < 1,00$	vérifié	(0,15)
$e_y = 12$ [mm]	Excentricité de l'effort axial		[6.2.8.3]
$z_{c,y} = 319$ [mm]	Bras de levier $F_{C,Rd,y}$		[6.2.8.1.(2)]
$z_{t,y} = 420$ [mm]	Bras de levier $F_{T,Rd,y}$		[6.2.8.1.(3)]
$M_{j,Rd,y} = 125,54$ [kN*m]	Résistance de l'assemblage à la flexion		[6.2.8.3]
$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} \leq 1,0$ (6.23)	$0,23 < 1,00$	vérifié	(0,23)
$e_z = 40$ [mm]	Excentricité de l'effort axial		[6.2.8.3]
$z_{c,z} = 197$ [mm]	Bras de levier $F_{C,Rd,z}$		[6.2.8.1.(2)]
$z_{t,z} = 300$ [mm]	Bras de levier $F_{T,Rd,z}$		[6.2.8.1.(3)]
$M_{j,Rd,z} = 449,57$ [kN*m]	Résistance de l'assemblage à la flexion		[6.2.8.3]
$M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$ (6.23)	$0,22 < 1,00$	vérifié	(0,22)
$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} + M_{j,Ed,z} / M_{j,Rd,z} \leq 1,0$	$0,45 < 1,00$	vérifié	(0,45)

CISAILLEMENT

PRESSION DU BOULON D'ANCRAGE SUR LA PLAQUE D'ASSISE

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,y}$

$$\alpha_{d,y} = 0,88 \text{ Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$\alpha_{b,y} = 0,88 \text{ Coef. pour les calculs de la résistance } F_{1,vb,Rd} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$k_{1,y} = 2,50 \text{ Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{1,vb,Rd,y} = k_{1,y} \cdot \alpha_{b,y} \cdot f_{up} \cdot d \cdot t_p / \gamma_{M2}$$

$$F_{1,vb,Rd,y} = 1086,32 \text{ [kN]} \text{ Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise} \quad [6.2.2.(7)]$$

Cisaillement par l'effort $V_{j,Ed,z}$

$$\alpha_{d,z} = 0,70 \text{ Coef. d'emplacement des boulons en direction du cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$\alpha_{b,z} = 0,70 \text{ Coef. pour les calculs de la résistance } F_{1,vb,Rd} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$k_{1,z} = 2,50 \text{ Coef. d'emplacement des boulons perpendiculairement à la direction du cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{1,vb,Rd,z} = k_{1,z} \cdot \alpha_{b,z} \cdot f_{up} \cdot d \cdot t_p / \gamma_{M2}$$

$$F_{1,vb,Rd,z} = 869,05 \text{ [kN]} \text{ Résistance du boulon d'ancrage à la pression sur la plaque d'assise} \quad [6.2.2.(7)]$$

CISAILLEMENT DU BOULON D'ANCRAGE

$$\alpha_b = 0,28 \text{ Coef. pour les calculs de la résistance } F_{2,vb,Rd} \quad [6.2.2.(7)]$$

$$A_{vb} = 10,18 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la section du boulon} \quad [6.2.2.(7)]$$

$$f_{ub} = 800,00 \text{ [MPa]} \text{ Résistance du matériau du boulon à la traction} \quad [6.2.2.(7)]$$

$$\gamma_{M2} = 1,25 \text{ Coefficient de sécurité partiel} \quad [6.2.2.(7)]$$

$$F_{2,vb,Rd} = \alpha_b \cdot f_{ub} \cdot A_{vb} / \gamma_{M2}$$

$$F_{2,vb,Rd} = 179,15 \text{ [kN]} \text{ Résistance du boulon au cisaillement - sans bras de levier} \quad [6.2.2.(7)]$$

GLISSEMENT DE LA SEMELLE

$$C_{f,d} = 0,30 \text{ Coef. de frottement entre la plaque d'assise et le béton} \quad [6.2.2.(6)]$$

$$N_{c,Ed} = 2450,49 \text{ [kN]} \text{ Effort de compression} \quad [6.2.2.(6)]$$

$$F_{f,Rd} = C_{f,d} \cdot N_{c,Ed}$$

$$F_{f,Rd} = 735,15 \text{ [kN]} \text{ Résistance au glissement} \quad [6.2.2.(6)]$$

CONTROLE DU CISAILLEMENT

$$V_{j,Rd,y} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,y}, F_{2,vb,Rd}) + F_{f,Rd}$$

$$V_{j,Rd,y} = 2884,90 \text{ [kN]} \text{ Résistance de l'assemblage au cisaillement}$$

$$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} \leq 1,0 \quad 0,05 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,05)$$

$$V_{j,Rd,z} = n_b \cdot \min(F_{1,vb,Rd,z}, F_{2,vb,Rd}) + F_{f,Rd}$$

$$V_{j,Rd,z} = 2884,90 \text{ [kN]} \text{ Résistance de l'assemblage au cisaillement}$$

$$V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0 \quad 0,01 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,01)$$

$$V_{j,Ed,y} / V_{j,Rd,y} + V_{j,Ed,z} / V_{j,Rd,z} \leq 1,0 \quad 0,05 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,05)$$

CONTROLE DES RAIDISSEURS

Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau

$M_1 =$	31,30 [kN*m]	Moment fléchissant du raidisseur	
$Q_1 =$	312,98 [kN]	Effort tranchant du raidisseur	
$z_s =$	108 [mm]	Position de l'axe neutre (à partir de la base de la plaque)	
$I_s =$	49975,23 [cm ⁴]	Moment d'inertie du raidisseur	
$\sigma_d =$	4,27 [MPa]	Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_g =$	23,91 [MPa]	Contrainte normale dans les fibres supérieures	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\tau =$	34,78 [MPa]	Contrainte tangentielle dans le raidisseur	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_z =$	60,38 [MPa]	Contrainte équivalente au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp}/\gamma_{M0}) \leq 1.0$ (6.1) 0,22 < 1,00			vérifié (0,22)

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$M_1 =$	41,39 [kN*m]	Moment fléchissant du raidisseur	
$Q_1 =$	359,93 [kN]	Effort tranchant du raidisseur	
$z_s =$	96 [mm]	Position de l'axe neutre (à partir de la base de la plaque)	
$I_s =$	52711,06 [cm ⁴]	Moment d'inertie du raidisseur	
$\sigma_d =$	4,40 [MPa]	Contrainte normale au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_g =$	30,94 [MPa]	Contrainte normale dans les fibres supérieures	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\tau =$	39,99 [MPa]	Contrainte tangentielle dans le raidisseur	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\sigma_z =$	69,41 [MPa]	Contrainte équivalente au contact du raidisseur et de la dalle	EN 1993-1-1:[6.2.1.(5)]
$\max(\sigma_g, \tau / (0.58), \sigma_z) / (f_{yp}/\gamma_{M0}) \leq 1.0$ (6.1) 0,25 < 1,00			vérifié (0,25)

SOUDES ENTRE LE POTEAU ET LA PLAQUE D'ASSISE

$\sigma_{\perp} =$	49,00 [MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	49,00 [MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} =$	-6,31 [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,y}$	[4.5.3.(7)]
$\tau_{z\parallel} =$	-0,59 [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,z}$	[4.5.3.(7)]
$\beta_w =$	0,85	Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\sigma_{\perp} / (0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}) \leq 1.0$ (4.1) 0,16 < 1,00			vérifié (0,16)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{\parallel}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1) 0,24 < 1,00			vérifié (0,24)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{z\parallel}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1) 0,13 < 1,00			vérifié (0,13)

SOUDES VERTICALES DES RAIDISSEURS

Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau

$\sigma_{\perp} =$	0,00 [MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	0,00 [MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} =$	217,35 [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	0,00 [MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_w =$	0,85	Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} \cdot \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1) 0,93 < 1,00			vérifié (0,93)

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$\sigma_{\perp} =$	108,40 [MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	108,40 [MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} =$	99,98 [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	277,47 [MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_w =$	0,85	Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} \cdot \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1) 0,69 < 1,00			vérifié (0,69)

SOUDES HORIZONTALES DES RAIDISSEURS

Plaque trapézoïdale parallèle à l'âme du poteau

$\sigma_{\perp} =$	138,32 [MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	138,32 [MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} =$	104,16 [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	330,27 [MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_w =$	0,85	Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} \cdot \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1) 0,82 < 1,00			vérifié (0,82)

Raidisseur perpendiculaire à l'âme (sur le prolongement des ailes du poteau)

$\sigma_{\perp} =$	138,32 [MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp} =$	138,32 [MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\parallel} =$	129,21 [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle	[4.5.3.(7)]
$\sigma_z =$	355,83 [MPa]	Contrainte totale équivalente	[4.5.3.(7)]
$\beta_w =$	0,85	Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\max(\sigma_{\perp}, \tau_{\parallel} * \sqrt{3}, \sigma_z) / (f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1) 0,88 < 1,00			vérifié (0,88)

RIGIDITE DE L'ASSEMBLAGE

Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$

$b_{eff} =$	209 [mm]	Largeur efficace de la semelle de tronçon T	[6.2.5.(3)]
$l_{eff} =$	479 [mm]	Longueur efficace de la semelle de tronçon en T	[6.2.5.(3)]
$k_{13,y} = E_c * \sqrt{(b_{eff} * l_{eff})} / (1.275 * E)$			
$k_{13,y} =$	36 [mm]	Coef. de rigidité du béton comprimé	[Tableau 6.11]
$l_{eff} =$	363 [mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m =$	106 [mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$k_{15,y} = 0.425 * l_{eff} * t_p^3 / (m^3)$			
$k_{15,y} =$	8 [mm]	Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction	[Tableau 6.11]
$L_b =$	376 [mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	[Tableau 6.11]
$k_{16,y} = 1.6 * A_b / L_b$			
$k_{16,y} =$	3 [mm]	Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction	[Tableau 6.11]
$\lambda_{0,y} =$	0,19	Elancement du poteau	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,y} =$	1521417,60 [kN*m]	Rigidité en rotation initiale	[Tableau 6.12]
$S_{j,rig,y} =$	2641074,26 [kN*m]	Rigidité de l'assemblage rigide	[5.2.2.5]
$S_{j,ini,y} < S_{j,rig,y}$ SEMI-RIGIDE			[5.2.2.5.(2)]

Moment fléchissant $M_{j,Ed,z}$

$k_{13,z} = E_c * \sqrt{(A_{c,z})} / (1.275 * E)$			
$k_{13,z} =$	57 [mm]	Coef. de rigidité du béton comprimé	[Tableau 6.11]
$l_{eff} =$	363 [mm]	Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2	[6.2.6.5]
$m =$	106 [mm]	Pince boulon-bord de renforcement	[6.2.6.5]
$k_{15,z} = 0.425 * l_{eff} * t_p^3 / (m^3)$			
$k_{15,z} =$	8 [mm]	Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction	[Tableau 6.11]
$L_b =$	376 [mm]	Longueur efficace du boulon d'ancrage	[Tableau 6.11]
$k_{16,z} = 1.6 * A_b / L_b$			
$k_{16,z} =$	3 [mm]	Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction	[Tableau 6.11]
$\lambda_{0,z} =$	0,66	Elancement du poteau	[5.2.2.5.(2)]
$S_{j,ini,z} =$	924992,89 [kN*m]	Rigidité en rotation initiale	[6.3.1.(4)]
$S_{j,rig,z} =$	208922,21 [kN*m]	Rigidité de l'assemblage rigide	[5.2.2.5]
$S_{j,ini,z} \geq S_{j,rig,z}$ RIGIDE			[5.2.2.5.(2)]

COMPOSANT LE PLUS FAIBLE:

RAIDISSEUR - SOUDURES VERTICALES

REMARQUES

Rayon de courbure de l'ancrage trop faible.	75 [mm] < 108 [mm]
Segment L4 du boulon d'ancrage à crosse trop court.	0 [mm] < 180 [mm]
Distance du boulon d'ancrage du raidisseur trop faible.	50 [mm] < 54 [mm]

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,93