

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 – البليدة 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 mixte

THÈME

ETUDE D'UN BATIMENT EN CHARPENTE METALLIQUE (REZ DE
CHAUSSE + 12 ETAGES AVEC SOUS SOL) A USAGE HABITATION

Etudié et réalise par

ERBUI Hichem Chems Eddine & AMMOUR Moncef

Devant le jury composé de :

	U. Saad Dahleb-Blida	Président
	U. Saad Dahleb-Blida	Examineur
Mr.ZAHAF Ahmed	U. Saad Dahleb-Blida	Promoteur

Blida, Juin 2025.

Remerciements

On remercie tout premièrement Dieu pour la volonté, la santé et la patience qu'il nous a donné durant ces années de travail. Et sans oublier nos familles

On remercie ensuite les membres du jury pour avoir accepté d'examiner ce travail.

*On tient aussi à remercier tout particulièrement notre encadreur **Mr. ZAHAF Ahmed** qui nous a suivis tout au long de ce travail.*

En fin, on adresse nos chaleureux remerciements à tous nos chers collègues.

Résumé

Ce mémoire présente l'étude complète d'un bâtiment en charpente métallique de type R+12 avec sous-sol destiné à l'habitation, situé dans la commune de Tipaza, une zone à forte sismicité selon le RPA 2024. Le projet comporte l'analyse des différents éléments structuraux (planchers mixtes, poutres, poteaux, contreventements, fondations), le calcul des charges (permanentes, climatiques, sismiques) et la vérification de la stabilité globale de la structure à l'aide de logiciels spécialisés comme Robot Structural Analysis, IDEA Statica, SAFE et SOCOTEC2. L'objectif est d'assurer la sécurité, la fonctionnalité, la résistance et l'économie dans la conception d'un bâtiment moderne en acier.

ملخص

يعرض هذا البحث دراسة شاملة لمبنى سكني مكّون من طابق أرضي + 12 طابقاً مع قبو، تم تصميمه بهيكل معدني، ويقع في بلدية تيبازة المصنفة كمنطقة ذات نشاط زلزالي قوي حسب RPA 2024. شملت الدراسة حساب الأحمال (الدائمة، المناخية، الزلزالية)، وتصميم جميع عناصر المنشأ كالأرضيات المختلطة، العوارض، الأعمدة، أنظمة مقاومة الزلازل، والأساسات، مع التحقق من السلامة والصلابة باستخدام برامج هندسية متقدمة مثل ROBOT و SAFE و SOCOTEC2 و IDEA STATICA. الهدف من هذا المشروع هو تحقيق تصميم إنشائي آمن، اقتصادي وفعال لمبنى سكني معدني حديث.

Abstract

This thesis presents a comprehensive study of a 12-story residential steel-framed building with a basement, located in Tipaza—a high seismic risk zone according to RPA 2024. The project includes the design and verification of all structural elements such as composite slabs, beams, columns, bracing systems, and foundations. It also involves load assessments (permanent, climatic, and seismic) and structural analysis using specialized software tools like Robot Structural Analysis, SAFE, IDEA Statica, and SOCOTEC2. The main objective is to ensure safety, durability, and structural efficiency in designing a modern residential building in steel.

Table of Contents

<i>Remerciements</i>	1
Résume	2
ملخص.....	3
Abstract	4
Liste de Figure	8
Liste Des Tableaux.....	10
Liste des Symboles	11
Introduction Générale.....	14
CHAPITRE I : Généralités et présentation de l'ouvrage	15
<i>I.1. Introduction</i>	16
<i>I.2. Avantages et inconvénients des constructions métalliques</i>	17
I.2.1. Les avantages	17
I.2.2. Les inconvénients	17
<i>I.3. Présentation de l'ouvrage</i>	18
<i>I.4. Données géométriques de l'ouvrage</i>	18
<i>I.5. Matériaux utilisés</i>	25
I.5.1. Acier.....	25
I.5.2. Béton	26
<i>I.6. Assemblages</i>	27
I.6.1. Conception structurelle.....	28
<i>I.7. Les escaliers</i>	30
<i>I.8. Les fondations</i>	30
<i>I.9. Conclusion</i>	30
CHAPITRE II : Pré-dimensionnement des éléments.....	31
<i>II.1. Introduction</i>	32
<i>II.2. Le plancher collaborant</i>	32
<i>II.3. Evaluation des charges et surcharges</i>	32
II.3.1. Terrasse inaccessible.....	32
II.3.2. Etage courant.....	33
<i>II.4. Pré-dimensionnement des planchers</i>	33
<i>II.5. Pré dimensionnement des solives</i>	35
II.5.1.1 Plancher terrasse :.....	35
II.5.1.2 Plancher Courant :.....	44
II.5.2. Calcul des connecteurs.....	47
<i>II.6. Pré-dimensionnement des poutres secondaires</i>	51
<i>II.7. Pré-dimensionnement des poutres principales</i>	51
II.7.1. Calcul des connecteurs.....	61

<i>II.8. Pré dimensionnement des poteaux</i>	65
<i>Conclusion</i>	71
CHAPITRE III : Etude climatique (Neige Et Vent)	72
<i>III.1. Effet de la neige</i>	73
III.1.1. Introduction :	73
III.1.2. Calcul des charges de neige :	73
<i>III.2. Effet du vent</i>	74
III.2.1. Nature de la Structure.....	74
III.2.2. Hypothèses de calcul.....	75
III.2.3. Pression dynamique de pointe.....	76
III.2.4. Calcul de la pression due au vent	78
III.2.5. Effets du frottement :.....	88
<i>Conclusion :</i>	89
Chapitre IV : Étude dynamique et sismique	90
<i>IV.1. Introduction :</i>	91
<i>IV.2. Caractéristique dynamiques propres :</i>	91
<i>IV.3. Modélisation de la structure :</i>	92
<i>IV.4. Choix de la méthode de calcul :</i>	94
IV.4.1. La méthode statique équivalente :.....	94
IV.4.2. La méthode modale spectrale :	94
IV.4.3. La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :	94
IV.4.4. Critères de classification selon RPA2024 :	95
<i>IV.5. Vérification de la structure :</i>	95
IV.5.1. Vérification de la force sismique a la base :	95
IV.5.2. Résultat de l'analyse dynamique :	98
<i>Conclusion :</i>	110
CHAPITRE V : EXPLOITATION DES RESULTATS	111
<i>V.1.Introduction :</i>	112
<i>V.2.Résultats des poteaux :</i>	112
<i>V.3.Resultants des pouters:</i>	113
<i>V.4.Résultats des contreventements :</i>	113
<i>Conclusion :</i>	113
CHAPITRE VI : Vérification des éléments	114
<i>VI.1. Introduction :</i>	115
<i>VI.2. Method de calcul :</i>	116
VI.2.1. Vérification de flambement des poteaux :	116
<i>VI. 3. Vérification vis-à-vis du flambement :</i>	116
<i>VI.4. Vérification des poutres principales :</i>	122
<i>VI.5. Vérification des contreventements :</i>	127
VI.5.1. Généralités :	127
VI.5.2. Dimensionnement des contreventements :	127
VI.5.3. Vérification des contreventements :	128
<i>Conclusion :</i>	130

CHAPITRE VII : Calcul d'assemblages	131
VII.1. Introduction :	131
VII.2. Modes d'assemblages :	132
VII.2.1. Fonctionnement des assemblages :	132
VII.3. Assemblage poteau-poutre :	133
VII.4. Assemblage Poutre – Solive :	139
VII.5. Assemblages de contreventement :	143
VII.6. Présentation ROBOT :	145
VII.7. Vérification de l'assemblage pied de poteau :	145
VII.7.1. Pied de poteau (avec contreventement) :	145
VII.7.1. Pied de poteau (sans contreventement) :	149
VII.8. Présentation de logiciel IDEA STATICA :	152
VII.9. Assemblages de continuité poteau-poteau :	152
Conclusion :	161
CHAPITRE VIII : Calcul de fondation	162
VIII.1 Introduction	163
VIII.2. Caractéristiques du sol	163
VIII.3. Choix du type de fondation :	172
VIII .4. Semelles isolées :	173
VIII.5. Semelle filante :	174
VIII.6. Radier général :	176
VIII.6.1. Calcul la surface nécessaire :	176
VIII.6.2. Présentation du logiciel SAFE :	176
VIII.6.3. Exploitation des résultats de logiciel SAFE :	177
VIII.6.4. Présentation du logiciel SOCOTEC 2 :	184
VIII.6.4. Ferrailage du radier :	185
VIII.6.5. Vérification des tassements sous le radier :	187
VIII.6.6. Vérification des contraintes sous le radier :	189
Conclusion Générale :	192
Conclusion Générale	193
REFERENCES	194

Liste de Figure

FIGURE I. 1 : VUE DE FAÇADE DE LA STRUCTURE	19
FIGURE I. 2 : VUE DES COUPES	21
FIGURE I.3 : PLANS DE GENIE CIVIL	22
FIGURE I.4: COURBE CONTRAINTE DEFORMATION SELON LA NUANCE D'ACIER.	27
FIGURE I. 5 : COMPOSITION D'UN PLANCHER COURANT.	28
FIGURE I. 6 : COMPOSITION D'UN PLANCHER TERRASSE.	28
FIGURE I. 7 : GOUJONS SOUDEE.	29
FIGURE I. 8 : LES DIMENSIONS DE BRIQUES UTILISES.	29
FIGURE I.9 : LES ESCALIERS.	30
FIGURE II.1: SCHEMA DE POUTRE	36
FIGURE II.2: DISPOSITION DES SOLIVES	36
FIGURE II.3: LARGEUR DE LA DALLE EFFECTIVE	41
FIGURE II.4: SCHEMA DES POSITIONS DES CONNECTEURS	47
FIGURE II. 5: DIMENSIONS DE LA TOLE ET DU CONNECTEUR	48
FIGURE II. 6 : SCHEMA DE POSITION DES CONNECTEURS	50
FIGURE II. 7 : DISPOSITION DES REACTIONS DES SOLIVES	52
FIGURE II. 8 : SCHEMA DES POSITIONS DES CONNECTEURS	62
FIGURE II. 9 : DIMENSIONS DE LA TOLE ET DU CONNECTEUR	62
FIGURE.II.10 : LE POTEAU LE PLUS SOLLICITE (POTEAU D6)	66
FIGURE III.1: EMLACEMENT DE LA STRUCTURE.	75
FIGURE III.2: HAUTEUR DE REFERENCE Z_e ET PROFIL CORRESPONDANT DE LA PRESSION DYNAMIQUE.	76
FIGURE III.3 : LEGENDE POUR LA PAROI VERTICALE.	78
FIGURE III.4: ZONE DE PRESSION POUR LES PAROIS VERTICALES.	80
FIGURE III.5: LEGENDE POUR LA PAROI VERTICALE LA TOITURE (V1 ET V3)	81
FIGURE III.6: ZONE DE PRESSION POUR LA TERRASSE.	82
FIGURE III.7: REPRESENTATION DES COEFFICIENTS C_{pe} SUR LES DIFFERENTES ZONES(V2).	84
FIGURE III.8: LEGENDE POUR LA PAROI VERTICALE LA TOITURE (V2 ET V4)	86
FIGURE III.9: ZONE DE PRESSION POUR LA TERRASSE.	87
FIGURE III.11: REPRESENTATION DES SURFACES AUX VENTS.	88
FIGURE IV.1: VALEURS DE Ξ (%)	96
FIGURE VI.2 : SPECTRE DE REPONSE HORIZONTALE	98
FIGURE IV.3 : VUE EN 3D DU MODELE INITIAL	99
FIGURE IV.4 : VUE EN 3D DU MODELE FINAL.	101
FIGURE IV.5 : TRANSLATION SUIVANT L'AXE X-X.	104
FIGURE IV.6 : TRANSLATION SUIVANT L'AXE Y-Y.	105
FIGURE IV.7 : ROTATION AUTOUR DE L'AXE Z-Z	105
FIGURE IV.8 : EFFET P-Δ.	108
FIGURE VI.1: FACTEURS DE DISTRIBUTION POUR POTEAUX CONTINUS.	118
FIGURE VI.2: SCHEMA STATIQUE DE LA POUTRE PRINCIPALE.	122
FIGURE VI.3 : SCHEMA DES POSITIONS DES CONNECTEURS	124
FIGURE VI.4 : DIMENSIONS DE LA TOLE ET DU CONNECTEUR	124
FIGURE VI.5: TYPES DE SYSTEMES DE CONTREVENTEMENT.	127
FIGURE VII.1 : EXEMPLES DES ASSEMBLAGES SOUDES.	133
FIGURE VII.3 : VUE D'ASSEMBLAGE POTEAU – POUTRE.	133
FIGURE VII.4 : ASSEMBLAGE SOUDE POUTRE-PLATINE.	135
FIGURE VII. 5 : SCHEMA DISTRIBUTION DES BOULONS ET DES JARRETS.	137
FIGURE VII.6: SCHEMA D'ASSEMBLAGE SOLIVE-POUTRE.	140
FIGURE VII.7 : ASSEMBLAGE POUTRE HEA400-SOLIVE IPE160	141

FIGURE VII.8 : DISPOSITION CONSTRUCTIVE DE L'ASSEMBLAGE PIED DE POTEAU. -----	146
FIGURE VII.9 : VUE « 3D » DE L'ASSEMBLAGE PIED DE POTEAU.-----	146
FIGURE VII.10 : DISPOSITION CONSTRUCTIVE DE L'ASSEMBLAGE PIED DE POTEAU. -----	149
FIGURE VII.11 : VUE « 3D » DE L'ASSEMBLAGE PIED DE POTEAU. -----	150
FIGURE VII.12 : VUE 3D D'ASSEMBLAGES. -----	153
FIGURE VII.13 : VERIFICATION DE DEFORMATION SP4. -----	155
FIGURE VII.14 : VERIFICATION DE LA CONTRAINTE. -----	156
FIGURE VIII.1: LOCALISATION DE NOTRE STRUCTURE D. -----	172
FIGURE VIII.2: SEMELLES ISOLEE SOUS POTEAUX.-----	173
FIGURE VIII.3: SEMELLES FILANTES. -----	174
FIGURE VIII. 4: REACTIONS FZ A L'ELS. -----	174
FIGURE VIII.5 : MODEL DE FONDATION. -----	177
FIGURE VIII.6 : TABLEAU DE VALEUR K.-----	178
FIGURE VIII.7: AREA SPRING PROPERTY DATA -----	180
FIGURE VIII.8 : RESULTANT MOMENT X-X. -----	181
FIGURE VIII.9 : RESULTANT MOMENT Y-Y. -----	182
FIGURE VIII.10 : DIAGRAMME DE MOMENT DANS LES NERVURES. -----	183
FIGURE VIII.11 : FERRAILLAGE DALLE. -----	186
FIGURE VIII.12 : FERRAILLAGE DE NERVURE. -----	187
FIGURE VIII.13 : ILLUSTRATION DE TASSEMENTS DE SOL -----	188
FIGURE VIII.13 : VALEUR DE TASSEMENT DE SOL-----	188
FIGURE VIII.13 : DISTRIBUTION DES CONTRAINTES -----	190

Liste Des Tableaux

TABLEAU II. 1: CHARGE PERMANENTE D'UN PLANCHER TERRASSE INACCESSIBLE DTRB.C2.2	32
TABLEAU II. 2: CHARGE PERMANENTE D'UN PLANCHER COURANT	33
TABLEAU II. 3: CARACTERISTIQUE DU PROFILE IPE 160	35
TABLEAU : CARACTERISTIQUES DE PROFILE HEA300	52
TABLEAU II. 4: LA CHARGE PERMANENTE SUR LE POTEAU LE PLUS SOLLICITE	66
TABLEAU II. 5: LA CHARGE D'EXPLOITATION SUR LE POTEAU CENTRAL (LOI DE DEGRESSION)	67
TABLEAU : LES EFFORTS NORMAUX, LA SECTION ET LE PROFILE DES POTEAUX	68
TABLEAU III. 1: COEFFICIENT DE RUGOSITE	76
TABLEAU III. 2: COEFFICIENT TOPOGRAPHIQUE	77
TABLEAU III. 3: COEFFICIENT INTENSITE DE TURBULENCE	77
TABLEAU III. 4: COEFFICIENT D'EXPOSITION	77
TABLEAU III. 5: TABLEAU RECAPITULATIF	78
TABLEAU III.6: VALEURS DE CPE POUR LES PAROIS VERTICALES - DIRECTION V1 DU VENT	79
TABLEAU III.7: RECAPITULATIF (V1 ET V3)	81
TABLEAU III. 8: VALEURS DES PRESSIONS CPE POUR LES DIFFERENTES ZONES DE TERRASSE SOUS V1 ET V3	82
TABLEAU III. 9: RECAPITULATIF (V1)	83
TABLEAU III.10: VALEURS DE CPE POUR LES PAROIS VERTICALES - DIRECTION V2 DU VENT.	84
TABLEAU III.11: RECAPITULATIF (V2 ET V4)	85
TABLEAU III.12 : VALEURS DES PRESSIONS CPE POUR LES DIFFERENTES ZONES DE TERRASSE SOUS V2 ET V4	86
TABLEAU III.13: RECAPITULATIF(V2)	88
TABLEAU IV.1: VALEURS DE LA PERIODE CARACTERISTIQUES	95
TABLEAU IV. 2: CHOIX DE LA PERIODE DE CALCUL [8]	96
TABLEAU IV. 3: FACTEUR DE QUALITE SUIVANT LES DEUX SENS [3.19]	97
TABLEAU IV.4 : POURCENTAGE DE PARTICIPATION MASSIQUE.	99
TABLEAU IV.5 : POURCENTAGE DE PARTICIPATION MASSIQUE.	102
TABLEAU IV.6 : DEPLACEMENTS INTER-ETAGES SENS X ET Y.	107
TABLEAU IV.7 : EFFET P-Δ.	109
TABLEAU IV.8 : LIMITATION DES DOMMAGES.	109
TABLEAU VI.1: CARACTERISTIQUES DE PROFILE HEA600	117
TABLEAU VI.2: EFFORTS INTERNES DES POTEAUX SOUS NSD MAX POUR CHAQUE NIVEAU.	120
TABLEAU VI.3: VERIFICATIONS AU FLAMBEMENT PAR FLEXION.	120
TABLEAU VI. 4: EFFORTS INTERNES DES POTEAUX SOUS M_{sdzmax} POUR CHAQUE NIVEAU.	121
TABLEAU VI.5: VERIFICATIONS AU FLAMBEMENT PAR FLEXION	121
TABLEAU VI.6: EFFORTS INTERNES DES POTEAUX SOUS M_{sdymax} POUR CHAQUE NIVEAU	121
TABLEAU VI.7: VERIFICATIONS AU FLAMBEMENT PAR FLEXION.	122
TABLEAU VI.8: CHOIX FINAL DES POTEAUX.	122
TABLEAU VII.1 : CARACTERISTIQUES DES BOULONS.	132
TABLEAU VII.2 : CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DES PROFILES	133
TABLEAU VII. 3: CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DES PROFILES	140
TABLEAU VII.4 : CARACTERISTIQUE DES PROFILES ASSEMBLES.	143
TABLEAU VII.5 : COORDONNEES GEOMETRIQUES.	152
TABLEAU VII.7 : CARACTERISTIQUE DES BOULONS.	153
TABLEAU VII.8 : LES EFFORTS MAXIMUM.	154
TABLEAU VII.9 : LES VERIFICATIONS DONNEE PAR LOGICIEL.	154
TABLEAU VII.10 : VERIFICATION DE CONTRAINTE DE PLATINE.	154
TABLEAU VII.10 : DONNEE DE CONCEPTION.	154
TABLEAU VIII. 1: SECTIONS DES SEMELLES FILANTES CONTINUES.	175
TABLEAU VIII.2: VALEUR DE CONTRAINTE MAXIMALE.	189
TABLEAU VIII.3 : VALEUR DE CONTRAINTE MAXIMALE APRES MODIFICATION.	190

Liste des Symboles

A : Section brute d'une pièce

A_{net} : Section nette d'une pièce

A_w : Section de l'âme

A_v : Aire de cisaillement

C_t : Coefficient de topographie

C_r : Coefficient de rugosité

$C_{p, net}$: Coefficient de pression nette

C_e : Coefficient d'exposition

C_d : Coefficient dynamique

K : Coefficient d'encastrement ou de rigidité Poteaux/ Poutre

K_0 : Coefficient de flambement

K Facteur de déformée modale

M_{rd} : Moment résistant.

M_{ply} : Moment plastique.

M_{cr} : Moment critique.

$M_{b, rd}$: Valeur de calcul de la résistance au déversement.

$N_{pl, rd}$: Valeur de calcul de la résistance plastique de la section transversale brute.

$N_{b, rd}$: Valeur de calcul d'un élément comprimé au flambement.

N_{sd} : Effort normal sollicitant.

$N_{t, sd}$: Effort normal de traction.

$N_{c, sd}$: Effort normal de compression.

N_{pl} : Effort normal plastique.

$N_{c, rd}$: Valeur de calcul de la résistance de la section transversale à la compression.

W : Poids total de la structure.

Q : Charge d'exploitation.

R : Coefficient de comportement de la structure.

S : Surface.

S : Charge de la neige.
 V_{sd} : Valeur de calcul de l'effort tranchant sollicitant.
 $V_{pl, rd}$: Valeur de calcul de la résistance plastique au cisaillement.
 V_{ref} : Vitesse de référence du vent.
 W : Pression aérodynamique.
 W_{pl} : Module de résistance plastique.
 W_{el} : Module de résistance élastique.
 f_u : Résistance à la traction.
 l : Longueur d'une pièce.
 L_f : Longueur de flambement.
 r : Rayon d'une section circulaire.
 t : Épaisseur de la semelle (poutre, solive, poteau).
 t_w : Épaisseur de l'âme (poutre, solive, poteau).
 Z : Hauteur au-dessus du sol.
 z_0 : Paramètre de rugosité.
 z_{eq} : Hauteur équivalente.
 Z_{min} : Hauteur minimale.
 χ : Coefficient de réduction pour le mode de flambement ou déversement approprié.
 β : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.
 β_w : Facteur de corrélation.
 β_M : Facteur de moment uniforme équivalent.
 β_j : Coefficient relatif à la liaison.
 γ_M : Coefficient de sécurité.
 λ : Élancement.
 λ_{LT} : Élancement de déversement.
 α : Facteur d'imperfection.
 ϕ : Rotation.
 ϕ_{LT} : Rotation de déversement.
 η : Contrainte limite de cisaillement en élasticité.

ε : Coefficient de réduction élastique de l'acier.

ζ_a : Contrainte de l'acier.

ζ_b : Contrainte du béton.

ξ : Pourcentage d'amortissement critique.

η : Facteur de correction d'amortissement.

δ_{ek} : Déplacement du aux forces sismique F_i .

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « K » par rapport au niveau « K-1 ».

μ : Coefficient de forme de la charge de neige.

Introduction Générale

Avec le développement et l'évolution continue de l'urbanisation, la demande en bâtiments polyvalents et fonctionnels ne cesse d'augmenter. Dans ce contexte, nous avons constaté que la charpente métallique s'impose de plus en plus comme une solution privilégiée, grâce à ses nombreuses qualités structurelles et à sa grande flexibilité en matière de conception.

À travers ce mémoire de fin d'études, nous avons choisi d'explorer en profondeur les aspects techniques liés à l'utilisation de la charpente métallique dans la réalisation d'un bâtiment à étages destiné à l'habitation.

Notre principal objectif est de fournir une analyse complète de cette solution constructive, en mettant en lumière ses caractéristiques, sa durabilité, sa capacité à supporter différentes charges, ainsi que sa facilité de mise en œuvre et son adaptabilité aux divers besoins fonctionnels d'un bâtiment.

Par ailleurs, nous allons détailler les différentes étapes de conception et de construction d'un bâtiment en charpente métallique, en abordant notamment l'analyse structurale, le choix des matériaux, les procédés de fabrication et les techniques de montage, selon une démarche méthodique et rigoureuse :

- Chapitre 1 : Généralités et présentation de l'ouvrage.
- Chapitre 2 : Pré dimensionnement des éléments.
- Chapitre 3 : Étude climatique.
- Chapitre 4 : Étude dynamique et sismique.
- Chapitre 5 : Exploitation de résultats des éléments.
- Chapitre 6 : Vérification des éléments de la structure.
- Chapitre 7 : Assemblages utilisés et leur vérification.
- Chapitre 8 : Étude de l'infrastructure du bâtiment.

À la fin de ce mémoire, une synthèse des points clés abordés sera proposée dans une conclusion générale.

CHAPITRE I : Généralités et présentation de l'ouvrage

I.1. Introduction

Depuis l'industrialisation de l'acier vers 1750, la construction en charpente métallique a connu une évolution rapide et significative. Trente ans plus tard, en 1779, le premier pont métallique voyait le jour en Angleterre, pays où fut également construit le premier bâtiment en charpente métallique utilisant un système poteaux-poutres. Par la suite, cette technique s'est largement diffusée à travers le monde et a été adoptée dans presque tous les domaines de la construction civile, qu'il s'agisse de bâtiments, d'ouvrages spéciaux (comme les ponts ou les silos) ou encore d'ouvrages de soutènement.

Aujourd'hui, les avancées en informatique, notamment en matière de logiciels et de rapidité de traitement, offrent des possibilités d'analyse de plus en plus précises du comportement des structures face aux diverses sollicitations.

C'est dans ce contexte que nous avons choisi, pour notre projet de fin d'études, d'étudier un bâtiment à usage administratif en charpente métallique, de type R+12 avec sous-sol, situé dans la commune de Tipaza, wilaya de Tipaza, une zone classée à forte sismicité selon le règlement parasismique algérien RPA 2024.

Notre étude portera sur une analyse technique complète, incluant le dimensionnement et la vérification de la structure, et sera conduite selon les étapes méthodiques suivantes :

- Présentation du projet et des caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans sa réalisation.
- Évaluation des charges et des surcharges pour procéder au pré dimensionnement des différents éléments de la structure.
- Étude climatique.
- Étude dynamique du bâtiment, réalisée en modélisant et en analysant la structure à l'aide du logiciel étapes.
- Vérification de la résistance de la charpente métallique face aux phénomènes d'instabilité tels que le flambement et le déversement.
- Les assemblages des éléments de la structure.
- Les fondations.

I.2. Avantages et inconvénients des constructions métalliques

I.2.1. Les avantages

- **La capacité portante** : elle est due à la résistance élevée que donne l'acier sous les différentes sollicitations
- **La haute sécurité** : La résistance et la ductilité qui caractérisent l'acier permet aux constructions métalliques d'être sécurisées face à quelques catastrophes.
- **La légèreté** : Elle est due à des éléments porteurs de section moins compacts et moins lourds. Sachent que la légèreté d'une structure est doublement bénéfique : premièrement sur la portance du sol d'assise et deuxièmement sur la minimisation des forces d'inertie horizontales due aux séismes.
- **Souplesse de conception** : les trois avantages précédents permettent aux concepteurs une meilleure possibilité de gérer l'espace disponible pour la construction. Cette possibilité due essentiellement au nombre limité de poteaux et des poutres à grandes portées.
- **L'imperméabilité et l'étanchéité** : Le bardage des constructions métalliques est généralement assuré par des matériaux étanches (acier, verres ...). L'Isolation thermique et phonique est assurée par des panneaux sandwichs qui sont bourrés de matériaux thermiquement isolants.
- **Exécution et montage** : au chantier, le montage des éléments de la charpente métallique ne nécessite ni coffrages ni des étais.
- **Démontrabilité et transformation** : parmi les avantages d'une construction en charpente métallique est de pouvoir la transporter d'un site et la replanter dans un autre, en démanteler la structure initiale et la remonter dans l'endroit voulu avec prise en considération des effets sismiques du nouveau site.

I.2.2. Les inconvénients

- **Le coût** : la conception des composants de l'ossature métallique doit être conduite pour une meilleure optimisation sur la base du poids et d'une standardisation du maximum du nombre de profils et d'assemblages différents. Enumérons en ce qui suit quelques conséquences du non standardisation :
 - Les études d'exécution ou de calcul des assemblages vont être beaucoup plus longues, par conséquent plus coûteuses.
 - Les achats d'acier ne vont pas être optimisés du fait d'un grand nombre de profils

différents à commander plus petites quantités.

- Les fabrications seront plus complexes donc plus coûteuses du fait de nombreux raidisseurs ou renforcements à réaliser ponctuellement.
- **La résistance au feu** : en effet, on reproche à l'acier d'avoir un mauvais comportement et de s'écrouler rapidement sous l'action du feu car au-dessus de la température ambiante, la limite d'élasticité et module d'élasticité de l'acier diminuent, ce qui rend les structures métalliques plus fragile vis-à-vis le feu.
- **La Corrodabilité** : face à la corrosion atmosphérique l'aspect extérieur de l'acier se dégrade d'une manière visible et si le phénomène prend une ampleur importante le rendement mécanique de l'acier diminue. Pour cela les aciers courants peuvent être protégés contre l'agression de la corrosion atmosphérique par des revêtements de divers types adaptés aux conditions d'emplois.

I.3. Présentation de l'ouvrage

Dans le cadre de notre projet de fin d'études, le travail consiste en la conception et le calcul d'un bâtiment **R+12 plus sous-sol** à usage habitation avec une terrasse inaccessible, contreventé par des palées de stabilités.

L'ouvrage est supposé être implanté dans la commune de TIPAZA « wilaya de TIPAZA », classé selon l'RPA2024 comme une zone de forte sismicité (zone VI) et par le RNV99 en zone de vent I (selon le RNV2013), zone B de neige (R N N 2013).

- Altitude par rapport au niveau de la mer 75 m
- Zone sismique VI
- Zone de vent I

I.4. Données géométriques de l'ouvrage

- **Dimensions en plan :**

Longueur totale.....24,3 m

Largeur totale.....23,50 m

- **Dimension en élévation :**

Hauteur totale 39,78 m

Hauteur de RDC 3,06 m

Hauteur de 1^{er} étage au 12^{eme} étage..... 3,06 m



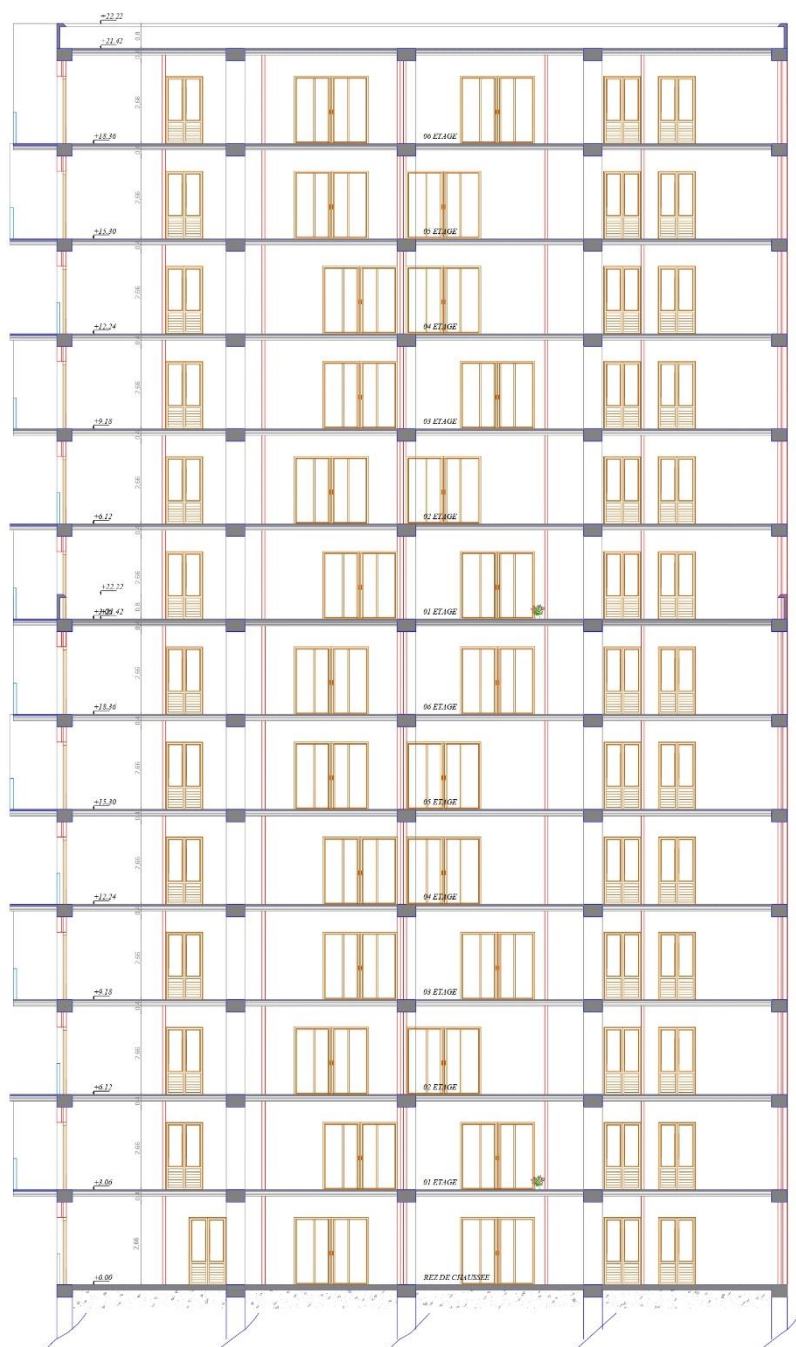
FACADE PRINCIPALE

Figure I. 1 : vue de façade de la structure



39,78m

Coupe A A

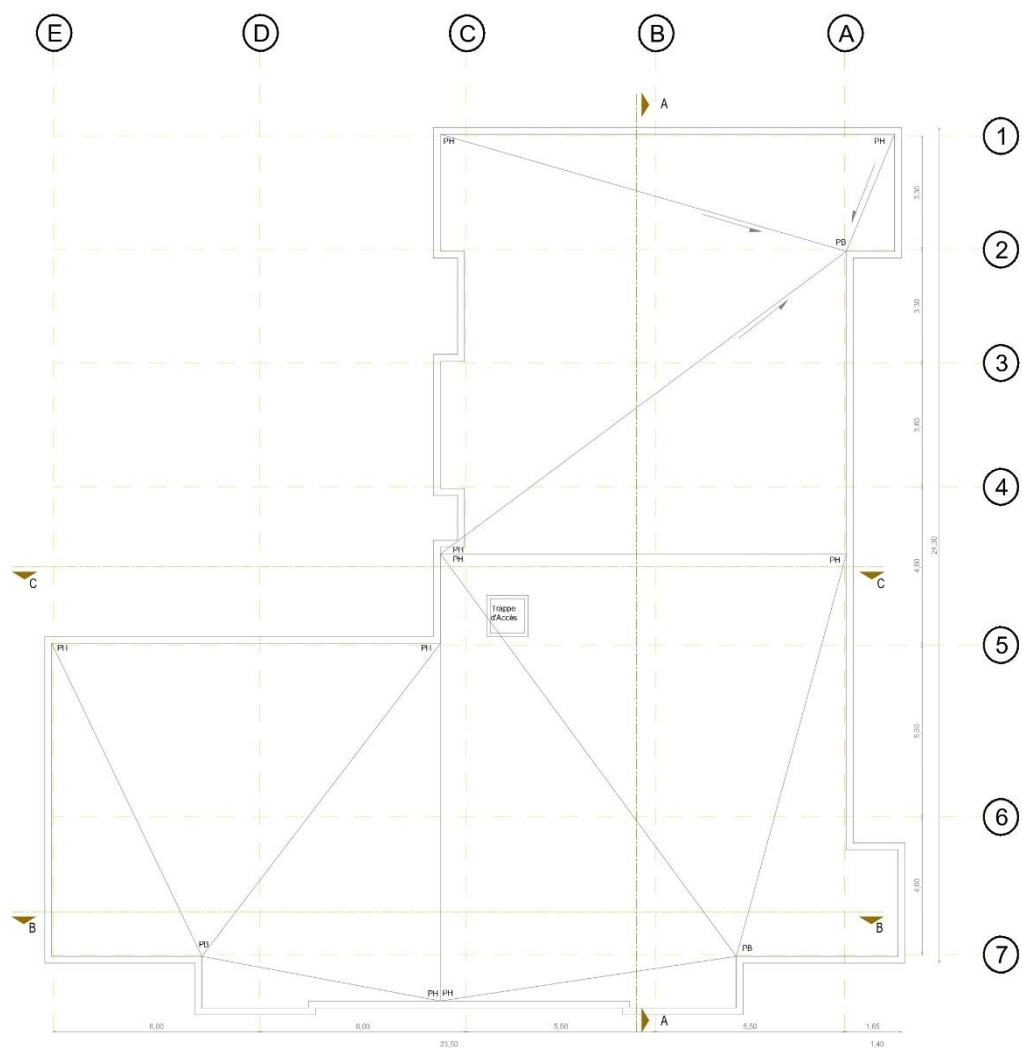


Coupe B B

Figure I. 2 : vue des coupes



PLAN 1ér-12ème ETAGES



PLAN TERRASSE

Figure I.3 : plans de génie civil

I.5. Matériaux utilisés

I.5.1. Acier

Les caractéristiques mécaniques des différentes nuances d'acier sont les suivantes : Limite élastique f_y (MPa) en fonction de l'épaisseur nominale :

Tableau I. 1: Valeur nominal de f_y et f_u pour les profilés (réf) DTR.B.C.22

Nuance d'acier	Epaisseur (mm)			
	$t \leq 40$ mm		$40 \text{ mm} < t \leq 100$ mm	
	f_y (N/mm ²)	f_u (N/mm ²)	f_y (N/mm ²)	f_u (N/mm ²)
Fe 360	235	360	215	340
Fe 430	275	430	255	410
Fe 510	355	510	355	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 le ferrailage :**

Pour le ferrailage on utilise des armatures et des treillis soudés de type HA dont les caractéristiques :

- Module d'élasticité longitudinale : $E = 2,1 \cdot 10^5$ MPa
- Contrainte limites d'élasticité : $f_e = 500$ MPa

- **Caractéristiques mécaniques :**

Tableau I. 2: Valeurs nominale de f_y pour le ferrailage (Réf.) C.B.A.93

	Nuance	F_y (MPa)
Ronds lisses	Fe220	215
	Fe240	235
Barres HA	Fe400	400
	Fe 500	500

I.5.2. Béton

- Le béton utilisé est dosé à **350kg/ m³**.
- Béton de propreté est dosé à **150 kg/m³**.

I.5.2.1. Caractéristiques du béton

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

- La résistance à la compression à 28 jours : **$f_{c\ 28} = 25\text{ MPa}$**
- La résistance à la traction à 28 jours est déduite de celle de
- Compression par la relation : **$f_{t\ 28} = 0,6 + 0.06 f_{c\ 28}$**

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

La contrainte limites de service est donner par : $\sigma' = 0,6 f_{c\ 28}$

Le coefficient de poisson selon BAEL, les valeurs sont :

A l'ELU : $\nu = 0$

A l'ELS : $\nu = 0,2$

I.5.2.2. Contraintes limites

- Etat limite ultime :

La contrainte admissible à l'ELU a pour valeur :

En cas de situations accidentelles **$\sigma_{st} = 400\text{ MPa}$**

En cas de situations normales **$\sigma_{st} = 348\text{ MPa}$**

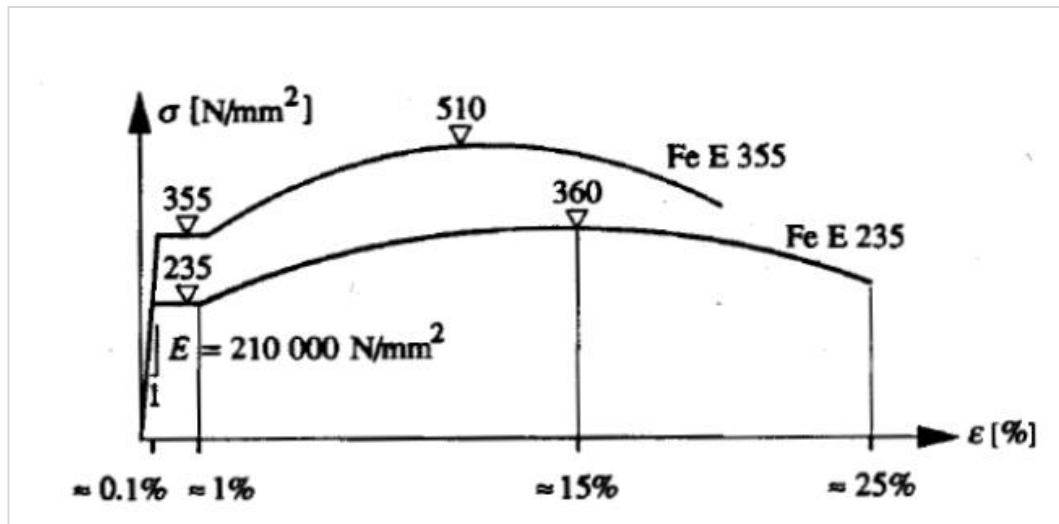


Figure I.4: Courbe contrainte déformation selon la nuance d'acier [21].

Etat limite de service :

On ne limite pas la contrainte de l'acier sauf en état limite d'ouverture des fissures :

Fissuration peu nuisible : pas de limitation.

Fissuration préjudiciable : $\sigma \leq \sigma_{st} = \min (2/3 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}})$.

Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \sigma_{bc} = \min (1/2 f_e, \sqrt{90 \eta f_{tj}})$.

Avec : η : Coefficient de fissuration

$\eta = 1$ Pour l'acier rond lisse

$\eta = 1,6$ Pour l'acier HA

I.6. Assemblages

Les assemblages principaux des systèmes structuraux, assurant la stabilité sont : Boulons à haute résistance et des boulons ordinaires.

Soudage dont la caractéristique mécanique est au moins équivalente à celles des nuances d'acier utilisées.

I.6.1. Conception structurelle

I.6.1.1. Structure horizontale

La structure horizontale désigne les planchers :

- **Plancher courant :**

Dans notre projet les planchers courants sont mixtes à dalle collaborant dont la composition est illustrée dans la figure ci-dessous :

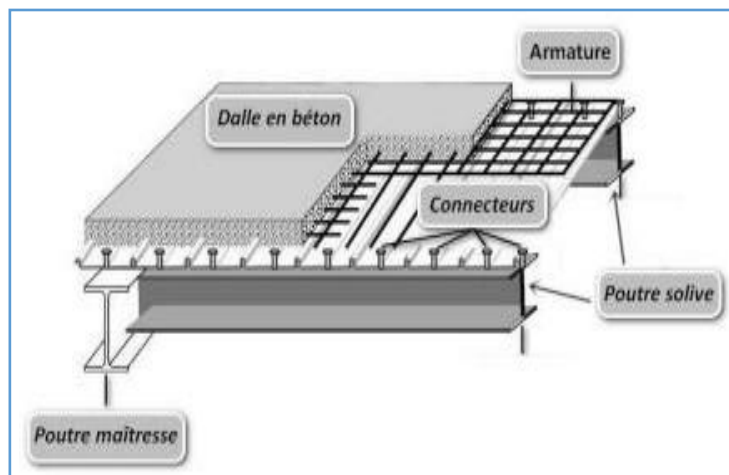


Figure I. 5 : Composition d'un plancher courant [22].

- **Plancher terrasse :**

Les planchers terrasses sont identiques aux planchers courants, sauf pour la partie supérieure qui est composée de couches supplémentaires :

- Étanchéité
- Gravieron
- Isolant

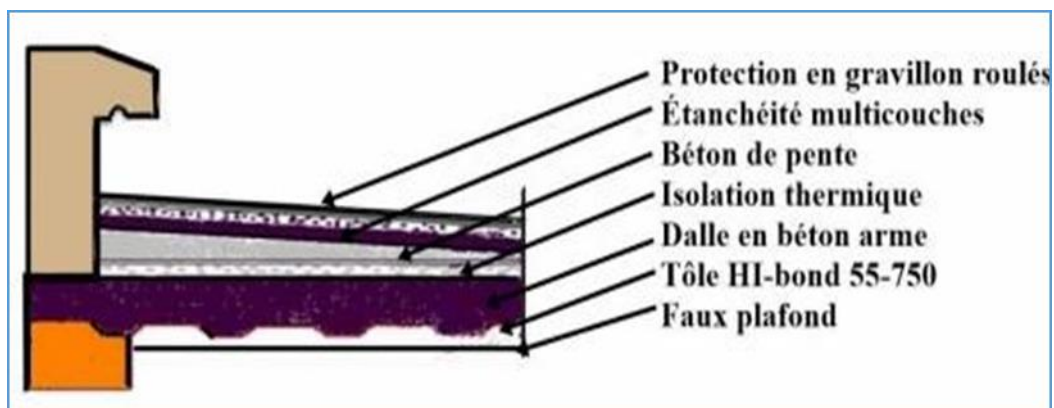


Figure I. 6 : Composition d'un plancher terrasse [22].

I.6.1.2. Les connecteurs :

Les assemblages acier-béton sont constitués de connecteurs qui permettent un comportement hybride entre les poutres en acier et le béton. La conception de l'assemblage vise essentiellement à résister aux forces de cisaillement horizontales. Dans notre cas nous utilisons des goujons de hauteur $h=95\text{mm}$ et de diamètre $d=19\text{mm}$, qui sont assemblés par soudure.

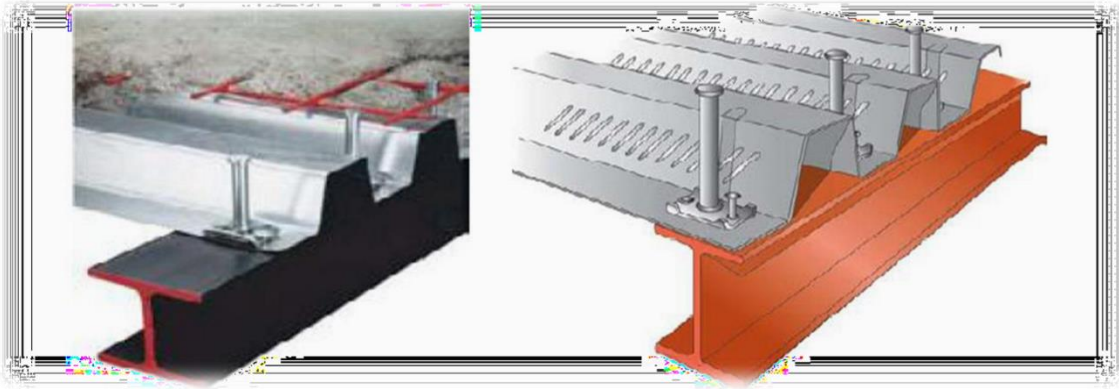


Figure I. 7 : Goujons soudée [22].

I.6.1.3. Structure verticale

La superstructure est composée principalement de murs en maçonnerie non porteurs.

- Les murs extérieurs :

Les murs sont en forme de doubles parois en brique creuse de 15 et de 10 cm, avec un vide d'air de 5cm.

- Les murs intérieurs :

Les murs sont en brique creuse de 10 cm.

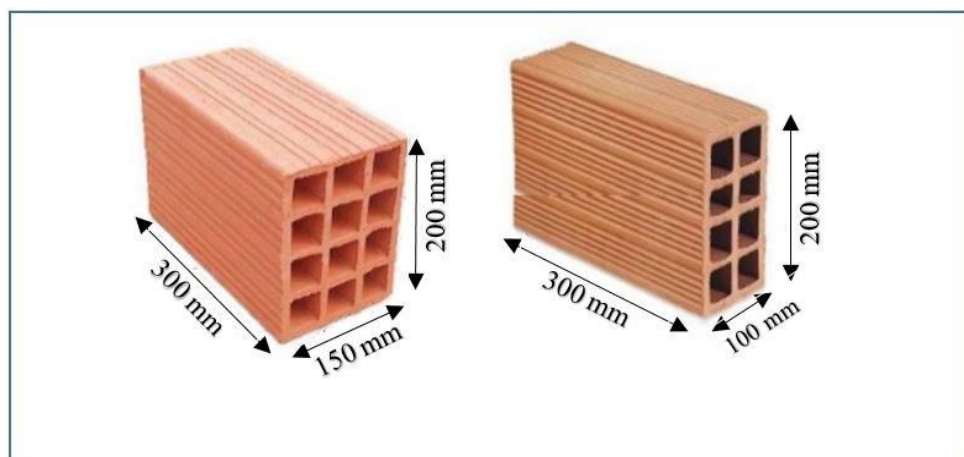


Figure I. 8 : Les dimensions de briques utilisés [22].

I.7. Les escaliers

L'escalier est un ouvrage constitué d'une suite régulière de plans horizontaux (marches et paliers) permettant dans une construction de passer à pied d'un étage à un autre.

La structure comporte que des escaliers en acier.

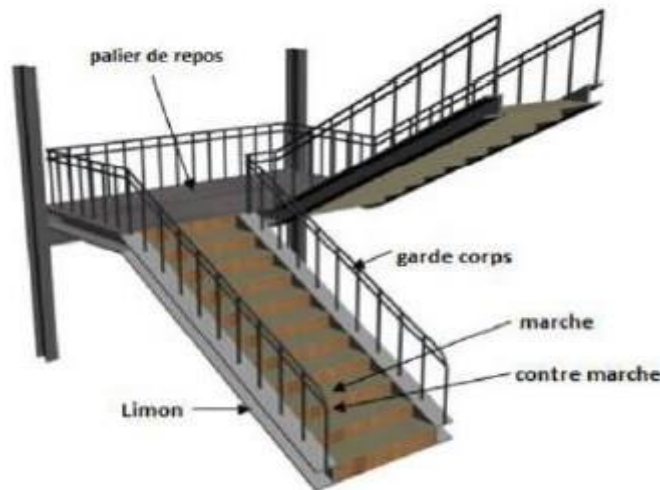


Figure I.9 : Les escaliers [22].

I.8. Les fondations

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

I.9. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons présenté l'ouvrage étudié en déterminant l'usage, la classification et les caractéristiques géométriques en plan et en élévation de construction. Nous avons ensuite défini les éléments structuraux d'un bâtiment en général et déterminé les caractéristiques mécaniques des matériaux constituant la structure.

CHAPITRE II : Pré- dimensionnement des éléments

II.1. Introduction

Ce chapitre définira les différentes charges agissantes sur notre structure, qui se résument dans l'action des charges permanentes, d'exploitation et des effets climatiques. Ces derniers ont une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage. Pour cela, il y a des normes qui fixent les valeurs des charges qui sont inscrits dans le règlement technique DTRB.C2.2 (charges et surcharges).

II.2. Le plancher collaborant

Le plancher collaborant est un plancher mixte béton-acier, il comporte une tôle mince profilé en acier conçue pour développer une collaboration structurelle efficace avec le béton du plancher qu'elle va recevoir. Les dalles mixtes sont tout indiquées pour l'application dans les bâtiments en acier, ou elles peuvent, moyennant une connexion, développer une action composite avec les poutres de plancher en acier

II.3. Evaluation des charges et surcharges

II.3.1. Terrasse inaccessible

✓ *Charge permanente :*

Tableau II. 1: Charge permanente d'un plancher terrasse inaccessible **DTRB.C2.2**

Matériaux	G (KN/m ²)
▪ Protection gravier	0,85
▪ Etanchéité multicouche	0,3
▪ Béton de pente	2,20
▪ Isolation thermique	0,16
▪ Poids de la dalle	2.67
▪ Bac d'acier (HIBON 55)	0,15
▪ Faux plafond	0,10
▪ Climatique	0,4

Total	6.83
-------	------

- **Charge d'exploitation (Q_{terasse}) = 1 (KN/m²)** usage habitation

II.3.2. Etage courant

- **Charge permanente**

Tableau II. 2: Charge permanente d'un plancher courant **DTRB.C2.2**

Matériaux	G (KN/m ²)
▪ Dalle de sol	0,5
▪ Mortier de pose	0,40
▪ Dalle en béton armé (e=12cm)	2.67
▪ Faux plafond	0,2
▪ Bac d'acier (HIBON 55)	0,15
▪ Cloisonnement	1,00
Total	5,18

- **Charge d'exploitation (Q_{courant}) = 1,5 (KN/m²)** usage habitation

II.4. Pré-dimensionnement des planchers

Les planchers sont des éléments horizontaux qui limitent les niveaux d'un bâtiment.

Ils s'appuient avec ou sans continuités sur des porteurs (murs porteurs ; poteaux et poutres).

Notre structure contient des planchers mixtes.

Méthode de calcul

Pour le pré dimensionnement des planchers collaborant à dalle collaborant il est nécessaire de pré dimensionner chaque élément le constituant à la condition d'utilisations la plus défavorable.

Les éléments constituant un plancher mixte :

- Panneaux de dalles.
- Solives.
- Poutre porteuse.
- Des connecteurs.

Le calcul de plancher collaborant se fait en deux phases :

- Phase de construction
- Phase finale

Phase de construction :

Le profilé d'acier travaille seul et reprend les charges suivantes :

- Le poids propre du profilé
- Le poids propre du béton frais
- La surcharge de construction (ouvriers)

Phase finale :

Le béton ayant durci, par conséquent le profilé et la dalle, qui constituent la section mixte, travaillent ensemble.

On doit tenir compte des charges suivantes :

- Le poids propre du profilé
- Le poids propre du béton (sec)
- La surcharge d'exploitation
- Finition

II.5. Pré dimensionnement des solives

Les solives sont des poutrelles métalliques, généralement des profilés en IPE, IPN, dont leur espacement est compris entre 1,5m et 4m selon le type de bac d'acier utilisé. Leur rôle est de transmettre les charges verticales aux poutres principales. Le pré dimensionnement des solives se fait selon le critère de résistance ou le critère de flèche.

On utilise la formule approchée et simplifiée qui est en fonction de la hauteur du profilé et la portée de la solive.

II.5.1.1 Plancher terrasse :

La solive la plus sollicitée à une portée de 5m

$$\frac{L}{35} < h < \frac{L}{30}$$

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 m

$$\frac{5000}{35} < h < \frac{5000}{30} \rightarrow 142mm < h < 166.66mm$$

- Pour un IPE160 :

Tableau II. 3: Caractéristique du profile IPE 160

Poids	Section	Dimensions			Caractéristiques					
G Kg/m	A cm ²	H Mm	b mm	t _f mm	t _w mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{pl-y} cm ³	I _y cm	i _z cm
15.8	20.1	160	82	7.4	5	869	68.3	124	6.58	1.84

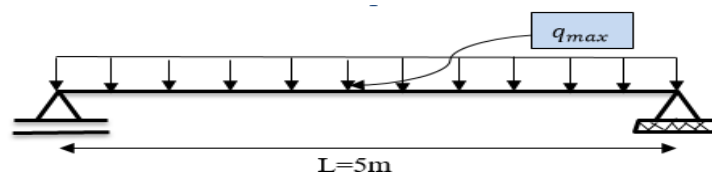


Figure II.1: schéma de poutre

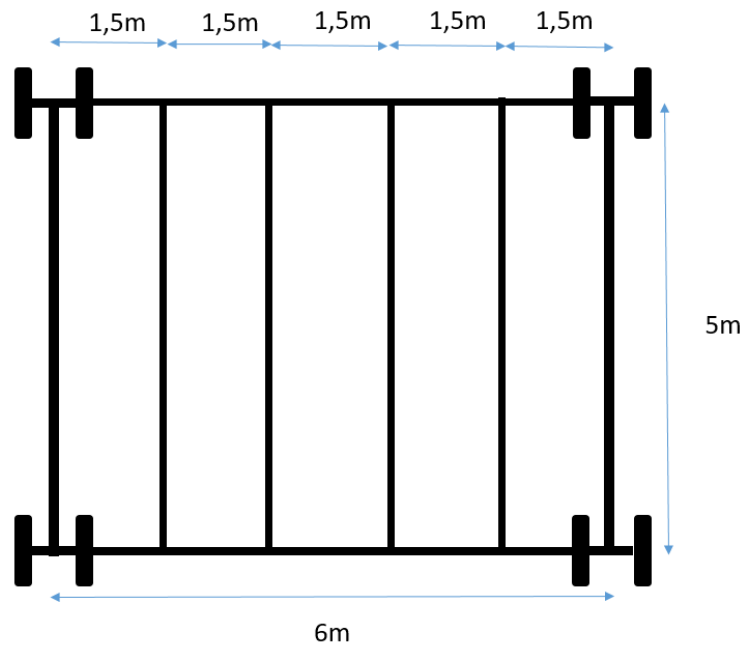


Figure II.2: disposition des solives

Phase de construction : (avec un étai)

- Poids P du profile (IPE 160) $g_p = 0,158 \text{ KN /ml}$
- Poids P du béton frais $G_b = 2.67 \text{ KN/m}^2$
- Poids du bac d'acier $G_{bac} = 0,15 \text{ KN/m}^2$
- Surcharge de construction $Q_c = 0,75 \text{ KN/m}^2$

a. Combinaison des charges :

➤ ELU

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

$$q_u = 1,35 \times (0,158 + (2,67 + 0,15) \times 1,5) + 1,5 \times 0,75 \times 1,5$$

$$q_u = 7.611 \text{ KN/ml}$$

➤ ELS

$$q_s = g_p + (G_b + g) \times 1,5 + Q_c \times 1,5$$

$$q_s = 0,158 + (2,67 + 0,15) \times 1,5 + 0,75 \times 1,5$$

$$q_s = 5.512 \text{ KN/ml}$$

b. Vérification Moment de 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 :

$$M_{max} = M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{7.611 \times 5^2}{8} = \mathbf{23.784 \text{ KN.m}}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{124 \times 10^{-6} \times 275 \times 10^3}{1} = 34.07 \text{ kN.m}$$

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

c. Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que :

$$V_{sd} < V_{pl,rd} = \frac{f_y \times A_v}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0v}}$$

D'où:

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

$$A_v = 2010 - 2 \times 82 \times 7.4 + (5 + 2 \times 9) \times 7.4 = 966.1 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{275 \times 10^3 \times 966.1 \times 10^{-6}}{1 \times \sqrt{3}} = 153.37 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{7.611 \times 5}{2} = 19.02 \text{ kN}$$

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

$$0.5 \times V_{pl,rd} = 76.695 \text{ kN} > V_{sd}$$

d. Vérification de la rigidité :

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

Avec :

$$q_{ser} = 5.512 \text{ kN/ml.}$$

$$L = 5 \text{ m}$$

$$E = 2.1 \times 10^5 \text{ N/mm}^2.$$

$$I_y = 869 \text{ cm}^4.$$

$$f_{\max} = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 5.512 \times 2500^4}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 869.3 \times 10^4} = 1.536 \text{ mm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{250} = \frac{5000}{250} = 20 \text{ mm}$$

$$f_{\max} \leq \bar{f} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

e. Vérification du déversement :

$$M_{sd} < M_{brd} = \frac{\chi_{LT} \times w_{ply} \times f_y}{\gamma_{m1}} \times \beta_w$$

Avec :

$\beta_w : 1$ (Section de classe I)

$\gamma_{m1} : 1,1$

M_{brd} : la résistance de calcul d'un élément non maintenu latéralement au déversement

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

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

Avec $C_1 = 1,132$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{5000}{18,4}}{\left[1 + \frac{1}{20} \times \left(\frac{\frac{5000}{18,4}}{\frac{160}{7,4}} \right)^2 \right]^{0,25}} \times \sqrt{1,132} = 147,88$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{93,91\varepsilon} \quad \text{Avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,92$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{147,88}{93,91 \times 0,92} = 1,71 > 0,4 \quad \text{il y a un risque de déversement .}$$

$\phi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$ Avec :
 α_{LT} : facteur d'imperfection profilé laminé = 0,21

$$\phi_{LT} = 0,5 [1 + 0,21(1,71 - 0,2) + 1,71^2]$$

$$\phi_{LT} = 2,12$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{2,12 + \sqrt{2,12^2 - 1,71^2}} = 0,296 \leq 1$$

$$M_{brd} = 0,296 \times \frac{1 \times 123,9 \times 10^3 \times 275}{1,1} \times 10^{-3} = 91,68 \text{ kN.m}$$

$M_{sd} = 23,784 \text{ kN.m} < M_{b.rd} = 91,68 \text{ kN.m}$
 vérifié

Donc la condition de déversement est

$$r = \frac{23,784}{91,68} = 0,26$$

Phase finale

- Poids P du profile (IPE 160)gp= 0,158KN /ml
- Charge permanenteG_t = 6.83KN/m²
- Sur charge d'exploitationQ = 1 KN/m²

L'entraxe entre les solives est de 1 ,5m.

a. Combinaisons de charge :

➤ **ELU**

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

$$q_u = 1,35 \times [0,158 + (6.83 \times 1,5)] + 1,5 \times 1 \times 1,5$$

$$q_u = 16,29 \text{ kN/ml}$$

➤ **ELS**

$$q_s = g_p + (G_t + Q) \times 1,5$$

$$q_s = 0,158 + (6,83 + 1) \times 1,5$$

$$q_s = 11,90 \text{ kN/ml}$$

b. Largeur de la dalle :

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

$$b_{\text{eff}} = \inf \left\{ \begin{array}{l} 2 \times L_0 / 8 \quad L_0: \frac{2 \times 5}{8} = 1,25 \text{ m} \\ b : 1,5 \text{ m} \end{array} \right.$$

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

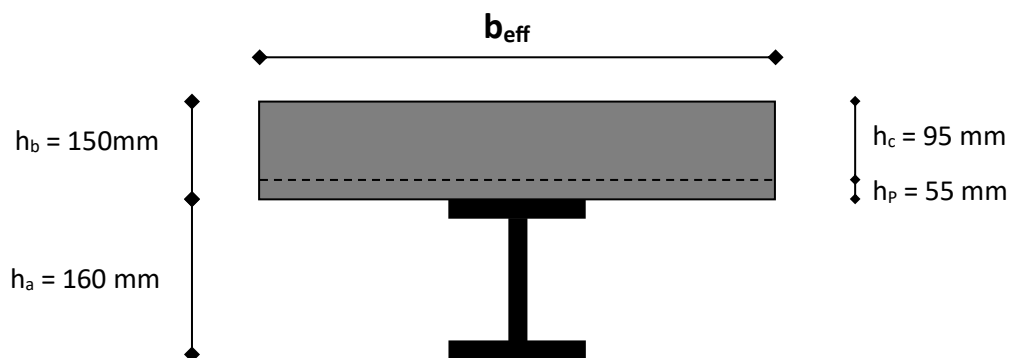


Figure II.3: Largeur de la dalle effective

c. Position de l'axe neutre plastique :

$$R_{\text{béton}} = 0,57 \times f_{ck} \times b_{\text{eff}} \times h_c$$

avec : $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$ (Béton de classe 25/30)

$$R_{\text{béton}} = 0,57 \times 25 \times 1250 \times 95 \times 10^{-3} = 1692,18 \text{ kN}$$

$$R_{\text{Acier}} = 0,95 \times f_y \times A_a$$

$$R_{\text{Acier}} = 0,95 \times 275 \times 2009 \times 10^{-3} = 524,85 \text{ kN}$$

$$R_{\text{béton}} = 1692,18 \text{ kN} > R_{\text{Acier}} = 524,85 \text{ kN}$$

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

$$M_{plrd} = R_{\text{acier}} \times \left[\frac{h_0}{2} + h_c + h_p - \left(\frac{R_{\text{acier}} \times h_c}{2R_{\text{béton}}} \right) \right]$$

d. Vérification moment de la flexion :

Il faut que : $M_{sd} < M_{plrd}$

Le moment appliqué :

$$M_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{16,29 \times 5^2}{8} = 50,90 \text{ kN.m}$$

$$M_{plrd} = R_{\text{acier}} \times \left[\frac{h_0}{2} + h_c + h_p - \left(\frac{R_{\text{acier}} \times h_c}{2R_{\text{béton}}} \right) \right]$$

$$M_{plrd} = 524,85 \times \left[\frac{160}{2} + 95 + 55 - \left(\frac{524,85 \times 95}{2 \times 1692,18} \right) \right] \times 10^{-3}$$

$$M_{plrd} = 112,98 \text{ kN.m}$$

$$M_{plrd} = 112,98 \text{ kN.m} > M_{sd} = 50,90 \text{ kN.m} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$$r = \frac{50,90}{112,98} = 0,45$$

e. Vérification de l'effort tranchant :

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

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

$$V_{pl,rd} = \frac{275 \times 10^3 \times 966.1 \times 10^{-6}}{\sqrt{3} \times 1} = 153,37 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{16,29 \times 5}{2} = 40,72 \text{ kN}$$

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

$$0,5 \times V_{pl,rd} = 76,68 \text{ kN} > V_{sd}$$

f. Vérification de la rigidité :

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

Avec :

$$q_{ser} = 11,90 \text{ kN/ml.}$$

$$L = 5 \text{ m.}$$

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

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

$$V = \frac{A_a}{A_b} = \frac{2010}{1250 \times 95} = 0,017 \quad m = \frac{E_a}{E_b} = 15$$

$$I_c = \frac{2010 \times (95 + 2 \times 55 + 160)^2}{4 \times (1 + 15 \times 0,017)} + \frac{1250 \times 95^3}{12 \times 15} + 869 \times 10^4 = 6,80 \times 10^7 \text{ mm}^4$$

La valeur de la flèche maximale est :

$$f^{\max} = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_c} = \frac{5 \times 11,90 \times 5000^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 6,80 \times 10^7} = 6,80 \text{ mm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{250} = \frac{5000}{250} = 20 \text{ mm}$$

$$F^{\max} = f^{\text{in}} + f^f = 1,536 + 6,80 = 8,336 \text{ mm} \leq \bar{f} = 20 \text{ mm} \Rightarrow \text{vérifié}$$

II.5.1.2 Plancher Courant :

Pour le même plancher et les mêmes longueurs donc on opte IPE 160

Phase de construction :

Les résultats qui nous avons trouvé sont les mêmes ce qu'on a obtenus au niveau du plancher terrasse (avec le profile IPE160)

Phase finale :

Poids P du profile (IPE160) $g_p = 0,158 \text{ kN/ml}$

Charge permanente $G = 5,18 \text{ kN/m}^2$

Surcharge d'exploitation $Q = 1.5 \text{ kN/m}^2$

a. Combinaison des charges :

ELU

$$q_u = 1,35 \times (g_p + (G \times e)) + 1,5 \times Q \times e$$

$$q_u = 1,35 \times (0,158 + (5,18 \times 1,5)) + 1,5 \times 1,5 \times 1,5$$

$$q_u = 14,077 \text{ kN/ml}$$

ELS

$$q_s = g_p + (G + Q) \times e$$

$$q_s = 0,158 + (5,18 + 1,5) \times 1,5$$

$$q_s = 10,178 \text{ kN/m}$$

b. Largeur de la dalle :

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

$$2 \times L_0 / 8 \quad L_0: \frac{2 \times 5}{8} = 1,25m$$

$$b_{eff} = \inf \left\{ \begin{array}{l} b : 1,5m \\ b_{eff} = 1,25m \end{array} \right.$$

c. Position de l'axe neutre plastique :

R béton = $0,57 \times f_{ck} \times b_{eff} \times h_c$ avec : $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$ (Béton de classe 25/30)

$$R_{\text{béton}} = 0,57 \times 25 \times 1250 \times 95 \times 10^{-3} = 1692,18 \text{ kN}$$

$$R_{\text{Acier}} = 0,95 \times f_y \times A_a$$

$$R_{\text{Acier}} = 0,95 \times 275 \times 2009 \times 10^{-3} = 524,85 \text{ kN}$$

$$R_{\text{béton}} = 1692,18 \text{ kN} > R_{\text{Acier}} = 524,85 \text{ kN}$$

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

$$M_{plrd} = R_{\text{acier}} \times \left[\frac{h_0}{2} + h_c + h_p - \left(\frac{R_{\text{acier}} \times h_c}{2R_{\text{béton}}} \right) \right]$$

d. Vérification moment de flexion :

Il faut que : $M_{sd} < M_{plrd}$

Le moment appliqué :

$$M_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{14,077 \times 5^2}{8} = 44 \text{ kN.m}$$

$$M_{plrd} = R_{\text{acier}} \times \left[\frac{h_0}{2} + h_c + h_p - \left(\frac{R_{\text{acier}} \times h_c}{2R_{\text{béton}}} \right) \right]$$

$$M_{plrd} = 524,85 \times \left[\frac{160}{2} + 95 + 55 - \left(\frac{524,85 \times 95}{2 \times 1692,18} \right) \right] \times 10^{-3}$$

$$M_{plrd} = 112,98 \text{ kN.m}$$

$$M_{plrd} = 112,98 \text{ kN.m} > M_{sd} = 40 \text{ kN.m} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$$r = \frac{44}{112,98} = 0,39$$

e. Vérification de l'effort tranchant :

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

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

$$V_{pl,rd} = \frac{275 \times 10^3 \times 966.1 \times 10^{-6}}{\sqrt{3} \times 1} = 153,37 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{14,077 \times 5}{2} = 35,2 \text{ kN}$$

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

$0,5 \times V_{pl,rd} = 76,68 \text{ kN} > V_{sd}$ Donc il n'est pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

f. Vérification de la rigidité :

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

Avec :

$$q_{ser} = 10,178 \text{ kN/ml.}$$

$$L = 5 \text{ m.}$$

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

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

$$V = \frac{A_a}{A_b} = \frac{2010}{1250 \times 95} = 0,017 \quad m = \frac{E_a}{E_b} = 15$$

$$I_c = \frac{2010 \times (95 + 2 \times 55 + 160)^2}{4 \times (1 + 15 \times 0,017)} + \frac{1250 \times 95^3}{12 \times 15} + 869 \times 10^4 = 6,80 \times 10^7 \text{ mm}^4$$

La valeur de la flèche maximale est :

$$f^{\max} = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_c} = \frac{5 \times 11,90 \times 5000^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 6,80 \times 10^7} = 5,80 \text{ mm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{250} = \frac{5000}{250} = 20 \text{ mm}$$

$$f^{\max} = f^{\text{in}} + f^f = 1,536 + 5,80 = 7,336 \text{ mm} \leq \bar{f} = 20 \text{ mm} \Rightarrow \text{vérifié}$$

g. Vérification du déversement :

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

REMARQUE :

Le profile IPE160 vérifie toutes les conditions de résistance, rigidité et déversement, donc on opte pour la solive de terrasse et courant un IPE160

II.5.2. Calcul des connecteurs

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

Type goujons : { hauteur = 65 mm
Diamètre = 19 mm

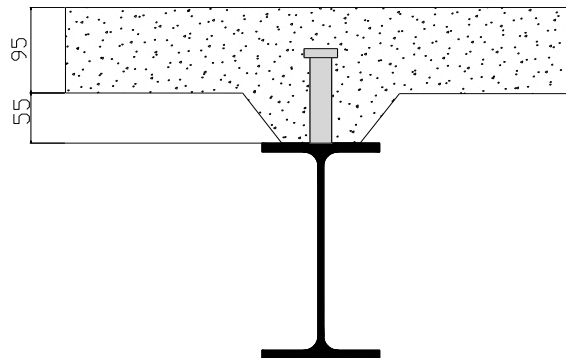


Figure II.4: Schéma des positions des connecteurs

II.5.2.1 Résistance du connecteur isolée

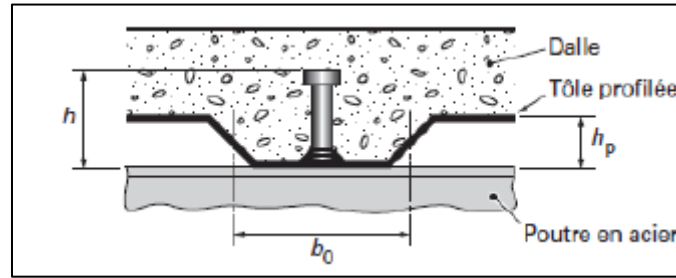


Figure II.5 : Dimensions de la tôle et du connecteur [23].

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

Avec :

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

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

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) 150mm
- $K_{t,max}$: limite supérieure pour le facteur K, égale 0.85 d'après le tableau 6.2 si dessous.
- 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 :

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

Donc :

$$P_{rd} = \min \begin{cases} 0.82 \times 0.29 \times 1 \times 19^2 \times \frac{\sqrt{25 \times 30500}}{1.25} = 73,13 \text{ kN} \\ 0.82 \times 0.8 \times 450 \times \frac{\pi \times 19^2}{4 \times 1.25} = 81,65 \text{ kN} \end{cases}$$

$$P_{rd} = 73,13 \text{ kN}$$

II.5.2.2 Effort tranchant repris par les goudjons

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

Avec :

$$R_b : \text{Résistance de compression du béton ; } R_b = 1692,18 \text{ kN}$$

$$R_a : \text{Résistance de traction du profilé d'acier ; } R_a = 524,85 \text{ kN}$$

$$\text{D'où : } R_L = R_a = 524,85 \text{ kN}$$

II.5.2.3 Nombre de connecteurs par demi portée

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

$$n = \frac{524,85}{59,97} \rightarrow n = 9$$

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

II.5.2.4 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 ; $L = 5m$

$$E = \frac{5000}{18-1} \rightarrow E = 294.11 \text{ mm}$$

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

$$E_{max} = 6h_c \rightarrow E_{max} = 6 \times 95 = 570 \text{ mm} \quad E_{min} < 294.11 < E_{max} \text{ à vérifiée}$$

On opte pour un espacement de 29.41cm entre les goujons.

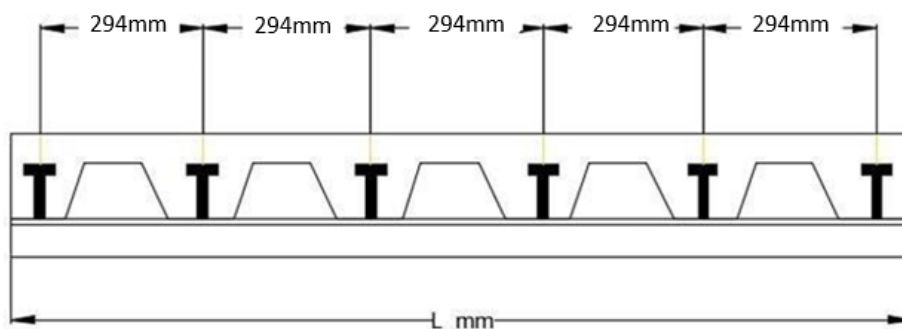


Figure II. 6 : Schéma de position des connecteurs

II.6. Pré-dimensionnement des poutres secondaires

Les poutres secondaires sont calculées de la même manière que les solives. Pour le calcul qui suit, on prend en considération les poutres secondaires médiane, avec un espacement entre deux poutre secondaires 6 m et un espacement entre poutre secondaire et deux solives de 1.5m.

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants :

Plancher terrasse :

Niveau	Profilé	Longueur (m)	e (m)	qs KN/m	qu KN/ml	Msd/Mplrd R (%)	Flèche adm (mm)	Flèche max (mm)
Étage terrasse	HEA200	5	1.5	12,17	16,65	0,40	20	6,50

Plancher courant :

Niveau	Profilé	Longueur (m)	e (m)	qs KN/m	qu KN/ml	Msd/Mplrd R (%)	Flèche adm (mm)	Flèche max (mm)
Étage courant	HEA200	5	1.5	10,44	14,43	0.33	20	5,40

II.7. Pré-dimensionnement des poutres principales

Exemple de calcul pour poutre principale intermédiaire du plancher courant

$$L_{poutre} = 6m$$

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

$$\frac{6000}{25} \leq h \leq \frac{6000}{15}$$

$$240 \leq h \leq 400$$

Tableau : Caractéristiques de profilé HEA300

Profilé	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	P	A	H	B	t _f	t _w	r	I _y	I _z	W _{ply}	W _{plz}	i _y	i _z
	Kg/m	Cm ²	Mm	mm	mm	mm	mm	Cm ⁴	Cm ⁴	Cm ³	Cm ³	cm	cm
HEA300	88,3	112,5	290	300	14	8,5	27	18260	6310	1383	641,2	12,74	7,49

Plancher terrasse :

Phase initiale :

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

- Poids propre du profilé HEA300 $G_p = 0.883 \text{ KN/ml}$
- Poids propre 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 (ouvrier) $Q_{ouvrier} = 0.75 \text{ KN/m}^2$

a. Calcul des réactions des solives

Schéma statique de la poutre :

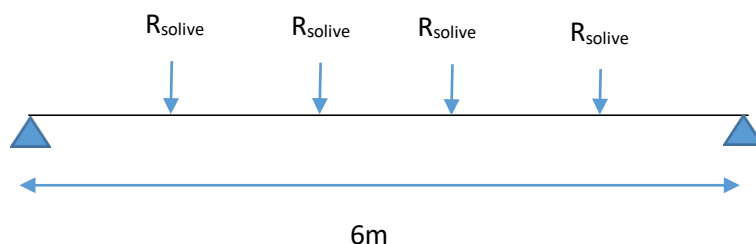


Figure II. 7 : Disposition des réactions des solives

ELU :

$$q_u = 7,611 \text{ kN/ml}$$

$$R_u = \frac{q_u \text{ solive} \times L_{\text{solive}}}{2}$$

$$R_u = \frac{7,611 \times 5}{2} + \frac{7,611 \times 4}{2} = 34,24 \text{ kN}$$

ELS :

$$q_s = 5,512 \text{ kN/ml}$$

$$R_s = \frac{q_s \text{ solive} \times L_{\text{solive}}}{2}$$

$$R_s = \frac{5,512 \times 5}{2} + \frac{5,512 \times 4}{2} = 24,80 \text{ kN}$$

b. Combinaisons des charges

✓ **ELU :**

$$q_u = 1,35 \times (g_p + (G_b + g) \times b_s) + 1,5 \times q_c \times b_s$$

$$q_u = 1,35 \times (0,883 + (3 + 0,15) \times 0,30) + 1,5 \times 0,75 \times 0,30 \Rightarrow q_u = 2,80 \text{ kN/ml}$$

✓ **ELS :**

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

$$q_s = 0,883 + (3 + 0,15) \times 0,30 + 0,75 \times 0,30 \Rightarrow q_s = 2,05 \text{ kN/ml}$$

c. Vérification Moment fléchissant :

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

$$M_{sd} \leq M_{brd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M_0}}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} + \frac{3R_u \times l}{5} = \frac{2,80 \times 6^2}{8} + \frac{3 \times 34,24 \times 6}{5} = 135,86 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{1383 \times 10^{-6} \times 275 \times 10^3}{1} = 380,325 \text{ kN.m}$$

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

d. Vérification Effort tranchant :

On doit vérifier que :

$$V_{sd} < V_{pl,rd} = \frac{f_y \times A_v}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0v}}$$

D'où:

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

$$A_v = 11250 - 2 \times 300 \times 14 + (8.5 + 2 \times 27) \times 14 = 3725 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{275 \times 3735}{1 \times \sqrt{3}} \times 10^{-3} = 591,42 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = \frac{q_u \times L}{2} + 2R_u$$

$$V_{sd} = \frac{2,80 \times 6}{2} + 2 \times 34,24 = 76,88 \text{ kN}$$

$$V_{pl,rd} > V_{sd} \Rightarrow 591,42 \text{ kN} > 76,88 \text{ kN} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$$0,5 \times V_{pl,rd} = 295,71 \text{ kN} > V_{sd}$$

Il n'y a pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant. Donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance à la flexion.

e. Vérification La rigidité :

Il faut vérifier que :

$$f_{\max} \leq \bar{f} = \frac{L}{250} = 24 \text{ mm}$$

$$f^{\max} = f^1 + f^2$$

$$f^1 = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 2,05 \times (6000)^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 18260 \times 10^4} = 0,902 \text{ mm}$$

$$f^2 = \frac{63 \times R_s \times l^3}{1000 \times E \times I_y} = \frac{63 \times 24,80 \times 10^3 \times (6000)^3}{1000 \times 2,1 \times 10^5 \times 18260 \times 10^4} = 8,80 \text{ mm}$$

$$f^{\max} = 0,902 + 8,80 = 9,702 \text{ mm} < f^{\text{adm}} = 24 \text{ mm}$$

Condition de la flèche vérifiée

f. Vérification du déversement :

On considère que les poutres sont maintenant latéralement par des solives donc pas de risque de déversement.

Phase finale :

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

- Poids propre du profilé IPE 300..... $g_p=0,883\text{kN/m}$
- Charge permanente..... $G_t=6,83\text{ kN/m}^2$
- Surcharge d'exploitation $Q_t= 1\text{ Kn}$

a. Calcul des réactions des solives :

ELU :

$$q_u = 16,29\text{ KN/ml}$$

$$R_u = \frac{16,29 \times 5}{2} + \frac{16,29 \times 4}{2} = 73,30\text{ kN} ;$$

ELS :

$$q_s = 11,90\text{ KN/ml}$$

$$R_s = \frac{11,90 \times 5}{2} + \frac{11,90 \times 4}{2} = 53,55\text{ kN}$$

b. Combinaisons des charges

✓ **ELU :**

$$q_u = 1,35 [(G'_{bs}) + g_p] + 1,5 Q'_{bs}$$

$$q_u = 1,35 [(6,83 \times 0,30) + 0,883] + 1,5 \times 1 \times 0,30 \Rightarrow q_u = 4,40\text{ kN/ml}$$

✓ **ELS :**

$$q_s = g_p + (G_b + g) \times b_s$$

$$q_s = 0,883 + (6,83 + 1) \times 0,30 \Rightarrow q_s = 3,23\text{ kN/ml}$$

c. Largeur de la dalle :

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

$$b_{\text{eff}} = \inf \begin{cases} 2 \times L_0 / 8 = 2 \times 6 / 8 = 1,5\text{m} \\ b = 4,5\text{m} \end{cases}$$

d. Position de l'axe neutre plastique :

$$R_{\text{béton}} = 0,57 \times f_{ck} \times b_{\text{eff}} \times h_c = 0,57 \times 25 \times 1500 \times 95 \times 10^{-3} = 2030,62 \text{ kN}$$

$$R_{\text{acier}} = 0,95 \times f_y \times A_0 = 0,95 \times 275 \times 11250 \times 10^{-3} = 2939,06 \text{ kN}$$

$R_{\text{béton}} \leq R_{\text{acier}}$ Axe neutre se trouve dans la section d'acier

$$R_{\text{ame}} = 0,95 \times (H - 2t_f) \times t_w \times f_y$$

$$R_{\text{ame}} = [0,95 \times (290 - 2 \times 14) \times 8,5 \times 275] \times 10^{-3} = 581,80 \text{ kN}$$

$R_{\text{ame}} \leq R_{\text{béton}}$ donc l'axe neutre dans la semelle supérieure du profilé

e. Vérification Moment fléchissant :

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

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

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} + \frac{3R_u \times l}{5} = \frac{4,40 \times 6^2}{8} + \frac{3 \times 73,30 \times 6}{5} = 283,68 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl,rd} = 2939,06 \times \frac{290}{2} + 2030,62 \times \left[\frac{95}{2} + 55 \right] = 634,30 \text{ kN.m}$$

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

$$r = \frac{283,68}{634,30} = 0,44$$

f. Vérification l'effort tranchant :

On doit vérifier que :

$$V_{sd} < V_{pl,rd} = \frac{f_y \times A_v}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0v}}$$

D'où:

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

$$A_v = 11250 - 2 \times 300 \times 14 + (8,5 + 2 \times 27) \times 14 = 3725 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{275 \times 3735}{1 \times \sqrt{3}} \times 10^{-3} = 591,42 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = \frac{q_u \times L}{2} + 2R_u$$

$$V_{sd} = \frac{4,40 \times 6}{2} + 2 \times 73,30 = 159,8 \text{ kN}$$

$$V_{pl,rd} > V_{sd} \Rightarrow 591,42 \text{ kN} > 159,8 \text{ kN} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$$0,5 \times V_{pl,rd} = 295,71 \text{ kN} > V_{sd}$$

Il n'y a pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant. Donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance à la flexion.

g. Vérification de La rigidité :

Il faut vérifier que :

$$f_{\max} \leq \bar{f} = \frac{L}{250} = 24 \text{ mm}$$

Avec :

$$q_{ser} = 3,23 \text{ kN/ml.}$$

$$R_{ser} = 53,55 \text{ kN}$$

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

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

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

$$V = \frac{A_a}{A_b} = \frac{11250}{1500 \times 95} = 0,078 \quad m = \frac{E_a}{E_b} = 15$$

$$I_c = \frac{11250 \times (95 + 2 \times 55 + 290)^2}{4 \times (1 + 15 \times 0,078)} + \frac{1500 \times 95^3}{12 \times 15} + 18260 \times 10^4 = \times 10^8 \text{ mm}^4$$

$$f^{\max} = f^1 + f^2$$

$$f^1 = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 3,23 \times (6000)^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 5 \times 10^8} = 0,53 \text{ mm}$$

$$f^2 = \frac{63 \times R_s \times l^3}{1000 \times E \times I_y} = \frac{63 \times 53,55 \times 10^3 \times (6000)^3}{1000 \times 2,1 \times 10^5 \times 5 \times 10^8} = 6,94 \text{ mm}$$

$$f^{\max} = 0,53 + 6,94 = 7,47 \text{ mm} < f^{\text{adm}} = 24 \text{ mm}$$

Condition de la flèche vérifiée

La flèche totale = la flèche de la phase de construction + la flèche de la phase finale

$$f_{\text{tot}} = 7,47 + 9,702 = 17,172 \text{ mm} < f_{\text{adm}} = 22 \text{ mm} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Plancher courant :

Phase initiale

Les résultats sont les mêmes comme plancher terrasse

Phase final

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

- Poids propre du profilé IPE 300..... $g_p = 0,883 \text{ kN/m}$
- Charge permanente..... $G_t = 5,18 \text{ kN/m}^2$
- Surcharge d'exploitation $Q_t = 1,5 \text{ Kn}$

a. Les réactions des solives :

ELU :

$$q_u = 14,077 \text{ KN/ml}$$

$$R_u = \frac{14,07 \times 5}{2} + \frac{14,07 \times 4}{2} = 63,35 \text{ kN} ; R_s = \frac{10,178 \times 5}{2} + \frac{10,178 \times 4}{2} = 45,80 \text{ kN}$$

ELS :

$$q_s = 10,178 \text{ KN/ml}$$

b. Combinaisons des charges

✓ **ELU :**

$$q_u = 1,35 [(G'_{bs}) + g_p] + 1,5 \cdot Q'_{bs}$$

$$q_u = 1,35 [(5,18 \times 0,30) + 0,883] + 1,5 \times 1,5 \times 0,30 \Rightarrow q_u = 3,96 \text{ kN/ml}$$

✓ **ELS :**

$$q_s = g_p + (G_b + g) \times b_s$$

$$q_s = 0,883 + (5,18 + 1,5) \times 0,30 \Rightarrow q_s = 2,88 \text{ kN/ml}$$

c. Largeur de la dalle :

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

$$b_{\text{eff}} = \inf \begin{cases} 2 \times L_0 / 8 = 2 \times 6 / 8 = 1,5 \text{ m} \\ b = 4,5 \text{ m} \end{cases}$$

d. Position de l'axe neutre plastique :

$$R_{\text{béton}} = 0,57 \times f_{ck} \times b_{\text{eff}} \times h_c = 0,57 \times 25 \times 1500 \times 95 \times 10^{-3} = 2030,62 \text{ kN}$$

$$R_{\text{acier}} = 0,95 \times f_y \times A_0 = 0,95 \times 275 \times 11250 \times 10^{-3} = 2939,06 \text{ kN}$$

$R_{\text{béton}} \leq R_{\text{acier}}$ Axe neutre se trouve dans la section d'acier

$$R_{\text{ame}} = 0,95 \times (H - 2t_f) \times t_w \times f_y$$

$$R_{\text{ame}} = [0,95 \times (290 - 2 \times 14) \times 8,5 \times 275] \times 10^{-3} = 581,80 \text{ kN}$$

$R_{\text{ame}} \leq R_{\text{béton}}$ donc l'axe neutre dans la semelle supérieure du profilé

e. Vérification de moment fléchissant :

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

$$\text{condition suivante : } M_{plrd} = R_{\text{acier}} \times \frac{h_a}{2} + R_{\text{béton}} \times \left[\frac{h_c}{2} + h_p \right]$$

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} + \frac{3R_u \times l}{5} = \frac{3,96 \times 6^2}{8} + \frac{3 \times 63,35 \times 6}{5} = 245,88 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl,rd} = 2939,06 \times \frac{290}{2} + 2030,62 \times \left[\frac{95}{2} + 55 \right] = 634,30 \text{ kN.m}$$

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

$$r = \frac{245,88}{634,30} = 0,39$$

f. Vérification l'effort tranchant :

On doit vérifier que :

$$V_{sd} < V_{pl,rd} = \frac{f_y \times A_v}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0v}}$$

D'où:

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

$$A_v = 11250 - 2 \times 300 \times 14 + (8.5 + 2 \times 27) \times 14 = 3725 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{275 \times 3735}{1 \times \sqrt{3}} \times 10^{-3} = 591,42 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = \frac{q_u \times L}{2} + 2R_u$$

$$V_{sd} = \frac{3,96 \times 6}{2} + 2 \times 63,35 = 138,58 \text{ kN}$$

$$V_{pl,rd} > V_{sd} \Rightarrow 591,42 \text{ kN} > 138,58 \text{ kN} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$$0,5 \times V_{pl,rd} = 295,71 \text{ kN} > V_{sd}$$

Il n'y a pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant. Donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance à la flexion.

g. Vérification de La rigidité :

Il faut vérifier que :

$$f_{\max} \leq \bar{f} = \frac{L}{250} = 24 \text{ mm}$$

Avec :

$$q_{ser} = 2,88 \text{ kN/ml.}$$

$$R_{ser} = 45,80 \text{ kN}$$

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

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

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

$$V = \frac{A_a}{A_b} = \frac{11250}{1500 \times 95} = 0,078 \quad m = \frac{E_a}{E_b} = 15$$

$$I_c = \frac{11250 \times (95 + 2 \times 55 + 290)^2}{4 \times (1 + 15 \times 0,078)} + \frac{1500 \times 95^3}{12 \times 15} + 18260 \times 10^4 = 5 \times 10^8 \text{ mm}^4$$

$$f^{\max} = f^1 + f^2$$

$$f^1 = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 2,88 \times (6000)^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 5 \times 10^8} = 0,46 \text{ mm}$$

$$f^2 = \frac{63 \times R_s \times l^3}{1000 \times E \times I_y} = \frac{63 \times 45,80 \times 10^3 \times (6000)^3}{1000 \times 2,1 \times 10^5 \times 5 \times 10^8} = 5,93 \text{ mm}$$

$$f^{\max} = 0,46 + 5,93 = 6,39 \text{ mm} < f^{\text{adm}} = 24 \text{ mm}$$

Condition de la flèche vérifiée

La flèche totale = la flèche de la phase de construction + la flèche de la phase finale

$$f_{\text{tot}} = 6,39 + 9,702 = 16,092 \text{ mm} < f^{\text{adm}} = 24 \text{ mm} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

h. Vérification de déversement :

il est pas nécessaire parce que le béton est durcie

II.7.1. Calcul des connecteurs

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

$$\text{Type goujons : } \left\{ \begin{array}{l} \text{hauteur} = 65 \text{ mm} \\ \text{Diamètre} = 19 \text{ mm} \end{array} \right.$$

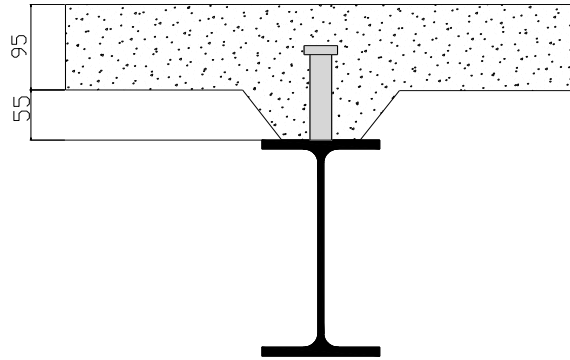


Figure II. 8 : Schéma des positions des connecteurs [23].

II.7.1.1 Résistance du connecteur isolée

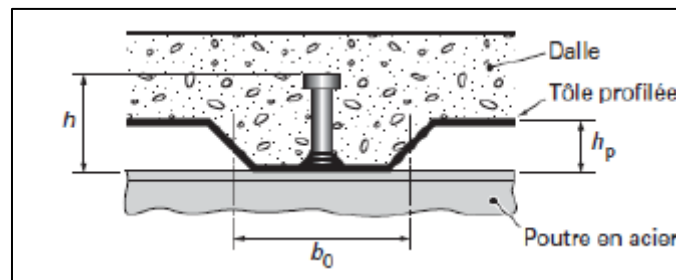


Figure II. 9 : Dimensions de la tôle et du connecteur [23].

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

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) 150mm
- $K_{t,max}$: limite supérieure pour le facteur K, égale 0.85 d'après le tableau 6.2 si dessous.
- 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 :

$$K = 0.6 \times \frac{b_0}{h_p} \left(\frac{h_c}{h_p} - 1 \right) \rightarrow K = 0.6 \times \frac{88,5}{55} \left(\frac{95}{55} - 1 \right) \rightarrow K = 0.82$$

Donc :

$$P_{rd} = 0,82 \times 73,13 = 59,96kN$$

$$P_{rd} = 59,96kN$$

II.7.1.2. Effort tranchant repris par les goujons

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

Avec :

R_b : Résistance de compression du béton ; $R_b = 2030,62 \text{ kN}$

R_a : Résistance de traction du profilé d'acier ; $R_a = 2939,06 \text{ kN}$

D'où : $R_L = R_b = 2030,62 \text{ kN}$

II.7.1.3 Nombre de connecteurs par demi portée

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

$$n = \frac{2030,62}{59,96} \rightarrow n = 31,22$$

Ce qui nous fera un total de 62 connecteurs sur toute la longueur de la solive, et donc 31 connecteurs par demi porté.

II.7.1.4 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 poutre ; $L = 6m$

$$E = \frac{6000}{62-1} \rightarrow E = 98,36 \text{ mm}$$

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

$$E_{max} = 6h_c \rightarrow E_{max} = 6 \times 95 = 570 \text{ mm} \quad E_{min} < 98,36 < E_{max} \text{ à vérifiée}$$

On opte pour un espacement de 9,83cm entre les goujons.

II.8. Pré dimensionnement des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux qui doivent reprendre les efforts (compression, flexion) et les transmettre aux fondations.

a. Principe de calcul

Les poteaux sont pré-dimensionnés en compression simple en choisissant le poteau le plus sollicité de la structure, dans notre cas c'est le poteau central.

Le poteau est affecté de la surface du plancher chargé lui revenant, on utilisera un basé sur la descente de charge

b. Étapes de pré-dimensionnement

- Calcul de la surface reprise par chaque poteau.
- Évaluation de l'effort normal ultime de la compression à chaque niveau d'après la descente des charges.

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

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

G : Poids propre des éléments qui sollicitent le poteau étudié non compris son poids propre.

Q : Surcharge d'exploitation dans le cas où la charge d'exploitation est la même pour tous les étages, la loi de dégression est équivalente à la règle usuelle dans laquelle les charges d'exploitation de chaque étage sont réduites.

La structure étudiée possède des poteaux en profilé HEA.

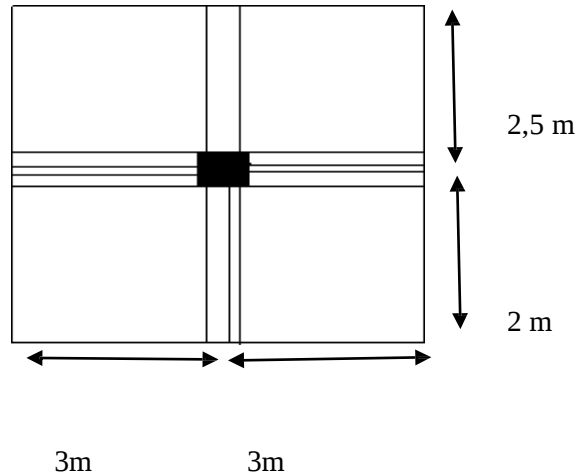


Figure.II.10 : Le poteau le plus sollicité (poteau D6)

Calcul de la surface : $S = 27 \text{ m}^2$

c. Les charges permanentes :

- Poids du plancher terrasse : $G_t \cdot S = 6.83 \times 27 = 184,41 \text{ kN}$
- Poids de poutre principale : $G_{pp(\text{HEA } 300)} = (0,883 \times 6) = 5,298 \text{ KN}$
- Poids des poutres non porteuses : $G_{ps(\text{IPE } 160)} = 0,158 \times 5 = 0,79 \text{ kN}$
- Poids des solives : $G_{solive(\text{IPE } 160)} = (0,158 \times 5) \times 4 = 3,16 \text{ kN}$
- Poids du plancher courant : $G_c \cdot S = 5.18 \times 27 = 139.86 \text{ KN}$

Tableau II. 4: La charge permanente sur le poteau le plus sollicité

Niveaux	Surface (m^2)	Charge permanente Cumulé (kN)
12 ^{eme} étage	27	191,288
11 ^{eme} étage	27	338,026
10 ^{eme} étage	27	484,764
9 ^{eme} étage	27	631,502
8 ^{eme} étage	27	778,24
7 ^{eme} étage	27	924,978
6 ^{eme} étage	27	1071,716
5 ^{eme} étage	27	1218,454
4 ^{eme} étage	27	1365,192
3 ^{eme} étage	27	1511,93
2 ^{eme} étage	27	1658,668
1 ^{eme} étage	27	1805,406

RDC	27	1952,144
-----	----	----------

d. Les charges d'exploitation :

- Plancher terrasse : $Q_t \cdot S = 1,0 \times 27 = 27 \text{ kN}$
- Plancher courant : $Q_c \cdot S = 1.5 \times 27 = 40,5 \text{ KN}$

Tableau II. 5: La charge d'exploitation sur le poteau central (loi de dégression)

Niveaux	Surface(m ²)	Surcharges	Surcharges (KN)
12 ^{eme} étage	27	$\Sigma_0 = Q_0$	27
11 ^{eme} étage	27	$\Sigma_1 = Q_0 + Q_1$	67
10 ^{eme} étage	27	$\Sigma_2 = \Sigma_1 + 0,9Q_2$	103,95
9 ^{eme} étage	27	$\Sigma_3 = \Sigma_2 + 0,8Q_3$	136,35
8 ^{eme} étage	27	$\Sigma_4 = \Sigma_3 + 0,7Q_4$	164,7
7 ^{eme} étage	27	$\Sigma_5 = \Sigma_4 + 0,6Q_5$	189
6 ^{eme} étage	27	$\Sigma_6 = \Sigma_5 + 0,5Q_6$	209,25
5 ^{eme} étage	27	$\Sigma_7 = \Sigma_6 + 0,5Q_7$	229,5
4 ^{eme} étage	27	$\Sigma_8 = \Sigma_7 + 0,5Q_8$	249,75
3 ^{eme} étage	27	$\Sigma_9 = \Sigma_8 + 0,5Q_9$	270
2 ^{eme} étage	27	$\Sigma_{10} = \Sigma_9 + 0,5Q_{10}$	290,25
1 ^{er} étage	27	$\Sigma_{11} = \Sigma_{10} + 0,5Q_{11}$	310,5
RDC	27	$\Sigma_{12} = \Sigma_{11} + 0,5Q_{12}$	330,75

Remarque : La loi de digression des charges exploitations selon le DTR B.C 2.2

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 :**

- a. **Calcul du poteau du RDC :**

$$N_{sd} = 1,35G + 1,5Q$$

$$N_{sd} = 1,35 \times 1952,144 + 1,5 \times 330,75 = 3131,52 \text{ KN}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{3131,52 \times 10^3 \times 1,1}{275} = 125,26 \text{ cm}^2$$

Profilé choisi **HEA400** ; **A= 159 cm²**

Tableau : Les efforts normaux, la section et le profilé des poteaux

Niveau	Nsd (KN)	A (cm ²)	Profilé
12 ^{eme} étage	298,738	11,94	HEA120
11 ^{eme} étage	557,58	22,30	HEA140
10 ^{eme} étage	810,35	32,41	HEA160
9 ^{eme} étage	1057,05	42,28	HEA180
8 ^{eme} étage	1297,67	51,90	HEA220
7 ^{eme} étage	1532,22	61,28	HEA220
6 ^{eme} étage	1760,69	70,42	HEA240
5 ^{eme} étage	1989,16	79,56	HEA260
4 ^{eme} étage	2217,63	88,70	HEA280
3 ^{eme} étage	2446,11	97,84	HEA300
2 ^{eme} étage	2674,58	106,98	HEA320
1 ^{eme} étage	2903,05	116,12	HEA360
RDC	3131,52	125,26	HEA400

b. Vérification de flambement

Poteau plus sollicité : Poteaux HEA 400 (RDC)

Il faut vérifier que : $N_{sd} \leq N_{bRd} = \chi \frac{\beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{M1}}$

Avec :

$\beta_A = 1$ Pour les sections classe 1 et 2

$\gamma_{M1} = 1,1$

χ : Facteur de réduction pour le déversement.

$f_y = 275 \text{ MPa}$

$l_{fy} = l_0 = 3,06 \text{ m}$

$l_{fz} = 0,7l_0 = 2,142 \text{ m}$

$$\lambda_y = \frac{l_{fy}}{i_y} = \frac{3060}{168,4} = 18,17$$

$$\lambda_z = \frac{l_{fz}}{i_z} = \frac{2142}{73,4} = 29,18$$

$$\lambda = \max \{ \lambda_y, \lambda_z \} = \max (18,17; 29,18) = 29,18$$

Choix de la courbe de flambement :

$$\frac{h}{b} = \frac{390}{300} = 1,3 > 1,2$$

$$t_f = 19 \text{ mm} < 100 \text{ mm}$$

Courbe de flambement b $\Rightarrow \alpha = 0,34$

$$\chi = \left(\frac{\lambda}{\lambda_1} \right) \times \sqrt{\beta_A} = \frac{29,18}{93,91 \times 0,92} \times 1 = 0,34 > 0,2$$

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

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,92$$

$$\phi = 0,5 \left[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right] = 0,5[1 + 0,34(0,34 - 0,2) + 0,34^2] = 0,582$$

$$\chi = \frac{1}{\left(\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2} \right)} = \frac{1}{0,582 + \sqrt{(0,582^2 - 0,34^2)}} = 0,948$$

$$N_{sd} = 3131,52 \text{ KN} < N_{brd} = 0,948 \frac{1 \times 15900 \times 275}{1,1} = 3768,3 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Choix final des sections des profilés :

Etage	Profilé	χ	Nsd	Nb,rd (Kn)	Condition
12ème	HEA140	0,72	298,738	565,56	Verifier.
11ème	HEA140	0,72	557,58	565,56	Verifier.
10ème	HEA180	0,810	810,35	923,1	Verifier.
9ème	HEA200	0,844	1057,05	1135,81	Verifier.
8ème	HEA220	0,87	1297,67	1399,40	Verifier.
7ème	HEA240	0,923	1532,22	1773,08	Verifier.
6ème	HEA240	0,923	1760,69	1773,08	Verifier.
5ème	HEA280	0,922	1989,16	2241,84	Verifier.
4ème	HEA280	0,922	2217,63	2241,84	Verifier.
3ème	HEA300	0,934	2446,11	2626,88	Verifier.
2ème	HEA320	0,934	2674,58	2904,74	Verifier.
1er	HEA360	0,931	2903,05	3440,05	Verifier.
RDC	HEA400	0,948	3131,52	3768,3	Verifier.

Pour une structure plus pratique et pour que le portique sera plus homogène on a choisi ce choix :

Etage	Profilé
12^{ème}	HEA300
11^{ème}	HEA300
10^{ème}	HEA300
9^{ème}	HEA300
8^{ème}	HEA300
7^{ème}	HEA360
6^{ème}	HEA360
5^{ème}	HEA360
4^{ème}	HEA360
3^{ème}	HEA400
2^{ème}	HEA400
1^{er}	HEA400
RDC	HEA400

Conclusion

Dans ce chapitre nous avons pré-dimensionné les éléments structuraux de notre structure conformément aux règles de l'Eurocode 3 [5] et du CCM97 [6] ; les sections ont été récapitulé précédemment, ces dernières vont nous permettre d'avoir une idée primaire pour l'étape de la modélisation.

CHAPITRE III : Etude climatique (Neige Et Vent)

III.1. Effet de la neige

III.1.1. Introduction :

L'accumulation de la neige sur la toiture de la tour produit une surcharge qu'il faut la prendre en compte pour les vérifications des éléments de cette structure. Le règlement RNV2013 s'applique à l'ensemble des constructions en Algérie situées à une altitude inférieure à 2000 mètres.

III.1.2. Calcul des charges de neige :

La charge caractéristique de neige S par unité de surface en projection horizontale de toitures ou de toute autre surface soumise à l'accumulation de la neige s'obtient par la formule suivante :

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

Où :

- S_k (en kN/m^2) est la charge de neige sur le sol, fonction de l'altitude et de la zone de neige.
- μ est un coefficient d'ajustement des charges, fonction de la forme de la toiture, appelé coefficient de forme.

Notre structure se trouve dans la zone **B** selon les classifications de RNV2013.

La valeur de S_k en kN/m^2 est déterminée par la loi de variation suivante en fonction de l'altitude H en m du site considéré :

$$S_k = \frac{0.07 \times 75 + 15}{100}$$

Avec : $H = 75 \text{ m}$

$$S_k = \frac{0.04 \times 75 + 15}{100} = 0.13 \text{ kN/m}$$

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

$$\mu = 0,8$$

On suppose que la neige est sur toute la toiture, donc on prend :

$$\mu = 0,8$$

$$\text{Alors } S = 0,8 \times 0.13$$

$$S=0.104\text{kN/m}^2$$

La charge de la neige $S_n = 0,104 \text{ kN/m}^2$

III.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.

Les actions du vent appliquées aux parois dépendent de :

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

III.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 $C_d \geq 1.2$.

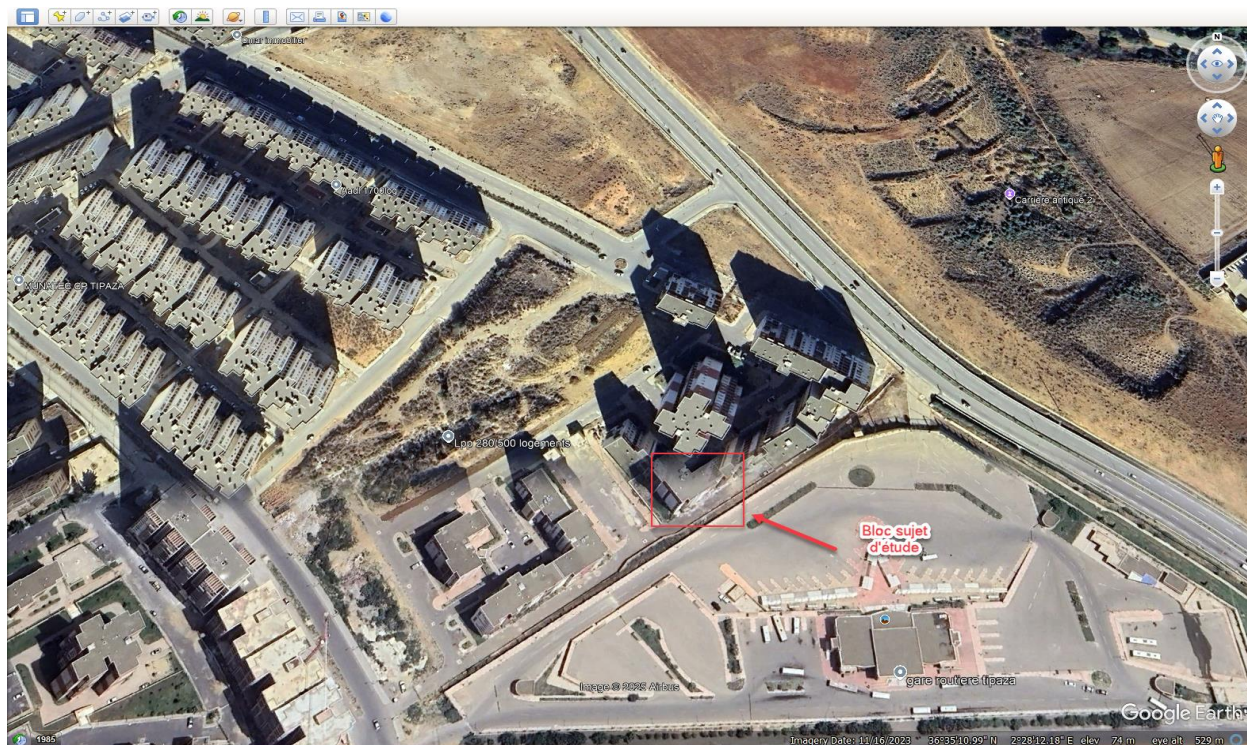


Figure III.1: emplacement de la structure.

III.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.RNV version 2013)
- ✓ Terrain catégorie II ... $K_t = 0,190$ $Z_0 = 0,05\text{m}$, $Z_{\min} = 2\text{m}$, $\varepsilon = 0,52$ (Tab 2.4)
- Hauteur de référence Z_e (§2.3.2.RNV version 2013)
 - ✓ $h = 39.78\text{m}$; $b = 23.5\text{m}$.
 - ✓ La hauteur de référence est : $b < h < 2b$

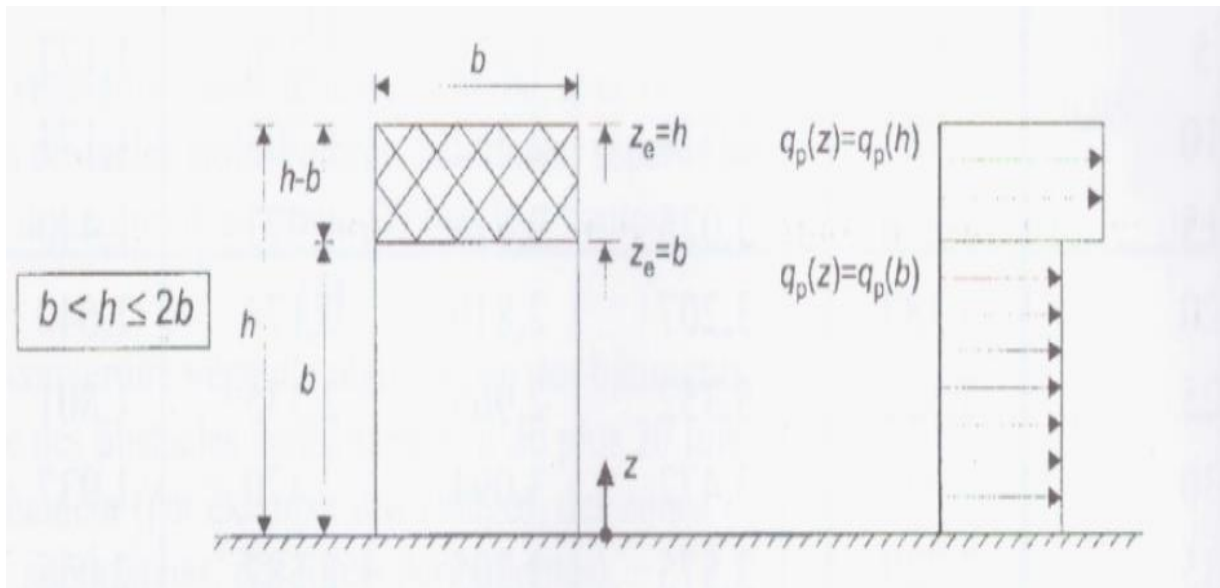


Figure III.2: Hauteur de référence Z_e et profil correspondant de la pression dynamique [2].

III.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. RNV Version2013)

Tableau III. 1: Coefficient de rugosité

Tronçon	Z [m]	C_r
De 0 à 23.5	23.5	1,169
De 23.5 à 39.78	39.78	1,269

b. Coefficient de topographie :

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

Tableau III. 2: Coefficient topographique

Tronçon	Z [m]	C _t
De 0 à 23.5	23.5	1
De 23.5 à 39.78	39.78	1

c. Intensité de turbulence :

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

Tableau III. 3: Coefficient Intensité de turbulence

Tronçon	Z [m]	I _v
De 0 à 23.5	23.5	0,162
De 23.5 à 39.78	39.78	0,149

d. Coefficient d'exposition :

Cas de structures peu sensibles aux excitations dynamiques

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

Tableau III. 4: Coefficient d'exposition

Tronçon	Ze [m]	C _e
De 0 à 23.5	23.5	2,916
De 23.5 à 39.78	39.78	3.289

Tableau III. 5: Tableau Récapitulatif

Tronçon	Ze [m]	C _r	C _t	I _v	C _e	q _p [N/m ²]
De 0 à 23.5	23.5	1,169	1	0,162	2,916	1093,5
De 23.5 à 39.78	39.78	1,269	1	0,149	2.791	1233,375

III.2.4. Calcul de la pression due au vent

III.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 :

$$W(z_j) = q_p(z_e) \times [C_{pe} - C_{pi}] \quad [\text{N/m}^2] \quad (\text{\S 2.5.2. RNV version 2013}).$$

Coefficients de pressions extérieures **C_{pe}**

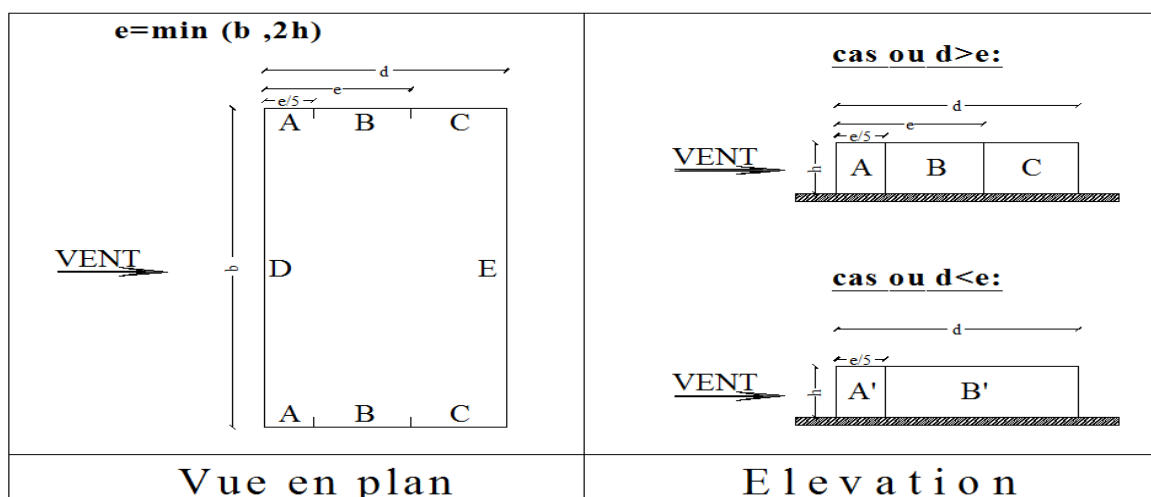


Figure III.3 : Légende pour la paroi verticale [2].

On détermine le coefficient à partir des conditions suivantes : ² (§ 5.1.1.2 RNV

Version 2013)

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

➤ **Paroi vertical (V1 et V3) :**

Cas de vent perpendiculaire à la largeur du bâtiment

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

- $$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \quad b=24,3\text{m} \\ \bullet \quad h=39,78\text{m} \\ \bullet \quad d=23,5\text{m} \\ \bullet \quad e=\min [b, 2 \times ht] \Rightarrow e=24,3\text{m} \end{array} \right.$$

Tableau III.6: valeurs de C_{pe} pour les parois verticales - direction V1 du vent

Zone	Surface (m ²)	C _{pe}
A'	193,33 > 10 donc C_{pe}=C_{pe.10}	-1
B'	741,49 > 10 donc C_{pe}=C_{pe.10}	-0,8
D	966,654 > 10 donc C_{pe}=C_{pe.10}	+0,8
E	966,654 > 10 donc C_{pe}=C_{pe.10}	-0,3

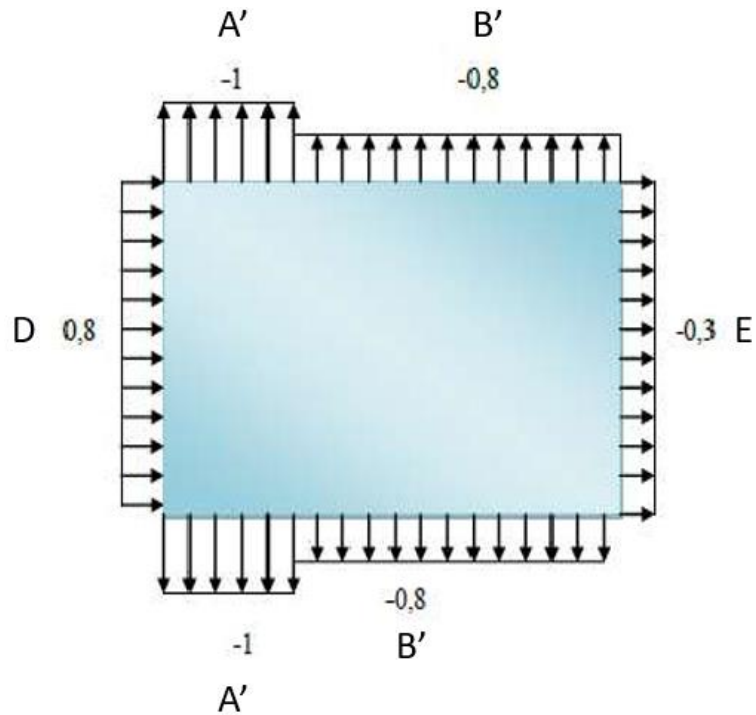


Figure III.4: zone de pression pour les parois verticales.

a- Coefficient de pression intérieur C_{pi} :

✓ $C_{pi1} = 0,8$

✓ $C_{pi2} = -0,5$

REMARQUE :

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

Calcul de pression due au vent $W(z)$

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

Tableau III.7: Récapitulatif (V1 et V3)

Zone	Z(m)	qp(ze)	C _{pe1}	C _{pi2}		W (zj) [N/m ²]	
A'	23,5	1093,5	-1	0,8	-0,5	-1968,3	-546,75
	39,78	1233,375	-1	0,8	-0,5	-2220,075	-616,68
B'	23,5	1093,5	-0.8	0,8	-0,5	-1749,6	-328,05
	39,78	1233,375	-0.8	0,8	-0,5	-1973,4	-370,01
D	23,5	1093,5	+0,8	0,8	-0,5	0	1421,55
	39,78	1233,375	+0,8	0,8	-0,5	0	1603,875
E	23,5	1093,5	-0,3	0,8	-0,5	-1202,85	218,7
	39,78	1233,375	-0.3	0,8	-0,5	-1356,71	246,675

➤ **Terrasse :**

La hauteur de l'acrotère $h_p=0.6m$ nous avant une toiture plate $\alpha < 4^0$ Selon
(§5.1.3RNV Version 2013)

$$e = \min (b, 2h) = 24,3m$$

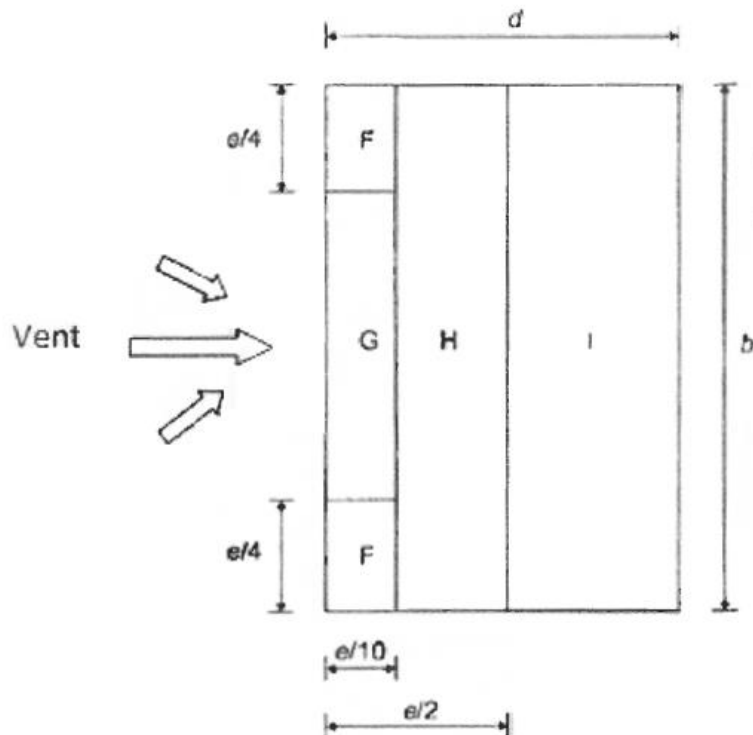


Figure III.5: Légende pour la paroi verticale la toiture (V1 et V3) [2].

D'après le tableau **5.2 RNV 2013** on a : $h_p / h = 0,015$

a. Coefficients de pressions extérieures C_{pe} :

Tableau III. 6: Valeurs des pressions C_{pe} pour les différentes zones de terrasse sous V1 et V3

Zone	$S > 10m^2$	C_{pe10}
F	14,76	-1,6
G	29,52	-1,1
H	236,2	-0.7
I	275,80	$\pm 0,2$

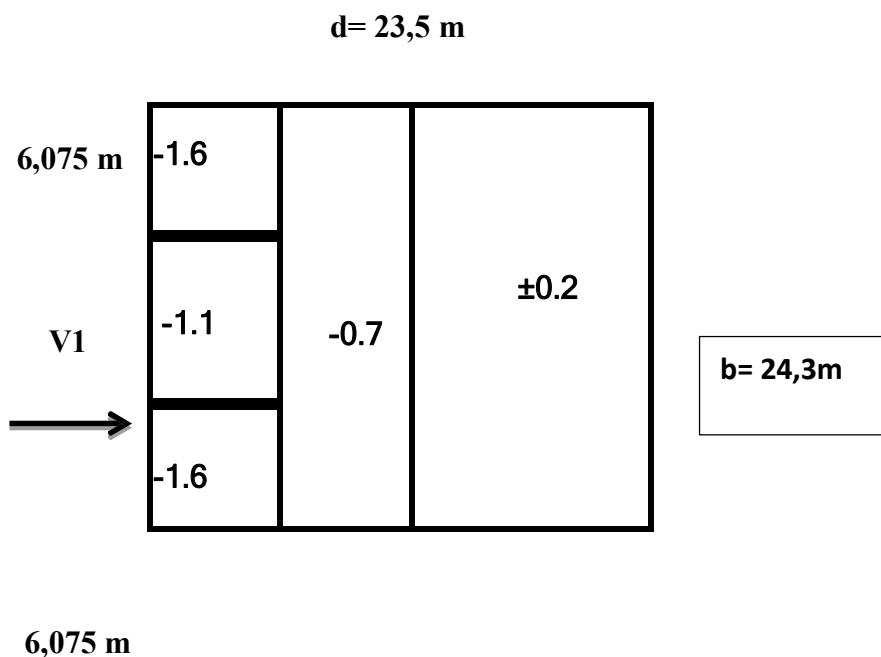


Figure III.6: zone de pression pour la terrasse.

b. Coefficient de pression intérieure C_{pi} :

Dans le cas de bâtiments fermés, dont les ouvrants doivent, pouvoir être manœuvrés en toutes circonstances, ou dont les façades en rez-de-chaussée sont laissées sans protection et peuvent être brisées par les objets entraînés par le vent, les valeurs suivantes doivent être utilisées :

$$C_{pi1} = 0.8 \quad ; \quad C_{pi2} = -0.5$$

c. Calcul de pression due au vent $W(z)$:

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

Tableau III. 7: Récapitulatif (V1)

Zone	Z(m)	$q_p(z_e)$	C_{pe}	C_{pi1}	C_{pi2}	W1 (zj) [N/m ²]	W2 (zj) [N/m ²]
F	23,5	1093,5	-1,6	0,8	-0,5	-2624,4	-1202,85
	39,78	1233,375	-1,6	0,8	-0,5	-2960,1	-1356,71
G	23,5	1093,5	-1,1	0,8	-0,5	-2077,65	-656,1
	39,78	1233,375	-1,1	0,8	-0,5	-2343,41	-740,03
H	23,5	1093,5	-0,7	0,8	-0,5	-1640,25	-218,7
	39,78	1233,375	-0,7	0,8	-0,5	-1850,06	-246,68
I	23,5	1093,5	$\pm 0,2$	0,8	-0,5	-1093,5	328,05
	39,78	1233,375	$\pm 0,2$	0,8	-0,5	-1233,375	370,013

➤ Paroi vertical (V2 et V4) :

Cas de vent perpendiculaire à la largeur du bâtiment

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \quad b=23,5\text{m} \\ \bullet \quad h=39,78\text{m} \\ \bullet \quad d=24,3\text{m} \\ \bullet \quad e=\min [b, 2 \times h_t] \Rightarrow e=23,5\text{m} \end{array} \right.$$

Tableau III.10: valeurs de C_{pe} pour les parois verticales - direction V2 du vent.

Zone	Surface (m^2)	C_{pe}
A	$186,97 > 10$ donc $C_{pe}=C_{pe.10}$	-1
B	$747,87 > 10$ donc $C_{pe}=C_{pe.10}$	-0,8
C	$31,82 > 10$ donc $C_{pe}=C_{pe.10}$	-0,5
D	$934,83 > 10$ donc $C_{pe}=C_{pe.10}$	+0,8
E	$934,83 > 10$ donc $C_{pe}=C_{pe.10}$	-0,3

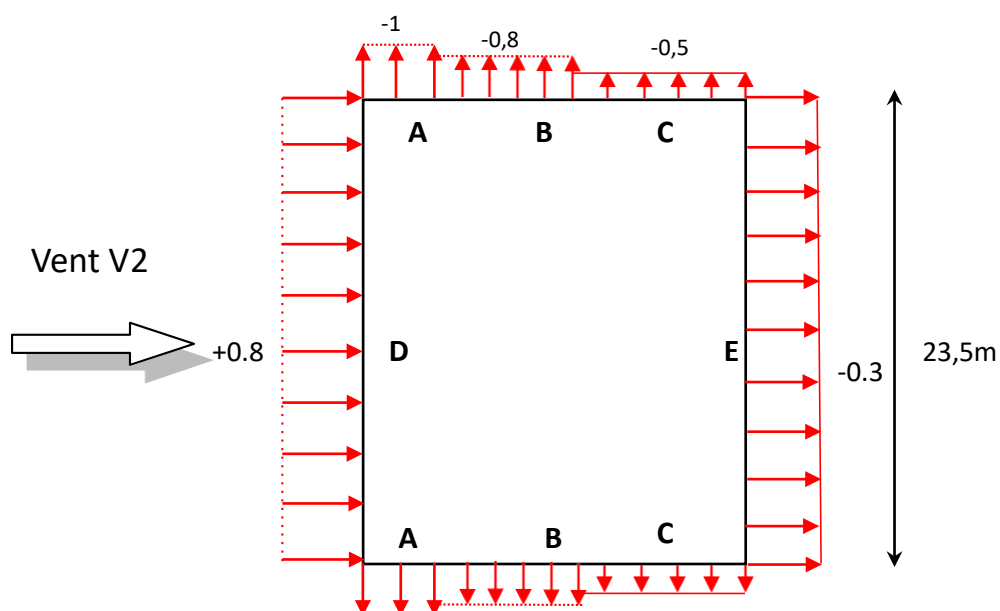


Figure III.7: Représentation des coefficients C_{pe} sur les différentes zones(V2).

a. Coefficient de pression intérieur C_{pi} :

- ✓ $C_{pi1} = 0,8$
- ✓ $C_{pi2} = -0,5$

REMARQUE :

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

b. Calcul de pression due au vent $W(z)$:

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

Tableau III.11: Récapitulatif (V2 et V4)

Zone	Z(m)	$q_p(z_e)$	C_{pe1}	C_{pi2}		$W(z_j)$ [N/m ²]	
A	23,5	1093,5	-1	0,8	-0,5	-1968,3	-546,75
	39,78	1233,375	-1	0,8	-0,5	-2220,075	-616,68
B	23,5	1093,5	-0.8	0,8	-0,5	-1749,6	-328,05
	39,78	1233,375	-0.8	0,8	-0,5	-1973,4	-370,01
C	23,5	1093,5	-0,5	0,8	-0,5	-1421,55	0
	39,78	1233,375	-0,5	0,8	-0,5	-1603,39	0
D	23,5	1093,5	+0,8	0,8	-0,5	0	1421,55
	39,78	1233,375	+0,8	0,8	-0,5	0	1603,388
E	23,5	1093,5	-0,3	0,8	-0,5	-1202,85	218,7
	39,78	1233,375	-0.3	0,8	-0,5	-1356,71	246,675

➤ **Terrasse :**

Les toitures plates sont celles dont la pente est inférieure ou égale à 4°. Les différentes zones de pression F, G, H, I sont représentées sur la figure

$$e = \text{Min} [b; 2h] = \text{Min} [23,5; 79,56]$$

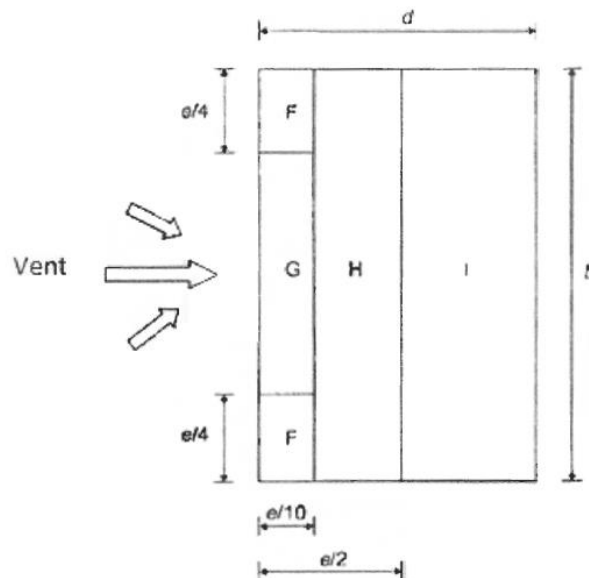


Figure III.8: Légende pour la paroi verticale la toiture (V2 et V4) [2].

D'après le tableau 5.2 RNV 2013 on a : $h_p / h = 0,015$

a. Coefficients de pressions extérieures C_{pe} :

Tableau III.12 : Valeurs des pressions C_{pe} pour les différentes zones de terrasse sous V2 et V4

Zone	$S > 10m^2$	C_{pe10}
F	13,80	-1,6
G	27,61	-1,1
H	220,9	-0.7
I	294,93	$\pm 0,2$

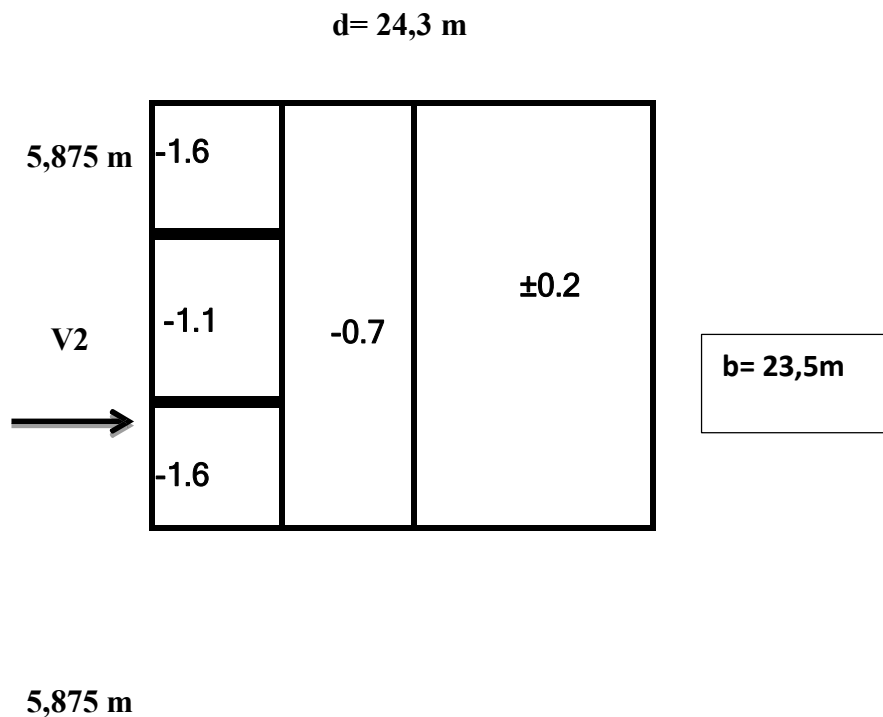


Figure III.9: zone de pression pour la terrasse.

b. Coefficient de pression intérieure C_{pi} :

Le coefficient de la pression intérieure C_{pi} des bâtiments sans cloisons intérieurs est donné en fonction de l'indice de perméabilité μ_p .

On définit l'indice de perméabilité μ_p comme suit :

✓ $C_{pi} = 0,8$

✓ $C_{pi} = -0,5$

c. Calcul de pression due au vent $W(z)$:

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

Tableau III.13: Récapitulatif(V2)

Zone	Z(m)	qp(ze)	C _{pe}	C _{pi1}	C _{pi2}	W1 (zj) [N/m²]	W1 (zj) [N/m²]
F	39,78	1233,375	-1,6	0,8	-0,5	-2960,1	-1356,71
G	39,78	1233,375	-1,1	0,8	-0,5	-2343,41	-740,03
H	39,78	1233,375	-0,7	0,8	-0,5	-1850,06	-246,68
I	39,78	1233,375	±0,2	0,8	-0,5	-1233,375	370,013

III.2.5. Effets du frottement :

Dans le cas des structures allongées ou élancées, on tient compte d'une force complémentaire due Aux frottements qui s'exerce sur les parois parallèles à la direction du vent au-delà d'une distance des bords au vent égale à la plus petite des valeurs (2b) et (4d).

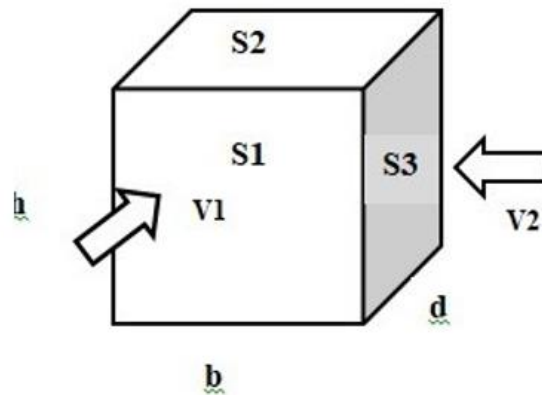


Figure III.11: représentation des surfaces aux vents [2].

Avec :

d : dimension (en m) de la construction parallèle au vent, d=24.5m.

b : dimension (en m) de la construction perpendiculaire au vent, b=44.5m.

h : hauteur (en m) de la construction, h=40.8m.

S1, S2 : surfaces perpendiculaires au vent1.

S3 : surfaces parallèles au vent1.

Si : $\sum \text{surfaces} // \text{au vent} \leq 4 \sum \text{surfaces} \perp \text{au vent}$ la force de frottement est négligeable.

Direction V1 et V3 :

$$S1 = b \times h = 24,3 \times 39,78 = 966,654 \text{ m}^2$$

$$S2 = b \times d = 24,3 \times 23,5 = 571,05 \text{ m}^2$$

$$S3 = d \times h = 23,5 \times 39,78 = 934,83 \text{ m}^2$$

$$S1 + S2 = 1537,704 \text{ m}^2$$

$$4 \times S3 = 3739,32 \text{ m}^2$$

$S1 + S2 \leq 4 \times S3$ Condition vérifiée Donc la force de frottement est négligeable.

Direction V2 et V4 :

$$S1 = b \times h = 23,5 \times 39,78 = 934,83 \text{ m}^2$$

$$S2 = b \times d = 24,3 \times 23,5 = 571,05 \text{ m}^2$$

$$S3 = d \times h = 24,3 \times 39,78 = 966,654 \text{ m}^2$$

$$S1 + S2 = 1505,88 \text{ m}^2$$

$$4 \times S3 = 3866,62 \text{ m}^2$$

$S1 + S2 \leq 4 \times S$ Condition vérifiée Donc la force de frottement est négligeable

Conclusion :

Dans ce chapitre, j'ai étudié les effets climatiques, notamment la neige et le vent, sur la structure métallique R+12. Les charges de neige, bien que faibles, ont été prises en compte conformément au RNV 2013. L'impact du vent s'est révélé plus important, influençant directement le dimensionnement des éléments porteurs. Cette analyse m'a permis d'assurer que la structure respecte les exigences de sécurité face aux conditions climatiques du site

Chapitre IV : Étude dynamique et sismique

IV.1. Introduction :

Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions atteignent la surface du sol. Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol.

Les actions sismiques sur un bâtiment sont des actions dynamiques complexes, elles se manifestent par des mouvements essentiellement horizontaux imposés aux fondations. C'est pour ça que les structures doivent être conçues et construites de manière à résister à ses secousses tout en respectant les recommandations du règlement parasismique.

Le but de ce chapitre est de définir un modèle de structure qui détermine les efforts induits et leur distribution dans le système de stabilité.

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

IV.2. Caractéristique dynamiques propres :

Une structure idéale est dépourvue de tout amortissement de sorte qu'elle puisse vibrer indéfiniment tant qu'il soit nécessaire de lui fournir de l'énergie. Ce comportement est purement théorique en raison de l'existence inévitable des frottements qui amortissent le mouvement.

Les caractéristiques propres de la structure sont obtenues à partir du système non amorti et non forcé, l'équation d'un tel système est donnée par l'équation suivante :

$$[M]\{\ddot{x}(t)\} + [K]\{x(t)\} = \{0\} \quad (1)$$

Avec :

- $[M]$: Matrice de masse de la structure.
- $[K]$: Matrice de rigidité de la structure.
- $\{\ddot{x}\}$: Vecteur des accélérations.
- $\{x\}$: Vecteur des déplacements.

L'analyse d'un système à plusieurs degrés de liberté nous fournit les propriétés dynamiques les plus importantes de ce système, qui sont les fréquences propres et modes propres.

$$\{x(t)\} = \{A\} \sin(\omega_t + \varphi) \quad (2)$$

Avec :

- $\{A\}$: Vecteur des amplitudes.
- ω : Fréquence de vibration.
- φ : Angle de déphasage.

Les accélérations en vibration libre non amortie sont données par :

$$\{x(t)\} = -\omega^2 \{A\} \sin(\omega t + \phi) \quad (3)$$

En substituant les équations (2) et (3) dans l'équation (1) ; on aura :

$$([K] - \omega^2 [M]) \{A\} \sin(\omega t + \phi) = 0 \quad (4)$$

Cette équation doit être vérifiée quel que soit le temps (t), ce qui donne :

$$([K] - \omega^2 [M]) \{A\} = 0 \quad (5)$$

Ce système d'équation est un système à (n) inconnus « Ai ». Ce système ne peut admettre une solution non nulle que si le déterminant de la matrice s'annule c'est à dire

$$\Delta_\omega = |[K] - \omega^2 [M]| = 0 \quad (6)$$

L'expression ci-dessus est appelée « Équation caractéristique ».

En développant l'équation caractéristique, on obtient une équation polynomiale de degré

(n) en (ω^2). Les (n) solutions ($\omega_1^2 ; \omega_2^2 ; \dots ; \omega_n^2$) sont les carrés des pulsations propres des (n) modes de Vibrations possibles. Le 1^{er} mode vibratoire correspond à ω_1 et il est appelé mode fondamental ($\omega_1 < \omega_2 < \dots < \omega_n$)

A chaque pulsation propre, correspond une forme d'oscillation appelée mode propre {A} ou forme modale (**modal Shape**).

IV.3. Modélisation de la structure :

Vu la complexité de l'analyse, il est nécessaire d'établir un modèle numérique représentant la structure, Ce dernier est introduit dans un logiciel de calcul dynamique afin de déterminer les modes propres de vibration ainsi que les efforts sismiques. Parmi les méthodes de modélisation existantes il y a la méthode des éléments finis qui est utilisée par la majorité des logiciels de calcul. Pour cette étude, on utilisera le logiciel ETABS.

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degrés de liberté (DDL) infini, par un modèle ayant un nombre de DDL fini qui décrit le phénomène étudié d'une manière aussi fiable que possible, Ce modèle doit refléter avec une bonne précision le comportement et les paramètres du système d'origine (la masse, la rigidité et l'amortissement).

- **Présentation du logiciel ETABS :**

ETABS est un logiciel de calcul et d'optimisation des structures, il se base sur la méthode d'analyse par éléments finis pour étudier les structures planes et spatiales de type treillis, portique, adaptés pour les bâtiments, en bois, en béton armé, en acier ou mixte, il comprend des modules de dimensionnement, de vérifications et de ferrailage suivant les différentes normes nationales existantes.

Le logiciel permet d'effectuer les étapes de modélisation (définition de la géométrie, conditions aux limites, chargement des structures...etc.) de façon totalement graphique, numérique ou combinée, en utilisant les innombrables outils disponibles.

- **Modélisation de la rigidité :**

On suppose que la structure a « p » nœuds et total (n) DDL numérotés de 1 à n, on considère six DDL par nœud, on aura donc : $n = 6 \times p$.

- **Les éléments de portique**

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

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

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

- **Le Diaphragme**

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

- **Conception du contreventement vertical**

Pour une bonne conception parasismique il faudra :

- Disposer les éléments de contreventement d'une manière symétrique dans chaque direction afin de limiter la torsion d'ensemble.
- Maximiser la largeur des éléments verticaux afin de diminuer la déformabilité horizontale.

- **Connectivité Sol/Structure**

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

- **Modélisation de la masse**

- La masse est calculée par l'équation $(G + \Psi \times Q)$ avec $\Psi = 0.3$ [Tableau 4.2].
- La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux et les poutres est prise égale à celle d'Acier.
- La masse des planchers a été répartie pour chaque poutre porteuse.
- La masse de l'acrotère a été répartie sur les poutres qui se trouvent sur le périmètre des planchers.
- En choisissant l'option (Mass source / From loads), l'ETABS calcule automatiquement les masses des planchers et la masse totale de la structure à partir des charges permanentes et des charges d'exploitation sollicitant la structure.

- **Type de charge à modéliser**

- **Les chargements statiques**

- Poids propre de la structure ;
- Charges d'exploitations.

- **Les chargements dynamiques**

- Les effets sismiques.

IV.4. Choix de la méthode de calcul :

Le calcul sismique se fait selon [7], qui met à notre disposition trois méthodes de calcul :

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

IV.4.1. La méthode statique équivalente :

Notre structure a une hauteur totale de 39,78, en zone VI et de groupe d'usage 2. D'après [7], la méthode statique équivalente n'est applicable que si la hauteur du bâtiment du groupe 2 en zone VI, est inférieur à 17m, soit 5 niveaux ou moins.

IV.4.2. La méthode modale spectrale :

Cette méthode est sans doute, la méthode la plus fréquemment utilisée pour l'analyse sismique des structures, elle est caractérisée par :

- La définition du mouvement sismique aux supports sous la forme d'un spectre de réponse ;
- L'hypothèse d'un comportement globale linéaire de la structure permettant l'utilisation des modes propres.

Cette méthode est basée sur les hypothèses suivantes :

- Concentration des masses au niveau des planchers
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte
- Le nombre de modes à prendre en compte est tel que, la somme des coefficients massiques de ces modes soit au moins égale à 90%
- Ou que, tous les modes, ayant une masse modale effective supérieur à 5 % de la masse totale de la structure soie retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure

Le minimum, de mode 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 minimum à prendre en compte doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \text{ Et } T_K \leq 0.20 \text{ sec [7]}$$

Avec :

N : le nombre de niveaux au-dessus du sol

T_K : la période du mode K.

IV.4.3. La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :

L'analyse sous accélérogrammes est la méthode la plus précise pour prédire les forces et les demandes en déformations pour les différents composants de la structure. Cependant, son utilisation reste limitée car la réponse dynamique est très sensible à la modélisation et au mouvement du sol,

elle nécessite une bonne modélisation des relations effort-déformation sous chargement cyclique qui tiennent en compte des modifications du comportement des composants.

Plusieurs accélérogrammes sont nécessaires pour éviter de biaiser certains aspects du contenu fréquentiel du spectre de réponse reconnu comme la référence de l'action sismique de la zone.

IV.4.4. Critères de classification selon RPA2024 :

- Classification de l'ouvrage selon son importance : groupe 2, Bâtiments d'habitation collective ou a usage de bureaux dont la hauteur ne dépasse pas 48m
- Classification de la zone sismique : **Zone VI** (forte sismicité) **TIPAZA**
- Classification des sites : catégorie **S3** (site meuble)
- Classification des systèmes de contreventement :
 - Sens x : **13.b**) Ossature en portiques avec palées de contreventement a barres centrées en V
 - Sens y : **13.b**) Ossature en portiques avec palées de contreventement a barres centrées en V

IV.5. Vérification de la structure :

IV.5.1. Vérification de la force sismique a la base :

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

$$V = \lambda \cdot \frac{S_{ad}}{8} (T_0) W \dots [4.1]$$

Avec :

- $\frac{S_{ad}}{8}$: Ordonnée du spectre de calcul (cf. § 3.3.3) pour la période T_0 ;
 - T_0 : Période fondamentale de vibration du bâtiment, pour le mouvement de translation dans la direction considérée (cf. § 4.2.4)
 - λ : Coefficient de correction
- $$\lambda \begin{cases} 0.85: \text{si } T_0 \leq (2 \cdot T_2) \text{ et si le batiment a plus de 2 niveaux} \\ 1 \end{cases} \quad (4.2)$$

W: Poids sismique total du bâtiment. il est égal à la somme des poids w_i , calculés à chaque niveau « i »:

Tableau IV.1: valeurs de la période caractéristiques [3.4]

Site	T1 (sec)	T2(sec)	T3(sec)
S3	0.15	0.6	2

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

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

Avec : $T_1 = C_T \times h_N^{\frac{3}{4}}$;

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

$$\rightarrow h_n = 39,78 \text{ m}$$

C_T : Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage, et il est donnée par (tableau 4.4). Dans notre cas, le contreventement est assuré par des palées triangulées dans les deux sens (cas 4)

$$\rightarrow C_T = 0.05$$

D'après l'article de Dr. TALEB, la période doit être comme suit :

Tableau IV. 1: Choix de la période de calcul [4.4] [8]

SI	La période choisie pour le calcul du facteur D
$T_{Calcul} \leq 1.3T_{empirique}$	$T_0 = T_{Calcul}$
$T_{Calcul} \geq 1.3T_{empirique}$	$T_0 = 1.3T_{empirique}$

	Portiques (*)		Voiles (**)
Remplissage	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	10

(*) : Sans présence de voiles ou de noyaux en béton armé
(**) : Valeurs valables même si les voiles sont associés à des portiques

Figure IV.1: Valeurs de ξ (%) [3.6]

η : Facteur de correction d'amortissement avec ε (%) le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constructif. (Tableau 4.4) 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, donnée par (tableau 3.18 [7] en fonction du système de contreventement ; notre structure est métallique ; durant le procédé de modélisation on a utilisé deux système de contreventement, pour les deux premiers model on a opté pour portiques auto stables ordinaire, et pour le reste on a opté pour ossature contreventer par palées triangulées en **X** et **V** sur le sens X et en **V** sur le sens Y.

$\rightarrow$ D'où $R=3,5$ pour les deux cas.

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

-La redondance et la géométrie des éléments de la structure

-La régularité en plan et en élévation

-La qualité du contrôle de construction

La valeur de Q est déterminée par la formule suivante :

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

P_q : est la pénalité a retenue selon que le critère de qualité (q) est satisfait ou non, sa valeur est donnée dans [3.19].

Tableau IV. 2: Facteur de qualité suivant les deux sens [3.19]

Catégorie	Critère q	Observée (O/N)	$P_q / x-x$	Observée (O/N)	$P_q / y-y$
(b)	Redondance en plan	Oui	0	Oui	0
	Régularité en plan	Non	0,05	Non	0,05
	Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
	$Q_f = 1 + \sum_1^i p_q$	/	1,05	/	1,05

$$Q_x = 0,05 + 1 \rightarrow Q_x = 1,05$$

$$Q_y = 0,05 + 1 \rightarrow Q_y = 1,05$$

L'analyse modale spectrale

L'analyse modale spectrale désigne la méthode de calcul des effets maximums d'un séisme sur une structure. Elle est caractérisée par une sollicitation sismique décrite sous forme d'un spectre de réponse.

Ce type d'analyse peut être appliqué à tous type de structure avec des résultats plus exacts et souvent satisfaisants, à condition d'avoir fait une bonne modélisation.

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

$$\frac{s_{add}}{g}(T_0) = \begin{cases} A.I.S. \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_1} \cdot \left(2.5 \frac{Q_f}{R} - \frac{2}{3} \right) \right] & \text{si } 0 \leq T \leq T_1 \\ A.I.S. \left[2.5 \frac{Q_f}{R} \right] & \text{si } T_1 \leq T \leq T_2 \\ A.I.S. \left[2.5 \frac{Q_f}{R} \right] \cdot \left[\frac{T_2}{T} \right] & \text{si } T_2 \leq T \leq T_3 \\ A.I.S. \left[2.5 \frac{Q_f}{R} \right] \cdot \left[\frac{T_2 \cdot T_3}{T^2} \right] & \text{si } T_3 \leq T \leq 4s \end{cases} \quad (3.15) [7]$$

Pour notre étude, le spectre est donné par le logiciel (spectre RPA2024), avec les données suivantes :

-Zone sismique VI, TIPAZA

-Groupe d'usage 2 (ouvrage d'habitation ou d'importance moyenne)

-Pourcentage d'amortissement $\varepsilon = 5 \%$.

-Facteur de qualité $Q = 1,05$ (dans les deux directions).

-Coefficient de comportement, pour chaque model on lui introduit son R correspondant.

Le spectre est donné par la figure ci-dessous :

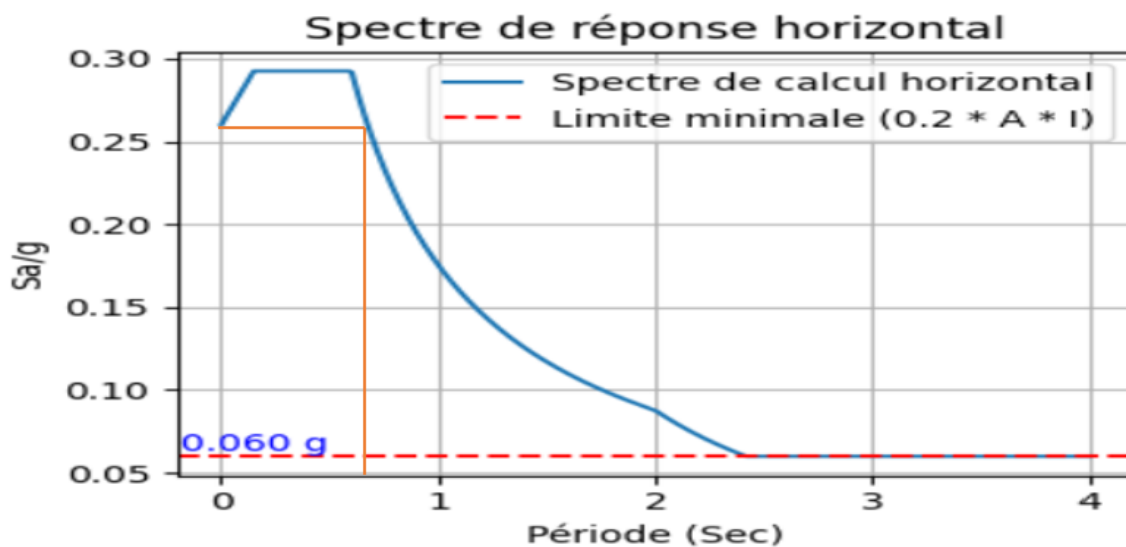


Figure VI.2 : Spectre de réponse horizontale

IV.5.2. Résultat de l'analyse dynamique :

IV.5.2.1. Modèle initiale :

Pour le premier modèle on a opté pour un système de contreventement portiques auto stable

Période et participation du model :

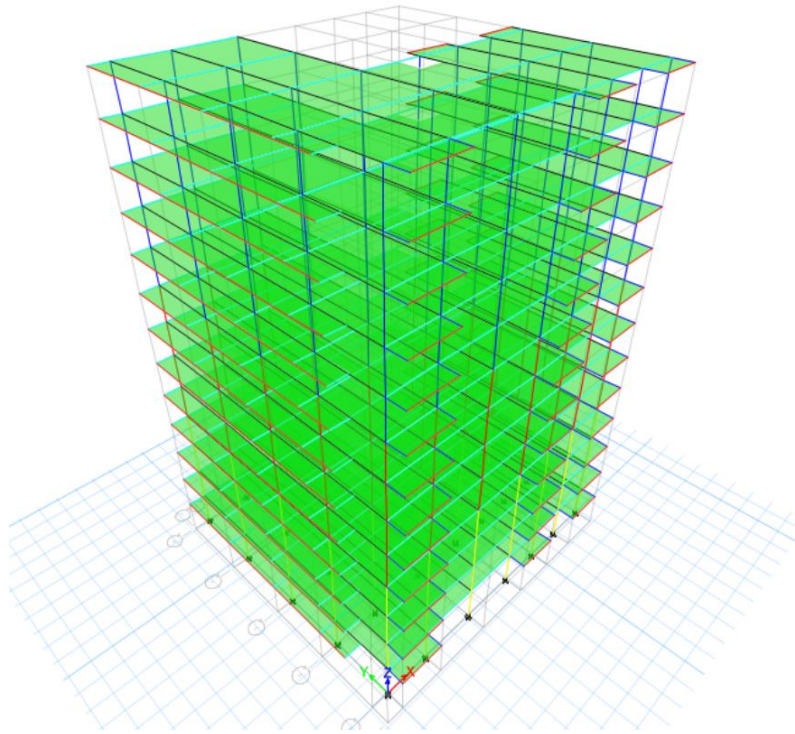


Figure IV.3 : vue en 3d du modelé initial

Tableau IV.4 : Pourcentage de participation massique.

Cas	Mode	Période	Masse modale U_x %	Masse modale U_y %	Masse modale R_z %	ΣU_x %	ΣU_y %	ΣR_z %
Modal	1	4,343	0,798	0,0000464	0,0018	0,00001323	0,1962	0,0018
Modal	2	2,834	0,002	0,0851	0,6996	0,0223	0,1965	0,7015
Modal	3	2,398	0,0001	0,6962	0,0836	0,2172	0,1965	0,785
Modal	4	1,441	0,0981	0,000008054	0,0003	0,2172	0,7204	0,7854
Modal	5	0,955	0,0003	0,0126	0,0898	0,2783	0,722	0,8752
Modal	6	0,83	0,0369	0,0001	0,0001	0,2788	0,7921	0,8753
Modal	7	0,805	0,000001337	0,0934	0,0137	0,6938	0,7921	0,889
Modal	8	0,569	0,0198	0,00001225	0,00004324	0,6939	0,8676	0,889
Modal	9	0,546	0,000002196	0,0054	0,0338	0,7046	0,8676	0,9228
Modal	10	0,456	0,000002711	0,0343	0,0055	0,7727	0,8676	0,9283
Modal	11	0,42	0,0131	7,587E-07	0,000001858	0,7727	0,8999	0,9283

Modal	12	0,375	0,000005255	0,0031	0,0177	0,7843	0,8999	0,946
-------	----	-------	-------------	--------	--------	--------	--------	-------

Résultats d'analyse :

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale $T = 4,343s > T = 0.79s$
- Le premier mode est un mode de torsion autour de l'axe z-z
- Le deuxième mode est un mode de translation suivant l'axe x-x.
- Le troisième mode est un mode de translation suivant l'axe y-y.
- La participation massique atteint les 90% à partir du mode 12 suivant l'axe x-x.
- La participation massique atteint les 90% à partir du mode 12 suivant l'axe y-y.

On a :

- Sens x-x :

$$T_{\text{empirique}} = 0,05 \cdot (39,78)^{\frac{3}{4}} = 0,79\text{sec}$$

$$1.3T_{\text{empirique}} = 1.3 \times 0,79 = 1,027 \text{ sec}$$

$$T_{\text{analytique}} = 4,343 \text{ sec} > 1.3T_{\text{empirique}} = 1,027 \text{ sec}$$

- Sens-y-y :

$$T_{\text{empirique}} = 0,79\text{sec}$$

$$1.3T_{\text{empirique}} = 1.3 \times 0,79 = 1,027 \text{ sec}$$

$$T_{\text{analytique}} = 2,83 \text{ sec} > 1.3T_{\text{empirique}} = 1,027 \text{ sec}$$

Remarque :

Dans notre cas, la structure peut être considérée comme souple. L'objectif est d'atteindre une configuration structurelle qui se situe entre celle-ci et le modèle initial en termes de rigidité. Pour cela, on prévoit d'ajouter des contreventements et augmenter les sections des éléments structuraux afin d'améliorer le comportement global.

La structure que nous avons peut-être assimilée à un système de type brochette, ce qui implique que les deux premiers modes doivent correspondre à des translations, et le troisième à une rotation. Cependant, notre modèle ne respecte pas cette condition pour le moment.

IV.5.2.2. Modèle final :

Après que le modèle précédant ne réponde pas aux exigences de [7], on a passé donc a opté pour un changement des sections et met des contreventements.

- **Période et participation du modèle :**

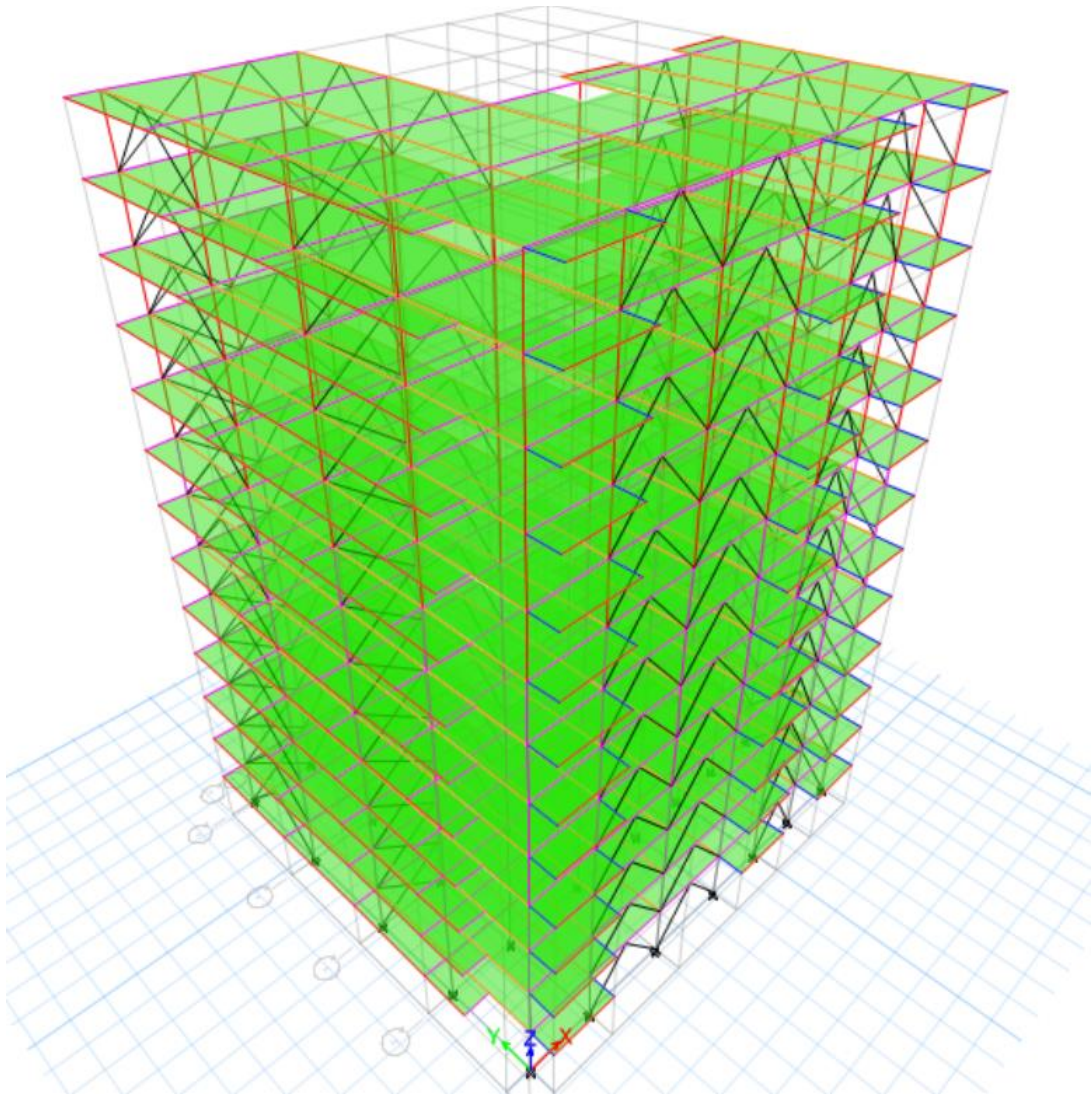


Figure IV.4 : vue en 3d du modelé final.

Tableau IV.5 : Pourcentage de participation massique.

Cas	Mode	Période	Masse modale U_x %	Masse modale U_y %	Masse modale R_z %	ΣU_x %	ΣU_y %	ΣR_z %
Modal	1	1,031	0,6112	0,074	0,00001593	0,0369	0,281	0,00001593
Modal	2	0,973	0,0684	0,5333	0,0942	0,2761	0,3082	0,0942
Modal	3	0,634	0,0108	0,085	0,6034	0,3112	0,3131	0,6976
Modal	4	0,286	0,1528	0,0172	0,0106	0,3516	0,6204	0,7082
Modal	5	0,277	0,0293	0,1525	0,0131	0,6417	0,6685	0,7213
Modal	6	0,182	0,0044	0,0199	0,1657	0,6844	0,6775	0,887
Modal	7	0,143	0,0369	0,0163	0,0068	0,7218	0,7587	0,8938
Modal	8	0,136	0,0237	0,0357	0,0014	0,8032	0,8122	0,8952
Modal	9	0,095	0,012	0,0099	0,0051	0,8332	0,8475	0,9003
Modal	10	0,092	0,0021	0,0059	0,047	0,8477	0,8532	0,9473
Modal	11	0,089	0,015	0,012	0,0001	0,8828	0,8967	0,9474
Modal	12	0,071	0,0048	0,0068	0,0018	0,9024	0,9015	0,9192

Constatations :

- A partir de ce tableau, on remarque que le taux de participation de la masse dépasse le seuil de 90% à partir du mode 12 selon x-x et du mode 12 selon y-y, ce qui fait, que le nombre de mode est suffisant pour représenter un bon comportement de la structure et que la période elle très proche a la période empirique.

On a :

T_{calcul} : la periode de calcul (extrait du logiciel de calcul **ETABS**). De modal final.

T_{calcul} Selon x-x = 1,03s

T_{calcul} Selon y-y = 0,97 s

$T_{calcul} > T_{empirique}$ Donc $T_0 = 1,3T_{empirique}$

$T_0 = 1,027s$

Donc :

Sens X-X : $T_0=1,02$ s

Sens Y-Y : $T_0=0,97$ s

$T_2 \leq T < T_3$ $0,6 \leq 1,02 < 2$ Selon x

$T_2 \leq T < T_3$ $0,6 \leq 0,97 < 2$ Selon y

Donc : la formule pour les deux sens

$$\frac{S_{ad}}{g}(T) = A.I.S. [2,5 \frac{Q_F}{R}] \cdot [\frac{T_2}{T}]$$

Donc :

- Selon x $\frac{S_{ad}}{g}(T) = 1,30 \times 1 \times 0,30 \times [2,5 \frac{1,05}{3,5}] \times [\frac{0,6}{1,33}] = 0,17$

- Selon y $\frac{S_{ad}}{g}(T) = 1,30 \times 1 \times 0,30 \times [2,5 \frac{1,05}{3,5}] \times [\frac{0,6}{0,788}] = 0,18$

- **Calcul λ**

$$\lambda = \begin{cases} 0,85 : \text{si } T_0 \leq (2.T_2) \text{ et si le bâtiment a plus de 2 niveaux} \\ 1, \text{ autrement} \end{cases}$$

Notre bâtiment est plus de 2 niveaux (R+12) est $T_0 < 2.T_2$ donc $\lambda=0,85$

- **Calcul W**

Où :

$$W = W_{Gi} + \psi \cdot W_{Qi}$$

$\Psi = 0,3$ Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés **RPA 2024**

D'après les résultats de modèle final $W = 35883,7267$ KN

- **Réponse modale de la structure :**

Les déformations de la structure suivant les modes de vibration les plus prépondérants sont :

- **1^{er} mode :**

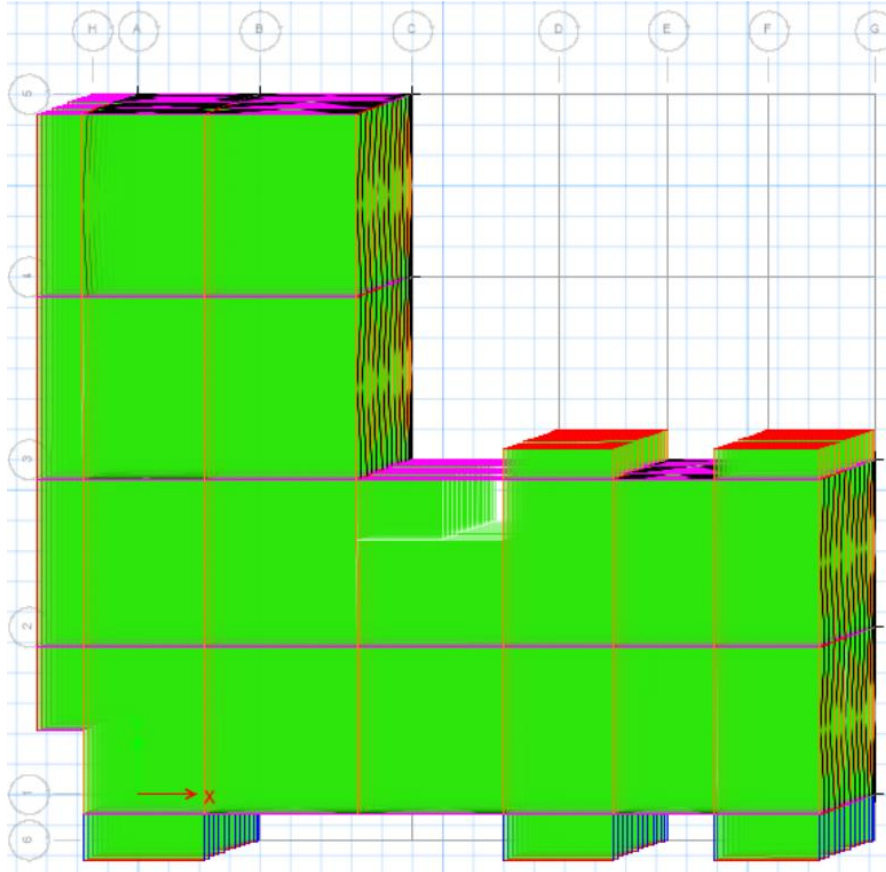


Figure IV.5 : Translation suivant l'axe X-X.

- **2^{ème} mode :**

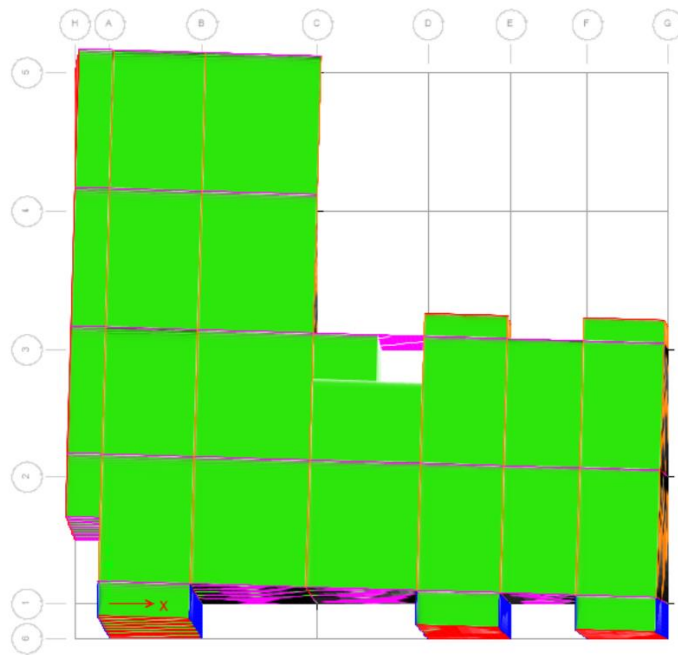


Figure IV.6 : Translation suivant l'axe Y-Y.

- 3^{ème} mode :

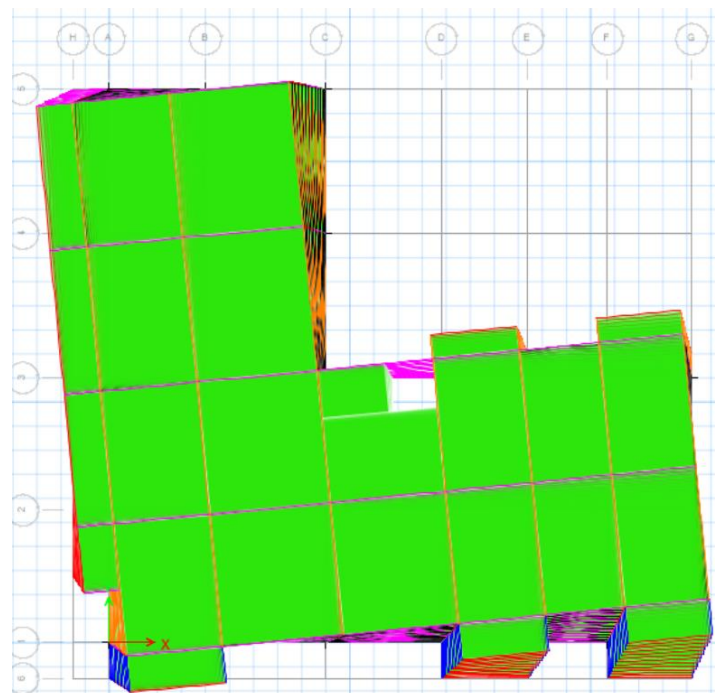


Figure IV.7 : Rotation autour de l'axe z-z

Calcul de la force sismique totale :

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

$$V = \lambda \cdot \frac{S_{ad}}{g}(T_0) \cdot W$$

- $V_x = 0,85 \times 0,17 \times 35883,7267 = 5185,2 \text{ kN}$
- $V_y = 0,85 \times 0,18 \times 35883,7267 = 5490,21 \text{ kN}$

Résultante des forces sismiques de calcul :

La résultante des forces sismiques à la base V_t :

- $V_x = 5237,95 \text{ kN} > 0,8 \times 5185,2 = 4148,16 \text{ kN}$ **verifier.**
- $V_y = 5043,83 \text{ kN} > 0,8 \times 5490,21 = 4392,168 \text{ kN}$ **verifier.**

Vérification des déplacements inter étages :

$\Delta^- \text{ adm} = 0,02$ hauteur d'étage **Table[5.2]**.

La hauteur de chaque étage est de 3,06m donc, $\Delta^- \text{ adm} = 61,2\text{mm}$.

Etage	$U_x \times R/Q [\text{mm}]$	$U_y \times R/Q [\text{mm}]$	$\Delta^- \text{ adm} [\text{mm}]$	$\Delta_x [\text{mm}]$	$\Delta_y [\text{mm}]$	Condition
12ème	$67,284 \times \frac{3,5}{1,05}$	$73,411 \times \frac{3,5}{1,05}$	61,2	17,92	20,08	CV
11ème	$61,908 \times \frac{3,5}{1,05}$	$67,386 \times \frac{3,5}{1,05}$	61,2	19,09	21,47	CV
10ème	$56,181 \times \frac{3,5}{1,05}$	$60,943 \times \frac{3,5}{1,05}$	61,2	20,06	22,42	CV
9ème	$50,163 \times \frac{3,5}{1,05}$	$54,216 \times \frac{3,5}{1,05}$	61,2	20,78	23,03	CV
8ème	$43,928 \times \frac{3,5}{1,05}$	$47,306 \times \frac{3,5}{1,05}$	61,2	21,16	23,31	CV
7ème	$37,58 \times \frac{3,5}{1,05}$	$40,311 \times \frac{3,5}{1,05}$	61,2	21,03	22,59	CV
6ème	$31,27 \times \frac{3,5}{1,05}$	$33,534 \times \frac{3,5}{1,05}$	61,2	20,59	22,07	CV
5ème	$25,092 \times \frac{3,5}{1,05}$	$26,913 \times \frac{3,5}{1,05}$	61,2	19,61	20,9	CV
4ème	$19,208 \times \frac{3,5}{1,05}$	$20,642 \times \frac{3,5}{1,05}$	61,2	18,04	19,26	CV
3ème	$13,795 \times \frac{3,5}{1,05}$	$14,862 \times \frac{3,5}{1,05}$	61,2	16,10	17,19	CV
2ème	$8,964 \times \frac{3,5}{1,05}$	$9,805 \times \frac{3,5}{1,05}$	61,2	13,63	14,57	CV
1ème	$4,875 \times \frac{3,5}{1,05}$	$5,433 \times \frac{3,5}{1,05}$	61,2	10,32	11,45	CV
RDC	$1,778 \times \frac{3,5}{1,05}$	$1,997 \times \frac{3,5}{1,05}$	61,2	5,92	6,65	CV

Tableau IV.6 : Déplacements inter-étages sens x et y.

- **Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ :**

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 du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$(\theta_k = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k}) \leq 0.10 \text{ [5.9]}$$

Δ_k défini comme : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau k.

$$P_k = \sum_{i=k}^n (G_i + \psi \cdot Q_i)$$

Pour notre cas $P_k = G + 0,3Q$

- 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'.

selon la valeur de θ_k , convient de considérer que :

- si $(0.10 \leq \theta_k \leq 0.20)$, les p-Δ peuvent être pris en compte, de manière approchée, en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur $(\frac{1}{1-\theta_k})$.
- Si $(\theta_k \geq 0.20)$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

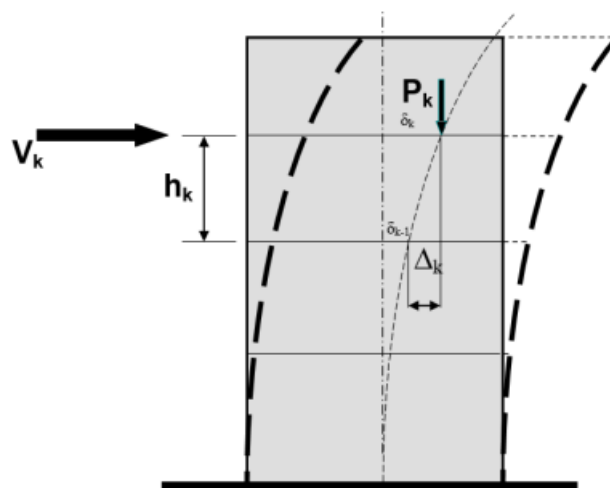


Figure IV.8 : Effet P-Δ 5.2[7].

Tableau IV.7 : Effet P-Δ.

Etage	H _k [mm]	P _k [kN]	V _x [kN]	V _y [kN]	Θ _x	Θ _y	Observation Θ _x < 10	Observation Θ _y < 10
12 ^{ème}	3060	453,8593	1063,232	251,6661	0,03	0,13	Vérifier	Vérifier
11 ^{ème}	3060	907,7186	1768,0956	403,683	0,04	0,16	Vérifier	Vérifier
10 ^{ème}	3060	1361,5779	2305,0823	521,1318	0,04	0,20	Vérifier	Vérifier
9 ^{ème}	3060	1815,4372	2728,8854	626,7686	0,05	0,22	Vérifier	Vérifier
8 ^{ème}	3060	2269,2965	3083,1268	719,8277	0,05	0,23	Vérifier	Vérifier
7 ^{ème}	3060	2742,7506	3396,0136	801,9245	0,05	0,25	Vérifier	Vérifier
6 ^{ème}	3060	3216,2047	3687,5693	873,9015	0,06	0,25	Vérifier	Vérifier
5 ^{ème}	3060	3689,6588	3967,3526	932,2954	0,05	0,25	Vérifier	Vérifier
4 ^{ème}	3060	4163,1128	4232,0455	980,7911	0,05	0,24	Vérifier	Vérifier
3 ^{ème}	3060	4662,6534	4471,8595	1022,5867	0,05	0,22	Vérifier	Vérifier
2 ^{ème}	3060	5162,1939	4676,5173	1058,8512	0,04	0,18	Vérifier	Vérifier
1 ^{ème}	3060	5661,7344	4828,4605	1090,0684	0,02	0,11	Vérifier	Vérifier
RDC	3060	6161,275	4905,1157	1108,378	0,00	0,00	Vérifier	Vérifier

Puisque tous les coefficients θ sont inférieure à 0.1, alors l'effet P_{Δ} peut-être négliger suivant les deux directions.

- **Justification de limitation des dommages :**

Tableau IV.8 : Limitation des dommages.

Niveau	V _A	ΔK _x (mm)	ΔK _y (mm)	V _A × ΔK _x	V _A × ΔK _y	0,0075h(mm)	Observation
12 ^{ème}	0,5	17,92	20,08	8,96	10,04	22,95	OK
11 ^{ème}	0,5	19,09	21,47	9,54	10,74	22,95	OK
10 ^{ème}	0,5	20,06	22,42	10,03	11,21	22,95	OK
9 ^{ème}	0,5	20,78	23,03	10,39	11,52	22,95	OK
8 ^{ème}	0,5	21,16	23,31	10,58	11,66	22,95	OK
7 ^{ème}	0,5	21,03	22,59	10,51	11,30	22,95	OK
6 ^{ème}	0,5	20,59	22,07	10,30	11,04	22,95	OK
5 ^{ème}	0,5	19,61	20,9	9,81	10,45	22,95	OK
4 ^{ème}	0,5	18,04	19,26	9,02	9,63	22,95	OK
3 ^{ème}	0,5	16,10	17,19	8,05	8,60	22,95	OK
2 ^{ème}	0,5	13,63	14,57	6,82	7,30	22,95	OK
1 ^{er}	0,5	10,32	11,45	5,20	5,73	22,95	OK
RDC	0,5	5,92	6,65	2,96	3,33	22,95	OK

Conclusion :

L'analyse dynamique selon le RPA 2024 a montré que le modèle initial ne respectait pas la période, les modes et les vérifications nécessaires comme les déplacement inter-étage et l'effet $P-\Delta$. Pour corriger cette non-conformité, un système de contreventement en X et en V a été introduit dans les façades longitudinales et transversales avec l'augmentation des sections des éléments structuraux dans le modèle final.

Cette amélioration a permis de réduire la période, les déplacements et satisfaire les vérifications exigées.

CHAPITRE V : EXPLOITATION DES RESULTATS

V.1.Introduction :

Dans ce chapitre, nous présentons et analysons les résultats obtenus à la suite de la modélisation et du calcul de la structure à l'aide du logiciel ETABS. Ces résultats comprennent principalement les charges appliquées, les réactions d'appui, les efforts internes dans les éléments porteurs (poutres, poteaux, contreventements), ainsi que les déplacements globaux de la structure. L'étude de ces données permet d'évaluer le comportement de l'ouvrage face aux différentes sollicitations et de vérifier la conformité de sa conception aux normes en vigueur.

V.2.Résultats des poteaux :

Cas 1 : N_{sd}^{max} ; M_{ysd} et M_{zsd} correspondant

Niveau	Combinaison	$N_{sd}^{max}(KN)$	$M_{sdz}(KN.m)$	$M_{sdy}(KN.m)$
8ème	G+XQ-EX-0,3EY	-1199,9825	-20,9969	-28,567
4ème	G+XQ-EY+0,3EX	-2734,8333	-30,8225	-72,5209
RDC	G+XQ-EY+0,3EX	-5146,4939	-8,1743	-122,3634

Cas 2 : M_{ysd}^{max} ; N_{sd} et M_{zsd} correspondant

Niveau	Combinaison	$N_{sd}(KN)$	$M_{sdz}^{max}(KN.m)$	$M_{sdy}(KN.m)$
8ème	G+XQ-EX-0,3EY	-504,8127	-62,9498	-3,3671
4ème	G+XQ-EX-0,3EY	-919,8739	-55,7964	-7,5791
RDC	G+XQ-EX-0,3EY	-2605,6331	-25,2655	-59,5408

Cas 3 : M_{ysd}^{max} ; N_{sd} et M_{zsd} correspondant

Niveau	Combinaison	$N_{sd}(KN)$	$M_{sdz}(KN.m)$	$M_{sdy}^{max}(KN.m)$
8ème	G+XQ-EY+0,3EX	-891,7306	-6,309	-157,5989
4ème	G+XQ-EY+0,3EX	-1702,6789	-7,7729	-154,0031
RDC	G+XQ-EY+0,3EX	-2761,2795	-10,166	-181,4007

V.3.Resultants des pouters:

HEA400:

Profilé	Combinaison	$V_{sd}(KN)$	$M_{sd}(KN.m)$
8ème	G+XQ-EY+0,3EX	92,46	-106,89

V.4.Résultats des contreventements :

Cas 1 : en X (D5)

	Effort Normal (N) kN
Compression	-893,3928
Traction	570,1493

Cas 2 : en V (D9)

	Effort Normal (N) kN
Compression	-957,2368
Traction	835,7118

Conclusion :

Les résultats présentés dans ce chapitre constituent une base essentielle pour l'analyse du comportement structurel de l'ouvrage. Ils permettent de mieux comprendre la répartition des efforts internes dans les différents éléments porteurs, d'évaluer les sollicitations maximales et de vérifier la conformité du modèle avec les exigences normatives. Ces données seront utilisées dans les chapitres suivants pour le dimensionnement et la justification des éléments structurels.

CHAPITRE VI :

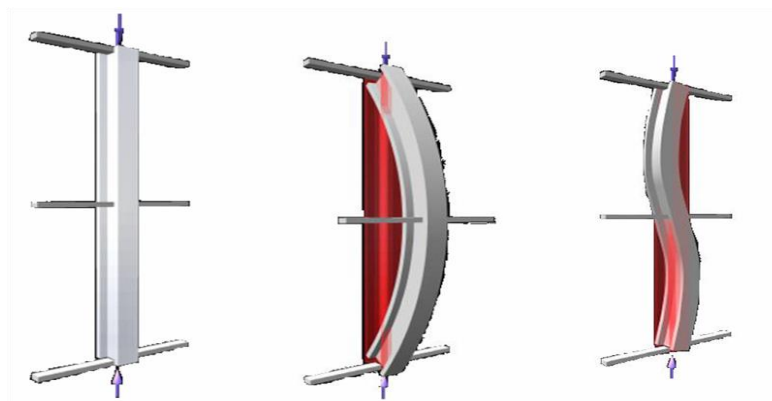
Vérification des éléments

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.



Dans ce chapitre, nous allons effectuer les vérifications nécessaires concernant ces phénomènes d'instabilité conformément aux réglementations en vigueur, notamment les références [5] et [6].

En règle générale, les éléments verticaux porteurs subissent principalement des forces de compression. Initialement, la conception des poteaux avait été réalisée en tenant compte de la compression simple et du flambement. Cependant, suite à une étude dynamique ultérieure, il a été observé que les poteaux subissent également des sollicitations de flexion combinée à la compression. Par conséquent, dans ce chapitre, les poteaux seront dimensionnés en prenant en compte la flexion composée.

VI.2. Method de calcul :

VI.2.1. Vérification de flambement 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. 3. Vérification vis-à-vis du flambement :

- Les différentes sollicitations doivent être combinées en prenant en compte les cas les plus défavorables, qui sont les suivants :
- **Cas 1** : N_{sd}^{max} ; $M_{y, sd}$ et $M_{z, sd}$ correspondant.
- **Cas 2** : $M_{y, sd}^{max}$; N_{sd} et $M_{z, sd}$ correspondant.
- **Cas 3** : $M_{z, sd}^{max}$; N_{sd} et $M_{y, sd}$ correspondant.
- Les étapes de vérification au flambement :

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 :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_y \cdot M_{y, sd}}{W_{pl, y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_z \cdot M_{z, sd}}{W_{pl, z} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} \leq 1$$

Avec :

- $K_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y}$; $K_y \leq 1,5$
- $\mu_y = \bar{\lambda}_y \times (2\beta_{M, y} - 4) + \left(\frac{W_{pl, y} - W_{el, y}}{W_{el, y}} \right)$; $\mu_y \leq 0,90$
- $K_z = 1 - \frac{\mu_z \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y}$; $K_z \leq 1,5$
- $\mu_z = \bar{\lambda}_z \times (2\beta_{M, z} - 4) + \left(\frac{W_{pl, z} - W_{el, z}}{W_{el, z}} \right)$; $\mu_z \leq 0,90$
- $\chi_{min} = \min(\chi_y; \chi_z)$
- $\beta_{M, y}$ Et $\beta_{M, z}$ sont des facteurs de moment uniforme équivalents 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, comme mentionné dans la référence [6]. Cette approche permet de prendre en compte la rigidité du système de contreventement et d'évaluer plus précisément la résistance aux efforts de flambement de l'ossature métallique.

Cas 1 : N_{sd}^{max} ; M_{ysd} et M_{zsd} correspondant :

- Exemple de calcul

Nos calculs vont être mené sur le Poteau du RDC C3 d'un profilé HEA600 et d'une hauteur de 3,06 m.

Tableau VI.1: Caractéristiques de profilé HEA600

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)
HEA600	226.5	141200	11270	5350	5350	1156	751.4	24.97	7.05

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 :

$$- \frac{L_f}{L_0} = 0.5 + 0.14(\eta_1 + \eta_2) - 0.055(\eta_1 \cdot \eta_2)^2$$

Avec :

- $\eta_1 = \frac{K_C + K_{C1}}{K_C + K_{C1} + K_{P11} + K_{P12}}$
- $\eta_2 = \frac{K_C + K_{C2}}{K_C + K_{C2} + K_{P21} + K_{P22}} \rightarrow \eta_2 = 0$ Car le poteau est encasté à la base.
- K_C Et K_{C1} la rigidité des poteaux adjacents
- K_{bij} La rigidité des poutres associées au nœud considéré

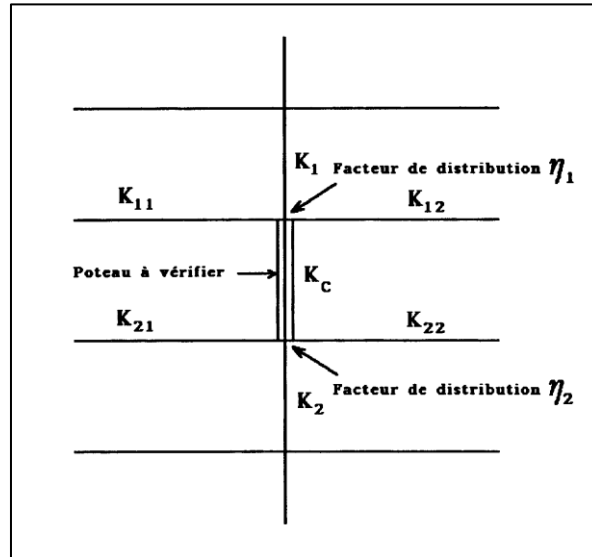


Figure VI.1: Facteurs de distribution pour poteaux continus.

Suivant l'axe y-y :

Donc :

$$K_c = K_{c1} = \frac{I_y}{h} = \frac{141200 \times 10^4}{3,06 \times 10^3} = 561437,91 \text{ mm}^3$$

$$K_{b11} = \frac{I_{y(HEA400)}}{L_{(HEA400)}} = \frac{45070 \times 10^4}{6 \times 10^3} = 75116,67 \text{ mm}^3$$

$$\begin{cases} \eta_1 = 0,92 \\ \eta_2 = 0 \end{cases} \rightarrow L_{fy} = 1,781 \text{ m}$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{1781/249,7}{93,91 \times 0,92} \rightarrow \bar{\lambda}_y = 0,082 < 0,2 \text{ il n'y a pas de risque de flambement}$$

On a $h/b = 590/300 = 1,9667 > 1,2$ et $t_f = 25 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$ donc $\alpha_y = 0,21$

$$\phi_y = 0,5(1 + \alpha_y(\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2)$$

$$\phi_y = 0,5(1 + 0,21 \times (0,082 - 0,2) + 0,082^2) = 0,491$$

$$\chi_y = \frac{1}{0,491 + \sqrt{0,491^2 - 0,082^2}} = 1,025$$

Suivant l'axe z-z :

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{93,91 \varepsilon} \rightarrow \frac{L_{fz}/i_z}{93,9 \times \varepsilon} ; \left(f_y = 275 \text{ MPA}, \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 0,92 \right)$$

$$K_c = K_{c1} = \frac{I_z}{h} = \frac{11270 \times 10^4}{3,06 \times 10^3} = 36830,06536 \text{ mm}^3$$

$$K_{b11} = \frac{I_{y(HEA300)}}{L_{(HEA300)}} = \frac{18260 \times 10^4}{5 \times 10^3} = 36520 \text{ mm}^3$$

$$\begin{cases} \eta_1 = 0,67 \\ \eta_2 = 0 \end{cases} \rightarrow L_{fz} = 1,741 \text{ m}$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{1741/74,9}{93,91 \times 0,92} \rightarrow \bar{\lambda}_z = 0,27 > 0,2 \text{ il a le risque de flambement.}$$

on a $\alpha_z = 0,34$ d'après la courbe b

$$\phi_z = 0,5(1 + \alpha_z(\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2)$$

$$\phi_z = 0,5(1 + 0,34(0,27 - 0,2) + 0,27^2) = 0,548$$

$$\chi_z = \frac{1}{0,548 + \sqrt{0,548^2 - 0,27^2}} = 0,975$$

D'après le logiciel ETABS, la combinaison la plus défavorable est : $G + XQ - EY + 0,3EX$

- Suivant l'axe y-y :
- D'après le tableau 55.4 page 97 CCM97
- $\beta_{My} = 1,8 - 0,7 \cdot \varphi$

D'après l'article 5.5.4 pages 93 de CCM97

$$\varphi = \frac{M_{\min}}{M_{\max}}$$

$$\varphi_y = \frac{-119,8621}{122,3634} = -0,97 \dots\dots\dots B_{My} = 2,48$$

$$\varphi_z = \frac{-10,2336}{11,0295} = -0,92 \dots\dots\dots B_{Mz} = 2,44$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y \times (2\beta_{My} - 4) + \left(\frac{W_{pl,y} - W_{el,y}}{W_{el,y}} \right)$$

$$\mu_y = 0,082 \times (2 \times 2,48 - 4) + \left(\frac{5350 - 4787}{4787} \right)$$

$$\mu_y = 0,196 < 0,90 \quad \textbf{vérifiée}$$

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y}$$

$$K_y = 1 - \frac{0,196 \times (5146,4939) \times 10^3}{1,025 \times 22650 \times 275} = 0,842 < 1,5$$

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z \times (2\beta_{Mz} - 4) + \left(\frac{W_{pl,z} - W_{el,z}}{W_{el,z}} \right)$$

$$\mu_z = 0,27 \times (2 \times 2,44 - 4) + \left(\frac{1156 - 751,4}{751,4} \right)$$

$$\mu_z = 0,78 < 0,90 \quad \textbf{vérifiée}$$

$$K_z = 1 - \frac{0,78 \times 5146,4939 \times 10^3}{0,975 \times 22650 \times 275} = 0,339 < 1,5 \quad \textbf{Vérifiée}$$

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_y \cdot M_{y,sd}}{W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_z \cdot M_{z,sd}}{W_{pl,z} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} \leq 1$$

$$\frac{(5146,4939) \times 10^3}{0,975 \times 22650 \times \frac{275}{1,1}} + \frac{0,842 \times (122,3634) \times 10^6}{5350000 \times \frac{275}{1,1}} + \frac{0,339 \times (8,1743) \times 10^6}{1156000 \times \frac{275}{1,1}} = 0,975 < 1$$

- **condition vérifiée**

- Suivant l'axe z-z:

On aura :

Selon l'article 5.5.4 équations 5.51 page 94 de CCM 97 :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_y \cdot M_{y, sd}}{W_{pl, y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_z \cdot M_{z, sd}}{W_{pl, z} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} = 0.975 < 1 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

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

Le calcul des poteaux est récapitulé dans le tableau suivant :

Tableau VI.2: Efforts internes des poteaux sous Nsd_max pour chaque niveau.

Niveau	Combinaison	$N_{sd}^{max}(KN)$	$M_{sdz}(KN.m)$	$M_{sdy}(KN.m)$
8ème	G+XQ-EX-0,3EY	-1199,9825	-20,9969	-28,567
4ème	G+XQ-EY+0,3EX	-2734,8333	-30,8225	-72,5209
RDC	G+XQ-EY+0,3EX	-5146,4939	-8,1743	-122,3634

Ci-dessous, vous trouverez un tableau regroupant les résultats calculés manuellement et les vérifications effectuées conformément aux règlements CCM97.

Tableau VI.3: Vérifications au flambement par flexion.

Étage	Profilés	Les coefficients			Valeur finale	Condition ≤ 1
		χ_{min}	K_y	K_z		Vérifie
8ème	HEA360	0,805	0,396	0,407	0,502	
4ème	HEA450	0,834	0,388	0,421	0.82	
RDC	HEA600	0.975	0,842	0,339	0,975	

Cas 2 : $M_{y\text{sd}}^{\text{max}}$; N_{sd} et $M_{z\text{sd}}$ correspondant :

Les valeurs des efforts internes sont extraites du logiciel ETABS et sont récapitulées dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI. 3: Efforts internes des poteaux sous $M_{\text{sdz}}^{\text{max}}$ pour chaque niveau.

Niveau	Combinaison	$N_{\text{sd}}(\text{KN})$	$M_{\text{sdz}}^{\text{Max}}(\text{KN.m})$	$M_{\text{sdy}}(\text{KN.m})$
8ème	G+XQ-EX-0,3EY	-504,8127	-62,9498	-3,3671
4ème	G+XQ-EX-0,3EY	-919,8739	-55,7964	-7,5791
RDC	G+XQ-EX-0,3EY	-2605,6331	-25,2655	-59,5408

Ci-dessous, vous trouverez un tableau regroupant les résultats calculés manuellement et les vérifications effectuées conformément aux règlements CCM97.

Tableau VI.5: Vérifications au flambement par flexion

Étage	Profilés	Les coefficients			Valeur finale	Condition ≤ 1
		χ_{min}	K_y	K_z		Vérifie
8ème	HEA360	1	0,399	0,399	0,319	
4ème	HEA450	0,875	0,396	0,401	0,348	
RDC	HEA600	0,891	0,639	0,427	0,587	

Cas 3 : $M_{y\text{sd}}^{\text{max}}$; N_{sd} et $M_{z\text{sd}}$ correspondant :

Les valeurs des efforts internes sont extraites du logiciel ETABS et sont récapitulées dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.6: Efforts internes des poteaux sous $M_{\text{sdy}}^{\text{max}}$ pour chaque niveau

Niveau	Combinaison	$N_{\text{sd}}(\text{KN})$	$M_{\text{sdz}}(\text{KN.m})$	$M_{\text{sdy}}^{\text{max}}(\text{KN.m})$
8ème	G+XQ-EY+0,3EX	-891,7306	-6,309	-157,5989
4ème	G+XQ-EY+0,3EX	-1702,6789	-7,7729	-154,0031
RDC	G+XQ-EY+0,3EX	-2761,2795	-10,166	-181,4007

Ci-dessous, vous trouverez un tableau regroupant les résultats calculés manuellement et les vérifications effectuées conformément aux règlements CCM97.

Tableau VI.7: Vérifications au flambement par flexion.

Étage	Profilés	Les coefficients			Valeur finale	Condition ≤ 1
		χ_{min}	K_y	K_z		
8ème	HEA360	0,805	0,397	0,405	0,557	Vérifie
4ème	HEA450	0,834	0,393	0,413	0,594	
RDC	HEA600	0,867	0,492	0,522	0,677	

Tableau VI.8: Choix final des poteaux.

Étages	Profilés
8ème	HEA360
4ème	HEA450
RDC	HEA600

VI.4. Vérification des poutres principales :

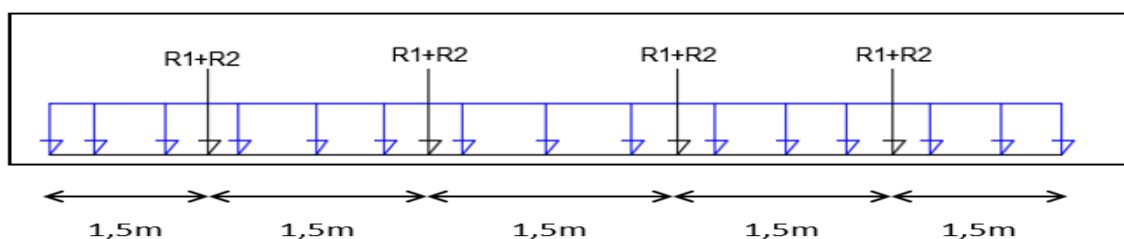


Figure VI.2: Schéma statique de la poutre principale.

Les calculs seront fait sur une poutre principale du RDC de profilé HEA400 et de longueur $L=6m$.

D'après le logiciel ETABS, la combinaison de charge la plus défavorable est :

$$G + XQ - EY + 0,3EX$$

a) Les Sollicitations :

$$M_{sd} = -106,89 \text{ kN.m}$$

$$V_{sd} = 92,46 \text{ kN}$$

b) Position de l'axe neutre plastique :

$$R_{\text{béton}} = 0,57 \times f_{ck} \times b_{\text{eff}} \times h_c = 0,57 \times 25 \times 1500 \times 95 \times 10^{-3} = 2030,62 \text{ kN}$$

$$R_{\text{acier}} = 0,95 \times f_y \times A_0 = 0,95 \times 275 \times 15900 \times 10^{-3} = 4153,87 \text{ kN}$$

$R_{\text{béton}} \leq R_{\text{acier}}$ Axe neutre se trouve dans la section d'acier

$$R_{\text{ame}} = 0,95 \times (H - 2t_f) \times t_w \times f_y$$

$$R_{\text{ame}} = [0,95 \times (390 - 2 \times 19) \times 11 \times 275] \times 10^{-3} = 1011,56 \text{ kN}$$

$R_{\text{ame}} \leq R_{\text{béton}}$ donc l'axe neutre dans la semelle supérieure du profilé

c) Vérification du moment fléchissant :

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

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

$$M_{pl,rd} = 4153,87 \times \frac{390}{2} + 2030,62 \times \left[\frac{95}{2} + 55 \right] = 1018,14 \text{ kN.m}$$

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

d) Vérification l'effort tranchant :

On doit vérifier que :

$$V_{sd} < V_{pl,rd} = \frac{f_y \times A_v}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0v}}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{275 \times 5733}{1 \times \sqrt{3}} \times 10^{-3} = 827,48 \text{ kN}$$

$$V_{pl,rd} > V_{sd} \Rightarrow 827,48 \text{ kN} > 92,46 \text{ kN} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$$0,5 \times V_{pl,rd} = 413,74 \text{ kN} > V_{sd}$$

Il n'y a pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant. Donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance à la flexion.

e) Vérification au déversement :

Il n'est pas nécessaire de vérifier le déversement car la poutre est maintenue à la partie supérieure donc elle ne risque pas de se déverser.

f) Calcul des connecteurs

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

Type goujons : { hauteur = 65 mm
Diamètre = 19 mm

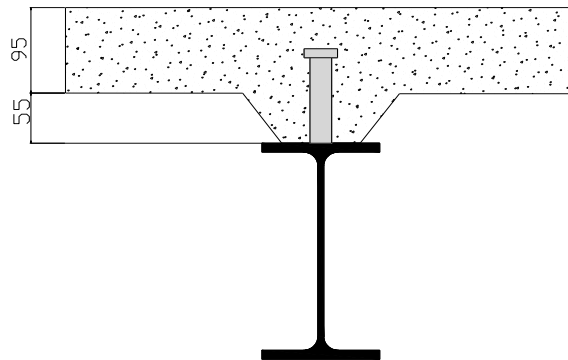


Figure VI.3 : Schéma des positions des connecteurs

g) Résistance du connecteur isolée

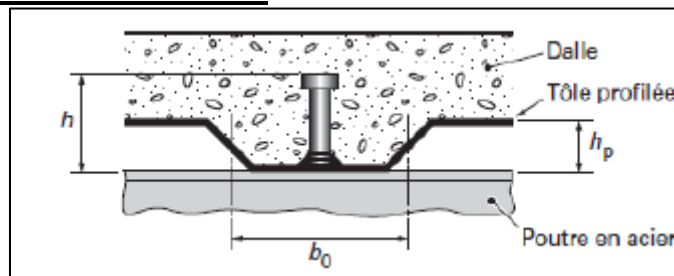


Figure VI.4 : Dimensions de la tôle et du connecteur

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

Avec :

- γ_v : coefficient partiel de sécurité pour les connecteurs pris égal a 1.25
- d : diamètre du goujon, $d = 19 \text{ mm}$
- f_u : résistance ultime en traction de l'acier du goujon égale a 450 MPA
- E_c : valeur du module d'élasticité sécant du béton égale a 30500 MPA
- f_{c28} : résistance caractéristique du béton égale a 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) 150mm
- $K_{t,max}$: limite supérieure pour le facteur K, égale 0.85 d'après le tableau 6.2 si dessous.
- 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 :

$$K = 0.6 \times \frac{b_0}{h_p} \left(\frac{h_c}{h_p} - 1 \right) \Rightarrow K = 0.6 \times \frac{88,5}{55} \left(\frac{95}{55} - 1 \right) \Rightarrow K = 0.702$$

Donc :

$$P_{rd} = 0,702 \times 73,13 = 51,34 \text{ kN}$$

$$P_{rd} = 51,34 \text{ kN}$$

h) Effort tranchant repris par les goujons

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

Avec :

$$R_b : \text{Résistance de compression du béton ; } R_b = 2030,62 \text{ kN}$$

$$R_a : \text{Résistance de traction du profilé d'acier ; } R_a = 4153,87 \text{ kN}$$

$$\text{D'où : } R_L = R_b = 2030,62 \text{ kN}$$

i) Nombre de connecteurs par demi portée :

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

$$n = \frac{2030,62}{51,34} \rightarrow n = 39,55$$

Ce qui nous fera un total de 78 connecteurs sur toute la longueur de la solive, et donc 39 connecteurs par demi porté.

j) 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 poutre ; $L = 6 \text{ m}$

$$E = \frac{6000}{78-1} \rightarrow E = 77,92 \text{ mm}$$

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

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

On opte pour un espacement de 7,5cm entre les goujons.

VI.5. Vérification des contreventements :

VI.5.1. 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.

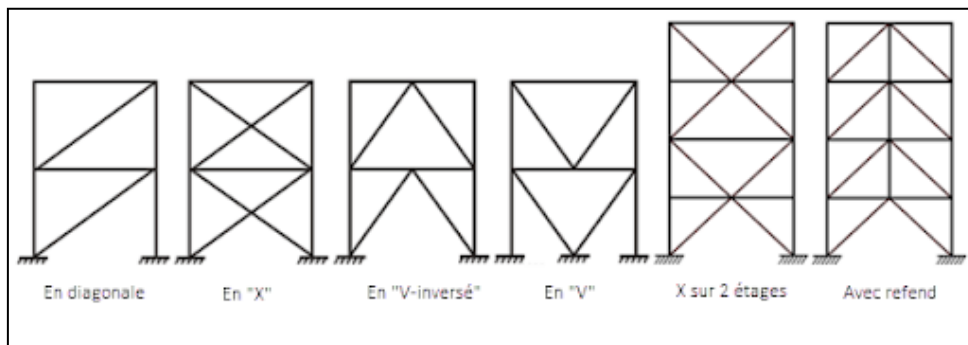


Figure VI.5: Types de systèmes de contreventement.

VI.5.2. 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 :

- En V : 2UPN 300.
- En X : 2UPN 300.

VI.5.3. Vérification des contreventements :

- **En V :**

Compression	-957,2368
Traction	835,7118

Vérifications à la traction simple :

Il faut vérifier que :

$$N_{sd} \leq N_{pl,Rd}$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{2 \times 5880 \times 275}{1,1} \times 10^{-3} = 2940 \text{ KN.}$$

$$N_{sd} = 835,7118 \text{ kN} < N_{pl,Rd} = 2940 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Vérifications à la compression simple :

Il faut vérifier que :

$$N_{sd} \leq N_R = \chi \frac{\beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{M1}}$$

Avec :

$\beta_A = 1$ Pour les sections de classe 1 et 2.

$$\gamma_{M1} = 1,1$$

$$f_y = 275 \text{ MPa.}$$

$$l_f = 4,29 \text{ m.}$$

$$\lambda_y = \frac{L_{fy}}{i_y} = \frac{429}{11,7} = 36,67.$$

$$\lambda_z = \frac{L_{fz}}{i_z} = \frac{429}{2,90} = 147,93.$$

On a $\lambda_y < \lambda_z \Rightarrow$ le flambement se produit autour de l'axe (Y-Y)

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{93,91 \times 0,92} = 0,42.$$

$$\Phi_y = 0,5 \times [1 + \alpha_y(\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2]$$

$$\Phi_y = 0,611.$$

$$\chi_y = 0,951.$$

$$N_{sd} = 957,99 \text{ kN} < \frac{0,951 \times 1 \times 2 \times 5880 \times 275}{1,1} \times 10^{-3} = 2795,94 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

• En X :

Compression	-893,3928
Traction	570,1493

Vérifications à la traction simple :

Il faut vérifier que :

$$N_{sd} \leq N_{pl,Rd}$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{2 \times 5880 \times 275}{1,1} \times 10^{-3} = 2940 \text{ KN.}$$

$$N_{sd} = 570,1493 \text{ kN} < N_{pl,Rd} = 2940 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Vérifications à la compression simple :

Il faut vérifier que :

$$N_{sd} \leq N_R = \chi \frac{\beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{M1}}$$

Avec :

$$\beta_A = 1 \quad \text{Pour les sections de classe 1 et 2.}$$

$$\gamma_{M1} = 1,1$$

$$f_y = 275 \text{ MPa.}$$

$$l_f = 5,0362 \text{ m.}$$

$$\lambda_y = \frac{L_{fy}}{i_y} = \frac{503,62}{11,7} = 43,04.$$

$$\lambda_z = \frac{L_{fz}}{i_z} = \frac{503,62}{2,90} = 173,66.$$

On a $\lambda_y < \lambda_z \Rightarrow$ le flambement se produit autour de l'axe (Y-Y)

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{93,91 \times 0,92} = 0,49.$$

$$\Phi_y = 0,5 \times [1 + \alpha_y(\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2]$$

$$\Phi_y = 0,65.$$

$$\chi_y = 0,928.$$

$$N_{sd} = 893,3928 \text{ kN} < \frac{0,928 \times 1 \times 2 \times 5880 \times 275}{1,1} \times 10^{-3} = 2728,32 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{Condition}$$

Vérifiée.

Conclusion :

L'objectif de cette section était de procéder à la vérification de la stabilité des sections obtenues lors de la phase de modélisation, et celles-ci ont largement répondu aux critères des réglementations applicables (CCM97, EUROCODE03).

CHAPITRE VII : Calcul d'assemblages

VII.1. Introduction :

Les assemblages ont pour fonction d'assurer la liaison ou la continuité des composants élémentaires entre eux, en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations entre les pièces sans générer de sollicitations parasites notamment de torsion.

VII.2. Modes d'assemblages :

VII.2.1. Fonctionnement des assemblages :

Dans ce cas la transmission des efforts s'opère par adhérence des surfaces des pièces en contact. Les moyens les plus courants dans l'assemblage des structures métalliques sont le boulonnage et la soudure.

Les types d'assemblages sont :

a. Le boulonnage :

Le boulonnage est le moyen d'assemblage le plus utilisé en construction métallique du fait de sa facilité de mise en œuvre et des possibilités de réglage qu'il ménage sur site, On distingue deux types « Boulons ordinaires » et « Boulons à haute résistance ».

- **Fonctionnement des boulons :**

- Boulons cisailés.
- Boulons tendus.
- Boulons cisailés et tendus.

Tableau VII.1 : Caractéristiques des boulons.

Classe	4,6	4,8	5,6	5,8	6,8	8,8	10,9
f_{yb} N/mm ²)	240	320	300	400	480	640	900
f_{ub} (N/mm)	400	400	500	500	600	800	1000

f_{yb} = Limite d'élasticité.

f_{ub} = Résistance ultime à la traction.

b. Le soudage :

En charpente soudée les assemblages sont plus rigides, cela a pour effet un encastrement partiel des éléments constructifs. Les soudages à la flamme oxyacétylénique et le soudage à l'arc électrique sont des moyens de chauffages qui permettent d'élever à la température de fusion brilles des pièces de métal à assembler.

- L'assemblage se compose de plusieurs éléments :
 - Les abouts des pièces à assembler.
 - Les accessoires de fixation (cornières, platines,).
 - Les organes de fixation (boulons, rivet, soudure).

Dans ce chapitre, (05) types d'assemblage seront traités qui sont :

- Assemblage poutre - solive ;
- Assemblage poteau - poutre ;
- Assemblage Pied de poteau ;
- Assemblage poteau – poteau (HEA) ;
- Assemblage contreventement X et V ;



Figure VII.1 : Exemples des assemblages soudés.

VII.3. Assemblage poteau-poutre :

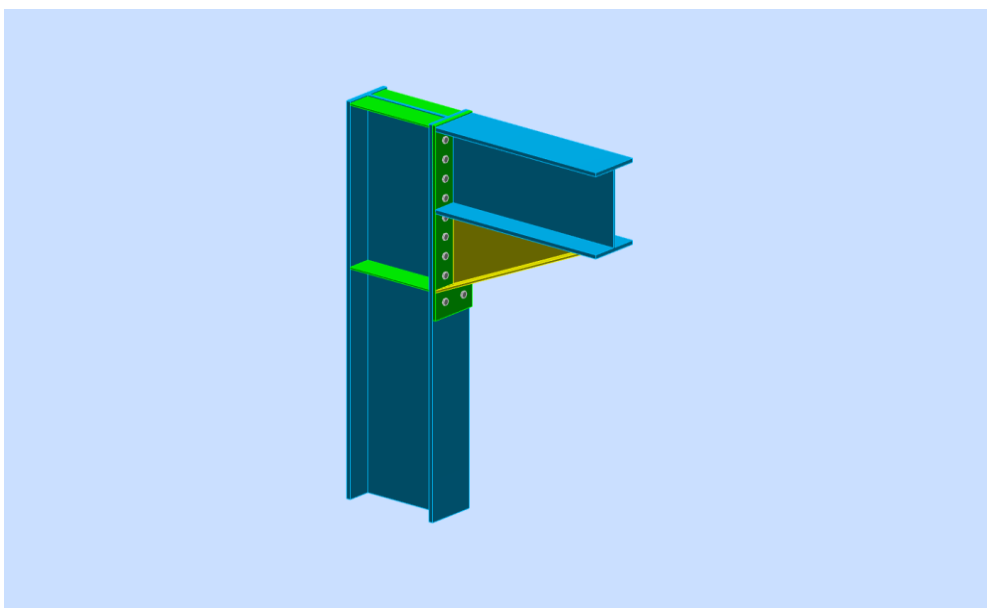


Figure VII.3 : Vue d'assemblage poteau – poutre.

On doit fixer la poutre à l'aide des boulons qui lient la plaque en platine et le poteau, la poutre doit être soudée sur la plaque. On a une poutre HEA400 et un poteau HEA450 leur caractéristique se résume dont le tableau suivant :

Tableau VII.2 : Caractéristiques géométriques des profilés

Profilé	$h(mm)$	$b(mm)$	$t_f(mm)$	$t_w(mm)$	$A(cm^2)$
HEA 400	390	300	19	11	159
HEA 450	440	300	21	11,5	178

- **Efforts sollicitant**

- Moment fléchissant : $M_{sd} = -262,39 \text{ kN.m}$

- Effort tranchant : $V_{sd} = -131,23 \text{ kN}$

Avec la combinaison suivant : $G+XQ-EY+0,3EX$

- **Calcul de la soudure poutre HEA 400**

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 :

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

$$a_f \geq 21 \times \frac{275}{1.1} \times \frac{0.85 \times 1.3}{430 \times \sqrt{2}} = 9,53 \text{ mm}$$

Et l'épaisseur du cordon sur l'ame :

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

$$a_w \geq 11,5 \times \frac{275}{1.1} \times \frac{0.85 \times 1.3}{430 \times \sqrt{2}} = 5,22 \text{ mm}$$

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

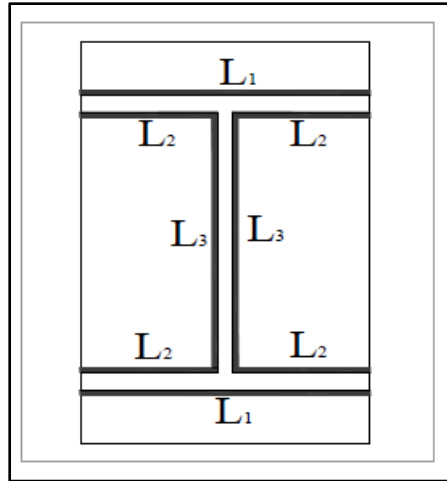


Figure VII.4 : Assemblage soudé poutre-platine.

On a:

$$L_1 = b_s = 300 \text{ mm}$$

$$L_2 = \frac{b_s - t_w}{2} = 144,5 \text{ mm}$$

$$A_s = \sum l_i a_i = (2l_1 + 4l_2 + 2l_3)a = 18820 \text{ mm}^2$$

$$I_{ys} = 2I_1 \times a \times d_1^2 + 4I_2 \times a \times d_2^2$$

Avec :

$$\begin{cases} d_1 = \frac{H_{profilé}}{2} + \frac{a}{2} = \frac{440}{2} + \frac{10}{2} \Rightarrow d_1 = 225 \text{ mm.} \\ d_2 = \frac{H_{profilé}}{2} - t_f - \frac{a}{2} = \frac{440}{2} - 21 - \frac{10}{2} = 194 \text{ mm.} \end{cases}$$

$$I_{ys} = 2 \times 300 \times 10 \times 225^2 + 4 \times 144,5 \times 10 \times 194^2$$

$$I_{ys} = 521286080 \text{ mm}^4.$$

• Vérification de la soudure

$$V_{sd} = -131,23 \text{ kN}$$

$$M_{sd} = -262,39 \text{ kN.m}$$

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

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

$$\sqrt{3 \left(\frac{-131,23 \times 10^3}{2 \times 352 \times 10} \right)^2} \leq \frac{430}{0,85 \times 1,3}$$

32,29 Mpa < 389.14 Mpa **Condition vérifiée.**

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

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

$$\sqrt{2} \left[\left(\frac{-262,39}{521286080} \times \frac{440 \times 10^6}{2} \right) \right] \leq \frac{430}{0.85 \times 1.3}$$

156,61 Mpa < 389, 14 Mpa.condition vérifiée

• **Vérification des boulons HR**

- **Choix de diamètre du boulon**

Épaisseur de la platine : ép = 20 mm

$t \leq 10$ 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 a l'épaisseur de la platine $t = 20$ mm alors on prend $\varnothing = 20$ mm.

- **Détermination du nombre de boulons nécessaires**

Selon la condition de la résistance au cisaillement des boulons

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

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

$$F_{v, rd} = 0,5 f_{ub} \cdot A_s / \gamma_{Mb}$$

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

$$n \geq \frac{131,23 \times 1,25}{0,5 \times 245 \times 1000} \times 10^3 = 1,34$$

On prend $n = 5$ (boulons) **HR**.

On a l'épaisseur de la platine égale à 20 mm alors on prend deux files de 5 boulons HR de diamètre $\varnothing = 20$ mm (**M20**) , classe **10.9**

- **Disposition constructive**

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

$$1.2d_0 \leq e_1 \leq \max(12t, 150\text{mm}) \quad 26,4\text{mm} \leq e_1 \leq 240\text{mm}$$

$$2.2d_0 \leq p_1 \leq \min(14t, 200\text{mm}) \Rightarrow 48,4\text{mm} \leq p_1 \leq 200\text{mm}$$

$$1.5d_0 \leq e_2 \leq \max(12t, 150\text{mm}) \quad 33\text{mm} \leq e_2 \leq 240\text{mm}$$

$$3d_0 \leq p_2 \leq \min(14t, 200\text{mm}) \quad 66\text{mm} \leq p_2 \leq 200\text{mm}$$

$$e_1 = 105\text{mm} \quad p_1 = 120; 100; 150; 120\text{mm.} \quad e_2 = 75\text{mm} \quad p_2 = 150\text{mm.}$$

On a ajouté aussi un jarret (renfort) inférieur avec les dimensionnements suivants :

Hauteur : 300 mm

Longueur : 400 mm

Largeur : 300 mm

Epaisseur âme : 15 mm

Epaisseur aile : 20 mm

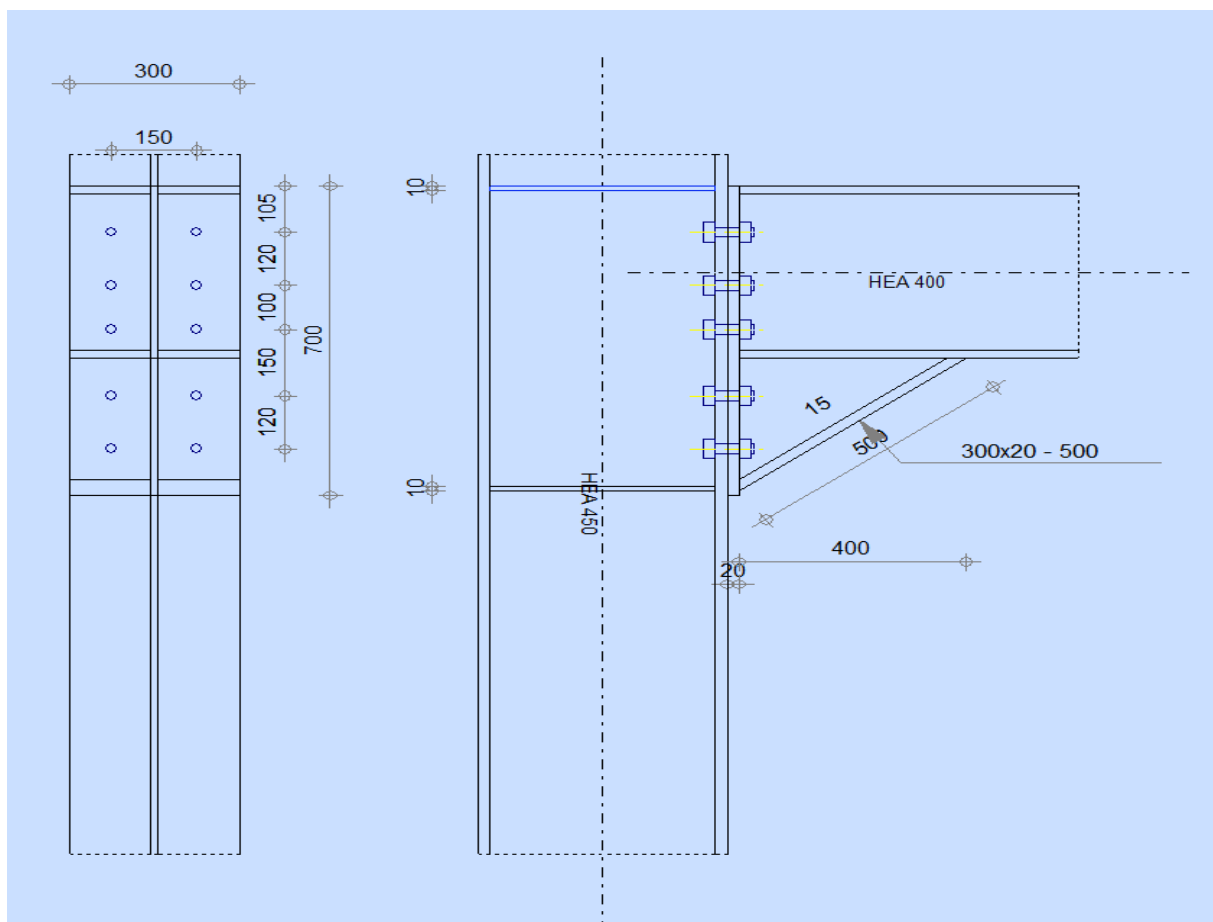


Figure VII. 5 : Schéma distribution des boulons et des jarrets.

- Détermination des efforts dans les boulons

On a l'espacement des éléments d'attache :

$$e_1 = 105\text{mm} \quad p_1 = 120; 100; 150; 120\text{mm.} \quad e_2 = 75\text{mm} \quad p_2 = 150\text{mm}$$

- $d_1 = 542,5\text{mm}$
- $d_2 = 422,5\text{mm}$
- $d_3 = 322,5\text{mm}$
- $d_4 = 172,5\text{mm}$
- $d_5 = 52,5\text{mm}$

$$\sum d_i^2 = 2287656,25\text{mm}.$$

Afin éviter le décollement des pièces, il faut que l'effort de traction appliqué par boulonne soit inférieur à l'effort de précontrainte, soit :

$$F_{tsd} = F_{m1} \leq F_{p.cd} - F_{mi} = \frac{M_{sd} \times d_i}{n_f \times \sum d_i^2} \times 10^3$$

n_f : Nombre des files, $n_f = 2$.

$$F_{m1} = 31,11\text{ kN}$$

$$- F_{p.cd} = 0.7 \times f_{ub} \times A_s$$

$$A_s \geq \frac{F_{m1}}{0.7 f_{ub}} \rightarrow A_s \geq \frac{31,11}{0.7 \times 1000}$$

$$A_s \geq 44,44\text{ mm}^2$$

Le choix du boulon : **HRØ16(10.9)** alors on prend $A_s = 157\text{mm}^2$.

$$\text{Donc : } F_{p.cd} = 0.7 \times f_{ub} \times A_s = 0.7 \times 1000 \times 157 = 110\text{kN}$$

Il faut vérifier que :

$$F_{m1} \leq n F_p$$

$$F_p = 0.7 \times f_{ub} \times A_s$$

- F_p : L'effort de précontrainte autorisé dans les boulons
- f_{ub} : La contrainte de rupture du boulon, vaut 1000 MPa pour les boulons HR 10.9.
- A_s : L'aire de la section du boulon

$$F_{m1} 31,11\text{ kN} \leq n F_p = 2 \times 110 = 220\text{ kN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

La résistance de l'assemblage

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

-L'effort tranchant par boulon

$$V_{sd} = -131,23 \text{ kN.}$$

$$F_{v, sd} = \frac{V_{sd}}{nb} = \frac{131,23}{5} = 26,25 \text{ kN.}$$

-La résistance au glissement $F_{v, rd}$

$$F_{v, rd} = \frac{k_s \times n \times \mu \times (F_p - 0.8F_{mi})}{\gamma_{ms}}$$

Avec :

- K_s Pour des trous avec tolérances nominales normales.
- μ Surfaces nettoyées par brassage métallique ou à la flamme avec enlèvement de la rouille.
- n Nombre d'interfaces de frottement.
- γ_{ms} Pour les résistances au glissement à L'ELU.
- F_p la résistance du boulon.
- $F_{p, cd} = 0.7 \times f_{ub} \times A_s = 0.7 \times 1 \times 157 = 110 \text{ kN}$

$$F_{v, rd} = \frac{1 \times 2 \times 0,3(110 - 0.8 \times 31,11)}{1.25} = 40,85 \text{ kN}$$

$$F_{v, sd} = 26,25 \text{ kN} \leq F_{v, rd} = 52,09 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

VII.4. Assemblage Poutre – Solive :

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.

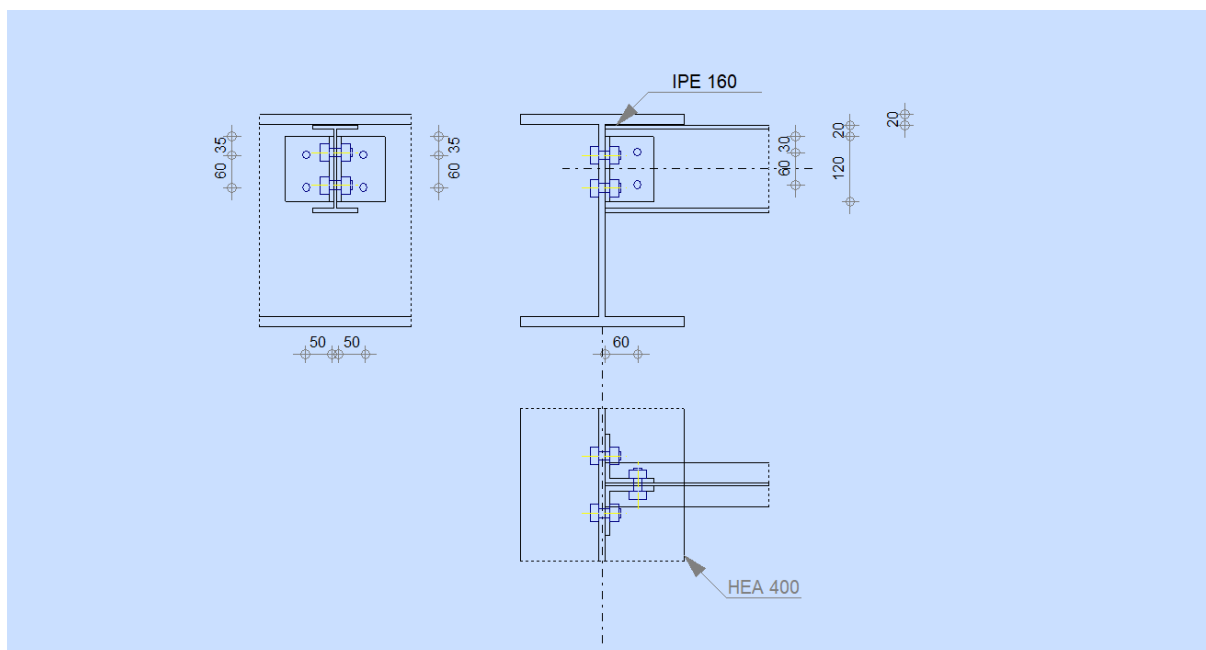


Figure VII.6: Schéma d'assemblage solive-poutre.

L'assemblage est réalisé à l'aide de deux cornières qui relie l'extrémité de la solive en **IPE160** avec l'âme de la poutre en **HEA400**, avec une file verticale de deux boulons. Caractéristiques géométriques des profilés et données mécaniques sont récapituler dont le tableau suivant :

Tableau VII. 1: Caractéristiques géométriques des profilés

Profilé	$h(mm)$	$b(mm)$	$t_f(mm)$	$t_w(mm)$	$A(cm^2)$
HEA 400	390	300	19	11	159
IPE160	160	82	7,4	5	20,09

- **Efforts sollicitant**

- Effort tranchant : $V_{sd} = 19,25 \text{ KN}$

D'après la combinaison suivant : $G+XQ-EY+0,3EX$

- **Vérification des boulons :**

- Choix de diamètre du boulon

Cornière 90×9mm

Epaisseur de la platine : $t = 9 \text{ mm}$

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

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

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

On à l'épaisseur de la platine $t = 9\text{mm}$ alors on prend $\varnothing = 14\text{mm}$, classe 6.6.

- **Le choix des boulons**

On choisit 4 boulons de diamètre ($\varnothing 14$) de classe 6.6.

Donc $d_0 = d + 1\text{mm} = 15\text{mm}$.

- **Distance entre axe des boulons**

$$1.2d_0 \leq e_1 \leq \max(12t, 150\text{mm}) \quad 18 \leq e_1 \leq 150\text{mm}$$

$$2.2d_0 \leq p_1 \leq \min(14t, 200\text{mm}) \Rightarrow 33 \text{ mm} \leq p_1 \leq 129\text{mm}$$

$$1.5d_0 \leq e_2 \leq \max(12t, 150\text{mm}) \quad 22\text{mm} \leq e_2 \leq 150\text{mm}$$

$$3d_0 \leq p_2 \leq \min(14t, 200\text{mm}) \quad 45\text{mm} \leq p_2 \leq 129\text{mm}$$

$$e_1 = 35\text{mm} \quad p_1 = 60\text{mm} \quad e_2 = 50\text{mm} \quad p_2 = 0 \text{ mm}$$

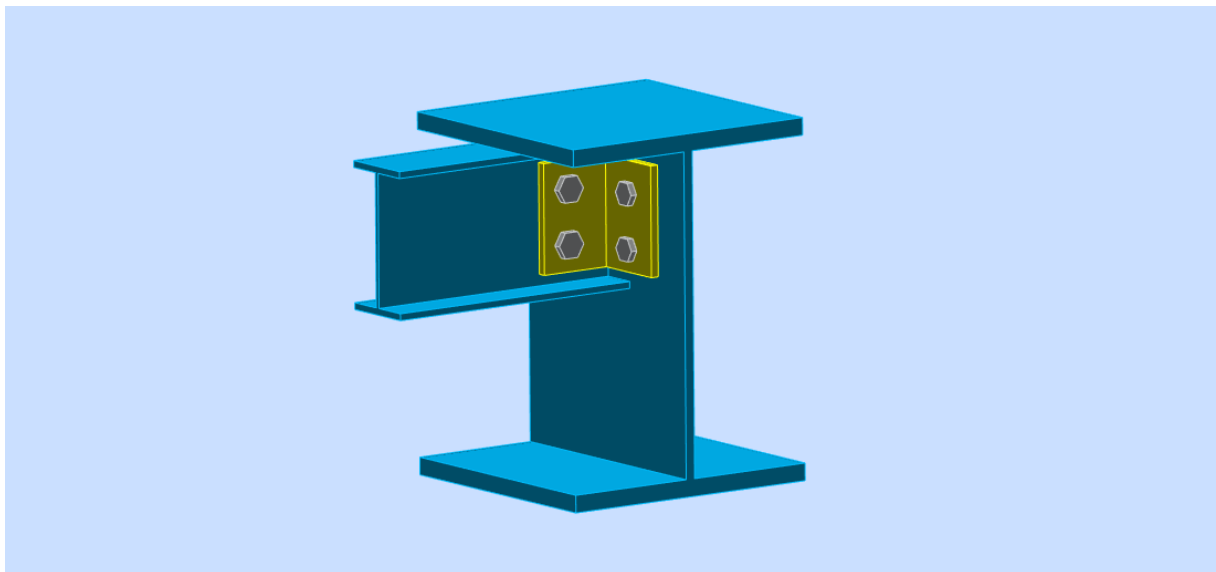


Figure VII.7 : Assemblage poutre HEA400-Solive IPE160

-
- **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 : $A = 115 \text{ mm}^2$.
- Résistance des boulons à la traction : $\gamma_{Mb} = 1,25$.

$$F_{v,rd} \leq \frac{0,6 \times 600 \times 115}{1,25} \times 10^{-3} = 33,12 \text{ kN}.$$

On a 2 boulons en double cisaillement donc :

$$F_{v,rd} = n \times F_{v,rd} = 2 \times 33,12 = 66,24 \text{ kN}.$$

$$V_{sd} = 19,25 \text{ kN} < F_{v,rd} = 66,24 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

- **Vérification de la pression diamétrale**

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

Avec:

- $F_{b,rd} = \frac{2,5\alpha \times f_u \times d \times t}{\gamma_{Mb}}$ (tab. 6.5.3. [5])
- $F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{2}$
- $F_{b,rd}$: 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 :

$$\alpha = \min (0,77 ; 1,08 ; 1,66 ; 1) = 0,77.$$

$$F_{b,rd} = \frac{2,5 \times 0,64 \times 365 \times 16 \times 10}{1,25} = 83,43 \text{ kN}.$$

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{2} = 9,63 \text{ kN}$$

$F_{v,sd} = 9,51 \text{ kN} < F_{brd} = 83,43 \text{ kN}$condition vérifiée.

VII.5. Assemblages de contreventement :

Pour les contreventements on a deux types en X et en V pour le calcul on prend le plus défavorable et on fait le calcul d'assemblages. Le plus défavorable est en V

Les caractéristiques des profilés sont regroupées dans le tableau suivant :

Tableau VII.4 : Caractéristique des profilés assemblés.

Profilé	h (mm)	b (mm)	t _f (mm)	t _w (mm)	A(cm ²)
HEA600	590	300	25	13	262,5
2*UPN300	300	100	16	10	58,8

- Données de calcul :

L'assemblage ci-dessous est sollicité par : Un effort de traction ; $V_{sd} = 893,4404 \text{ kN}$
avec la combinaison suivant :

G+XQ-EY+0,3EX

$K_s = 1$; trous nominaux, $\gamma_{ms} = 1.25$

L'assemblage est assuré par des boulons HR de diamètre 20 mm (M20) de classe 10.9

- Nombre des boulons nécessaires :

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, $n = 2$

$$F_{Vrd} = 2 \times \frac{245 \times 0,6 \times 1000}{1,25} = 235.2 \text{ kN}$$

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n} \rightarrow n = \frac{893,4404}{235.2} = 3,80$$

On opte pour 6 boulons de M20 de classe 10.9 et de section $A_s = 245 \text{ mm}^2$

- **Disposition constructive :**

La disposition des boulons dans une pièce est réglementée par l'Eurocode 3 est calculer comme suite :

La disposition	La méthode de calcul	Le calcule	Choix [mm]
e_1	$1.2d_0 \leq e_1 \leq \max(12t, 150mm)$	$26.4 \leq e_1 \leq 150$	60
P_1	$2.2d_0 \leq P_1 \leq \max(14t, 200mm)$	$48.4 \leq P_1 \leq 200$	80
e_2	$1.5d_0 \leq e_2 \leq \max(12t, 150mm)$	$33 \leq e_2 \leq 150$	40
P_2	$3d_0 \leq P_2 \leq \max(14t, 200mm)$	$66 \leq P_1 \leq 200$	100

Avec :

- _ d_0 : diamètre de trou , $d_0 = d + 2 = 22mm$
- _ t : épaisseur de la cornière , $t = 10mm$

• **Vérification de la pression diamétrale :**

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 : $\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{P_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right) \min\left(\frac{60}{66}\right) = 0.91$

- _ d = diamètre du boulon , $d = 20mm$
- _ d_0 : diamètre de trou , $d_0 = 22mm$
- _ t : épaisseur de la piece , $t = 10mm$
- _ e_1 : pince longitudinale , $e_1 = 60mm$
- _ P_1 : entraxe des boulon , $P_1 = 80mm$
- _ f_{ub} : résistance à la traction des boulons , $f_{ub} = 1000MPa$
- _ f_u : résistance à la tracction de la pièce s275 , $f_u = 430MPa$

on trouve $\alpha = 0.91$

Donc :

$$F_{b,Rd} = \frac{2.5 \times 0.91 \times 430 \times 20 \times 10}{1.25} = 219,56kN$$

Augmenter le nombre de boulon

$$F_{v,Sd} = \frac{V_{Sd}}{n} = \frac{1731,83}{6} = 148,92kN$$

$$F_{b,Rd} = 219,56kN > V_{Sd} = 156,520kN \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

VII.6. Présentation ROBOT :

Le logiciel Autodesk ROBOT propose aux ingénieurs structures des fonctionnalités de simulation et d'analyse structurelle évoluées pour des structures vastes et complexes de la construction. Ce logiciel est un logiciel interactif basé sur la méthode des éléments finis. Il est utilisé dans les calculs scientifiques et les problèmes d'ingénierie parce qu'il permet de résoudre des problèmes numériques complexes en moins de temps requis par rapport les calculs manuelles courants, et ce grâce à une multitude de fonctions intégrées et à plusieurs options de calcul testés et regroupés selon usage dans ce logiciel.

VII.7. Vérification de l'assemblage pied de poteau :

Pour ce assemblage on a étudié deux types pied de poteau avec contreventement et sans contreventement pour l'économie

VII.7.1. Pied de poteau (avec contreventement) :

- **Caractéristique de l'assemblage :**

- Platine 830 x 800 x 85 mm.
- M42 de classe 6,6.
- Soudure 10 mm.

- **Les efforts :**

- $N_{j,Ed} = -4083,38$ (traction)
- $M_{j,Ed,y} = -132,74$ Kn.m
- $M_{j,Ed,z} = 0$ Kn

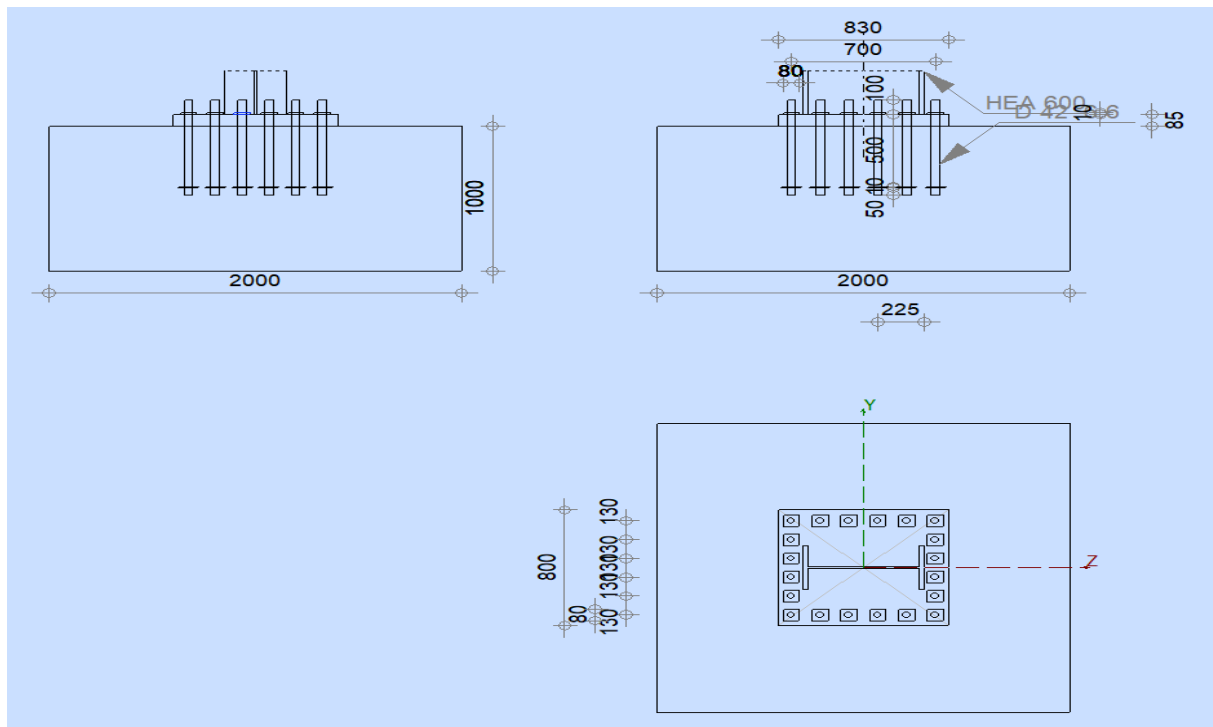


Figure VII.8 : Disposition constructive de l'assemblage pied de poteau.

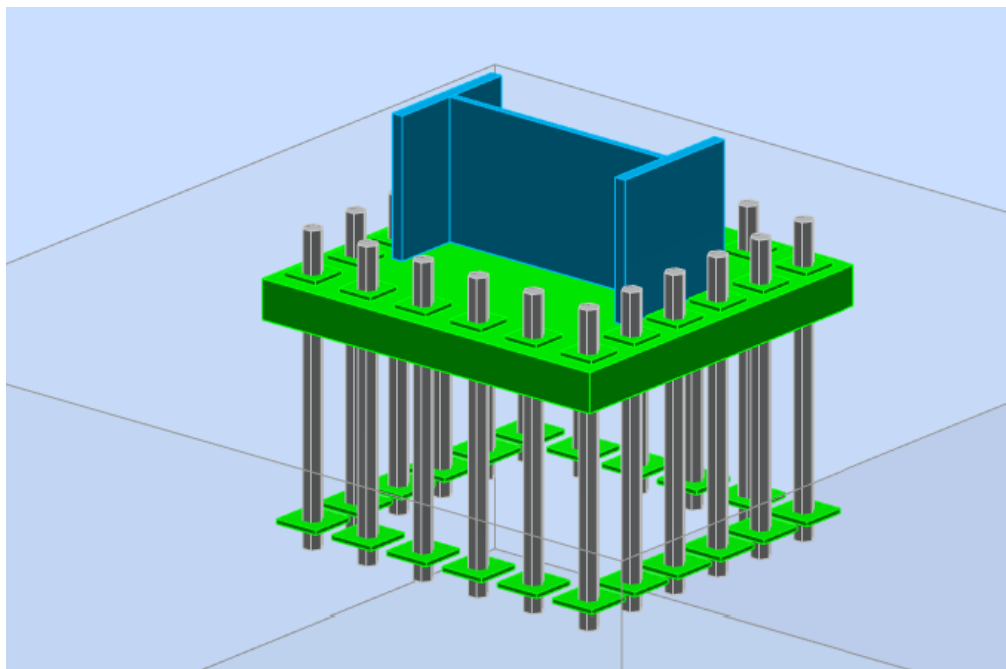


Figure VII.9 : Vue « 3D » de l'assemblage pied de poteau.

Résultats

Zone tendue

RUPTURE DU BOULON D'ANCRAGE

$A_b = 11,20 \text{ [cm}^2\text{]}$ Aire de section efficace du boulon [Tableau 3.4]

$f_{ub} = 600,00 \text{ [MPa]}$ Résistance du matériau du boulon à la traction [Tableau 3.4]

$\beta = 0,85$ Coefficient de réduction de la résistance du boulon [3.6.1.(3)]

$$F_{t,Rd,s1} = \beta * 0.9 * f_{ub} * A_b / \gamma_{M2}$$

$F_{t,Rd,s1} = 411,26 \text{ [kN]}$ Résistance du boulon à la rupture [Tableau 3.4]

$$F_{t,Rd,s} = F_{t,Rd,s1}$$

$F_{t,Rd,s} = 411,26 \text{ [kN]}$ Résistance du boulon à la rupture

RESISTANCE DU BOULON D'ANCRAGE A LA TRACTION

$$F_{t,Rd} = F_{t,Rd,s}$$

$F_{t,Rd} = 411,26 \text{ [kN]}$ Résistance du boulon d'ancrage à traction

FLEXION DE LA PLAQUE DE BASE

Moment fléchissant $M_{j,Ed,y}$

$l_{eff,1} = 400 \text{ [mm]}$ Longueur effective pour une seule ligne de boulons pour le mode 1 [6.2.6.5]

$l_{eff,2} = 400 \text{ [mm]}$ Longueur effective pour une seule ligne de boulons pour le mode 2 [6.2.6.5]

$m = 168 \text{ [mm]}$ Pince boulon-bord de renforcement [6.2.6.5]

$M_{pl,1,Rd} = 184,24 \text{ [kN*m]}$ Résistance plastique de la dalle pour le mode 1 [6.2.4]

$M_{pl,2,Rd} = 184,24 \text{ [kN*m]}$ Résistance plastique de la dalle pour le mode 2 [6.2.4]

$F_{T,1,Rd} = \frac{4379,6}{5} \text{ [kN]}$ Résistance de la dalle pour le mode 1 [6.2.4]

$$l_{eff,1} = 400 \text{ [mm]} \quad \text{Longueur effective pour une seule ligne de boulons pour le mode 1} \quad [6.2.6.5]$$

$$F_{T,2,Rd} = \frac{2292,8}{7} \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de la dalle pour le mode 2} \quad [6.2.4]$$

$$F_{T,3,Rd} = \frac{2467,5}{8} \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de la dalle pour le mode 3} \quad [6.2.4]$$

$$F_{t,pl,Rd,y} = \min(F_{T,1,Rd}, F_{T,2,Rd}, F_{T,3,Rd})$$

$$F_{t,pl,Rd,y} = 2292,87 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de la dalle pour le mode à la traction} \quad [6.2.4]$$

RESISTANCE DE L'AME DU POTEAU A LA TRACTION

Moment fléchissant $M_{j,Ed,z}$

$$t_{wc} = 13 \text{ [mm]} \quad \text{Epaisseur efficace de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.3.(8)]$$

$$b_{eff,t,wc} = 415 \text{ [mm]} \quad \text{Largeur efficace de l'âme à la traction} \quad [6.2.6.3.(2)]$$

$$A_{vc} = \frac{93,2}{1} \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:}[6.2.6.(3)]$$

$$\square = 0,83 \quad \text{Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement} \quad [6.2.6.3.(4)]$$

$$F_{t,wc,Rd,z} = \square b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{yc} / \square_{M0}$$

$$F_{t,wc,Rd,z} = 1238,28 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.3.(1)]$$

RESISTANCES DE SEMELLE DANS LA ZONE TENDUE

$$N_{j,Rd} = 5533,73 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de la semelle à la traction axiale} \quad [6.2.8.3]$$

$$F_{T,Rd,y} = F_{t,pl,Rd,y}$$

$$F_{T,Rd,y} = 2292,87 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de la semelle dans la zone tendue} \quad [6.2.8.3]$$

Contrôle de la résistance de l'assemblage

$$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0 \text{ (6.24)} \quad 0,74 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,74)$$

$$e_y = 33 \text{ [mm]} \quad \text{Excentricité de l'effort axial} \quad [6.2.8.3]$$

$$z_{c,y} = 264 \text{ [mm]} \quad \text{Bras de levier } F_{C,Rd,y} \quad [6.2.8.1.(2)]$$

$$z_{t,y} = 350 \text{ [mm]} \quad \text{Bras de levier } F_{T,Rd,y} \quad [6.2.8.1.(3)]$$

$$M_{j,Rd,y} = 136,40 \text{ [kN*m]} \quad \text{Résistance de l'assemblage à la flexion} \quad [6.2.8.3]$$

$$M_{j,Ed,y} / M_{j,Rd,y} \leq 1,0 \text{ (6.23)} \quad 0,97 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,97)$$



Robot Structural Analysis Professional 2023

Calcul du Pied de Poteau encastré

Eurocode 3: EN 1993-1-8:2005/AC:2009



Ratio
0,97

VII.7.1. Pied de poteau (sans contreventement) :

Caractéristique de l'assemblage :

- Platine 1000 x 700 x 15 mm.
- M30 de classe 6,6.
- Soudure 10 mm.

Les efforts :

- $N_{j,Ed} = 1467,50$ (traction)
- $M_{j,Ed,y} = 178,72 \text{ Kn.m}$
- $M_{j,Ed,z} = 0 \text{ Kn}$

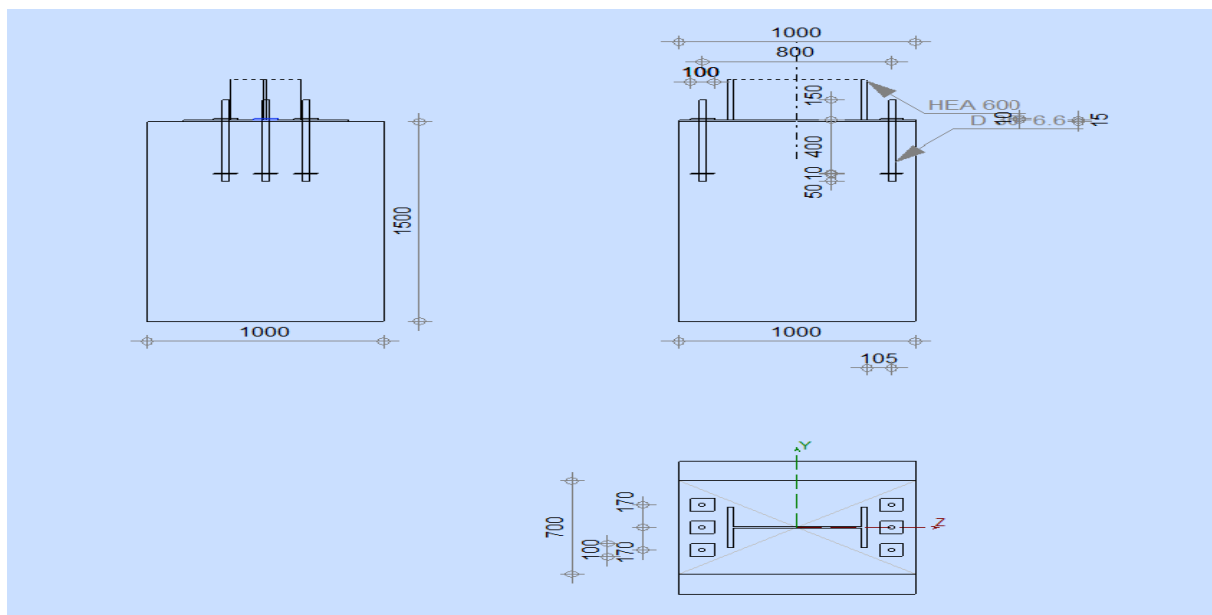


Figure VII.10 : Disposition constructive de l'assemblage pied de poteau.

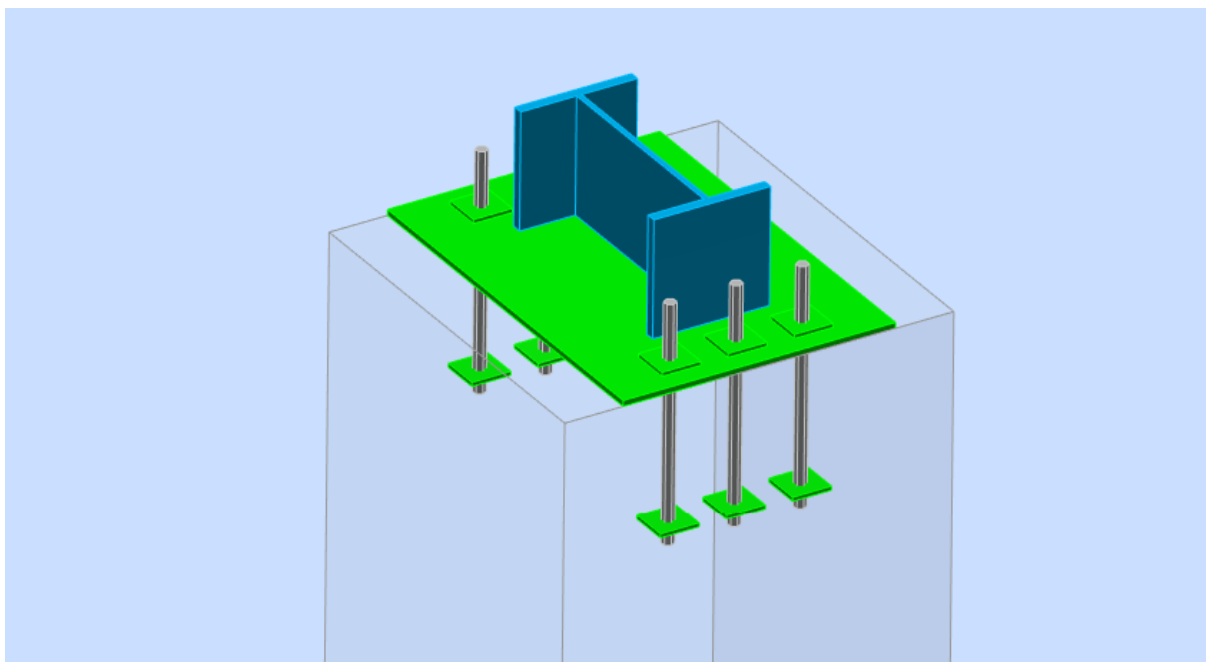


Figure VII.11 : Vue « 3D » de l'assemblage pied de poteau.

Résultats

Zone comprimée

COMPRESSION DU BETON

$$f_{cd} = \frac{16,6}{7} \text{ [MPa]} \quad \begin{array}{l} \text{Résistance de calcul à la compression} \\ \text{EN 1992-1:[3.1.6.(1)]} \end{array}$$

$$f_j = \frac{13,2}{8} \text{ [MPa]} \quad \begin{array}{l} \text{Résistance de calcul du matériau du joint sous la plaque} \\ \text{d'assise} \\ \text{[6.2.5.(7)]} \end{array}$$

$$c = t_p \cdot \left(\frac{f_{yp}}{(3 \cdot f_j \cdot M_0)} \right)$$

$$c = \frac{39}{\text{[mm]}} \quad \begin{array}{l} \text{Largeur de l'appui additionnelle} \\ \text{[6.2.5.(4)]} \end{array}$$

$$b_{eff} = \frac{104}{\text{[mm]}} \quad \begin{array}{l} \text{Largeur efficace de la semelle de tronçon T} \\ \text{[6.2.5.(3)]} \end{array}$$

$$l_{eff} = \frac{379}{\text{[mm]}} \quad \begin{array}{l} \text{Longueur effective de la semelle de tronçon en T} \\ \text{[6.2.5.(3)]} \end{array}$$

$$A_{c0} = \frac{393,28}{\text{[cm}^2\text{]}} \quad \begin{array}{l} \text{Zone de contact de la plaque d'assise avec la} \\ \text{fondation} \\ \text{EN 1992-1:[6.7.(3)]} \end{array}$$

$$A_{c1} = \frac{3114,5}{3} \text{ [cm}^2\text{]} \quad \begin{array}{l} \text{Aire de calcul maximale de la répartition de la charge} \\ \text{EN 1992-1:[6.7.(3)]} \end{array}$$

$$F_{rd,u} = A_{c0} * f_{cd} * \eta (A_{c1}/A_{c0}) \leq 3 * A_{c0} * f_{cd}$$

$$F_{rd,u} = 1844,57 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du béton à l'appui rigide} \quad \text{EN 1992-1:[6.7.(3)]}$$

$$\eta_j = 0,67 \quad \text{Coefficient réducteur pour la compression} \quad [6.2.5.(7)]$$

$$f_{jd} = \eta_j * F_{rd,u} / (b_{eff} * l_{eff})$$

$$f_{jd} = 31,27 \text{ [MPa]} \quad \text{Résistance de calcul du matériau du joint} \quad [6.2.5.(7)]$$

$$A_{c,n} = 1210,00 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de compression efficace} \quad [6.2.8.2.(1)]$$

$$A_{c,y} = 393,28 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de flexion } M_y \quad [6.2.8.3.(1)]$$

$$F_{c,Rd,i} = A_{c,i} * f_{jd}$$

$$F_{c,Rd,n} = 3783,47 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du béton à la compression} \quad [6.2.8.2.(1)]$$

$$F_{c,Rd,y} = 1229,71 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du béton à la flexion } M_y \quad [6.2.8.3.(1)]$$

AILE ET AME DU POTEAU EN COMPRESSION

$$CL = 3,00 \quad \text{Classe de la section} \quad \text{EN 1993-1-1:[5.5.2]}$$

$$W_{el,y} = 4786,7_1 \text{ [cm}^3\text{]} \quad \text{Facteur élastique de la section} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]}$$

$$M_{c,Rd,y} = 1316,3 \text{ [kN*m]} \quad \text{Résistance de calcul de la section à la flexion} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5]}$$

$$h_{f,y} = 565 \text{ [mm]} \quad \text{Distance entre les centres de gravité des ailes} \quad [6.2.6.7.(1)]$$

$$F_{c,fc,Rd,y} = M_{c,Rd,y} / h_{f,y}$$

$$F_{c,fc,Rd,y} = 2329,82 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'aile et de l'âme comprimées} \quad [6.2.6.7.(1)]$$

RESISTANCE DE LA SEMELLE DANS LA ZONE COMPRIMEE

$$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$$

$$N_{j,Rd} = 3783,47 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de la semelle à l'effort axial} \quad [6.2.8.2.(1)]$$

$$F_{c,Rd,y} = \min(F_{c,Rd,y}, F_{c,fc,Rd,y})$$

$$F_{c,Rd,y} = 1229,71 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de la semelle dans la zone comprimée} \quad [6.2.8.3]$$

Contrôle de la résistance de l'assemblage

$$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0 \text{ (6.24)} \quad 0,39 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,39)$$

$$e_y = 122 \text{ [mm]} \quad \text{Excentricité de l'effort axial} \quad [6.2.8.3]$$

$$z_{c,y} = 283 \text{ [mm]} \quad \text{Bras de levier } F_{c,Rd,y} \quad [6.2.8.1.(2)]$$

$e_y =$	122 [mm]	Excentricité de l'effort axial	[6.2.8.3]
$z_{t,y} =$	400 [mm]	Bras de levier $F_{T,Rd,y}$	[6.2.8.1.(3)]
$M_{j,Rd,y} =$	209,30 [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)	0,85 < 1,00	vérifié	(0,85)

Soudures entre le poteau et la plaque d'assise

$\sigma_{\square} =$	66,50 [MPa]	Contrainte normale dans la soudure	[4.5.3.(7)]
$\sigma_{\square} =$	66,50 [MPa]	Contrainte tangentielle perpendiculaire	[4.5.3.(7)]
$\sigma_{yII} =$	0,00 [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,y}$	[4.5.3.(7)]
$\sigma_{zII} =$	0,00 [MPa]	Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,z}$	[4.5.3.(7)]
$\sigma_w =$	0,85	Coefficient dépendant de la résistance	[4.5.3.(7)]
$\sigma_{\square} / (0,9 * f_u / \sigma_{M2}) \leq 1,0$ (4.1)	0,23 < 1,00	vérifié	(0,23)
$\sigma_{\square} (\sigma_{\square}^2 + 3,0 (\sigma_{yII}^2 + \sigma_{\square}^2)) / (f_u / (\sigma_w * \sigma_{M2})) \leq 1,0$ (4.1)	0,35 < 1,00	vérifié	(0,35)
$\sigma_{\square} (\sigma_{\square}^2 + 3,0 (\sigma_{zII}^2 + \sigma_{\square}^2)) / (f_u / (\sigma_w * \sigma_{M2})) \leq 1,0$ (4.1)	0,33 < 1,00	vérifié	(0,33)



Robot Structural Analysis Professional 2023

Calcul du Pied de Poteau encastré

Eurocode 3: EN 1993-1-8:2005/AC:2009 + CEB Design Guide:
Design of fastenings in concrete



Ratio
0,85

VII.8. Présentation de logiciel IDEA STATICA :

Ce logiciel nous aidera à concevoir et à vérifier le code d'une nouvelle connexion. Le choix de la classe de la topologie et de la conception à partir de modèles prédéfinis qui nous permet de définir certaines types de connexion en quelques secondes. Tous les articles sont disponibles dans les codes EC, AISC et CISC.

VII.9. Assemblages de continuité poteau-poteau :

Tableau VII.5 : coordonnées géométriques.

Name	Cross-section	β - Direction [°]	γ - Pitch [°]	α - Rotation [°]	Offset ex [mm]	Offset ey [mm]	Offset ez [mm]
------	---------------	----------------------------	-------------------------	----------------------------	-------------------	-------------------	-------------------

49	1 - HEA450	0.0	90.0	-90.0	0	0	0
50	2 - HEA600	0.0	90.0	-90.0	0	0	0

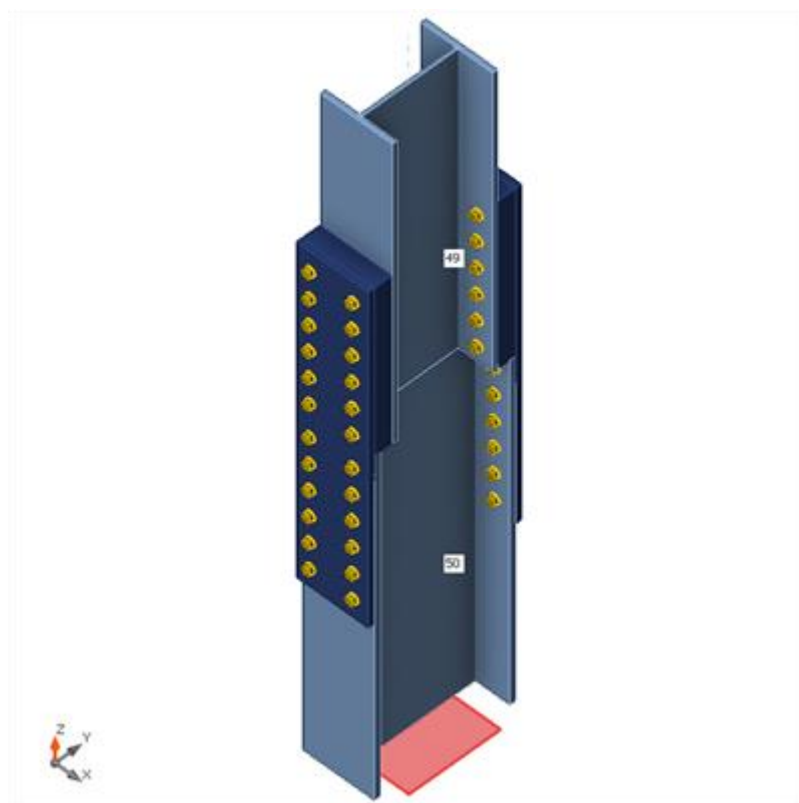


Figure VII.12 : vue 3d d'assemblages.

- **Boulons :**

Tableau VII.7 : caractéristique des boulons.

Name	Diameter [mm]	f_y [MPa]	f_u [MPa]	Gross area [mm ²]
------	------------------	----------------	----------------	----------------------------------

M24 10.9	24	900.0	1000.0	452
----------	----	-------	--------	-----

- Les efforts :

Tableau VII.8 : Les efforts maximum.

Name	Member	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
G+XQ-EX-0,3EY(5)	49 / End	-2581.0	16.8	-15.1	0.0	28.1	26.1
	50 / Begin	2984.7	-19.0	17.7	0.0	-60.9	1.5
G+XQ+EY+0,3EX(6)	49 / End	390.5	-3.9	67.3	0.0	-103.1	-5.3
	50 / Begin	-654.0	2.2	-88.6	0.0	47.2	26.0
G+XQ-EY+0,3EX(7)	49 / End	-2115.0	17.6	-35.8	0.0	61.3	25.6
	50 / Begin	2555.1	-18.3	43.2	0.0	-86.3	0.5
G+XQ+EX+0,3EY(8)	49 / End	236.7	0.0	39.5	0.0	-58.6	-0.7
	50 / Begin	-366.9	-0.7	-53.6	0.0	12.0	21.3

- Les vérifications :

Tableau VII.9 : Les vérifications donnée par logiciel.

Name	Value	Check status
Analysis	100.0%	OK
Plates	0.1 < 5.0%	OK
Bolts	98.8 < 100%	OK

a. Platine :

Tableau VII.10 : vérification de contrainte de platine.

Name	Material	t _p [mm]	Loads	σ _{Ed} [MPa]	ε _{Pl} [%]	σ _{c,Ed} [MPa]	Status
49-bfl 1	S275	21.0	G+XQ-EX-0,3EY(5)	275.1	0.0	26.3	OK
49-tfl 1	S275	21.0	G+XQ-EX-0,3EY(5)	275.0	0.0	24.3	OK
49-w 1	S275	11.5	G+XQ-EX-0,3EY(5)	173.6	0.0	0.0	OK
50-bfl 1	S275	25.0	G+XQ-EX-0,3EY(5)	238.7	0.0	12.8	OK
50-tfl 1	S275	25.0	G+XQ-EX-0,3EY(5)	218.7	0.0	9.2	OK
50-w 1	S275	13.0	G+XQ-EX-0,3EY(5)	128.0	0.0	0.0	OK
SP1	S275 - 1	75.0	G+XQ-EX-0,3EY(5)	50.3	0.0	71.4	OK
SP2	S275 - 1	75.0	G+XQ-EX-0,3EY(5)	47.0	0.0	65.9	OK
SP3	S275	25.0	G+XQ-EX-0,3EY(5)	275.1	0.0	15.4	OK
SP4	S275	25.0	G+XQ-EX-0,3EY(5)	275.1	0.1	16.3	OK

b. Donnée de conception :

Tableau VII.10 : donnée de conception.

Material	f _y [MPa]	ε _{lim} [%]
S275	275.0	5.0

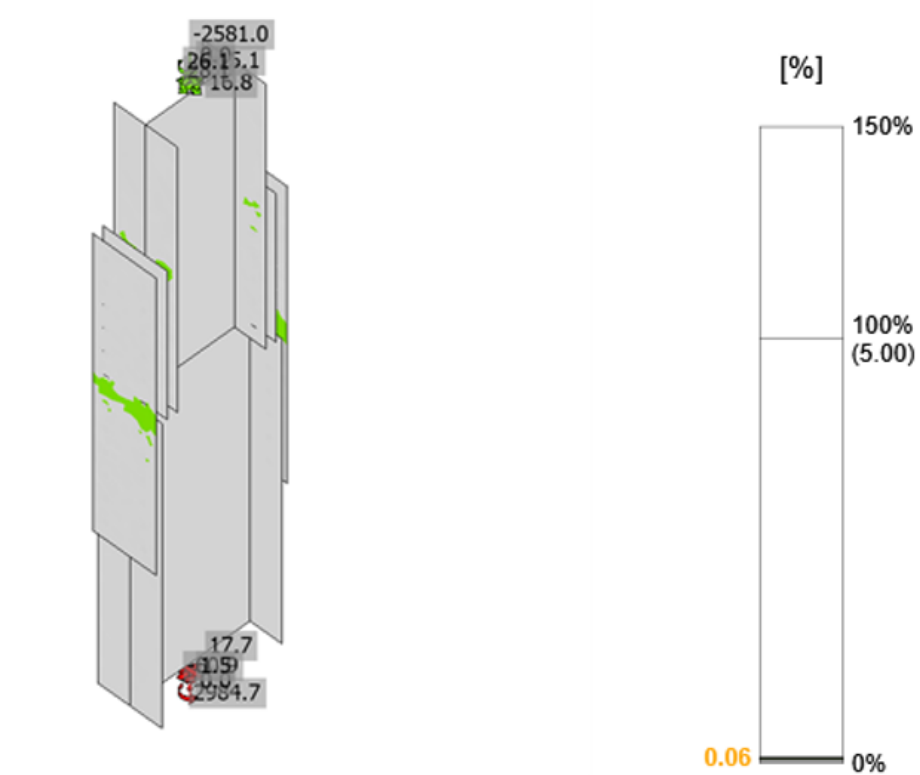


Figure VII.13 : vérification de déformation SP4.

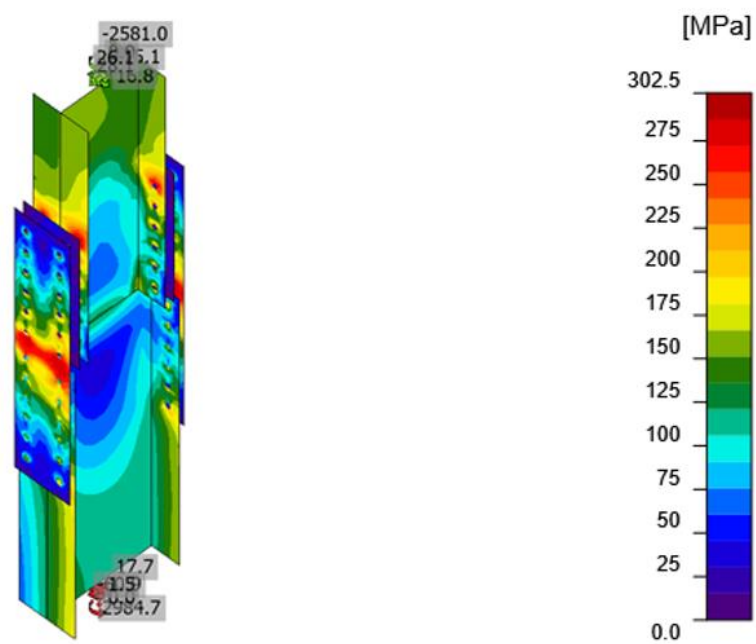
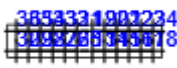


Figure VII.14 : vérification de la contrainte.

c. Boulons :

Shape	Item	Grade	Loads	$F_{t,Ed}$ [kN]	$F_{v,Ed}$ [kN]	$F_{b,Rd}$ [kN]	U_t [%]	U_{ts} [%]	U_{ts} [%]	Status
7891012 123456	B1	M24 10.9 - 1	G+XQ- EX- 0,3EY(5)	38.2	113.1	516.0	15.0	80.1	90.9	OK
	B2	M24 10.9 - 1	G+XQ- EX- 0,3EY(5)	25.2	106.2	433.4	9.9	75.2	82.3	OK
	B3	M24 10.9 - 1	G+XQ- EX- 0,3EY(5)	14.1	101.1	433.4	5.5	71.6	75.6	OK
	B4	M24 10.9 - 1	G+XQ- EX- 0,3EY(5)	6.8	102.7	433.4	2.7	72.7	74.6	OK
	B5	M24 10.9 - 1	G+XQ- EX- 0,3EY(5)	4.9	108.6	433.4	1.9	76.9	78.3	OK
	B6	M24 10.9 - 1	G+XQ- EX- 0,3EY(5)	10.4	115.0	433.4	4.1	81.5	84.4	OK
	B7	M24 10.9 - 1	G+XQ- EX- 0,3EY(5)	38.0	123.3	516.0	14.9	87.3	98.0	OK
	B8	M24 10.9 - 1	G+XQ- EX- 0,3EY(5)	25.5	113.7	433.4	10.0	80.5	87.7	OK

	B9	M24 10.9 - 1	G+XQ- EX- 0,3EY(5)	14.6	106.9	433.4	5.7	75.7	79.8	OK
	B10	M24 10.9 - 1	G+XQ- EX- 0,3EY(5)	7.1	107.9	433.4	2.8	76.4	78.4	OK
	B11	M24 10.9 - 1	G+XQ- EX- 0,3EY(5)	4.6	115.6	433.4	1.8	81.8	83.1	OK
	B12	M24 10.9 - 1	G+XQ- EX- 0,3EY(5)	10.7	123.2	433.4	4.2	87.3	90.3	OK
	B13	M24 10.9 - 1	G+XQ- EX- 0,3EY(5)	36.4	123.0	516.0	14.3	87.1	97.4	OK
	B14	M24 10.9 - 1	G+XQ- EX- 0,3EY(5)	24.6	115.1	433.4	9.7	81.5	88.4	OK
	B15	M24 10.9 - 1	G+XQ- EX- 0,3EY(5)	14.0	109.3	433.4	5.5	77.4	81.3	OK
	B16	M24 10.9 - 1	G+XQ- EX- 0,3EY(5)	7.1	110.4	433.4	2.8	78.2	80.1	OK
	B17	M24 10.9 - 1	G+XQ- EX- 0,3EY(5)	5.2	116.8	433.4	2.1	82.7	84.2	OK
	B18	M24 10.9 - 1	G+XQ- EX- 0,3EY(5)	11.1	123.8	433.4	4.4	87.7	90.8	OK
	B19	M24 10.9 - 1	G+XQ- EX- 0,3EY(5)	35.2	125.6	516.0	13.8	88.9	98.8	OK
	B20	M24 10.9 - 1	G+XQ- EX- 0,3EY(5)	25.1	123.1	433.4	9.9	87.2	94.2	OK
	B21	M24 10.9 - 1	G+XQ- EX- 0,3EY(5)	14.5	115.4	433.4	5.7	81.7	85.8	OK
	B22	M24 10.9 - 1	G+XQ- EX- 0,3EY(5)	7.4	115.5	433.4	2.9	81.8	83.9	OK
	B23	M24 10.9 - 1	G+XQ- EX- 0,3EY(5)	5.0	123.7	433.4	2.0	87.6	89.0	OK
	B24	M24 10.9 - 1	G+XQ- EX- 0,3EY(5)	11.6	131.8	433.4	4.6	93.3	96.6	OK
	B25	M24 10.9 - 2	G+XQ- EX- 0,3EY(5)	57.4	111.6	516.0	22.6	79.0	95.2	OK
	B26	M24 10.9 - 2	G+XQ- EX- 0,3EY(5)	10.5	106.9	516.0	4.1	75.7	78.6	OK

	B27	M24 10.9 - 2	G+XQ- EX- 0,3EY(5)	0.5	105.5	516.0	0.2	74.7	74.8	OK
	B28	M24 10.9 - 2	G+XQ- EX- 0,3EY(5)	0.3	104.7	516.0	0.1	74.2	74.2	OK
	B29	M24 10.9 - 2	G+XQ- EX- 0,3EY(5)	0.4	105.7	516.0	0.2	74.8	74.9	OK
	B30	M24 10.9 - 2	G+XQ- EX- 0,3EY(5)	1.6	109.9	516.0	0.6	77.8	78.3	OK
	B31	M24 10.9 - 2	G+XQ- EX- 0,3EY(5)	56.0	116.4	516.0	22.0	82.5	98.2	OK
	B32	M24 10.9 - 2	G+XQ- EX- 0,3EY(5)	10.6	115.1	516.0	4.2	81.5	84.5	OK
	B33	M24 10.9 - 2	G+XQ- EX- 0,3EY(5)	0.7	112.8	516.0	0.3	79.9	80.1	OK
	B34	M24 10.9 - 2	G+XQ- EX- 0,3EY(5)	0.3	112.4	516.0	0.1	79.6	79.7	OK
	B35	M24 10.9 - 2	G+XQ- EX- 0,3EY(5)	0.5	115.1	516.0	0.2	81.5	81.7	OK
	B36	M24 10.9 - 2	G+XQ- EX- 0,3EY(5)	1.8	122.5	516.0	0.7	86.7	87.2	OK
4876543 490337	B37	M24 10.9 - 2	G+XQ- EX- 0,3EY(5)	45.2	104.9	516.0	17.8	74.3	87.0	OK
	B38	M24 10.9 - 2	G+XQ- EX- 0,3EY(5)	9.6	99.5	516.0	3.8	70.4	73.1	OK
	B39	M24 10.9 - 2	G+XQ- EX- 0,3EY(5)	0.6	97.6	516.0	0.3	69.1	69.3	OK
	B40	M24 10.9 - 2	G+XQ- EX- 0,3EY(5)	0.2	96.6	516.0	0.1	68.4	68.5	OK
	B41	M24 10.9 - 2	G+XQ- EX- 0,3EY(5)	0.4	97.1	516.0	0.2	68.8	68.9	OK
	B42	M24 10.9 - 2	G+XQ- EX- 0,3EY(5)	1.4	100.5	516.0	0.6	71.2	71.6	OK
	B43	M24 10.9 - 2	G+XQ- EX- 0,3EY(5)	45.0	114.9	516.0	17.7	81.4	94.1	OK
	B44	M24 10.9 - 2	G+XQ- EX- 0,3EY(5)	9.7	107.2	516.0	3.8	75.9	78.7	OK

	B45	M24 10.9 - 2	G+XQ- EX- 0,3EY(5)	0.8	104.7	516.0	0.3	74.1	74.4	OK
	B46	M24 10.9 - 2	G+XQ- EX- 0,3EY(5)	0.3	104.2	516.0	0.1	73.8	73.8	OK
	B47	M24 10.9 - 2	G+XQ- EX- 0,3EY(5)	0.5	106.5	516.0	0.2	75.4	75.5	OK
	B48	M24 10.9 - 2	G+XQ- EX- 0,3EY(5)	1.6	113.0	516.0	0.6	80.1	80.5	OK

Detailed result for B19

Tension resistance check (EN 1993-1-8 – Table 3.4)

$$F_{t,Rd} = \frac{k_2 f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}} = 254.2 \text{ kN} \geq F_{t,Ed} = 35.2 \text{ kN}$$

Where:

- $k_2 = 0.90$ – Factor
- $f_{ub} = 1000.0 \text{ MPa}$ – Ultimate tensile strength of the bolt
- $A_s = 353 \text{ mm}^2$ – Tensile stress area of the bolt
- $\gamma_{M2} = 1.25$ – Safety factor

Punching resistance check (EN 1993-1-8 – Table 3.4)

$$B_{p,Rd} = \frac{0.6 \pi d_m t_p f_u}{\gamma_{M2}} = 517.3 \text{ kN} \geq F_{t,Ed} = 35.2 \text{ kN}$$

Where:

- $d_m = 38 \text{ mm}$ – The mean of the across points and across flats dimensions of the bolt head or the nut, whichever is smaller
- $t_p = 21 \text{ mm}$ – Plate thickness
- $f_u = 430.0 \text{ MPa}$ – Ultimate strength
- $\gamma_{M2} = 1.25$ – Safety factor

Shear resistance check (EN 1993-1-8 – Table 3.4)

$$F_{v,Rd} = \frac{\beta_p \alpha_v f_{ub} A}{\gamma_{M2}} = 141.2 \text{ kN} \geq F_{v,Ed} = 125.6 \text{ kN}$$

Where:

- $\beta_p = 1.00$ – Reduction factor for packing
- $\alpha_v = 0.50$ – Reduction factor for shear stress
- $f_{ub} = 1000.0 \text{ MPa}$ – Ultimate tensile strength of the bolt
- $A = 353 \text{ mm}^2$ – Tensile stress area of the bolt
- $\gamma_{M2} = 1.25$ – Safety factor

Bearing resistance check (EN 1993-1-8 – Table 3.4)

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \alpha_b f_u d t}{\gamma_{M2}} = 516.0 \text{ kN} \geq F_{b,Ed} = 125.6 \text{ kN}$$

Where:

$$k_1 = \min(2.8 \frac{e_2}{d_0} - 1.7, 1.4 \frac{p_2}{d_0} - 1.7, 2.5) = 2.50$$

$$\alpha_b = \min(\frac{e_1}{3d_0}, \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1) = 1.00$$

$$e_2 = 60 \text{ mm}$$

$$p_2 = 180 \text{ mm}$$

$$d_0 = 26 \text{ mm}$$

$$e_1 = \infty \text{ mm}$$

$$p_1 = 140 \text{ mm}$$

$$f_{ub} = 1000.0 \text{ MPa}$$

$$f_u = 430.0 \text{ MPa}$$

$$d = 24 \text{ mm}$$

$$t = 25 \text{ mm}$$

$$\gamma_{M2} = 1.25$$

– Factor for edge distance and bolt spacing perpendicular to the direction of load transfer

– Factor for end distance and bolt spacing in direction of load transfer

– Distance to the plate edge perpendicular to the shear force

– Distance between bolts perpendicular to the shear force

– Bolt hole diameter

– Distance to the plate edge in the direction of the shear force

– Distance between bolts in the direction of the shear force

– Ultimate tensile strength of the bolt

– Ultimate strength of the plate

– Nominal diameter of the fastener

– Thickness of the plate

– Safety factor

Utilization in tension

$$\frac{F_{t,Ed}}{\min(F_{t,Rd}; B_{p,Rd})} = 0.14 \leq 1.0$$

Where:

$$F_{t,Ed} = 35.2 \text{ kN} \quad \text{– Tensile force}$$

$$F_{t,Rd} = 254.2 \text{ kN} \quad \text{– Tension resistance}$$

$$B_{p,Rd} = 517.3 \text{ kN} \quad \text{– Punching resistance}$$

Utilization in shear

$$\max(\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}}; \frac{F_{b,Ed}}{F_{b,Rd}}) = 0.89 \leq 1.0$$

Where:

$$F_{v,Ed} = 125.6 \text{ kN} \quad \text{– Shear force (in decisive shear plane)}$$

$$F_{v,Rd} = 141.2 \text{ kN} \quad \text{– Shear resistance}$$

$$F_{b,Ed} = 125.6 \text{ kN} \quad \text{– Bearing force (for decisive plate)}$$

$$F_{b,Rd} = 516.0 \text{ kN} \quad \text{– Bearing resistance}$$

Interaction of tension and shear (EN 1993-1-8 – Table 3.4)

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1.4 F_{t,Rd}} = 0.99 \leq 1.0$$

Where:

$F_{v,Ed} = 125.6 \text{ kN}$ – Shear force (in decisive shear plane)

$F_{v,Rd} = 141.2 \text{ kN}$ – Shear resistance

$F_{t,Ed} = 35.2 \text{ kN}$ – Tensile force

$F_{t,Rd} = 254.2 \text{ kN}$ – Tension resistance

Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons effectué l'étude des assemblages de l'ensemble des éléments de la structure selon les recommandations du règlement algérien C.C.M97., et de l'Eurocode . Le dimensionnement des assemblages consiste à vérifier la résistance des différents éléments à leurs zones de liaison, ainsi que les boulons, les soudures, les platines, les raidisseurs et les tiges d'ancrages.

CHAPITRE VIII :

Calcul de fondation

VIII.1 Introduction

Les fondations d'une structure sont les éléments de l'infrastructure situés au-dessous du niveau de la base (contact avec le sol), auquel elles transmettent les charges de la superstructure.

Le choix du type de fondation dépend de :

- Type d'ouvrage à construire.
- La nature et l'homogénéité du sol.
- Facilité d'exécution et l'aspect économique.

VIII.2. Caractéristiques du sol

• INTRODUCTION :

Dans le cadre de la réalisation de 500 logements LPP à TIPAZA (ILOT N°2), le laboratoire d'étude de sol et de matériaux de la SETAM a été chargé de l'étude géotechnique du terrain proposé.

L'étude a été entamée en fonction du plan de masse, fourni par le BET (bep) à ALGER.

Notre étude géotechnique consiste à :

-Etablir une reconnaissance de la nature des sols et de leurs caractéristiques géologiques et géotechniques.

-Définir, d'une part, le degré d'attaque et d'autre part les mesures à prendre pour éviter l'agressivité du sol et de l'eau qu'il contient par rapport au béton.

Et enfin constater et recenser les risques naturels éventuels.

• PROGRAMME D'ETUDES :

L'étude géotechnique de ce site s'est basée sur :

1-des essais pénétrométriques au nombre de 18 qui nous permettront de déterminer la résistance à la pénétration tous les 20 cm des terrains traversés.

Le calcul du taux de travail est alors déduit de cette résistance à la pénétration dynamique.

2- Six sondages carottés ont été réalisés pour nous permettre d'identifier la nature de la couche de fondation ainsi que la détermination de la succession lithologique du site.

3- des essais de laboratoire, comprenant les essais d'identification, des essais mécaniques ainsi que des essais chimiques.

• RESULTATS DE L'ETUDE GEOTECHNIQUES :

0.00 m-0.40 m : Terre végétale.

0.40m-2.40 m : Argiles brunâtres, peu graveleuses.

2.40m-6.00 m : Tufs consolidés blanchâtres.

0.00 m-0.50 m: Terre végétale.

0.50 m-3.20 m : *Argiles brunâtres, peu graveleuses.*

3.20 m-6.00 m : *Tufs consolidés blanchâtres.*

0.00 m-0.40 m : Terre végétale.

0.40 m-2.50 m : *Argiles brunâtres, peu graveleuses.*

2.50 m-6.00 m : *Tufs consolidés blanchâtres.*

0.00 m-0.50 m : Terre végétale.

0.50 m-1.50 m : *Tufs argileux brunâtres à blanchâtres.*

1.50 m-3.00 m : *Tufs blanchâtres.*

3.00 m-6.00 m : *Tufs consolidés blanchâtres.*

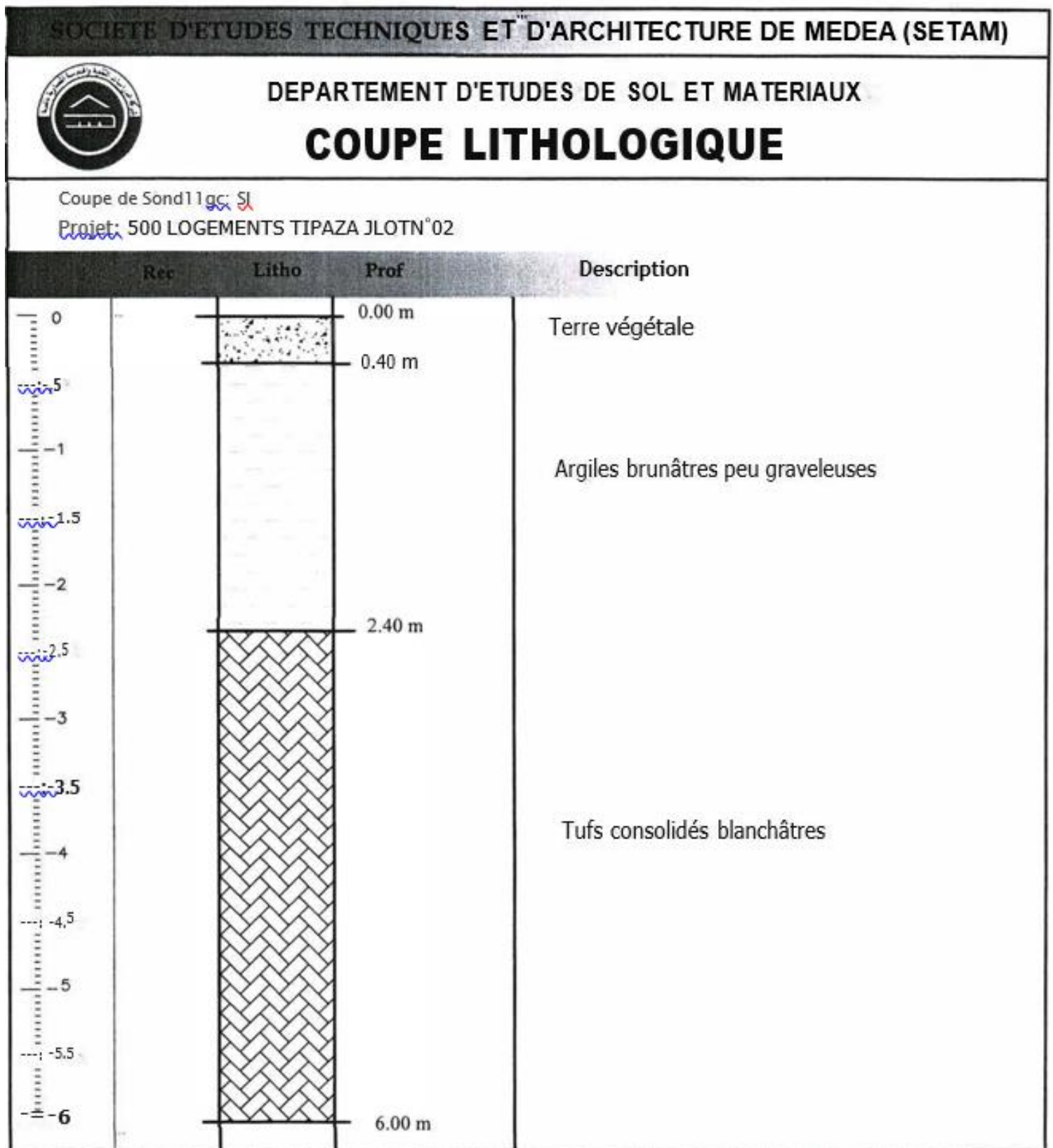
0.00 m.-0.60 m : Terre végétale.

0.60 m-1.40 m : *Tufs argileux brunâtres à blanchâtres.*

1.40 m-2.50 m : *Tufs blanchâtres.*

2.50 m-6.00 m : *Tufs consolidés blanchâtres.*

- COUPE LITHOLOGIQUE :

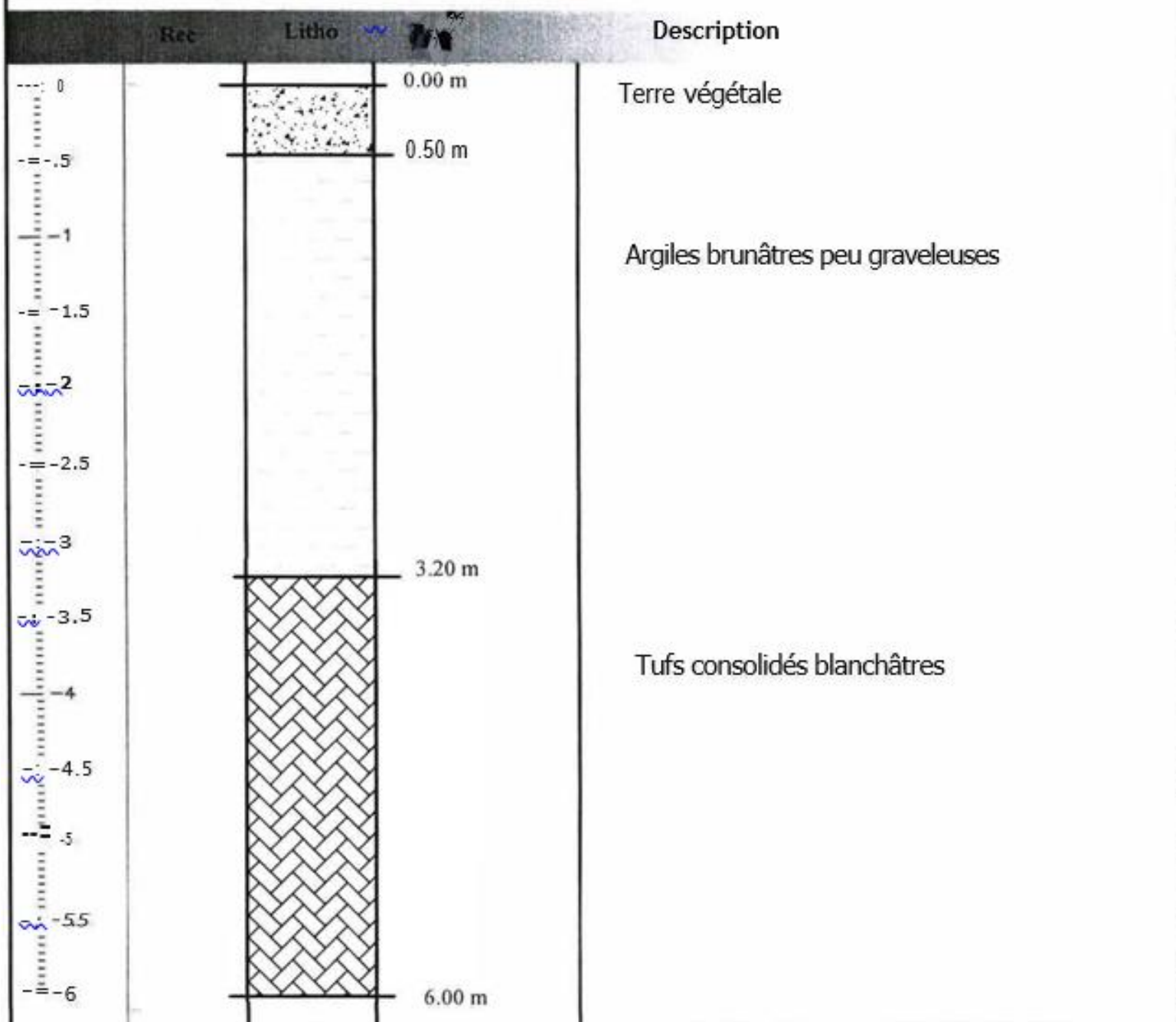


DEPARTEMENT D'ÉTUDES DE SOL ET MATERIAUX

COUPE LITHOLOGIQUE

Coupe de Sondage: 52

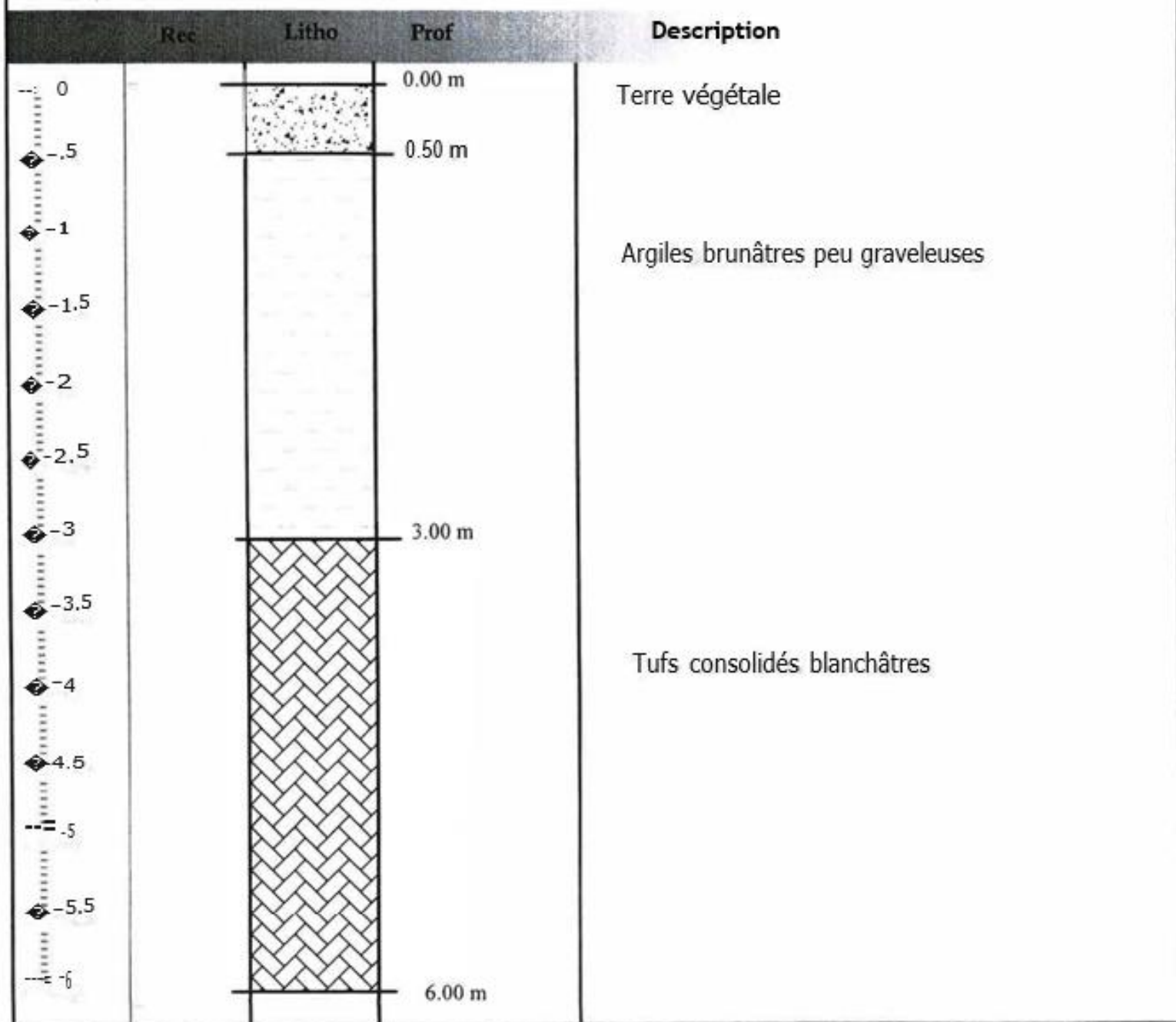
J'raj<t 500 LOGEMENTS TIPAZA ILOT N°02



COUPE LITHOLOGIQUE

Coupe de sondage : 53

Projet : 500 LOGEMENTS TIPAZA ILOT N°02

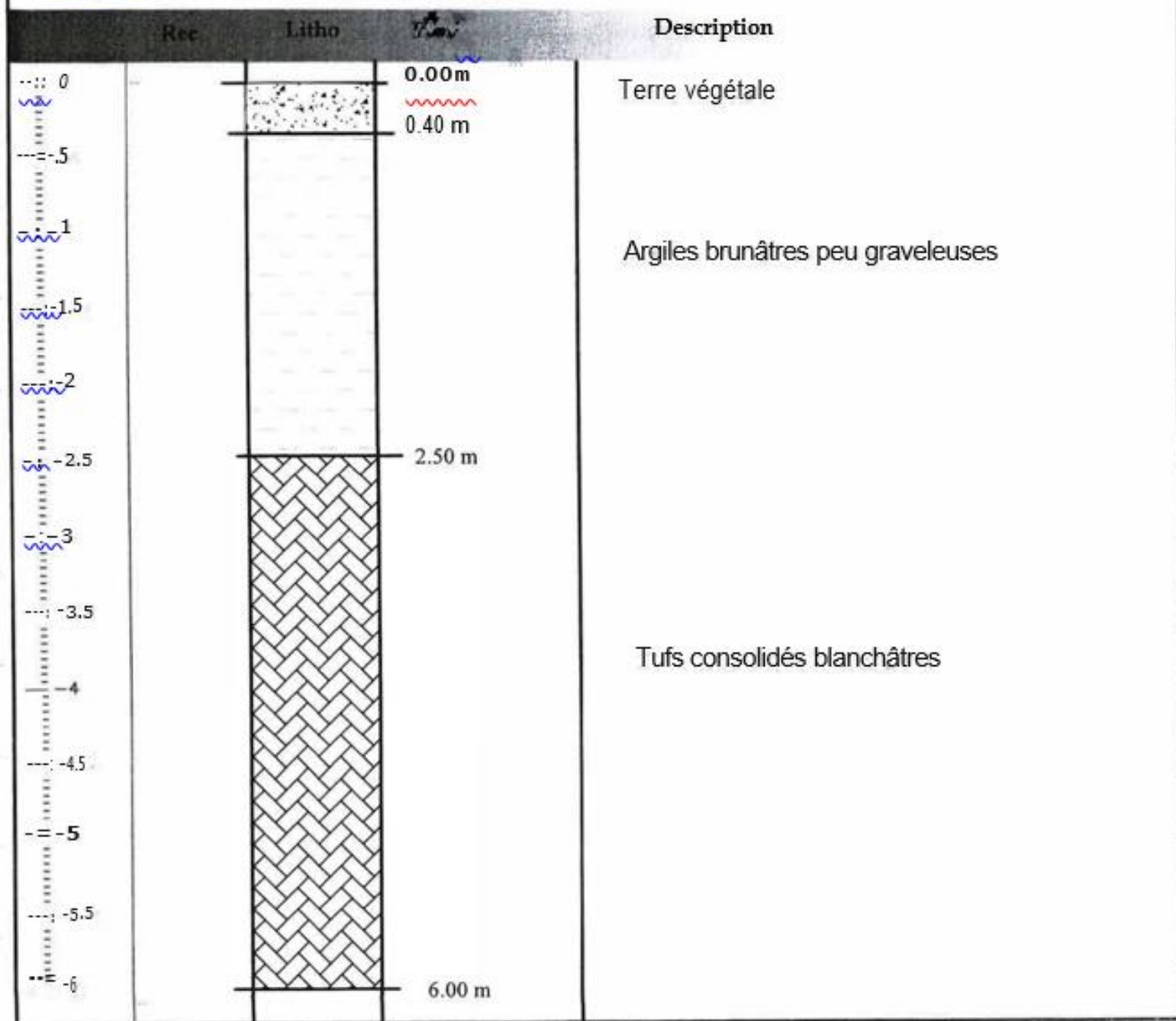




COUPE LITHOLOGIQUE

Coupe de Sondage: 54

Projet: 500 LOGEMENTS TIPAZA ILOT N°02



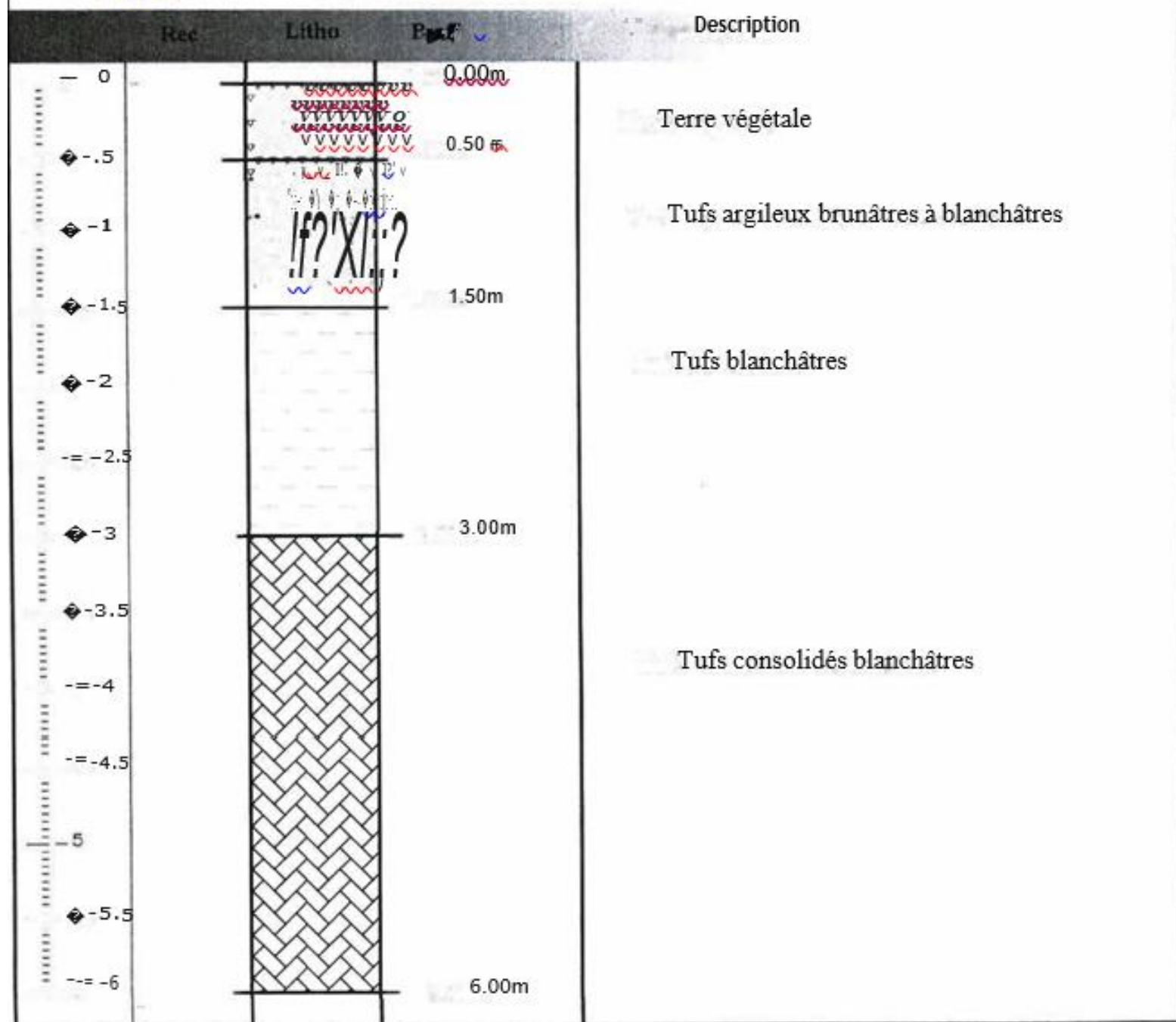


DEPARTEMENT D'ÉTUDES DE SOL ET MATERIAUX

COUPE LITHOLOGIQUE

Coupe ciP Sondage: SS

Projet: 500 LOGEMENTS TIPAZA ILOT N°02

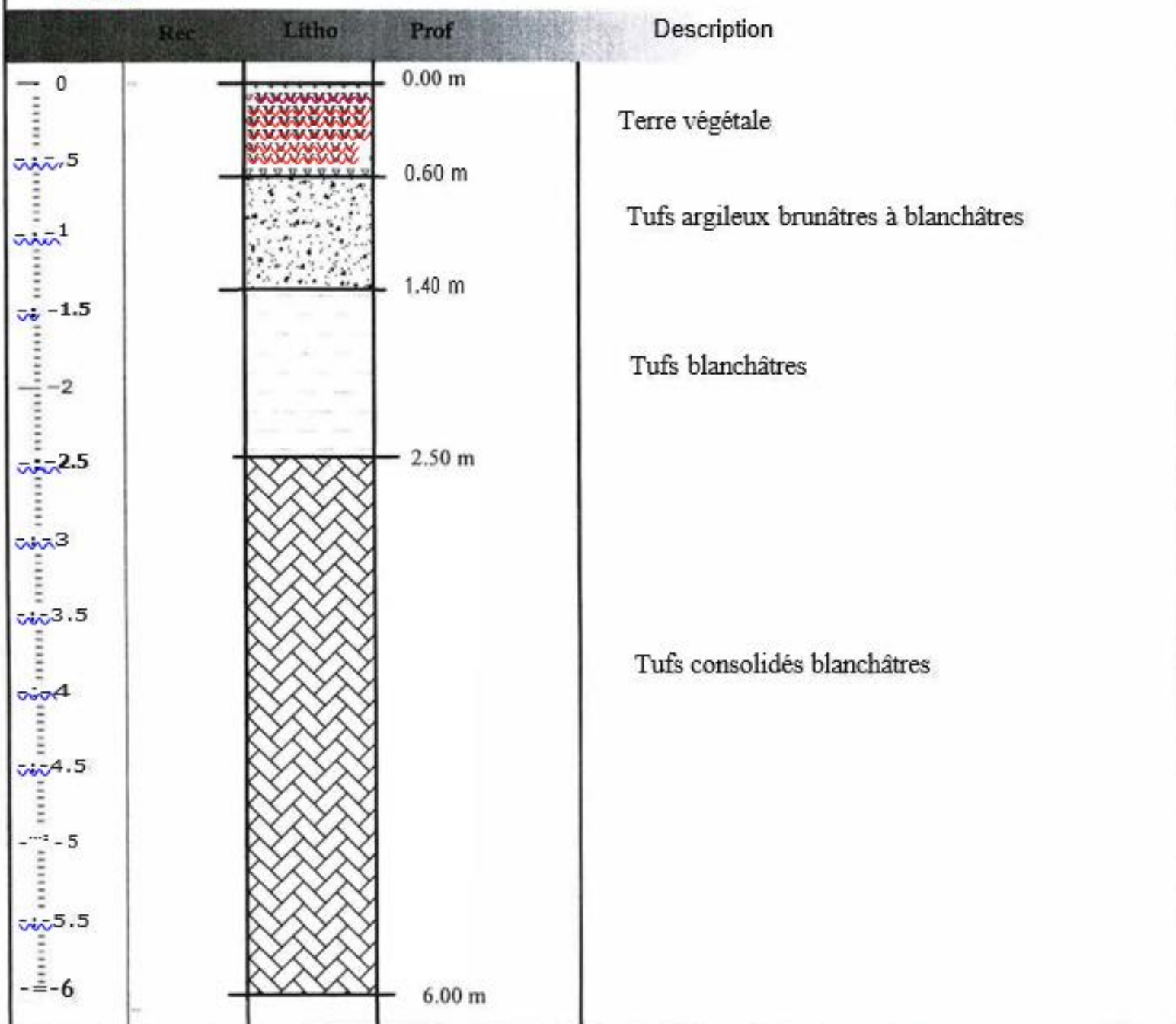


DEPARTEMENT D'ÉTUDES DE SOL ET MATERIAUX

COUPE LITHOLOGIQUE

Coupe Je sondage: 56

Projet: 500 LOGEMENTS TIPAZA ILOT N°02



Les essais pénétrométriques sont réalisés à l'aide du pénétromètre dynamique **BORRO** (type B2) dont le principe de fonctionnement et les caractéristiques sont expliquées ci-dessous :

- **Principe de l'essai :**

L'action du pénétromètre est d'ordre mécanique ; elle consiste en l'enfoncement dans le sol par battage, un train de tiges terminé par une pointe métallique à un rythme de 25 coups/mn.

L'appareil permet donc de mesurer en fonction de la profondeur l'enfoncement de l'outil et en déterminer la résistance minimale (RP) du sol, par application de la formule des hollandais. (**BORRO** type2) est le pénétromètre à pointe utilisé dans cet essai.

- **Conclusion géotechnique :**

A- nature de la couche de fondation :

Nos investigations géotechniques nous permettent d'attribuer au terrain prévu pour le projet en question, une couche de fondation de nature argileuse de couleur brunâtre et peu graveleuse, surmontée par des tufs consolidés blanchâtres, à tufeuse de couleur blanchâtre, surmontée toujours par des tufs consolidés blanchâtres.

Le sol est de faible humidité, de -moyenne compacité, de faible plasticité, moyennement compressible, peu gonflant et de moyenne cohésion.

B- Fondation des ouvrages :

Le tableau suivant résume les résistances minimales à la pénétration, les taux de travail admissibles ainsi que retenus et les profondeurs d'ancrage pour chaque bloc :

<i>Partie</i>	<i>RP, minimale</i>	<i>admissible</i>	<i>retenu</i>	<i>d'ancrage</i>
A	40 bar	1.60 bar	1.50 bar	2.50m(TN
B,D,E	40 bar	1.60 bar	1.50 bar	2.00m(TN
CetF	80 bar	3.20 bar	2.50 bar	1.50m(TN
G	80 bar	3.20 bar	2.50 bar	3.00m(TN

C-STABILITE DU SITE :

Nos investigations géotechniques n'ont décelé aucun signe défavorable concernant la stabilité majeure du terrain.

Aucun niveau d'eau n'a été repéré jusqu'à la profondeur atteinte.

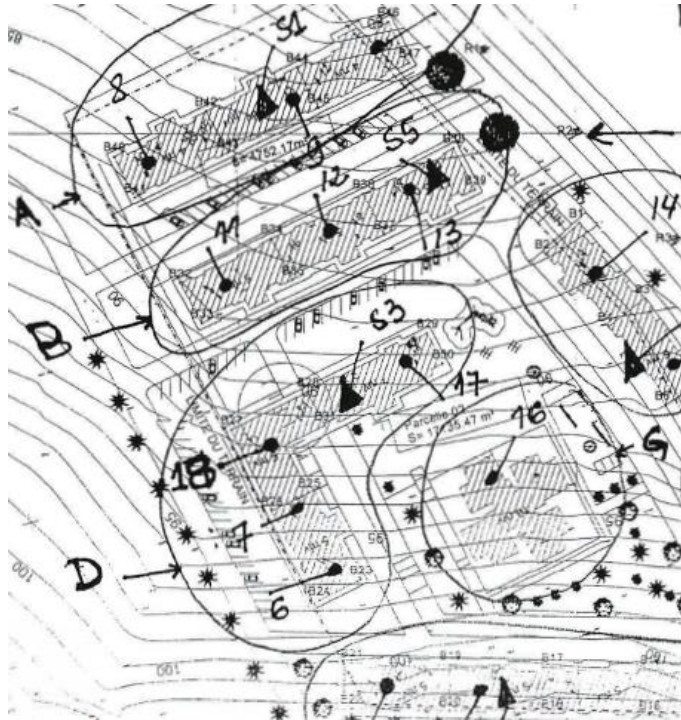


Figure VIII.1: localisation de notre structure D.

D'après le rapport géotechnique on a : $\bar{\sigma}_{sol} = 1,5 \text{ bar}$

Pour ne pas perdre laitance du béton (ciment + eau), les fondations doivent être posées sur une plateforme dure pour cela, une couche de béton (béton de propreté) est posée sur le sol qui est dosée à 150 kg/m^3 et de 10cm d'épaisseur.

VIII.3. Choix du type de fondation :

Le choix des fondations se fait dans l'ordre suivant :

- Semelles isolées
- Semelles filantes
- Radier général.

VIII.4. Semelles isolées :

On doit vérifier la condition suivante dans le cas du poteau le plus sollicité afin d'assurer la validité de la semelle isolée

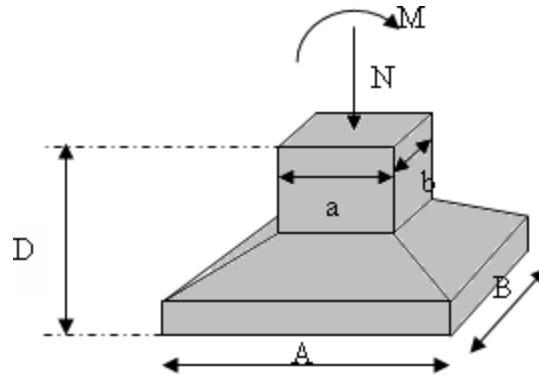


Figure VIII.2: Semelles isolée sous poteaux.

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{semelle}} \leq \sigma_s$$

L'effort normal total revenant à la fondation du poteau le plus sollicité est égale à :

$$N_{ELS} = 2948,67 \text{ KN}$$

Sous la combinaison de charge ELS de poteau C16, on adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire que :

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} \quad \rightarrow \quad A = B = \sqrt{S}$$

$$S = \frac{2948,67}{150} = 19,66 \text{ m}^2$$

$$\sqrt{S} = \sqrt{19,66} = 4,43 \text{ m}$$

Pour vérifier l'interférence entre deux semelles il faut vérifier que : $L_{min} > 1.5B$

$$A = B$$

Tel que : ***L_{min}*** est l'entre axe minimum entre deux poteaux

Dans notre cas : $L_{min} = 3,3 \text{ m} < 1,5 \times 4,43 = 6,64 \text{ m} \dots$

Remarque

On remarque d'après les calculs résumés dans le tableau précédent, que les semelles isolées ne peuvent pas être réalisées, car cela causera un chevauchement. D'autant plus que notre ouvrage représente une charge importante, alors on va opter pour des semelles filantes.

VIII.5. 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.

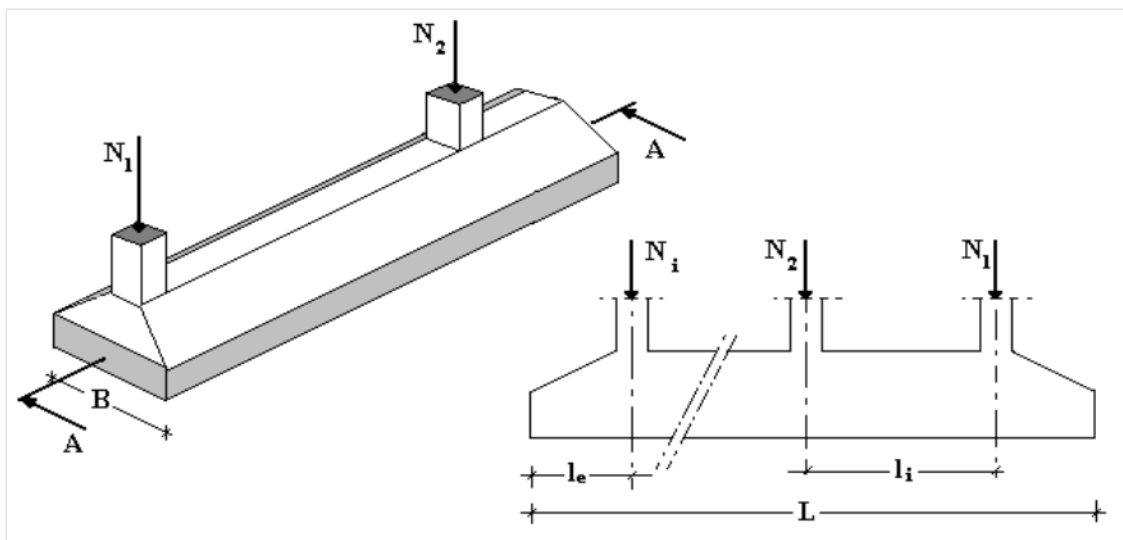


Figure VIII.3: Semelles filantes.

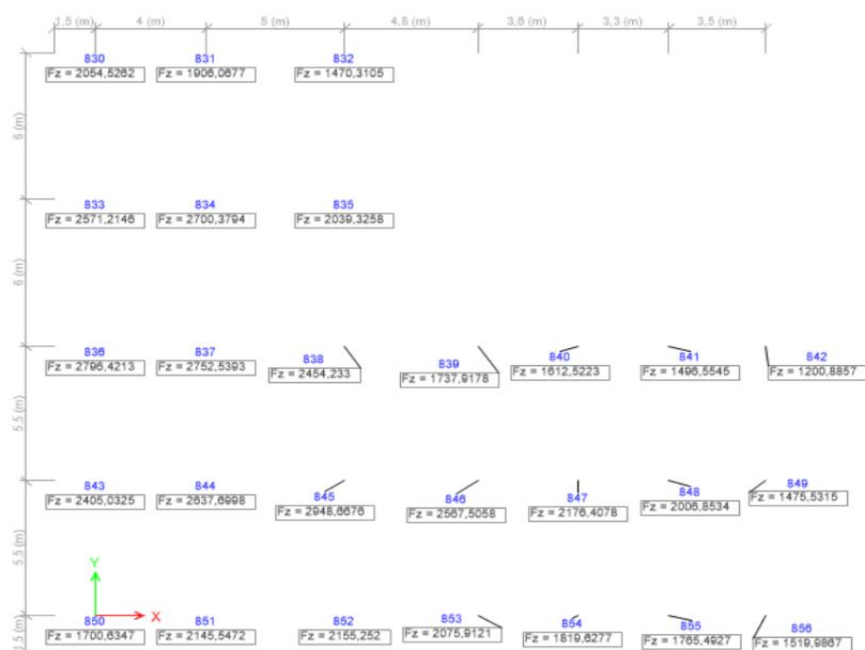


Figure VIII. 4: Réactions Fz à l'ELS.

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. 1: Sections des semelles filantes continues.

File	<i>Nser(kN)</i>	L(m)	<i>B (m)</i>	<i>Bchoisit(m)</i>	<i>S (m²)</i>
1	11527,82	23	3,34	3,5	80,5
2	12141,24	23	3,51	3,8	87,4
3	11067,79	23	3,21	3,5	80,5
4	6381,33	11	3,87	4	44
5	5608,56	11	3,40	3,5	38,5
6	5268,9	11	3,20	3,5	38,5
7	4196,41	11	2,54	3,8	41,8
$\sum S$					411,2

On a :

<i>S_{Semelle} (m²)</i>	<i>S_{batiment} (m²)</i>	%
411,2	374,2	100,88%

$$\frac{S(\text{semelles filantes})}{S(\text{surface totale})} > 50\%$$

Remarque :

D'après les résultats, il y a de chevauchement des semelles,

Donc : La surface totale de la semelle dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment ; pour cela on a opté pour radier des comme type de fondation pour notre ouvrage.

VIII.6. Radier général :

VIII.6.1. Calcul la surface nécessaire :

Pour déterminer la surface du radier il faut que :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{nécessaire}} \leq \sigma_s$$

Avec :

$$N=56193,0497kN$$

$$\sigma_s = 1,5 \text{ bar}$$

$$S_{nécessaire} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_s} = \frac{56193,0497}{150} = 374,05m^2$$

La surface du bâtiment : $S = 374,2 \text{ m}^2$

Donc surface totale du radier est : $S_{nec} = 374,2 \text{ m}^2$ $\sigma_{max} = 1.5bars \leq \sigma_{sol} = 1,5bar$
→Condition vérifiée.

VIII.6.2. Présentation du logiciel SAFE :

Dans le cadre de ce travail, j'ai utilisé le logiciel SAFE (Slab Analysis by the Finite Element Method), développé par CSI (Computers and Structures, Inc.), pour le calcul et la conception des fondations. Ce logiciel est spécialement conçu pour l'analyse des dalles, radiers et semelles, en intégrant à la fois l'analyse structurelle par éléments finis et la conception selon différentes normes (comme l'Eurocode ou l'ACI).

SAFE est largement reconnu dans le domaine du génie civil pour sa précision et son efficacité dans la modélisation et l'analyse des fondations sous différentes sollicitations. L'utilisation de SAFE m'a permis de :

- Modéliser des fondations complexes, telles que des radiers ou semelles.
- Réaliser une analyse complète des efforts internes (moments fléchissants, efforts tranchants, réactions d'appui).
- Effectuer un calcul aux éléments finis, adapté aux structures planes.
- Dimensionner les armatures nécessaires en respectant les normes en vigueur.
- Générer des plans de ferrailage ainsi que des rapports de calcul détaillés.

VIII.6.3. Exploitation des résultats de logiciel SAFE :

Hypothèse :

le logiciel SAFE de la compagnie CSI, est utilisé pour déterminer les déformation ainsi que les moments sur le radier (un éventuel calcul de ferrailage peut être effectué selon l'EC2 - 2004 aussi).

Le radier est par sa nature un élément bidimensionnel (plaque) et la distribution des moments dans ces éléments particuliers ne relève pas de la théorie simplifiée de la RDM mais plutôt d'une théorie beaucoup plus développée « la théorie des plaques et coque ».

le radier est modélisé comme étant une plaque en shell Thick ayant une épaisseur de 50 cm, les voiles de coffre sont modélisé sur le radier, l'opération d'exportation des efforts a été effectué du logiciel ETABS (model de base) pour tous les cas es charges, les vérification ont été établi pour les combinaison de charges ELS et ELU.

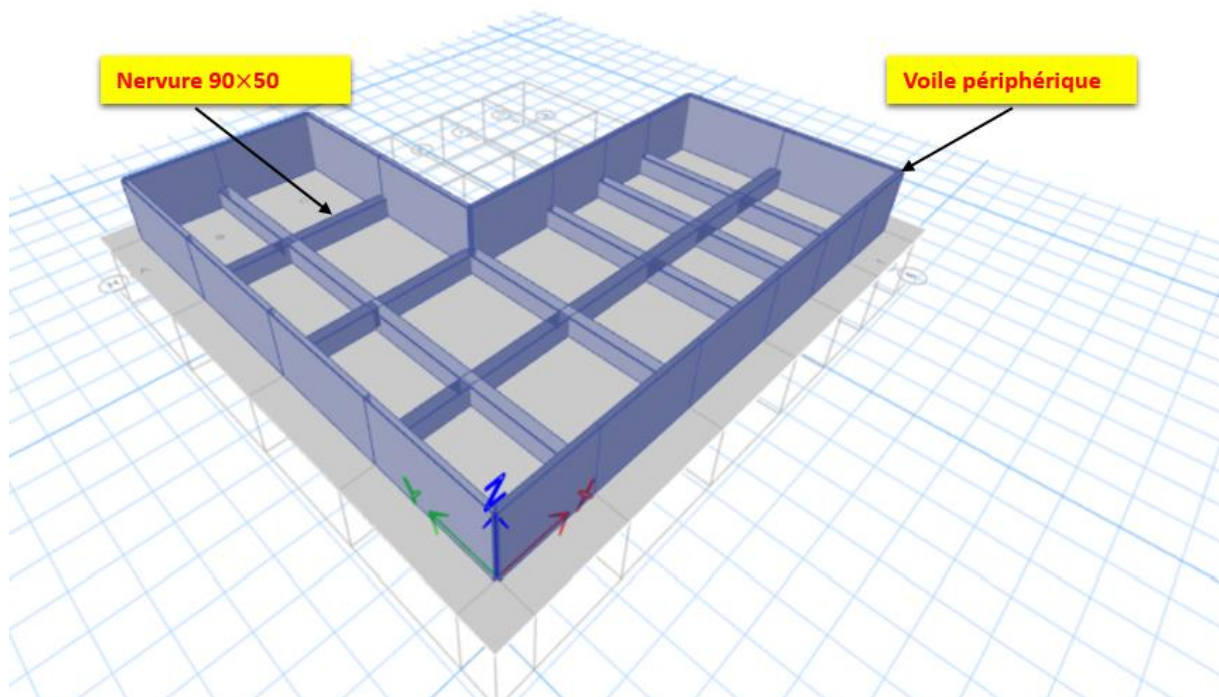


Figure VIII.5 : model de fondation.

Vérification de la longueur élastique :

➤ **Condition de raideur :**

Lorsque la longueur du libage satisfait la condition suivante :

- $\pi * \frac{L_e}{2} > L_i$

Le calcul peut être fait en supposant une répartition linéaire des contraintes sur le sol.

Par contre si :

- $\pi * \frac{L_e}{2} < L_i$

Le calcul devra être effectué conformément à la théorie de la poutre élastique ou on estime la raideur K du sol selon la théorie de winkler suivant le tableau ci-après :

Modulo de Reaccion del Suelo Datos para SAFE					
Esf Adm (Kg/Cm ²)	Winkler (Kg/Cm ³)	Esf Adm (Kg/Cm ²)	Winkler (Kg/Cm ³)	Esf Adm (Kg/Cm ²)	Winkler (Kg/Cm ³)
0.25	0.65	1.55	3.19	2.85	5.70
0.30	0.78	1.60	3.28	2.90	5.80
0.35	0.91	1.65	3.37	2.95	5.90
0.40	1.04	1.70	3.46	3.00	6.00
0.45	1.17	1.75	3.55	3.05	6.10
0.50	1.30	1.80	3.64	3.10	6.20
0.55	1.39	1.85	3.73	3.15	6.30
0.60	1.48	1.90	3.82	3.20	6.40
0.65	1.57	1.95	3.91	3.25	6.50
0.70	1.66	2.00	4.00	3.30	6.60
0.75	1.75	2.05	4.10	3.35	6.70
0.80	1.84	2.10	4.20	3.40	6.80
0.85	1.93	2.15	4.30	3.45	6.90
0.90	2.02	2.20	4.40	3.50	7.00
0.95	2.11	2.25	4.50	3.55	7.10
1.00	2.20	2.30	4.60	3.60	7.20
1.05	2.29	2.35	4.70	3.65	7.30
1.10	2.38	2.40	4.80	3.70	7.40
1.15	2.47	2.45	4.90	3.75	7.50
1.20	2.56	2.50	5.00	3.80	7.60
1.25	2.65	2.55	5.10	3.85	7.70
1.30	2.74	2.60	5.20	3.90	7.80
1.35	2.83	2.65	5.30	3.95	7.90
1.40	2.92	2.70	5.40	4.00	8.00
1.45	3.01	2.75	5.50		
1.50	3.10	2.80	5.60		

Figure VIII.6 : Tableau de valeur K.

➤ **Vérification de la raideur du libage 90*50 :**

Il faut vérifier que : $\pi L_e/2 > L_i = 6.00 \text{ m}$ pour que l'hypothèse puisse être prise comme poutre rigide sur sol élastique, sinon, l'approche de la poutre élastique doit être utilisée pour la détermination des efforts dans la poutre.

Avec :

L_i : la grande longueur entre axe.

L_e étant la longueur élastique ; elle est donnée par :

- $L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}}$
- E □ Module de Young = $2.1 \times 10^4 \text{ MPa}$
- I = moment d'inertie = $4.2 \times 10^{10} \text{ mm}^4$
- K = raideur du sol = $31 \times 10^{-3} \text{ N/mm}^3$

On trouve : $L_e = 183.68 \text{ cm}$

$\pi L_e/2 = 288.38 \text{ cm} < L_i = 600 \text{ cm}$ donc la condition n'est pas vérifiée.

Donc on peut considérer une répartition non linéaire de la charge, donc on considère que le calcul doit suivre la théorie de la poutre élastique.

Raideur de Winkler :

La raideur de Winkler, étant la théorie utilisée pour dimensionné les ressorts par remplacer la raideur de sol dans le model numérique d'où la raideur équivalent à la contrainte de sol est de 1.5 bars donc $= 3.10 \text{ Kg/cm}^3$ donc $K = 31000 \text{ KN/m}^3$.

Area Spring Property Data

General Data

Property Name:

Display Color:

Property Notes:

Spring Stiffness Options

☒ User Specified Stiffness and Nonlinearity

☐ Link Property (Link local axes are same as Area local axes)

Property

Subgrade Modulus (Compression Only): kN/m/m²

Nonlinear Option (Nonlinear Cases Only)

☐ None (Linear)

☐ Tension Only

☒ Compression Only

☐ Elasto-Plastic

Compression Stiffness:

Compression Strength:

Tension Stiffness:

Tension Strength:

Figure VIII.7: Area spring property data

Résultats des moments :

Le moment M_{xx} Provoquera une courbure dans le plan YZ tandis que le moment M_{yy} Provoquera une courbure dans le plan XZ.

Pour la paillasse nous aurons alors une déformation avec une double courbure, le schéma des moments selon M_{xx} (déterminée par éléments finis) de la paillasse sont donnés par les figures suivantes.

Moment de la dalle :

Après la modélisation des fondations avec logiciel SAFE obtenue les moments dans la dalle a le sens longitudinale et transversale avec l'E.L.U et ils sont présenté ci-dessous :

- **Sens longitudinale :**

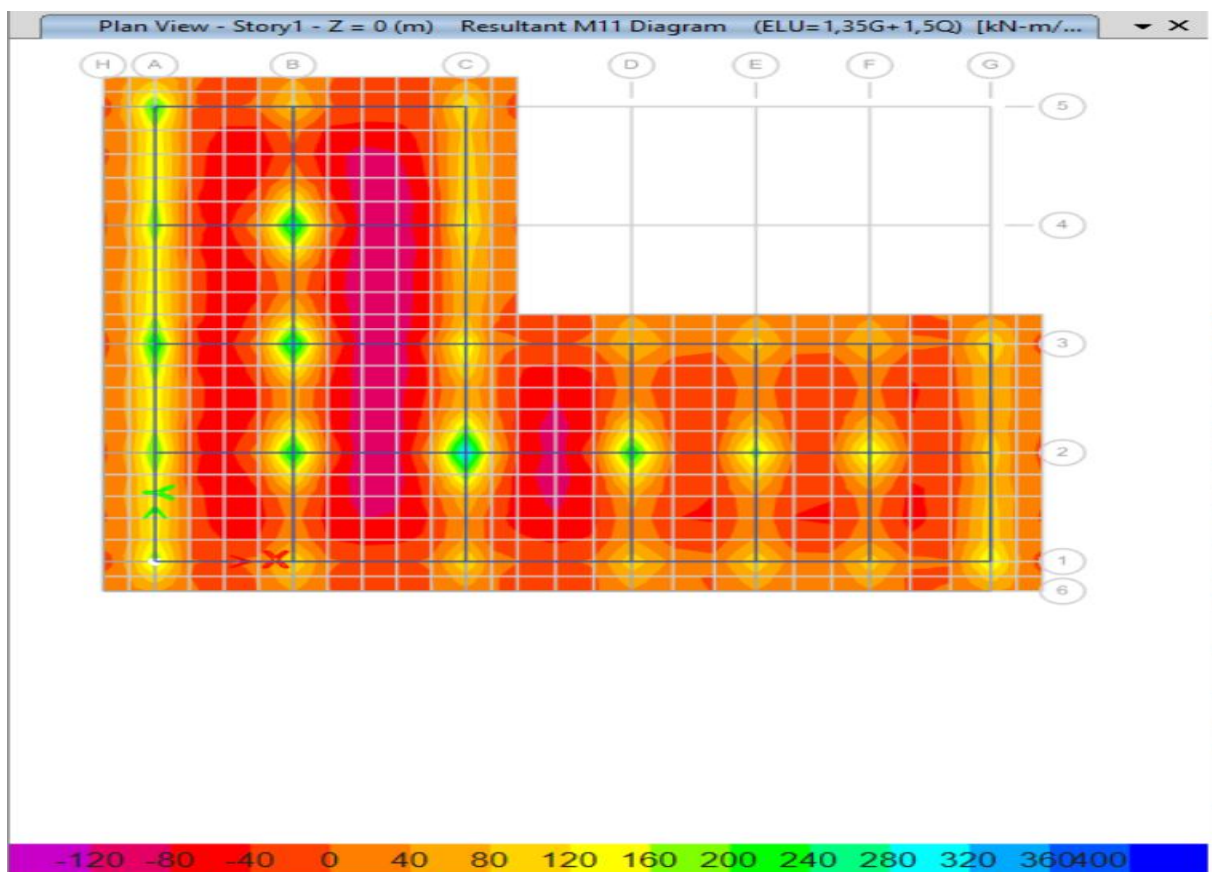


Figure VIII.8 : Résultant moment x-x.

- **Sens transversale :**

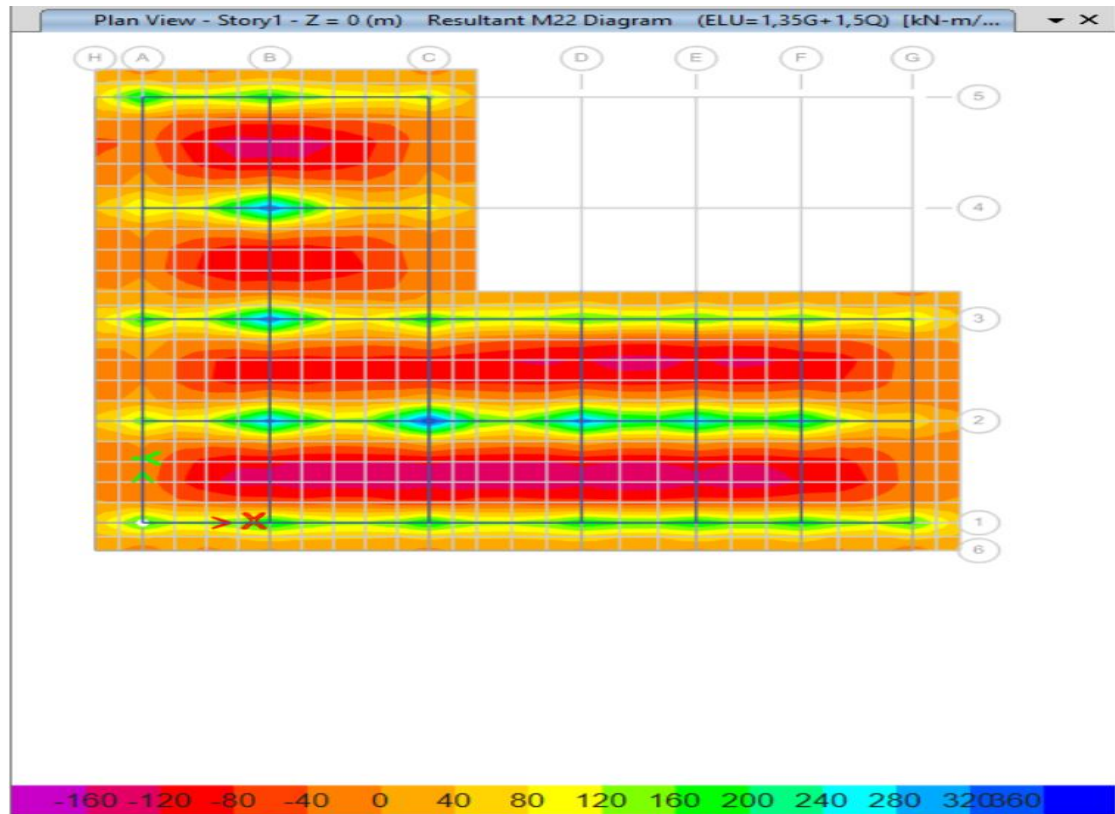


Figure VIII.9 : Résultant moment y-y.

➤ Selon sens longitudinale :

On trouve que le moment max se produise dans le panneau (1-2) (C-D) :

- pour appuis $M^{max} = 330,56 \text{ kN.m}$

On trouve que le moment min se produise dans le panneau (3-4) (B-C) :

- pour travée $M^{min} = -117,62 \text{ kN.m}$

➤ Selon sens transversale :

On trouve que le moment max se produise dans le panneau (1-2) (B-C) :

- pour appuis $M^{max} = 362,41 \text{ kN.m}$

On trouve que le moment min se produise dans le panneau (1-2) (C-D) :

- pour travée $M^{min} = -150,61 \text{ kN.m}$

Moment des nervures :

Pour les nervures on va prendre la nervure intermédiaire la plus défavorable pour les sens longitudinale et transversale et on va prendre la plus défavorable sous le voile périphérique avec la combinaison de E.L.U

Les résultats obtenus sont présenté ci-dessous :

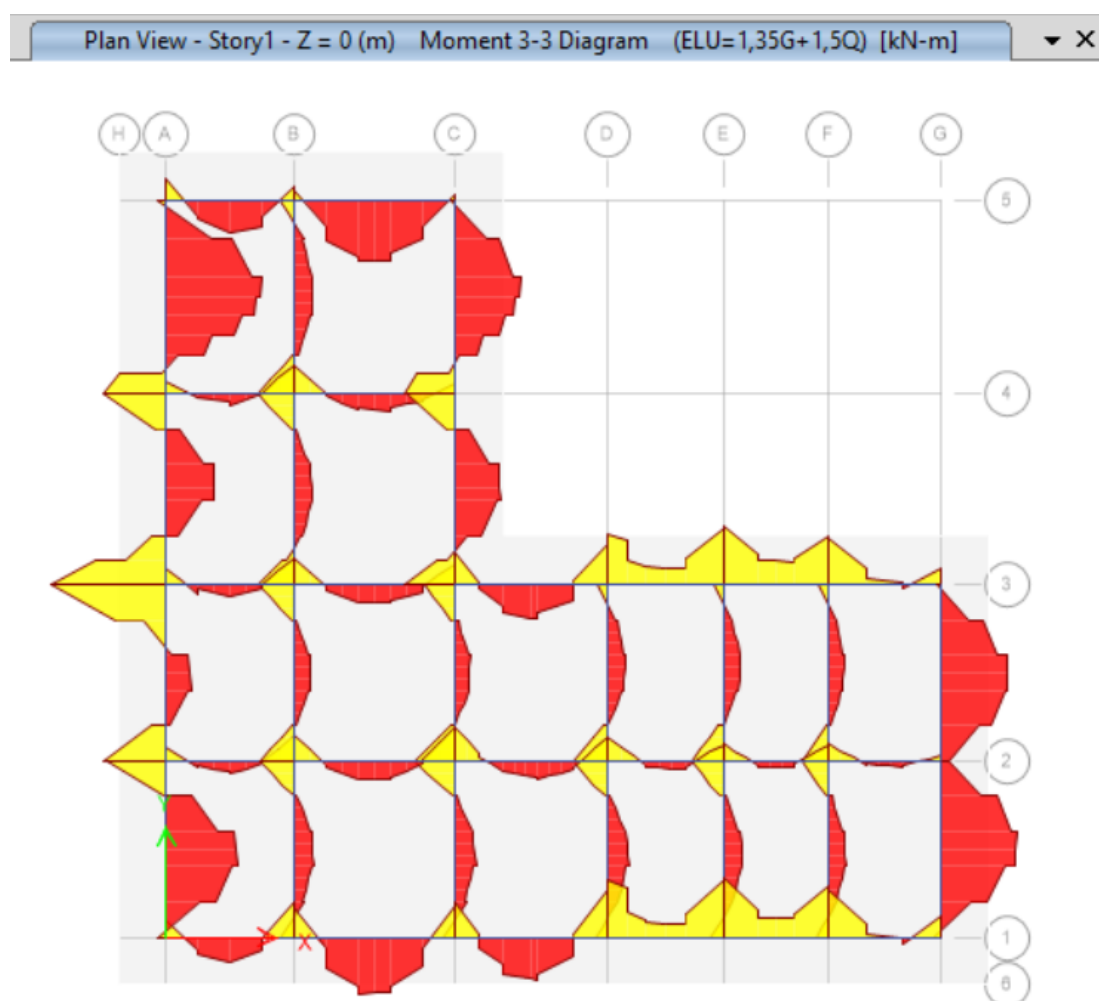


Figure VIII.10 : Diagramme de moment dans les nervures.

- **Nervure Intermédiaire :**

➤ Selon sens longitudinale :

On trouve que le moment max se produise dans le panneau (2-3) file C :

- pour appuis $M^{max} = 613,59 \text{ kN.m}$

On trouve que le moment min se produise dans le panneau (1-2) file 2 :

- pour travée $M^{min} = -336,58 \text{ kN.m}$

➤ Selon sens transversale :

On trouve que le moment max se produise dans le panneau (C-D) file 2 :

- pour appuis $M^{max} = 535,77 \text{ kN.m}$

On trouve que le moment max se produise dans le panneau (B-C) file 2 :

- pour travée $M^{min} = -293,18 \text{ kN.m}$

- **Nervure de rive :**

On trouve que le moment max se produise dans le panneau (2-3) file C :

- pour appuis $M^{max} = 501,10 \text{ kN.m}$

On trouve que le moment min se produise dans le panneau (1-2) file 2 :

- pour travée $M^{min} = -880,28 \text{ kN.m}$

VIII.6.4. Présentation du logiciel SOCOTEC 2 :

Le logiciel SOCOTEC 2 est un outil informatique développé pour le dimensionnement et la vérification des structures en béton armé, conformément aux normes en vigueur, notamment l'Eurocode 2. Je l'ai utilisé dans le cadre de mon projet pour faciliter l'analyse des éléments porteurs tels que les poteaux, poutres, dalles et voiles.

SOCOTEC 2 permet de vérifier les sections en flexion, effort tranchant, compression et flambement. L'interface est assez simple et intuitive, ce qui le rend pratique pour un usage en milieu académique ou professionnel. Il offre également la possibilité d'obtenir des rapports de calcul clairs et détaillés, ce qui est très utile pour le suivi du projet et la justification des choix techniques.

VIII.6.4. Ferrailage du radier :

- **Ferrailage de la dalle :**

Le ferrailage de la dalle avec les nervures se fait a E.L.U pour 1m

- Pour une dalle encastrée :

$$\left. \begin{array}{l} M_t = 0.75 M_0 \\ M_{app} = -0.5 M_0 \end{array} \right\} \text{Panneau intermédiaire}$$

$$\left. \begin{array}{l} M_t = 0.85 M_0 \\ M_{app} = -0.3 M_0 \end{array} \right\} \text{Panneau de rive}$$

- Selon sens longitudinale :

On a trouvé pour le ferrailage d'appuis :

- $As_x = 18,04 \text{ cm}^2$

Donc on prend 7T14 avec barre de renfort 7T14

On a trouvé pour le ferrailage de travée :

- $As_x = 6,14 \text{ cm}^2$

Donc on prend 7T14

- Selon sens transversale :

On a trouvé pour le ferrailage d'appuis :

- $As_y = 20,15 \text{ cm}^2$

Donc on prend 7T14 avec barre de renfort 7T14

On a trouvé pour le ferrailage de travée :

- $As_y = 7,92 \text{ cm}^2$

Donc on prend 7T14

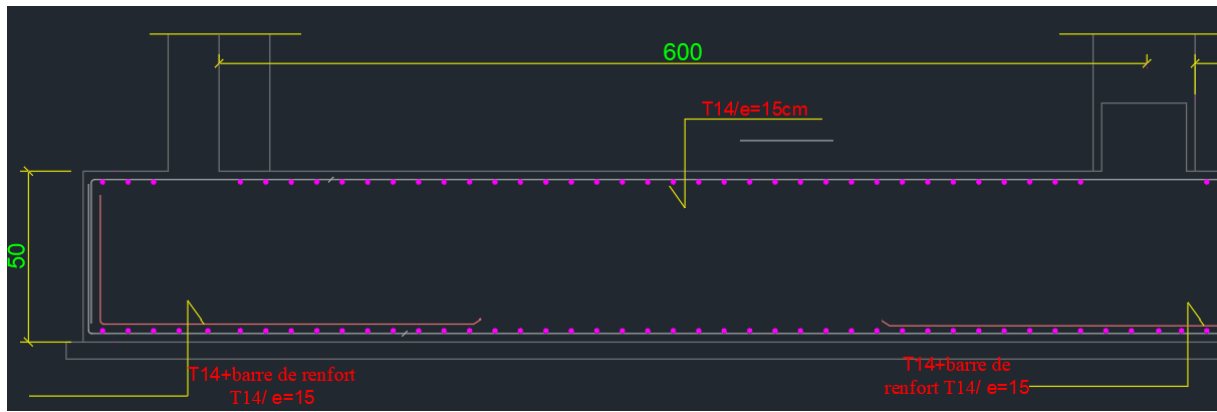


Figure VIII.11 : Ferrailage dalle.

Ferrailage des nervures:

➤ Selon sens longitudinale :

On a trouvé pour le ferrailage d'appuis :

$$- \quad A_{s_x} = 17,78 \text{ cm}^2$$

Donc on prend 3T20 avec barre de renfort 3T20

On a trouvé pour le ferrailage de travée :

$$- \quad A_{s_x} = 8,92 \text{ cm}^2$$

Donc on prend 7T14

➤ Selon sens transversale :

On a trouvé pour le ferrailage d'appuis :

$$- \quad A_{s_y} = 15,38 \text{ cm}^2$$

Donc on prend 3T20 avec barre de renfort 3T20

On a trouvé pour le ferrailage de travée :

$$- \quad A_{s_y} = 8,18 \text{ cm}^2$$

Donc on prend 3T20

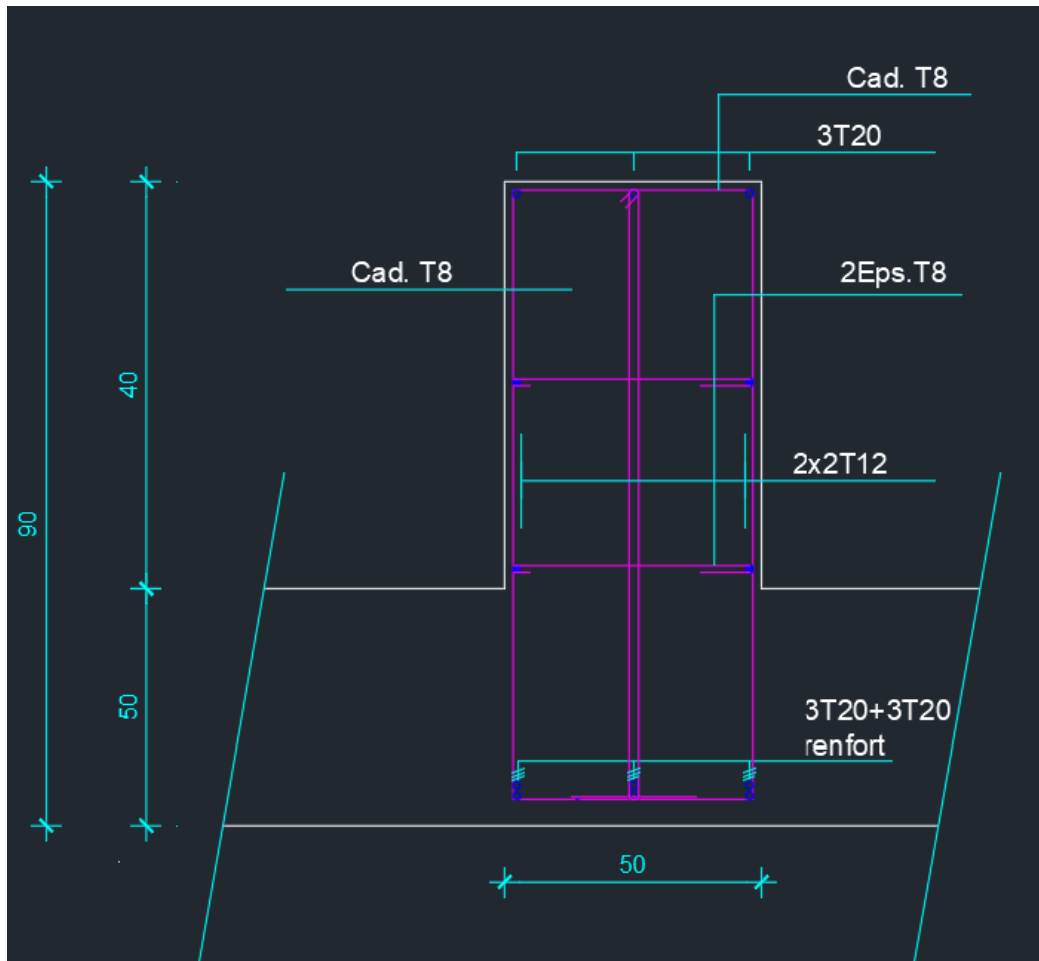


Figure VIII.12 : Ferrailage de nervure.

VIII.6.5. Vérification des tassements sous le radier :

Le programme SAFE peut estimer les déplacements sous le radier, et ce, en fonction de la raideur du sol de support, donc les déformations (les tassements) sont illustrées comme suit :

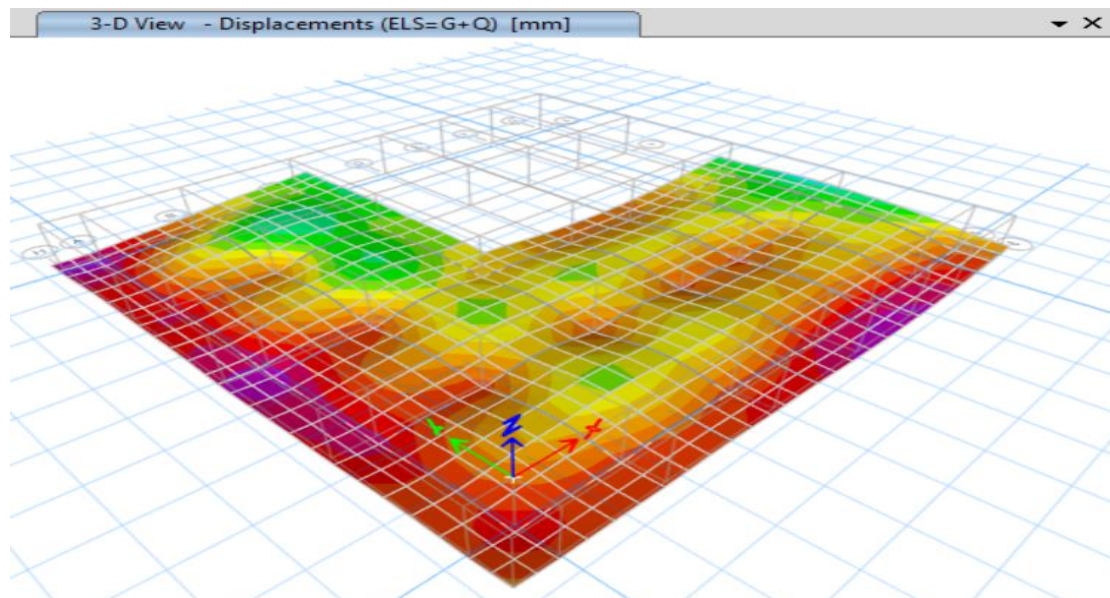


Figure VIII.13 : Illustration de tassements de sol

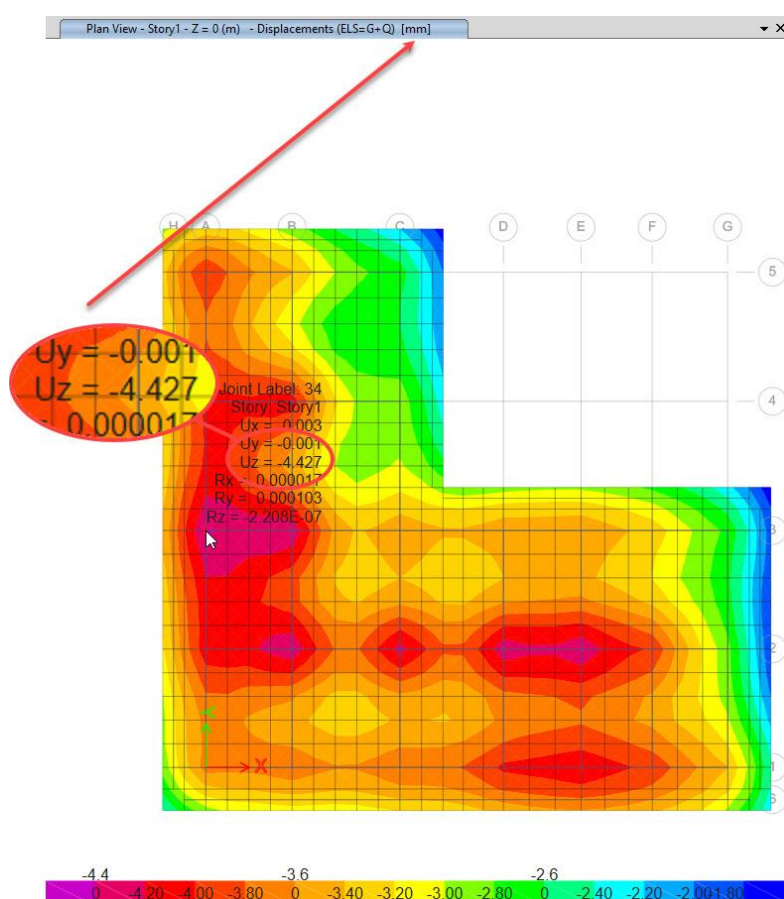


Figure VIII.13 : Valeur de tassement de sol

La zone de tassement le plus défavorable ayant un tassement égale 4,6 mm ce qui est acceptable vis-à-vis ceux estimés par le rapport de sol.

VIII.6.6. Vérification des contraintes sous le radier :

On a pu vérifier l'état de contraintes avec l'approche numérique en introduisant le module de raideur du sol selon la théorie de Winkler, et ce, pour identifier les zones de concentration des contraintes dans l'ensemble de surface du radier générale.

N.B : la charge des terres sur le radier ainsi que les différentes charges d'exploitation ont été pris en charge dans l'analyse.

Les contraintes localisé max dans le sol :

Tableau VIII.2: valeur de contrainte maximale.

TABLE: Soil Pressures								
Unique Name	Shell Element	Joint	Output Case	Case Type	Step Type	Soil Pressure kN/m²	Global X mm	Global Y mm
1	1-19	~71	ELS=G+Q	Combination		-146,9	17400	-1500
1	1-20	~71	ELS=G+Q	Combination		-146,9	17400	-1500
1	1-299	836	ELS=G+Q	Combination		-146,662	0	11000
1	1-300	836	ELS=G+Q	Combination		-146,662	0	11000
1	1-326	836	ELS=G+Q	Combination		-146,662	0	11000
1	1-327	836	ELS=G+Q	Combination		-146,662	0	11000
1	1-18	~69	ELS=G+Q	Combination		-146,108	16200	-1500
1	1-19	~69	ELS=G+Q	Combination		-146,108	16200	-1500
1	1-20	~73	ELS=G+Q	Combination		-145,507	18500	-1500

- Distribution des contraintes sur le radier général :

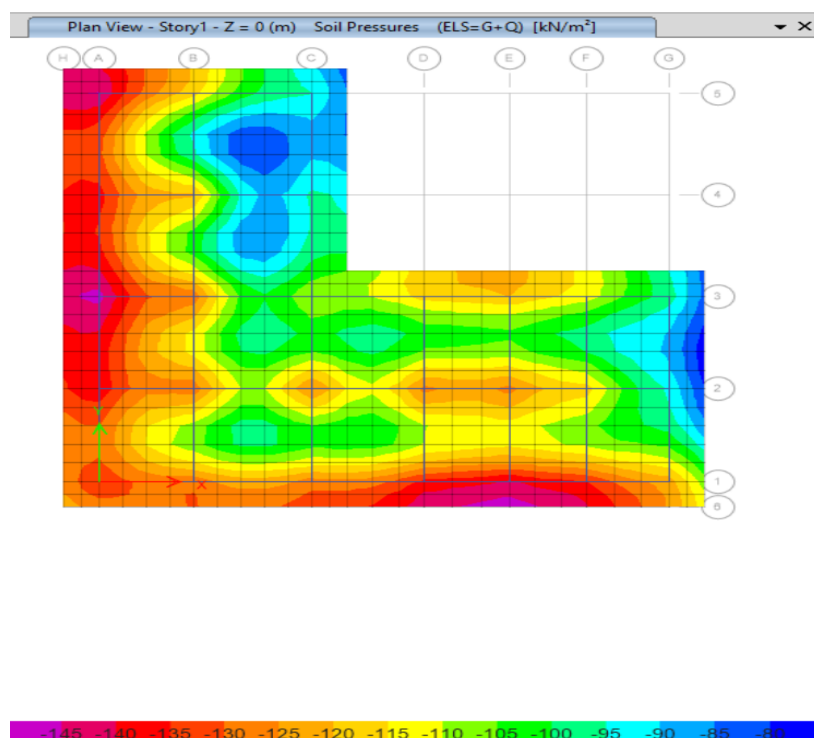


Figure VIII.13 : Distribution des contraintes

Avec 50cm de bord la contrainte max = 146,9 KPa, est inférieur à contrainte admissible du sol = 150 KPa mais elle proche a la contrainte admissible donc on fait une extension de 50 cm et on vérifie la contrainte maximale

Tableau VIII.3 : valeur de contrainte maximale après modification.

TABLE: Soil Pressures							
Unique Name	Shell Element	Joint	Output Case	Case Type	Soil Pressure kN/m ²	Global X mm	Global Y mm
1	1-253	836	ELS=G+Q	Combination	-132,804	0	11000
1	1-254	836	ELS=G+Q	Combination	-132,804	0	11000
1	1-278	836	ELS=G+Q	Combination	-132,804	0	11000
1	1-279	836	ELS=G+Q	Combination	-132,804	0	11000
1	1-257	837	ELS=G+Q	Combination	-131,07	4000	11000
1	1-258	837	ELS=G+Q	Combination	-131,07	4000	11000
1	1-282	837	ELS=G+Q	Combination	-131,07	4000	11000
1	1-283	837	ELS=G+Q	Combination	-131,07	4000	11000
1	1-254	~356	ELS=G+Q	Combination	-130,999	1000	11000

La contrainte max = 146,9 KPa, est inférieur à contrainte admissible du sol = 150 KPa donc n'est dans la sécurité.

Conclusion

Générale :

Conclusion Générale

L'étude de ce projet représente pour nous notre première véritable expérience professionnelle avant notre entrée dans la vie active. Elle nous a permis, d'une part, d'assimiler les différentes techniques de calcul de structures par éléments finis à travers l'utilisation de logiciels spécialisés, et d'autre part, de maîtriser la réglementation encadrant la conception et le dimensionnement des ouvrages dans le domaine du bâtiment.

À travers ce travail, nous avons cherché à détailler l'ensemble des étapes nécessaires au calcul d'un bâtiment, depuis le choix des éléments structuraux jusqu'à leur dimensionnement, en passant par la conception globale de l'ouvrage.

Nous sommes pleinement conscients qu'aucune réalisation ne peut être réussie sans une étude approfondie en amont : *« un ouvrage bien conçu est un ouvrage bien étudié et bien réalisé »*.

Les principales conclusions de ce travail peuvent être résumées comme suit :

- L'étude dynamique en zone sismique a été faite par la méthode modale spectrale ; on a modélisé la structure en utilisant le logiciel « ETABS ». L'analyse dynamique selon le RPA 2024 a montré que le modèle initial avec le choix de pré-dimensionnement ne respectait pas la période, les modes et les vérifications nécessaires comme les déplacement inter-étage et l'effet P- Δ . Après plusieurs essais on a arrivé à un model final vérifié avec des contreventements en V et en X et l'augmentation dans notre choix de profilés.
- La conception et le calcul des assemblages revêtent en construction métallique d'une importance équivalente à celle du dimensionnement des éléments et que l'effort de traction dans l'assemblages de pied de poteau est-il très important, il peut arracher l'assemblages. Pour attendre la sécurité totale de la structure, le calcul des assemblages est fait par le logiciel « Autodesk Robot structural analysis 2023 » et pour l'assemblages compliqué on a travaillé avec « IDEA Statica 21.1 ».
- Nous avons approfondi nos connaissances en matière d'application des règlements et des certaines méthodes Tel que : Eurocode III et IV, L'Eurocode IX, CCM97, RPA99 etc.
- Le vent, comme le séisme, peut engendrer des dégâts importants dans les constructions, mais on a trouvé que dans les structures métalliques avec plancher rigide l'influence de l'effort séisme elle est plus grande que l'effort de vent.
- Vu sa bonne rigidité, souplesse et son poids léger, et que l'acier travaille bien face l'effort de séisme et nous offre la possibilité de concevoir des éléments de grandes portées.
- Utilisation de l'outil informatique (logiciel ROBOT, ETABS, IDEA STATICA, SAFE) permet d'obtenir des résultats précis ; gagner du temps et facilite l'étude de la structure.

REFERENCES

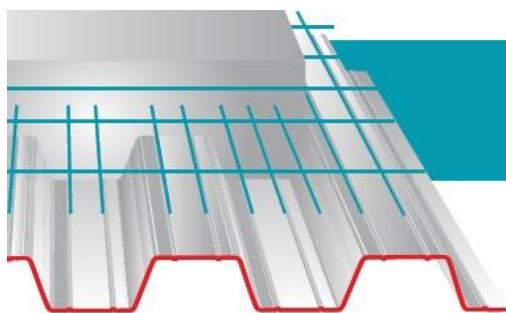
- [1] Charges permanente et charge d'exploitation DTR D.C.2.2 charges et surcharges
- [2] Document technique réglementaire Algérienne D.T.R-C2-47 ; REGLEMENT NEIGE ET VENT « RNV99 » version 2003.
- [4] Eurocode 4, calcul des structures mixte.
- [5] Eurocode 3, calcul des structures en acier, partie 1-1, règles générales et règles pour les bâtiments.
- [6] Règles de conception et de calcul des structures en acier « CCM97 » ; (Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.44)
- [7] Règles parasismique Algérienne RPA99 version 2024.
- [8] calcul sismique des structures selon RPA99 version 2024.
- [10] Jean Morel, Calcul des structures métallique selon l'Eurocode 3,
- [15] CSTB Calcul des ouvrages en béton armé
- [16] Le BAEL99, D.T.U, Béton armé aux états limites91, modifié 99.
- [17] Université Saad Dahleb de Blida, guide de rédaction d'un projet de fin d'études.
- [18] Fiche technique HI-BOND 55.800
- [19] Fiche technique GROUPES ACIERS GROSJEAN (Tôle ondulée 18.76.988)
- [20] DAHMANI-Lahlou-dans-le-livre-Calcul-des-elements-de-construction-metalliques-Selon-leuro-code-3-360p

[21] CHARPENTES MÉTALLIQUE - Conception et dimensionnement des halles et bâtiments
volume 11

[22] Site Google images

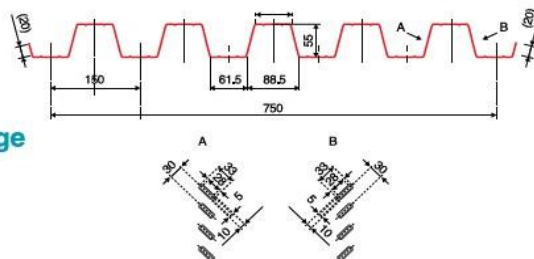
[23] Conception et dimensionnement des structures mixtes acier-béton [BC.2.4.10]

Annexes 1



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

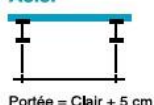
Valeurs de calcul

Épaisseur t en cm	Ép. Acier en mm	Aire d'Acier en cm ² /m	Position fibre neutre v ₁ en cm	Position fibre neutre v ₂ en cm	Mt d'inertie i en cm ⁴	Module de résistance I.V. ₁	Module de résistance 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

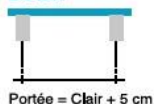
Distances maximales franchissable par tôle HI-BOND, telles que mesurées selon la figure de la colonne de gauche, admissibles sans étalement, pour chaque épaisseur de plancher, en fonction de l'épaisseur nominale t de la tôle et du nombre de travées couvertes par la tôle, pour une déformation du coffrage 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 en 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'éclatement du plancher est supérieur à 36.

Ces valeurs maximales conviennent lorsque les arrêts de coulage éventuels sont au droit des supports, aux extrémités des tôles et si toutes les précautions utiles sont prises au moment du coulage pour éviter une surépaisseur de béton même localisée, même temporaire, sur la tôle. En cas contraires, choisir des portées moindres.

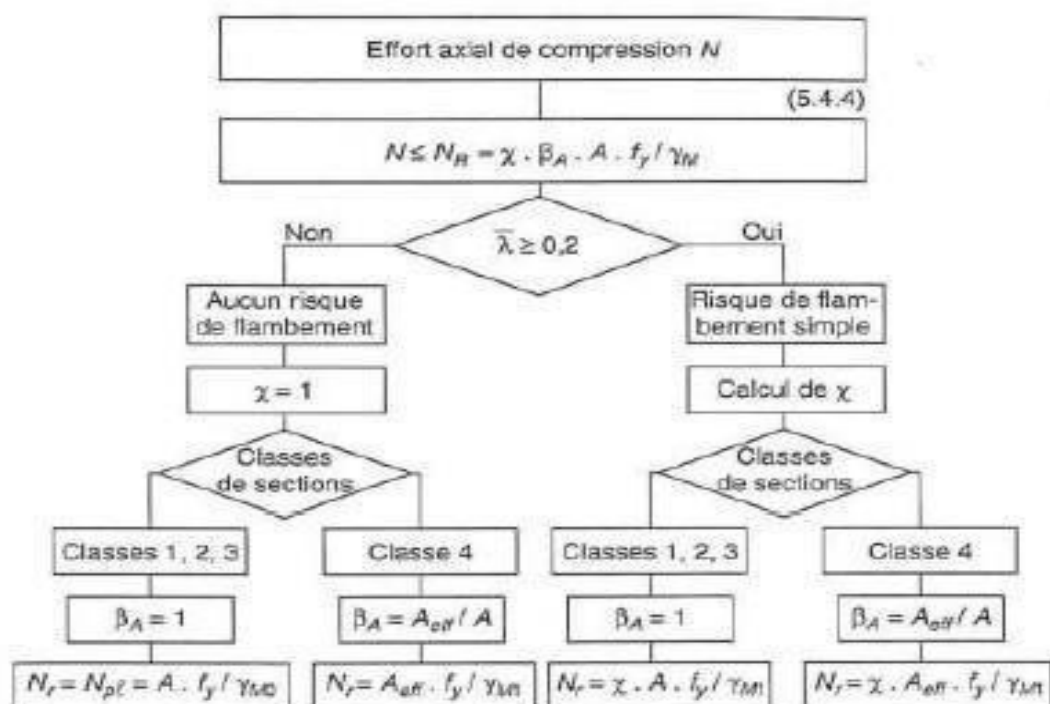
Fixer les tôles par deux fixations au moins par bac à chaque extrémité.



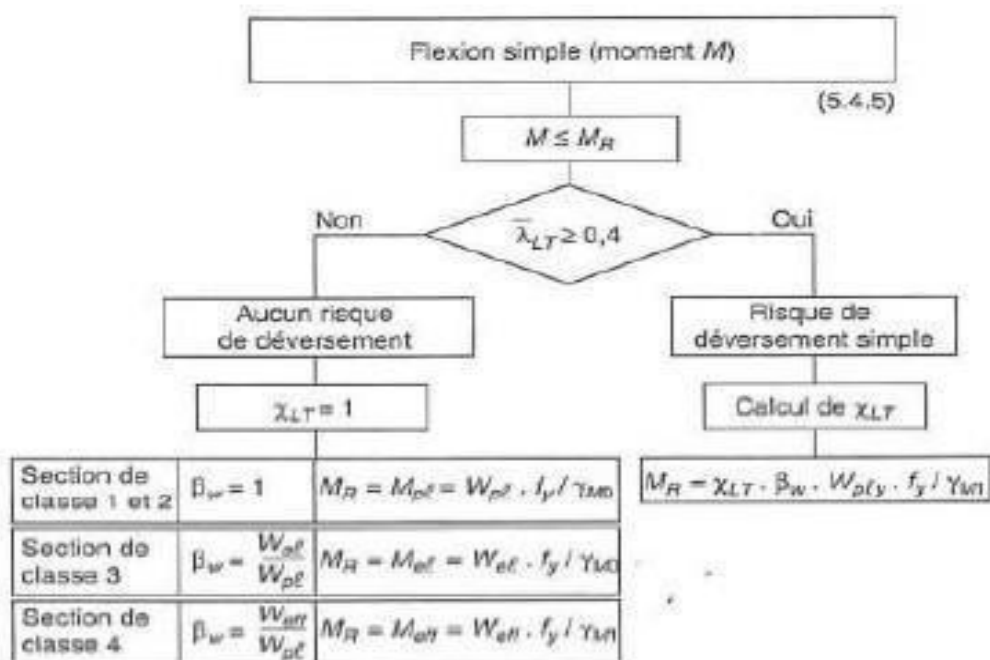
Sarl **SES** (Steel Export Service)
Route de Blida • Chemin Berbessa • BP233 Koléa • Tipaza • Algérie
Tél : 024 59 34 17/ 20/ 21
Mob. : 05 54 50 30 63/ 64 /65 • 05 60 01 79 19/ 23 • 05 61 93 80 34
Email : commercial@ses-algerie.com • Site Web : www.ses-algerie.com



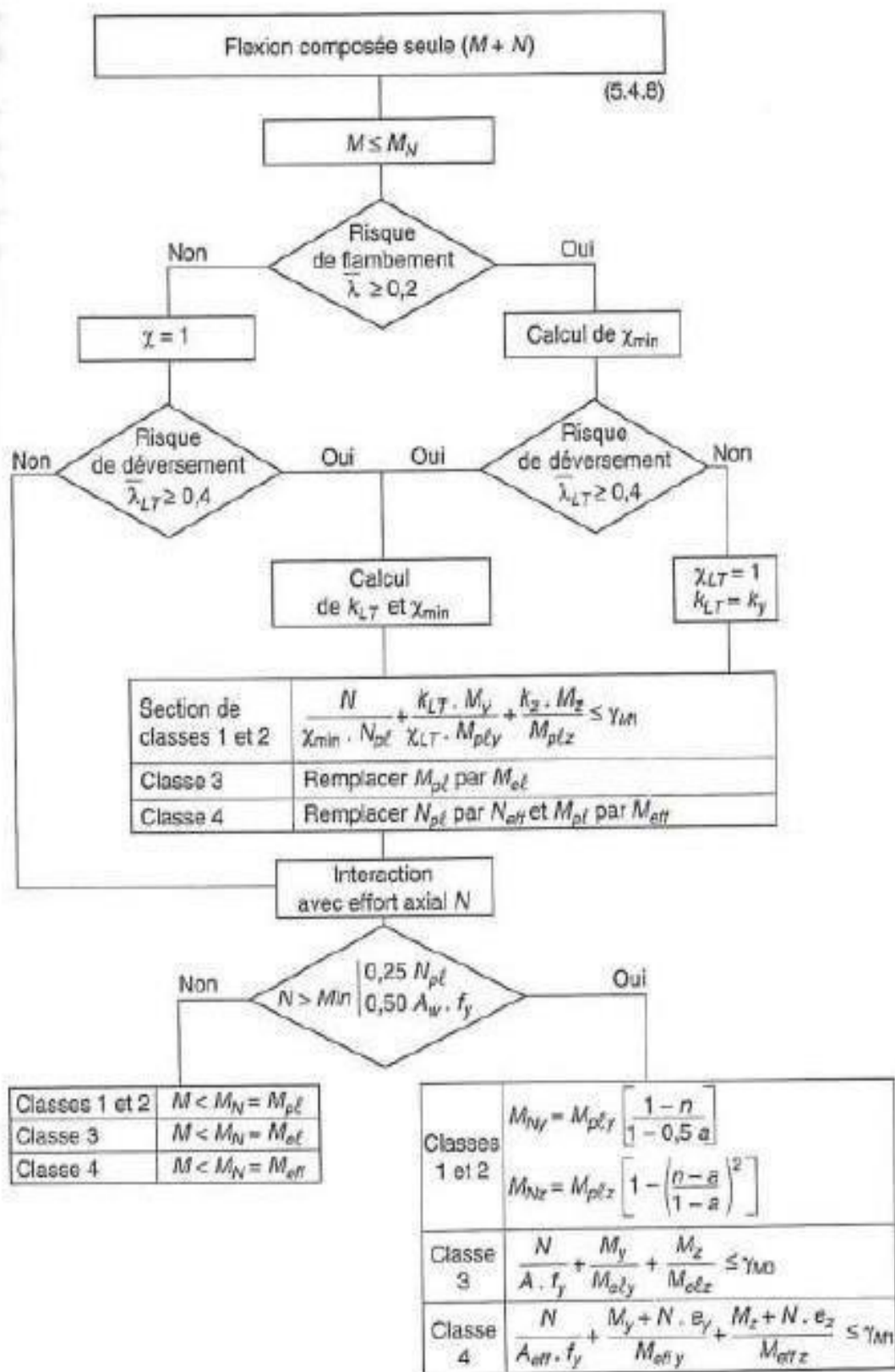
Annexes 2



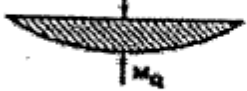
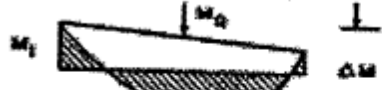
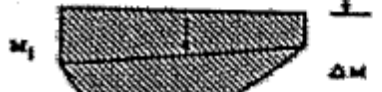
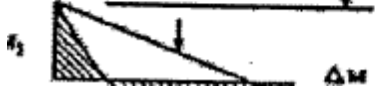
- Figure 112 -



Annexes 3



Annexes 4

Diagramme de moment	Facteur de moment uniforme équivalent β_M
Moments d'extrémités  $-1 \leq \psi \leq 1$	$\beta_{M,\psi} = 1,8 - 0,7 \psi$
Moments dus à des charges transversales  	$\beta_{M,Q} = 1,3$ $\beta_{M,Q} = 1,4$
Moments dus à des charges transversales plus des moments d'extrémités    	$\beta_M = \beta_{M,\psi} + \frac{M_Q}{\Delta M} (\beta_{M,Q} - \beta_{M,\psi})$ $M_Q = \max M $ dQ aux charges transversales seulement $\Delta M = \begin{cases} \max M & \text{pour diagramme de moment sans changement de signe} \\ \max M + \min M & \text{pour diagramme de moment avec changement de signe} \end{cases}$

Annexes 5



Robot Structural Analysis Professional 2023

Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau

EN 1993-1-8:2005/AC:2009



Ratio
0,97



Général

Assemblage N°: 6

Nom de l'assemblage: Angle de portique

Géométrie

Poteau

Profilé: HEA 450

$\alpha = -90,0$ [Deg] Angle d'inclinaison

$h_c = 440$ [mm] Hauteur de la section du poteau

$b_{fc} = 300$ [mm] Largeur de la section du poteau

$t_{wc} = 12$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau

Profilé: HEA 450
 $\alpha = -90,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $t_{fc} = 21$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau
 $r_c = 27$ [mm] Rayon de congé de la section du poteau
 $A_c = 178,03$ [cm²] Aire de la section du poteau
 $I_{xc} = 63721,60$ [cm⁴] Moment d'inertie de la section du poteau
Matériau: ACIER E28
 $f_{yc} = 275,00$ [MPa] Résistance

Poutre

Profilé: HEA 300
 $\alpha = 0,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_b = 290$ [mm] Hauteur de la section de la poutre
 $b_f = 300$ [mm] Largeur de la section de la poutre
 $t_{wb} = 8$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
 $t_{fb} = 14$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
 $r_b = 27$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
 $r_b = 27$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
 $A_b = 112,53$ [cm²] Aire de la section de la poutre
 $I_{xb} = 18263,50$ [cm⁴] Moment d'inertie de la poutre
Matériau: ACIER E28
 $f_{yb} = 275,00$ [MPa] Résistance

Boulons

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$d = 22$ [mm] Diamètre du boulon
 Classe = 6.6 Classe du boulon
 $F_{tRd} = 130,90$ [kN] Résistance du boulon à la traction
 $n_h = 2$ Nombre de colonnes des boulons
 $n_v = 5$ Nombre de rangées des boulons
 $h_1 = 80$ [mm] Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
 Ecartement $e_i = 150$ [mm]
 Entraxe $p_i = 80;80;100;80$ [mm]

Platine

$h_p = 500$ [mm] Hauteur de la platine
 $b_p = 300$ [mm] Largeur de la platine
 $t_p = 20$ [mm] Epaisseur de la platine
Matériau: ACIER E28
 $f_{yp} = 275,00$ [MPa] Résistance

Jarret inférieur

$w_d = 300$ [mm] Largeur de la platine
 $t_{fd} = 14$ [mm] Epaisseur de l'aile
 $h_d = 200$ [mm] Hauteur de la platine
 $t_{wd} = 10$ [mm] Epaisseur de l'âme
 $l_d = 300$ [mm] Longueur de la platine
 $\alpha = 33,7$ [Deg] Angle d'inclinaison
Matériau: ACIER E28
 $f_{ybu} = 275,00$ [MPa] Résistance

Raidisseur poteau

Supérieur

$h_{su} = 398$ [mm] Hauteur du raidisseur
 $b_{su} = 144$ [mm] Largeur du raidisseur
 $t_{hu} = 10$ [mm] Epaisseur du raidisseur
Matériau: ACIER E28
 $f_{ysu} = 275,00$ [MPa] Résistance

Inférieur

$h_{sd} = 398$ [mm] Hauteur du raidisseur
 $b_{sd} = 144$ [mm] Largeur du raidisseur
 $t_{hd} = 10$ [mm] Epaisseur du raidisseur
Matériau: ACIER E28
 $f_{ysu} = 275,00$ [MPa] Résistance

Soudures d'angle

$a_w =$	10	[mm]	Soudure âme
$a_f =$	10	[mm]	Soudure semelle
$a_s =$	10	[mm]	Soudure du raidisseur
$a_{fd} =$	10	[mm]	Soudure horizontale

Coefficients de matériau

$\gamma_{M0} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M1} =$	1,00	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M2} =$	1,25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M3} =$	1,25	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

Efforts

Etat limite: ultime

Cas: Calculs manuels

$M_{b1,Ed} =$	-203,28	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre droite
$V_{b1,Ed} =$	-113,14	[kN]	Effort tranchant dans la poutre droite
$M_{b2,Ed} =$	-52,30	[kN*m]	Moment fléchissant dans la poutre gauche
$V_{b2,Ed} =$	-16,00	[kN]	Effort tranchant dans la poutre gauche

Résultats

Résistances de la poutre

CISAILLEMENT

$A_{vb} =$	57,28	[cm ²]	Aire de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$V_{cb,Rd} = A_{vb} (f_{yb} / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$				
$V_{cb,Rd} =$	909,44	[kN]	Résistance de calcul de la section au cisaillement	EN1993-1-1:[6.2.6.(2)]
$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} \leq 1,0$ 0,12 < 1,00 vérifié (0,12)				

FLEXION - MOMENT PLASTIQUE (SANS RENFORTS)

$W_{plb} =$	1383,27	[cm ³]	Facteur plastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]
$M_{b,pl,Rd} = W_{plb} f_{yb} / \gamma_{M0}$				
$M_{b,pl,Rd} =$	380,40	[kN*m]	Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts)	EN1993-1-1:[6.2.5.(2)]

FLEXION AU CONTACT DE LA PLAQUE AVEC L'ELEMENT ASSEMBLE

$W_{el} =$	2261,14	[cm ³]	Facteur élastique de la section	EN1993-1-1:[6.2.5]
------------	---------	--------------------	---------------------------------	--------------------

$$M_{cb,Rd} = W_{el} f_{yb} / \gamma_{M0}$$

$$M_{cb,Rd} = 621,81 \text{ [kN*m]} \quad \text{Résistance de calcul de la section à la flexion} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5]}$$

FLEXION AVEC EFFORT AXIAL AU CONTACT DE LA PLAQUE AVEC L'ELEMENT ASSEMBLE

$$n = 0,00 \quad \text{Rapport de l'effort axial à la résistance de la section} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.9.1.(5)]}$$

$$M_{Nb,Rd} = M_{cb,Rd} (1 - n)$$

$$M_{Nb,Rd} = 621,81 \text{ [kN*m]} \quad \text{Résistance réduite (effort axial) de la section à la flexion} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.9.2.(1)]}$$

AILE ET AME EN COMPRESSION

$$M_{cb,Rd} = 621,81 \text{ [kN*m]} \quad \text{Résistance de calcul de la section à la flexion} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.5]}$$

$$h_f = 475 \text{ [mm]} \quad \text{Distance entre les centres de gravité des ailes} \quad \text{[6.2.6.7.(1)]}$$

$$F_{c,fb,Rd} = M_{cb,Rd} / h_f$$

$$F_{c,fb,Rd} = 1310,22 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance de l'aile et de l'âme comprimées} \quad \text{[6.2.6.7.(1)]}$$

Résistances du poteau

PANNEAU D'AME EN CISAILLEMENT

$$M_{b1,Ed} = -203,28 \text{ [kN*m]} \quad \text{Moment fléchissant dans la poutre droite} \quad \text{[5.3.(3)]}$$

$$M_{b2,Ed} = -52,30 \text{ [kN*m]} \quad \text{Moment fléchissant dans la poutre gauche} \quad \text{[5.3.(3)]}$$

$$V_{c1,Ed} = 0,00 \text{ [kN]} \quad \text{Effort tranchant dans le poteau inférieur} \quad \text{[5.3.(3)]}$$

$$V_{c2,Ed} = 0,00 \text{ [kN]} \quad \text{Effort tranchant dans le poteau supérieur} \quad \text{[5.3.(3)]}$$

$$z = 363 \text{ [mm]} \quad \text{Bras de levier} \quad \text{[6.2.5]}$$

$$V_{wp,Ed} = (M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed}) / z - (V_{c1,Ed} - V_{c2,Ed}) / 2$$

$$V_{wp,Ed} = -415,92 \text{ [kN]} \quad \text{Panneau d'âme en cisaillement} \quad \text{[5.3.(3)]}$$

$$A_{vs} = 65,78 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de cisaillement de l'âme du poteau} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$A_{vc} = 65,78 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$d_s = 470 \text{ [mm]} \quad \text{Distance entre les centres de gravités des raidisseurs} \quad \text{[6.2.6.1.(4)]}$$

$$M_{pl,fc,Rd} = 9,10 \text{ [kN*m]} \quad \text{Résistance plastique de l'aile du poteau en flexion} \quad \text{[6.2.6.1.(4)]}$$

$$M_{pl,stu,Rd} = 2,06 \text{ [kN*m]} \quad \text{Résistance plastique du raidisseur transversal supérieur en flexion} \quad \text{[6.2.6.1.(4)]}$$

$$M_{pl,sti,Rd} = 2,06 \text{ [kN*m]} \quad \text{Résistance plastique du raidisseur transversal inférieur en flexion} \quad \text{[6.2.6.1.(4)]}$$

$$V_{wp,Rd} = 0.9 (A_{vs} f_{y,wc}) / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) + \text{Min}(4 M_{pl,fc,Rd} / d_s, (2 M_{pl,fc,Rd} + M_{pl,stu,Rd} + M_{pl,sti,Rd}) / d_s)$$

$$V_{wp,Rd} = 987,51 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du panneau d'âme au cisaillement} \quad \text{[6.2.6.1]}$$

$$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0 \quad 0,42 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,42)$$

AME EN TRACTION TRANSVERSALE - NIVEAU DE L'AILE INFERIEURE DE LA POUTRE

Pression diamétrale:

$$t_{wc} = 12 \text{ [mm]} \text{ Epaisseur efficace de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(6)]$$

$$b_{eff,c,wc} = 298 \text{ [mm]} \text{ Largeur efficace de l'âme à la compression} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$A_{vc} = 65,78 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la section au cisaillement} \quad EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]$$

$$\omega = 0,93 \text{ Coefficient réducteur pour l'interaction avec le cisaillement} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\sigma_{com,Ed} = 0,00 \text{ [MPa]} \text{ Contrainte de compression maximale dans l'âme} \quad [6.2.6.2.(2)]$$

$$k_{wc} = 1,00 \text{ Coefficient réducteur dû aux contraintes de compression} \quad [6.2.6.2.(2)]$$

$$A_s = 28,85 \text{ [cm}^2\text{]} \text{ Aire de la section du raidisseur renforçant l'âme} \quad EN1993-1-1:[6.2.4]$$

$$F_{c,wc,Rd1} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0} + A_s f_{ys} / \gamma_{M0}$$

$$F_{c,wc,Rd1} = 1672,02 \text{ [kN]} \text{ Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Flambement:

$$d_{wc} = 344 \text{ [mm]} \text{ Hauteur de l'âme comprimée} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\lambda_p = 0,94 \text{ Elancement de plaque} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\rho = 0,84 \text{ Coefficient réducteur pour le flambement de l'élément} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

$$\lambda_s = 3,90 \text{ Elancement du raidisseur} \quad EN1993-1-1:[6.3.1.2]$$

$$\chi_s = 1,00 \text{ Coefficient de flambement du raidisseur} \quad EN1993-1-1:[6.3.1.2]$$

$$F_{c,wc,Rd2} = \omega k_{wc} \rho b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M1} + A_s \chi_s f_{ys} / \gamma_{M1}$$

$$F_{c,wc,Rd2} = 1529,67 \text{ [kN]} \text{ Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Résistance finale:

$$F_{c,wc,Rd,upp} = \text{Min} (F_{c,wc,Rd1}, F_{c,wc,Rd2})$$

$$F_{c,wc,Rd,upp} = 1529,67 \text{ [kN]} \text{ Résistance de l'âme du poteau} \quad [6.2.6.2.(1)]$$

Paramètres géométriques de l'assemblage

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - SEMELLE DU POTEAU

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
1	48	–	75	–	80	299	315	299	315	230	213	213	213
2	48	–	75	–	90	299	284	284	284	180	90	90	90
3	48	–	75	–	90	299	284	284	284	180	90	90	90
4	48	–	75	–	80	299	284	284	284	160	80	80	80
5	48	–	75	–	80	299	326	299	326	230	224	224	224

LONGUEURS EFFICACES ET PARAMETRES - PLATINE D'ABOUT

Nr	m	m _x	e	e _x	p	l _{eff,cp}	l _{eff,nc}	l _{eff,1}	l _{eff,2}	l _{eff,cp,g}	l _{eff,nc,g}	l _{eff,1,g}	l _{eff,2,g}
1	59	–	75	–	80	373	380	373	380	267	254	254	254
2	59	–	75	–	90	373	331	331	331	180	90	90	90
3	59	–	75	–	90	373	331	331	331	180	90	90	90
4	59	–	75	–	80	373	331	331	331	160	80	80	80
5	59	–	75	–	80	373	331	331	331	267	206	206	206

m – Distance du boulon de l'âme

m_x – Distance du boulon de l'aile de la poutre

e – Pince entre le boulon et le bord extérieur

e_x – Pince entre le boulon et le bord extérieur horizontal

p – Entraxe des boulons

l_{eff,cp} – Longueur effective pour une seule ligne de boulons dans les mécanismes circulaires

l_{eff,nc} – Longueur effective pour une seule ligne de boulons dans les mécanismes non circulaires

l_{eff,1} – Longueur effective pour une seule ligne de boulons pour le mode 1

l_{eff,2} – Longueur effective pour une seule ligne de boulons pour le mode 2

l_{eff,cp,g} – Longueur effective pour un groupe de boulons dans les mécanismes circulaires

l_{eff,nc,g} – Longueur effective pour un groupe de boulons dans les mécanismes non circulaires

l_{eff,1,g} – Longueur effective pour un groupe de boulons pour le mode 1

l_{eff,2,g} – Longueur effective pour un groupe de boulons pour le mode 2

Résistance de l'assemblage à la flexion

$F_{t,Rd} = 130,90$ [kN] Résistance du boulon à la traction [Tableau 3.4]

$B_{p,Rd} = 403,08$ [kN] Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement [Tableau 3.4]

$F_{t,fc,Rd}$ – résistance de la semelle du poteau à la flexion

$F_{t,wc,Rd}$ – résistance de l'âme du poteau à la traction

$F_{t,ep,Rd}$ – résistance de la platine fléchée à la flexion

$F_{t,wb,Rd}$ – résistance de l'âme à la traction

$F_{t,fc,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,fc,Rd}, F_{T,2,fc,Rd}, F_{T,3,fc,Rd})$ [6.2.6.4] , [Tab.6.2]

$F_{t,wc,Rd} = \omega b_{eff,t,wc} t_{wc} f_{yc} / \gamma_{M0}$ [6.2.6.3.(1)]

$F_{t,ep,Rd} = \text{Min} (F_{T,1,ep,Rd}, F_{T,2,ep,Rd}, F_{T,3,ep,Rd})$ [6.2.6.5] , [Tab.6.2]

$F_{t,wb,Rd} = b_{eff,t,wb} t_{wb} f_{yb} / \gamma_{M0}$ [6.2.6.8.(1)]

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 1

F_{t1,Rd,comp} - Formule	F_{t1,Rd,comp}	Composant
$F_{t1,Rd} = \text{Min} (F_{t1,Rd,comp})$	261,79	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(1)} = 261,79$	261,79	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(1)} = 881,90$	881,90	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(1)} = 261,79$	261,79	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(1)} = 872,94$	872,94	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 806,16$	806,16	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta = 1329,59$	1329,59	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} = 1529,67$	1529,67	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} = 1310,22$	1310,22	Aile de la poutre - compression

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 2

F_{t2,Rd,comp} - Formule	F_{t2,Rd,comp}	Composant
$F_{t2,Rd} = \text{Min} (F_{t2,Rd,comp})$	170,66	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(2)} = 261,79$	261,79	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(2)} = 842,50$	842,50	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(2)} = 261,79$	261,79	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(2)} = 774,87$	774,87	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 806,16$	806,16	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^1 F_{ti,Rd} = 1329,59 - 261,79$	1067,80	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 1529,67 - 261,79$	1267,88	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 1310,22 - 261,79$	1048,43	Aile de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 462,08 - 261,79$	200,29	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 890,48 - 261,79$	628,68	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 432,46 - 261,79$	170,66	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(2+1)} - \sum_1^1 F_{tj,Rd} = 804,67 - 261,79$	542,87	Ame de la poutre - traction - groupe

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 3

F_{t3,Rd,comp} - Formule	F_{t3,Rd,comp}	Composant
$F_{t3,Rd} = \text{Min} (F_{t3,Rd,comp})$	162,46	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(3)} = 261,79$	261,79	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(3)} = 842,50$	842,50	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(3)} = 261,79$	261,79	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(3)} = 774,87$	774,87	Ame de la poutre - traction

F_{t3,Rd,comp} - Formule	F_{t3,Rd,comp}	Composant
$B_{p,Rd} = 806,16$	806,16	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^2 F_{ti,Rd} = 1329,59 - 432,46$	897,13	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^2 F_{tj,Rd} = 1529,67 - 432,46$	1097,21	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^2 F_{tj,Rd} = 1310,22 - 432,46$	877,76	Aile de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 392,68 - 170,66$	222,02	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 553,02 - 170,66$	382,35	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 658,42 - 432,46$	225,97	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 1113,78 - 432,46$	681,32	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 333,13 - 170,66$	162,46	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2)} - \sum_2^2 F_{tj,Rd} = 420,75 - 170,66$	250,09	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 614,91 - 432,46$	182,45	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(3+2+1)} - \sum_2^1 F_{tj,Rd} = 1015,04 - 432,46$	582,58	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t3,Rd} = F_{t1,Rd} h_3/h_1$$

$$F_{t3,Rd} = 144,86 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 4

F_{t4,Rd,comp} - Formule	F_{t4,Rd,comp}	Composant
$F_{t4,Rd} = \text{Min} (F_{t4,Rd,comp})$	165,66	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(4)} = 261,79$	261,79	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(4)} = 842,50$	842,50	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(4)} = 261,79$	261,79	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(4)} = 774,87$	774,87	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 806,16$	806,16	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^3 F_{ti,Rd} = 1329,59 - 577,32$	752,27	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^3 F_{tj,Rd} = 1529,67 - 577,32$	952,35	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^3 F_{tj,Rd} = 1310,22 - 577,32$	732,90	Aile de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 387,03 - 144,86$	242,17	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 523,82 - 144,86$	378,96	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd} = 583,37 - 315,53$	267,84	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd} = 777,49 - 315,53$	461,96	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{tj,Rd} = 849,11 - 577,32$	271,79	Aile du poteau - traction - groupe

F_{t4,Rd,comp} - Formule	F_{t4,Rd,comp}	Composant
$F_{t,wc,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{tj,Rd} = 1297,41 - 577,32$	720,09	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 314,62 - 144,86$	169,76	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3)} - \sum_3^3 F_{tj,Rd} = 397,38 - 144,86$	252,51	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd} = 481,19 - 315,53$	165,66	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2)} - \sum_3^2 F_{tj,Rd} = 607,75 - 315,53$	292,22	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{tj,Rd} = 793,25 - 577,32$	215,93	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(4+3+2+1)} - \sum_3^1 F_{tj,Rd} = 1202,04 - 577,32$	624,72	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t4,Rd} = F_{t1,Rd} h_4/h_1$$

$$F_{t4,Rd} = 92,89 \quad [\text{KN}] \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

RESISTANCE DE LA RANGEE DE BOULONS N° 5

F_{t5,Rd,comp} - Formule	F_{t5,Rd,comp}	Composant
$F_{t5,Rd} = \text{Min}(F_{t5,Rd,comp})$	261,79	Résistance d'une rangée de boulon
$F_{t,fc,Rd(5)} = 261,79$	261,79	Aile du poteau - traction
$F_{t,wc,Rd(5)} = 881,90$	881,90	Ame du poteau - traction
$F_{t,ep,Rd(5)} = 261,79$	261,79	Platine d'about - traction
$F_{t,wb,Rd(5)} = 774,87$	774,87	Ame de la poutre - traction
$B_{p,Rd} = 806,16$	806,16	Boulons au cisaillement/poinçonnement
$V_{wp,Rd}/\beta - \sum_1^4 F_{ti,Rd} = 1329,59 - 670,21$	659,37	Panneau d'âme - compression
$F_{c,wc,Rd} - \sum_1^4 F_{tj,Rd} = 1529,67 - 670,21$	859,46	Ame du poteau - compression
$F_{c,fb,Rd} - \sum_1^4 F_{tj,Rd} = 1310,22 - 670,21$	640,01	Aile de la poutre - compression
$F_{t,fc,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{tj,Rd} = 462,85 - 92,89$	369,95	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{tj,Rd} = 893,98 - 92,89$	801,09	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3)} - \sum_4^3 F_{tj,Rd} = 659,19 - 237,76$	421,43	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3)} - \sum_4^3 F_{tj,Rd} = 1117,00 - 237,76$	879,24	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{tj,Rd} = 855,53 - 408,42$	447,11	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3+2)} - \sum_4^2 F_{tj,Rd} = 1322,49 - 408,42$	914,07	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,fc,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_4^1 F_{tj,Rd} = 1121,27 - 670,21$	451,06	Aile du poteau - traction - groupe
$F_{t,wc,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum_4^1 F_{tj,Rd} = 1758,87 - 670,21$	1088,66	Ame du poteau - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{tj,Rd} = 408,40 - 92,89$	315,51	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4)} - \sum_4^4 F_{tj,Rd} = 667,93 - 92,89$	575,04	Ame de la poutre - traction - groupe

F_{t5,Rd,comp} - Formule	F_{t5,Rd,comp}	Composant
$F_{t,ep,Rd(5+4+3)} - \sum 4^3 F_{tj,Rd} = 590,85 - 237,76$	353,10	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3)} - \sum 4^3 F_{tj,Rd} = 878,31 - 237,76$	640,55	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2)} - \sum 4^2 F_{tj,Rd} = 773,31 - 408,42$	364,89	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2)} - \sum 4^2 F_{tj,Rd} = 1088,68 - 408,42$	680,26	Ame de la poutre - traction - groupe
$F_{t,ep,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 4^1 F_{tj,Rd} = 1023,31 - 670,21$	353,10	Platine d'about - traction - groupe
$F_{t,wb,Rd(5+4+3+2+1)} - \sum 4^1 F_{tj,Rd} = 1682,98 - 670,21$	1012,76	Ame de la poutre - traction - groupe

Réduction supplémentaire de la résistance d'une rangée de boulons

$$F_{t5,Rd} = F_{t1,Rd} h_5/h_1$$

$$F_{t5,Rd} = 40,93 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance réduite d'une rangée de boulon} \quad [6.2.7.2.(9)]$$

TABLEAU RECAPITULATIF DES EFFORTS

Nr	h _j	F _{tj,Rd}	F _{t,fc,Rd}	F _{t,wc,Rd}	F _{t,ep,Rd}	F _{t,wb,Rd}	F _{t,Rd}	B _{p,Rd}
1	403	261,79	261,79	881,90	261,79	872,94	261,79	806,16
2	323	170,66	261,79	842,50	261,79	774,87	261,79	806,16
3	223	144,86	261,79	842,50	261,79	774,87	261,79	806,16
4	143	92,89	261,79	842,50	261,79	774,87	261,79	806,16
5	63	40,93	261,79	881,90	261,79	774,87	261,79	806,16

RESISTANCE DE L'ASSEMBLAGE A LA FLEXION M_{j,Rd}

$$M_{j,Rd} = \sum h_j F_{tj,Rd}$$

$$M_{j,Rd} = 208,79 \text{ [kN*m]} \quad \text{Résistance de l'assemblage à la flexion} \quad [6.2]$$

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,97 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,97)$$

Résistance de l'assemblage au cisaillement

$$\alpha_v = 0,60 \quad \text{Coefficient pour le calcul de } F_{v,Rd} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$\beta_{Lf} = 1,00 \quad \text{Coefficient réducteur pour les assemblages longs} \quad [3.8]$$

$$F_{v,Rd} = 109,23 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance d'un boulon au cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{t,Rd,max} = 130,90 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance d'un boulon à la traction} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,int} = 306,90 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon intérieur en pression diamétrale} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$F_{b,Rd,ext} = 356,40 \text{ [kN]} \quad \text{Résistance du boulon de rive en pression diamétrale} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

Nr	F _{tj,Rd,N}	F _{tj,Ed,N}	F _{tj,Rd,M}	F _{tj,Ed,M}	F _{tj,Ed}	F _{vj,Rd}
1	261,79	0,00	261,79	254,88	254,88	66,54
2	261,79	0,00	170,66	166,16	166,16	119,42
3	261,79	0,00	144,86	141,04	141,04	134,39

Nr	$F_{tj,Rd,N}$	$F_{tj,Ed,N}$	$F_{tj,Rd,M}$	$F_{tj,Ed,M}$	$F_{tj,Ed}$	$F_{vj,Rd}$
4	261,79	0,00	92,89	90,44	90,44	164,55
5	261,79	0,00	40,93	39,84	39,84	194,71

$F_{tj,Rd,N}$ – Résistance d'une rangée de boulons à la traction pure

$F_{tj,Ed,N}$ – Effort dans une rangée de boulons dû à l'effort axial

$F_{tj,Rd,M}$ – Résistance d'une rangée de boulons à la flexion pure

$F_{tj,Ed,M}$ – Effort dans une rangée de boulons dû au moment

$F_{tj,Ed}$ – Effort de traction maximal dans la rangée de boulons

$F_{vj,Rd}$ – Résistance réduite d'une rangée de boulon

$$F_{tj,Ed,N} = N_{j,Ed} F_{tj,Rd,N} / N_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed,M} = M_{j,Ed} F_{tj,Rd,M} / M_{j,Rd}$$

$$F_{tj,Ed} = F_{tj,Ed,N} + F_{tj,Ed,M}$$

$$F_{vj,Rd} = \text{Min} (n_h F_{v,Ed} / (1 - F_{tj,Ed} / (1.4 n_h F_{t,Rd,max})), n_h F_{v,Rd}, n_h F_{b,Rd})$$

$$V_{j,Rd} = n_h \sum 1^n F_{vj,Rd} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$V_{j,Rd} = 679,61 \quad [\text{kN}] \quad \text{Résistance de l'assemblage au cisaillement} \quad [\text{Tableau 3.4}]$$

$$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} \leq 1,0 \quad 0,17 < 1,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,17)$$

Résistance des soudures

$$A_w = 209,73 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Aire de toutes les soudures} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$A_{wy} = 131,50 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Aire des soudures horizontales} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$A_{wz} = 78,23 \quad [\text{cm}^2] \quad \text{Aire des soudures verticales} \quad [4.5.3.2(2)]$$

$$I_{wy} = 57919,08 \quad [\text{cm}^4] \quad \text{Moment d'inertie du système de soudures par rapport à l'axe horiz.} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\sigma_{\perp \max} = \tau_{\perp \max} = 61,40 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Contrainte normale dans la soudure} \quad [4.5.3.2(6)]$$

$$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = 61,40 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Contraintes dans la soudure verticale} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\tau_{\parallel} = -14,46 \quad [\text{MPa}] \quad \text{Contrainte tangentielle} \quad [4.5.3.2(5)]$$

$$\beta_w = 0,85 \quad \text{Coefficient de corrélation} \quad [4.5.3.2(7)]$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp \max}^2 + 3*(\tau_{\perp \max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 122,79 < 381,18 \quad \text{vérifié} \quad (0,32)$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 125,32 < 381,18 \quad \text{vérifié} \quad (0,33)$$

$$\sigma_{\perp} \leq 0.9*f_u / \gamma_{M2} \quad 61,40 < 291,60 \quad \text{vérifié} \quad (0,21)$$

Rigidité de l'assemblage

$$t_{wash} = 5 \quad [\text{mm}] \quad \text{Epaisseur de la plaquette} \quad [6.2.6.3.(2)]$$

$$h_{head} = 16 \quad [\text{mm}] \quad \text{Hauteur de la tête du boulon} \quad [6.2.6.3.(2)]$$

Rigidité de l'assemblage

$t_{wash} =$	5	[mm]	Epaisseur de la plaquette	[6.2.6.3.(2)]
$h_{nut} =$	22	[mm]	Hauteur de l'écrou du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$L_b =$	70	[mm]	Longueur du boulon	[6.2.6.3.(2)]
$k_{10} =$	7	[mm]	Coefficient de rigidité des boulons	[6.3.2.(1)]

RIGIDITES DES RANGEES DE BOULONS

Nr	h_j	k_3	k_4	k_5	$k_{eff,j}$	$k_{eff,j} h_j$	$k_{eff,j} h_j^2$
					Somme	14,22	449,39
1	403	4	16	9	2	7,29	293,92
2	323	2	7	3	1	2,78	89,79
3	223	2	7	3	1	1,92	42,80
4	143	2	6	3	1	1,11	15,86
5	63	5	17	7	2	1,12	7,03

$$k_{eff,j} = 1 / (\sum_{i=1}^5 (1 / k_{i,j})) \quad [6.3.3.1.(2)]$$

$$z_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j^2 / \sum_j k_{eff,j} h_j$$

$$z_{eq} = 316 \text{ [mm]} \quad \text{Bras de levier équivalent} \quad [6.3.3.1.(3)]$$

$$k_{eq} = \sum_j k_{eff,j} h_j / z_{eq}$$

$$k_{eq} = 4 \text{ [mm]} \quad \text{Coefficient de rigidité équivalent du système de boulons} \quad [6.3.3.1.(1)]$$

$$A_{vc} = 65,78 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de la section au cisaillement} \quad \text{EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]}$$

$$\beta = 0,74 \quad \text{Paramètre de transformation} \quad [5.3.(7)]$$

$$z = 316 \text{ [mm]} \quad \text{Bras de levier} \quad [6.2.5]$$

$$k_1 = 11 \text{ [mm]} \quad \text{Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en cisaillement} \quad [6.3.2.(1)]$$

$$k_2 = \infty \quad \text{Coefficient de rigidité du panneau d'âme du poteau en compression} \quad [6.3.2.(1)]$$

$$S_{j,ini} = E z_{eq}^2 / \sum_i (1 / k_1 + 1 / k_2 + 1 / k_{eq}) \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_{j,ini} = 66347,13 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidité en rotation initiale} \quad [6.3.1.(4)]$$

$$\mu = 2,78 \quad \text{Coefficient de rigidité de l'assemblage} \quad [6.3.1.(6)]$$

$$S_j = S_{j,ini} / \mu \quad [6.3.1.(4)]$$

$$S_j = 23864,68 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidité en rotation finale} \quad [6.3.1.(4)]$$

Classification de l'assemblage par rigidité.

$$S_{j,rig} = 61365,36 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidité de l'assemblage rigide} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,pin} = 3835,34 \text{ [kN*m]} \quad \text{Rigidité de l'assemblage articulé} \quad [5.2.2.5]$$

$$S_{j,ini} \geq S_{j,rig} \text{ RIGIDE}$$

Composant le plus faible:

PLATINE D'ABOUT EN TRACTION

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0,97