

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique



- جامعة سعد دحلب - البلدية 1
Université Saad Dahleb Blida 1

كلية التكنولوجيا
Faculté De Technologie
قسم الهندسة المدنية
Département de Génie Civil

مذكرة نهائية التخرج

MEMOIRE DE PROJET DE FIN D'ETUDE

Pour l'obtention du diplôme master en Génie Civil

Option : Construction métallique et mixtes

THÈME

ETUDE D'UN BATIMEN (R+15+ SOUS-SOL) A USAGE D'HABITATION
EN CHARPENTE METALLIQUE

Etudié et réaliser par

KHANNOUCHE Ibtissem & LAKHAL Nada Yasmin

Devant le jury composé de :

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

Blida, Juin 2025

Remerciements

Ce mémoire marque la fin d'un parcours, mais aussi l'aboutissement de plusieurs mois de travail, d'effort de doutes parfois, et de belles découvertes. à ce titre, je souhaite remercier toutes les personnes qui ont, chacun à leur manière, contribué à cette aventure.

Avant tout, je tiens à adresser mes sincères remerciements M. ZAHAF à pour son encadrement bienveillant, sa patience, ses conseils éclairés, et surtout pour m'avoir accordé sa confiance tout au long de ce travail. Ses remarques pertinentes et son accompagnement m'ont permis de progresser et de structurer mes idées avec clarté.

Je remercie également tous les enseignants de département de Génie Civil et intervenants rencontrés durant mon cursus pour la richesse de leur enseignement et leur engagement.

Grâce à eux, j'ai pu élargir mes connaissances et forger un esprit critique.

Enfin, un Merci du fond du cœur à ma famille, véritable pilier tout au long de mon parcours, merci pour votre soutien indéfectible, vos encouragements constants et votre confiance en mes capacités sans vous, rien n'aurait été possible.

Dédicace

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

À ma mère,

À celle qui a fait preuve d'un courage exemplaire, qui a toujours été mon repère et mon lien d'attachement, ma boussole en l'absence de mon père que Dieu ait pitié de son âme. Tu as été la lumière qui a éclairé mon chemin dans les moments sombres, et tu as toujours cru en moi, même lorsque je doutais de moi-même. Ce travail est aussi le fruit de ton abnégation.

A mon père que Dieu ait pitié,

À l'âme de mon père, parti alors que je n'étais encore qu'une enfant. Que Dieu lui accorde Sa miséricorde infinie et l'accueille dans Son vaste paradis. Je n'ai pas eu le privilège de grandir à tes côtés, mais tes paroles, tes conseils, et ton souvenir n'ont jamais quitté mon cœur. Tu as toujours été l'absent présent à chaque étape de ma vie. J'ai accompli ta volonté, et je me suis efforcée de faire de tes rêves pour moi une réalité. Je te dédie ce travail, avec fidélité, gratitude, et un amour éternel.

À ma sœur,

Merci pour ton soutien constant, ton humour et ta présence réconfortante. Tu es ma source de joie et de bonheur, et je suis fière de t'avoir dans ma vie.

À mon mari,

Merci pour ton soutien indéfectible, ta patience, ta bienveillance et ton amour. Ta présence à mes côtés m'a donné la force d'avancer et a été un véritable pilier tout au long de la réalisation de ce mémoire.

Enfin, à mon binôme KHANNOUCHE Ibtissem,

Devenue une amie chère et une collaboratrice précieuse. Merci pour ta complicité, ton engagement et la belle collaboration que nous avons partagée.

Nada yasmin. L

Dédicace

Je dédie ce travail à mes chers parents,

Pour leur amour inconditionnel, leur patience, leurs encouragements et leur soutien sans faille tout au long de mon parcours. Sans votre présence, vos sacrifices et votre confiance en moi, je n'aurais jamais pu arriver là où je suis aujourd'hui. Ce projet est le fruit de vos efforts autant que des miens. Merci du fond du cœur.

Je dédie ce travail à mon fiancé,

Pour ton amour, ta patience et ton soutien tout au long de cette aventure. Merci d'avoir toujours été là, avec ton sourire, ta force et ta présence rassurante. Ce projet est aussi le reflet de ton soutien sans faille.

A mes sœurs manel, Nessrine et mes frères anis et Hichem

Merci pour votre amour, votre complicité et votre présence à chaque étape de ma vie. Votre soutien, vos encouragements et vos mots pleins d'affection ont été une vraie source de motivation pour moi.

Je dédie ce travail à mon encadrant, Ahmed zehaf

Dont le soutien constant, les conseils avisés et l'engagement sans faille ont été essentiels à la réalisation de ce projet. Sa disponibilité, sa rigueur scientifique et sa bienveillance ont grandement contribué à enrichir mon parcours académique. Je lui exprime ma profonde reconnaissance pour sa précieuse collaboration.

Je tiens à dédier ce travail à mon binôme, yasmin,

Dont la collaboration, le soutien constant et la complémentarité ont été essentiels à la réussite de ce projet. Sa rigueur, son engagement et son esprit d'équipe ont enrichi cette expérience commune. Je lui exprime ma profonde reconnaissance pour sa précieuse contribution et notre partenariat fructueux.

Ibtissem.kh

Résumé

Dans le cadre de notre projet de fin d'études, nous avons mené l'étude d'un **bâtiment (R+15+sous-sol) à usage d'habitation** en charpente métallique, il est implanté dans la wilaya de **Blida** qui classe comme zone forte sismicité (**zone VI**) selon les classifications du **RPA2024**.

Le projet est élaboré par plusieurs étapes, on a effectué la descente de charge pour le pré-dimensionnement des éléments porteurs a été effectué conformément aux règlements (**EC3 EC4 DTR 2.2**). L'étude dynamique a été faite sur le logiciel **CSI Etabs2018**.

Les contreventements sont assurés par les portiques associés avec les systèmes **CV X et V**. Pour les vérifications de la structure métallique le **RPA2024** et le **EC3 EC4**. Les assemblages ont été établis en utilisant les logiciels « **IDEA Statica** ». et enfin l'étude de fondation a conduit à un radier nervuré le **BAEL 91** et **RPA2024**.

ملخص

في إطار مشروعنا لرسالة ماستر قمنا بدراسة مبنى يتكون من طابق ارضي +15 طابق +قبو ذو بنية فولاذية يقع في ولاية البلدية والتي تصنف كمنطقة زلزالية من درجة **VI** وفقا للرموز اللوائح الزلزالية **RPA2024**.

تم انجاز المشروع عبر عدة مراحل في البداية تم اجراء نزول الاحمال الذي سمح بعملية التصميم الاولى للعناصر الحاملة وفقا للمعايير **EC3 و EC4 و DTR 2.2**.

تم اجراء الدراسة الديناميكية للمنشأة باستخدام برنامج **CSI Etabs2018** ويتم ضمان ثبات المنشأة بواسطة عازمات الاستقرار وثبات على شكل **X و V**.

تم تحقيق من المنشأة استنادا على قوانين **EC3 و EC4 و RPA2024** اما الروابط و الاتصالات المعدنية تم تصميمها باستخدام برنامج **IDEA Statica** و أخيرا قادت دراسة الاساسات الى اختيار أساس من نوع أرضية مضلعة عامة استنادا على **BAEL 91 و RPA2024**.

Abstract

As part of our final year project, we conducted a study of a residential building (15 stories plus a basement) constructed with a steel frame. The building is located in the Wilaya of Blida, which is classified as a high seismic hazard zone (**Zone VI**) according to the **RPA 2024** seismic regulations.

The project was developed through several steps. A load descent analysis was carried out for the preliminary sizing of the load-bearing elements, in accordance with the regulations (**EC3, EC4, DTR 2.2**). The dynamic analysis was conducted using the **CSI ETABS 2018** software.

Lateral stability is ensured through portal frames combined with bracing systems in **X** and **V** configurations. Structural verifications were performed in compliance with **RPA2024** and Eurocodes **EC3** and **EC4**. Connections were designed using the **IDEA StatiCa** software.

Finally, the foundation study led to the adoption of a ribbed raft foundation, designed according to **BAEL 91** and **RPA 2024**.

Sommaire

Remerciements

Dédicace

Résumé

ملخص

Abstract

Liste des Figures

Liste des Tableaux

Liste des Symboles

Introduction Générale 1

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I.1	Introduction.....	3
I.2	Conception architecturale	3
I.3	Caractéristiques géométriques	3
I.4	Propriétés des matériaux utilisés.....	8
I.4.1	L'acier.....	8
I.4.2	Le Béton	10
I.5	Les assemblages.....	14
I.6	Logiciels utilisés	15
I.7	Élément de l'ouvrage	10
I.7.1	Les planchers mixtes	10
I.7.2	Plancher terrasse	12
I.7.3	Les poteaux.....	12
I.8	Les contreventements	15
I.9	L'escalier	16
I.10	Les fondations	16
I.11	Règlements utilise	17

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments structuraux

II.1	Introduction	19
II.2	Les définitions des éléments structuraux	19
II.2.1	Définition de solive	19
II.2.2	Définition de poutre non porteuse	19
II.2.3	Définition de poutre porteuse	19

II.2.4	Définition de poteau	20
II.2.5	Les plancher.....	20
II.3	Pré dimensionnement des éléments plancher courant et plancher terrasse	22
II.3.1	Pré dimensionnement solive	22
II.3.2	Pré dimensionnement de poutre non porteuse	29
II.3.3	Pré dimensionnement de poutre porteuse	36
II.4	Calcule des connecteurs	44
II.4.1	Introduction	44
II.4.2	La méthode de calcul.....	44
II.5	Pré dimensionnement de poteau.....	46
II.5.1	Étapes de pré dimensionnement	46
II.5.2	La descente des charges.....	47
II.5.3	La section de profilés.....	48
II.5.4	Vérification de flambement.....	50
II.6	Conclusion.....	52

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

III.1	Introduction	54
III.2	Etude des escaliers	54
III.2.1	Définition	54
III.2.2	Pré dimensionnement des escaliers.....	55
III.3	L'acrotère	67
III.3.1	Définition.....	67
III.3.2	Les Charge	67
III.3.3	Hypothèse de calcul	69

Chapitre IV : Etude Climatique (Neige Et Vent)

IV.1	Introduction	73
IV.1.1	Caractéristiques géométriques	73
IV.1.2	Donne relative de site	73
IV.2	Etude de la neige	73
IV.2.1	Calcul des charges de neige	74
IV.3	Étude au vent.....	75
IV.3.1	Pression dynamique de pointe	76
IV.3.2	La pression due au vent	78

Chapitre V : Etude Dynamique

V.1	Introduction	86
V.2	Objectif de l'étude dynamique	86
V.3	Choix de la méthode de calcul	86
V.3.1	Méthode statique équivalent	86
V.3.2	Méthode d'analyse modale spectrale.....	87
V.4	Résultante des forces sismique de calcul	88
V.5	Déplacements inter étages	88
V.6	Justification vis-à-vis de l'effort $P-\Delta$	89
V.7	Vérification de la structure	90
V.7.1	Résultats de l'analyse dynamique	90
V.7.2	Vérification de la force sismique à la base	96
V.7.3	Vérification du déplacements inter-étages	99
V.8	Conclusion.....	106

Chapitre VI : Exploitation des résultats

VI.1	Introduction	108
VI.2	Exploitation des résultats	108
VI.2.1	Poteaux.....	108
VI.2.2	Poutre	110
VI.2.3	Contreventement	111

Chapitre VII : Vérification des éléments structuraux

VII.1	Introduction	113
VII.2	Vérification des poteaux	115
VII.2.1	Vérification vis-à-vis du flambement	115
VII.3	Vérification de la poutre principale	121
VII.3.1	Vérification du moment fléchissant.....	121
VII.3.2	Vérification de l'effort tranchant	122
VII.3.3	Vérification de déversement	122
VII.3.4	Calcul des connecteurs.....	122
VII.4	Vérification des poutres secondaire	125
VII.4.1	Vérification du moment fléchissant.....	125
VII.4.2	Vérification de l'effort tranchant	126
VII.4.3	Vérification de déversement	126
VII.5	Vérification les contreventements.....	126

VII.5.1	Vérification à la traction	127
VII.5.2	Vérification à la compression	127
VII.6	Conclusion.....	128
Chapitre VIII : Assemblages des éléments		
VIII.1	Introduction	130
VIII.2	Modes d'assemblages.....	130
VIII.3	Les assemblages	131
VIII.3.1	Vérification de l'assemblage poutre-solive (IPE 450 – IPE 220) (articulé)	132
VIII.3.2	Assemblage poteau-poutre (encasté)	135
VIII.3.3	Assemblages nœuds de contreventement	140
VIII.3.4	Assemblage poteau-poteau (encasté)	145
VIII.3.5	Assemblage nœuds contreventement-poteau-poutre	149
VIII.3.6	Assemblage pied poteau (encasté).....	156
Chapitre IX : Etude de sol		
IX.1	Introduction	164
IX.1.1	Présentation de site	164
IX.1.2	Coordonnées géographiques du site	164
IX.2	Campagne d'investigation géotechnique	164
IX.3	Interprétation des résultats recueillis.....	166
IX.3.1	Interprétation des Essais pénétrométriques.....	166
IX.3.2	Interprétation des essais pressiométriques.....	168
IX.4	Conclusion et recommandations	172
Chapitre X : Etude de l'infrastructure		
X.1	Etude la partie sous-sol	175
X.1.1	Etude du voile de sous-sol	176
X.1.2	Planchers sous-sol	181
X.2	Étude des fondations	189
X.2.1	Introduction	189
X.2.2	Choix du type de fondation	189
Conclusion générale		210
Références bibliographiques		
Annexes		

Liste des Figures

Figure I. 1: En plan RDC.....	4
Figure I. 2: En plan 1ere étage.....	5
Figure I. 3: En plan 2eme au 15eme étage.	6
Figure I. 4: En plan terrasse inaccessible.	7
Figure I. 5: Diagramme contrainte déformation de l'acier.	9
Figure I. 6: Diagramme des contraintes du Béton.	13
Figure I. 7: Diagramme des contraintes limite du béton.	13
Figure I. 8: Soudage, Boulon H.R, Boulon ordinaires.	15
Figure I. 9: Conception du plancher collaborant.	10
Figure I. 10: Bac d'acier type HI-BOND55-750.....	10
Figure I. 11: Caractéristiques de HI-BOND55-750.....	11
Figure I. 12: Connecteur de type Nelson (goujon à tête).	11
Figure I. 13: Les types de contreventements.	15
Figure I. 14: Escaliers en charpente métallique.....	16
Figure I. 15: Types des fondations.	16
 Figure II. 1: Schéma d'entre axe des solives.....	 22
Figure II. 2: Largeur efficace de la zone comprimée.	26
Figure II. 3: Schéma de poutre non porteuse	29
Figure II. 4: Largeur efficace de la zone comprimée.	33
Figure II. 5: Schéma de poutre porteuse.	36
Figure II. 6: Schéma statique des poutres.	38
Figure II. 7: Largeur efficace de la zone comprimée.	41
Figure II. 8: Dimensions de la tôle et du connecteur.	44
Figure II. 9: Position du poteau le plu sollicite.	47
Figure II. 10: Schéma de dégradation des charge s d'exploitation.	48
Figure II. 11: Schéma statique de poteau des étages.....	51
Figure II. 12 : Schéma statique de poteau pour RDC.....	51
 Figure III. 1: Schéma des formes des escaliers.....	 54
Figure III. 2: Schéma des escaliers.	55
Figure III. 3: Schéma d'escalier 1 ^{er} a 15 ^{ème} étage un palier intermédiaire et deux volée..	56
Figure III. 4: Schéma statique d'escalier 1 ^{er} a 15 ^{ème} étage.....	56

Figure III. 5: Schéma d'escalier RDC un palier intermédiaire et deux volée.	57
Figure III. 6: Schéma statique d'escalier de RDC.	58
Figure III. 7: Schéma de chargement ELU d'escalier 1 ^{er} a 15 ^{ème} étage.....	60
Figure III. 8: Schéma de chargement ELS d'escalier 1 ^{er} a 15 ^{ème} étage.....	60
Figure III. 9: Schéma de chargement ELU d'escalier RDC.	61
Figure III. 10: Schéma de chargement ELS d'escalier RDC.	62
Figure III. 11: Dimension de l'acrotère.	67
Figure III. 12: Schéma de ferrailage de l'acrotère.	71
 Figure IV. 1: Légende pour les parois verticales.....	79
Figure IV. 2: Légende pour les toitures plates.....	82
 Figure V. 1: Vue en 3D Structure auto stable.....	90
Figure V. 2: Vue en 2D Structure auto stable.....	91
Figure V. 3: La déformée pour les modes du modèle initial.	92
Figure V. 4: Structure avec palées triangulées en X et en V.	93
Figure V. 5: Structure avec palées triangulées en X et en V.	94
Figure V. 6: La déformée pour les modes du modèle intermédiaire.	95
Figure V. 7: Spectre de réponse.....	98
Figure V. 8: Disposition des contreventements pour le modèle final.....	102
Figure V. 9: La déformée pour les modes du modèle final.	103
 Figure VII. 1 : Phénomène du flambement.....	113
Figure VII. 2: Phénomène du déversement.....	113
Figure VII. 3: Phénomène du voilement.	114
Figure VII. 4: Les trois phénomènes.....	114
Figure VII. 5: Le poteau composée le plus sollicité.....	115
Figure VII. 6: Facteurs de distribution pour poteaux continus.	117
Figure VII. 7: poutre principale.....	121
Figure VII. 8: Dimensions de la tôle et du connecteur.....	123
Figure VII. 9: Poutre secondaire	125
Figure VII. 10: Système de contreventement en X.....	126
 Figure VIII. 1: Position des assemblages.....	131
Figure VIII. 2: Schéma de l'assemblage poutre – solive.	132

Figure VIII. 3: Disposition constructive de l'assemblage poutre- solive.....	133
Figure VIII. 4: Assemblage poutre platine.....	135
Figure VIII. 5: Assemblage soudé poutre-platine.....	136
Figure VIII. 6: Schéma distribution des boulons et des jarrets.	138
Figure VIII. 7: Vue d'assemblage poteau – poutre.....	139
Figure VIII. 8: Vue d'assemblage nœud de contreventement.....	140
Figure VIII. 9: Vérification de déformation, $G+0,3Q+Ex+0,3Ey$	141
Figure VIII. 10: Vérification globale, $G+0,3Q+Ex+0,3Ey$	141
Figure VIII. 11: Contrainte équivalente, $G+0,3Q+Ex+0,3Ey$	142
Figure VIII. 12: Vue de raboutage poteau-poteau.	145
Figure VIII. 13: Vérification de déformation, $G+0,3Q-Ex-0,3Ey$	146
Figure VIII. 14: Vérification globale, $G+0,3Q-Ex-0,3Ey$	147
Figure VIII. 15: Contrainte équivalente, $G+0,3Q-Ex-0,3Ey$	147
Figure VIII. 16: Vue d'assemblage poutre-contreventement-poteau.....	149
Figure VIII. 17: Vérification de déformation, $G+0,3Q-Ex-0,3Ey$	150
Figure VIII. 18: Vérification globale, $G+0,3Q-Ex-0,3Ey$	150
Figure VIII. 19: Contrainte équivalente, $G+0,3Q-Ex-0,3Ey$	151
Figure VIII. 20: Vue d'assemblage pied de poteau-contreventement.....	156
Figure VIII. 21: Vérification de déformation, $G+0,3Q+Ex+0,3Ey$	157
Figure VIII. 22: Vérification globale, $G+0,3Q+Ex+0,3Ey$	157
Figure VIII. 23: Contrainte équivalente, $G+0,3Q+Ex+0,3Ey$	158
Figure IX. 1: Appareillage pour l'essai de pénétromètre dynamique lourd.	164
Figure IX. 2: Appareillage de l'essai pressiométrique.	165
Figure IX. 3: Appareillage du sondage carotté.....	165
Figure IX. 4: Diagrammes des sondages pénétrométriques P01 à P05.	167
Figure IX. 5: Profil du sondage pressiométrique SP1.	169
Figure IX. 6: Profil du sondage pressiométrique SP2.	171
Figure X. 1: Modèle de l'infrastructure.	175
Figure X. 2: Plancher du niveau 00	176
Figure X. 3: Illustrant les dimensions du panneau plus sollicité.	177
Figure X. 4: Ferrailage du voile.....	181
Figure X. 5: Schéma de Ferrailage des Poutres secondaire.....	186

Figure X. 6: Schéma de Ferrailage des Poutres principale.....	186
Figure X. 7: Schéma de Ferrailage des poteaux.	188
Figure X. 8: Semelle isolée.....	189
Figure X. 9: Schéma d'une semelle filante sous poteaux.	190
Figure X. 10: Entraxe de la vue de sous-sol.	190
Figure X. 11: Schéma des semelles filantes un sens.....	191
Figure X. 12: Schéma des semelles filantes croisé.....	192
Figure X. 13: Répartition des charges pour les poteaux centraux.	193
Figure X. 14: Répartition des charges pour les poteaux de rives.	193
Figure X. 15: Répartition des charges pour les poteaux d'angles.	193
Figure X. 16: Schéma de radier réelle.	196
Figure X. 17: Schème statique du bâtiment.....	198
Figure X. 18: Schéma de poids de la structure.	199
Figure X. 19: Contraintes sous le radier.	200
Figure X. 20: Schéma de radier avec les débords.....	201
Figure X. 21: Schéma la dalle de radier.	204
Figure X. 22: schéma du panneau le plus défavorable.	204
Figure X. 23: Ferrailage de la dalle du radier.....	208
Figure X. 24: Ferrailage de la nervure de 1,7 m.....	209

Liste des Tableaux

Tableau I. 1: Caractéristiques des nuances d'acier.	8
Tableau I. 2: Caractéristiques du goujon à tête TRW Nelson	11
Tableau II. 1: Charge permanente et charge d'exploitation plancher étage courant.....	21
Tableau II. 2: Charge permanente et charge d'exploitation plancher terrasse inaccessible.	21
Tableau II. 3: Caractéristique du profile IPE220.	22
Tableau II. 4: Caractéristique du profile IPE220.	23
Tableau II. 5: Charge permanente et d'exploitation de la phase de construction IPE220 plancher étage courant.	23
Tableau II. 6: Charge permanente et d'exploitation de la phase de final IPE220 plancher étage courant.	26
Tableau II. 7: Résulta de solive étage courant IPE 220	29
Tableau II. 8: Résulta de solive terrasse inaccessible.	29
Tableau II. 9: Caractéristique du profile IPE240	30
Tableau II. 10: Caractéristique du profile IPE240.	30
Tableau II. 11: Charge permanente et d'exploitation de la phase de construction IPE240 plancher étage courant.	31
Tableau II. 12: Charge permanente et d'exploitation de la phase finale IPE240 plancher étage courant.	32
Tableau II. 13: Résulta de poutre non porteuse étage courant IPE 240.	35
Tableau II. 14: Résulta de poutre non porteuse terrasse inaccessible.	35
Tableau II. 15: Caractéristique du profile IPE 300.	36
Tableau II. 16: Caractéristique du profile IPE300.	37
Tableau II. 17: Charge permanente et d'exploitation de la phase de construction IPE300 Plancher étage courant.	37
Tableau II. 18: Charge permanente et d'exploitation de la phase final IPE300.	40
Tableau II. 19: Résulta de poutre porteuse étage courant IPE300.	43
Tableau II. 20: Résulta de poutre porteuse terrasse inaccessible.	44
Tableau II. 21: Charge d'exploitation et permanente les efforts normaux.	49
Tableau II. 22: Pré dimensionnement des poteaux.	50
Tableau II. 23: Facteur d'imperfection α	52

Tableau II. 24: Vérification du flambement pour poteau G-choix.....	52
Tableau III. 1: Charge permanente de palier 1 ^{er} a 15 ^{ème} étage	59
Tableau III. 2: Charge permanente de volée 1 ^{er} a 15 ^{ème} étage	59
Tableau III. 3: charge permanente de palier 1 ^{er} a 15 ^{ème} étage.....	60
Tableau III. 4: charge permanente de volée 1 ^{er} a 15 ^{ème} étage	61
Tableau III. 5: Définition des zones de sismicité et coefficient d'accélération de zone au rocher.	68
Tableau III. 6: Valeurs des coefficients d'importance.....	68
Tableau III. 7: Valeurs des paramètres décrivant les spectres de réponse élastique de type 1 (Zones IV, V et VI).....	68
Tableau III. 8: Facteur des forces horizontales, C_p , pour les éléments secondaires	69
Tableau III. 9: Sollicitation ELU et ELS	70
Tableau III.10 : Caractéristiques géométriques et mécaniques	70
Tableau III. 11: Calcule de ferrailage	70
Tableau IV. 1: Coefficient de forme-toiture a un versant	75
Tableau IV. 2: Valeur de la pression dynamique de référence	76
Tableau IV. 3: Définition des catégories de terrain	77
Tableau IV. 4: Les surfaces et les valeurs de C_{pe} pour les parois verticales- sensV1.....	80
Tableau IV. 5: Récapitulatif parois vertical (V1).....	80
Tableau IV. 6: Les surfaces et les valeurs de C_{pe} pour les parois verticales- sensV1.....	81
Tableau IV. 7: Récapitulatif parois vertical (V2).....	81
Tableau IV. 8: Les surfaces et les valeurs de C_{pe} pour les parois verticales- sensV1.....	82
Tableau IV. 9: Récapitulatif toiture plates (V1).....	83
Tableau IV. 10: Les surfaces et les valeurs de C_{pe} pour les parois verticales- sensV1	84
Tableau IV. 11: Récapitulatif toiture plates (V2).....	84
Tableau V. 1: Pourcentage de participation massique pour le modèle initial	91
Tableau V. 2: Pourcentage de participation massique pour model intermédiaire	95
Tableau V. 3: La période caractéristique associé à la catégorie du site	96
Tableau V. 4: Choix de la période de calcul	96
Tableau V. 5: Valeur limites des déplacements inter-étages.....	100

Tableau V. 6: Déplacement résultant suivant X.X	100
Tableau V. 7: Déplacement résultant suivant Y.Y	101
Tableau V. 8: Pourcentage de participation massique pour le modèle finale	102
Tableau V. 9: Récapitulatif des facteurs impliqués dans la statique équivalente	104
Tableau V. 10: Déplacement résultant suivant X	104
Tableau V. 11: Déplacement résultant suivant Y	105
Tableau V. 12: Vérification de l'effet P- Δ	105
Tableau V. 13: Vérification de l'effet P- Δ	106
Tableau VI. 1: Efforts internes des poteaux sous $N^{\max}$ pour chaque trois niveaux.....	109
Tableau VI. 2: Efforts internes des poteaux sous $M_{sd,y}^{\max}$ pour chaque niveau.....	109
Tableau VI. 3: Efforts internes des poteaux sous $M_{sd,z}^{\max}$ pour chaque trois niveaux ...	110
Tableau VII. 1: Vérifications au flambement par flexion $N^{\max}$	119
Tableau VII. 2: Vérifications au flambement par flexion pour $M_{sd,z}^{\max}$	120
Tableau VII. 3: Vérifications au flambement par flexion pour $M_{sd,y}^{\max}$	120
Tableau VII. 4: Choix final des poteaux	120
Tableau VII. 5: caractéristiques géométriques du profile TUBO 160×160×16.....	127
Tableau VII. 6: Choix finaux des poteaux, poutres, et contreventement.....	128
Tableau VIII. 1: Caractéristiques mécaniques des boulons selon leur classe d'acier.....	131
Tableau VIII. 2: Caractéristiques géométriques des boulons	131
Tableau VIII. 3: Caractéristiques de profilé IPE450 & IPE220	132
Tableau VIII. 4: Caractéristiques de profilé IPE450 & HEB550	135
Tableau VIII. 5: Résumé d'assemblage contreventement	140
Tableau VIII. 6: Résumé de raboutage poteau-poteau	146
Tableau VIII. 7: Résumé d'assemblage poutre-contreventement-poteau.....	149
Tableau VIII. 8: Résumé d'assemblage pied de poteau-contreventement.....	156
Tableau IX. 1: Résistance dynamique en pointe R_d en fonction d'ancrage.	166
Tableau X. 1: Calcul des moments en travée et sur appui à l'ELU.....	179
Tableau X. 2: Ferrailage du voile périphérique à l'ELU	179
Tableau X. 3: Calcul des moments en travée et sur appui à l'ELS	181

Tableau X. 4: Vérification des contraintes à l'ELS	181
Tableau X. 5: Ferrailage des poutres a ELU	183
Tableau X. 6: Choix des armatures pour les poutres	184
Tableau X. 7: Vérification de la condition de non fragilité.....	184
Tableau X. 8: Vérification des poutres a l'ELS	185
Tableau X. 9: Vérification de la contrainte de cisaillement	185
Tableau X. 10: Choix de la largeur et calcul la surface nécessaire pour la semelle filante	191
Tableau X. 11: Répartition pour les poteaux.....	194
Tableau X. 12: Sections des semelles filantes sens X	195
Tableau X. 13: Sections des semelles filantes sens Y.	195
Tableau X. 14: Choix de la hauteur des nervures.....	198
Tableau X. 15: Contrainte sous le raider à l'ELU	200
Tableau X. 16: Contrainte sous le raider à l'ELS.....	201
Tableau X. 17: Contrainte sous le raider à l'ELU	203
Tableau X. 18: Contrainte sous le raider à l'ELS.....	203
Tableau X. 19: Calcul des moments à l'ELU	205
Tableau X. 20: Calcul des moments à l'ELS	205
Tableau X. 21: Ferrailage du panneau le plus sollicité du radier	206
Tableau X. 22: Vérification des contraintes de la dalle du raider à l'ELS	206
Tableau X. 23: Calcul du ferrailage de la nervure.....	207
Tableau X. 1: Vérification des contraintes de la nervure à l'ELS.....	208

Liste des Symboles

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

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

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

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

Introduction Générale

Le développement actuel que le monde traverse nous pousse à innover et à accélérer dans tous les secteurs, en particulier dans le domaine de la construction. L'objectif est de "rechercher des solutions plus hautes, plus rapides et plus légères".

L'Algérie, de son côté, tente de s'adapter à ce développement en introduisant la charpente métallique dans le secteur de la construction, en raison de ses bonnes caractéristiques et de ses nombreux avantages, parmi lesquels on peut citer :

- ❖ La grande résistance de l'acier à la traction qui permet de franchir de grandes portées.
- ❖ La bonne tenue au séisme grâce à sa bonne ductilité
- ❖ L'acier est un produit recyclable, et les structures en acier sont facilement démontables et les différents éléments peuvent être réutilisés.
- ❖ Possibilités architecturales plus étendues que le béton.

Par contre, les principaux inconvénients de l'acier sont : sa corrodabilité et de sa faible résistance au feu.

Dans le présent mémoire nous allons essayer d'appliquer toutes les connaissances acquises durant notre cursus à l'université SAAD DAHLAB. BLIDA. Sur un projet réel.

- ❖ L'étude technique complète de dimensionnement et de vérification pour notre bâtiment sera menée selon les principes suivants :
- ❖ Le premier chapitre consiste en la présentation du bâtiment.
- ❖ Le deuxième chapitre consacre au pré dimensionnement des éléments structuraux.
- ❖ Le troisième chapitre traite le calcul des éléments secondaires.
- ❖ Le quatrième chapitre étudie le climatique (Neige Et Vent).
- ❖ Le cinquième chapitre comporte la modélisation d'étude dynamique du bâtiment réalisée par logiciel ETABS.
- ❖ Le sixième chapitre exploitation des résultats.
- ❖ Le septième chapitre vérification de éléments structuraux.
- ❖ Le huitième chapitre assemblage des éléments.
- ❖ Le neuvième chapitre étude de sol.
- ❖ Le dixième chapitre étude des fondations.
- ❖ Le projet est finalement conclu par une conclusion générale.

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I.1 Introduction

Notre projet consiste à d'études le comportement d'un bâtiment en charpente métallique (R+15) à usage d'habitation et commercial et parking, situe sur le territoire de CHREA wilaya de BLIDA, qui classe d'après la carte de zonage en zone VI (zone à forte sismicité), solen les classifications du RPA V 2024.

I.2 Conception architecturale

- Sous-sol sera aménagé en parking.
- RDC sera destiné pour usage commerce.
- Du 1^{ère} ou 15^{ème} étage seront destinées pour usage habitation
- La terrasse sera inaccessible.

I.3 Caractéristiques géométriques**• Dimensions en élévation**

- Hauteur totale du bâtiment..... 49,9m.
- Hauteur de sous-sol.....3,06m
- Hauteur de RDC..... 4,00m.
- Hauteur de 1^{ère} étage..... 3,06m.

• Dimensions en plan

- Longueur totale du bâtiment.....20,11m.
- Largeur totale du bâtiment.....18,40m.

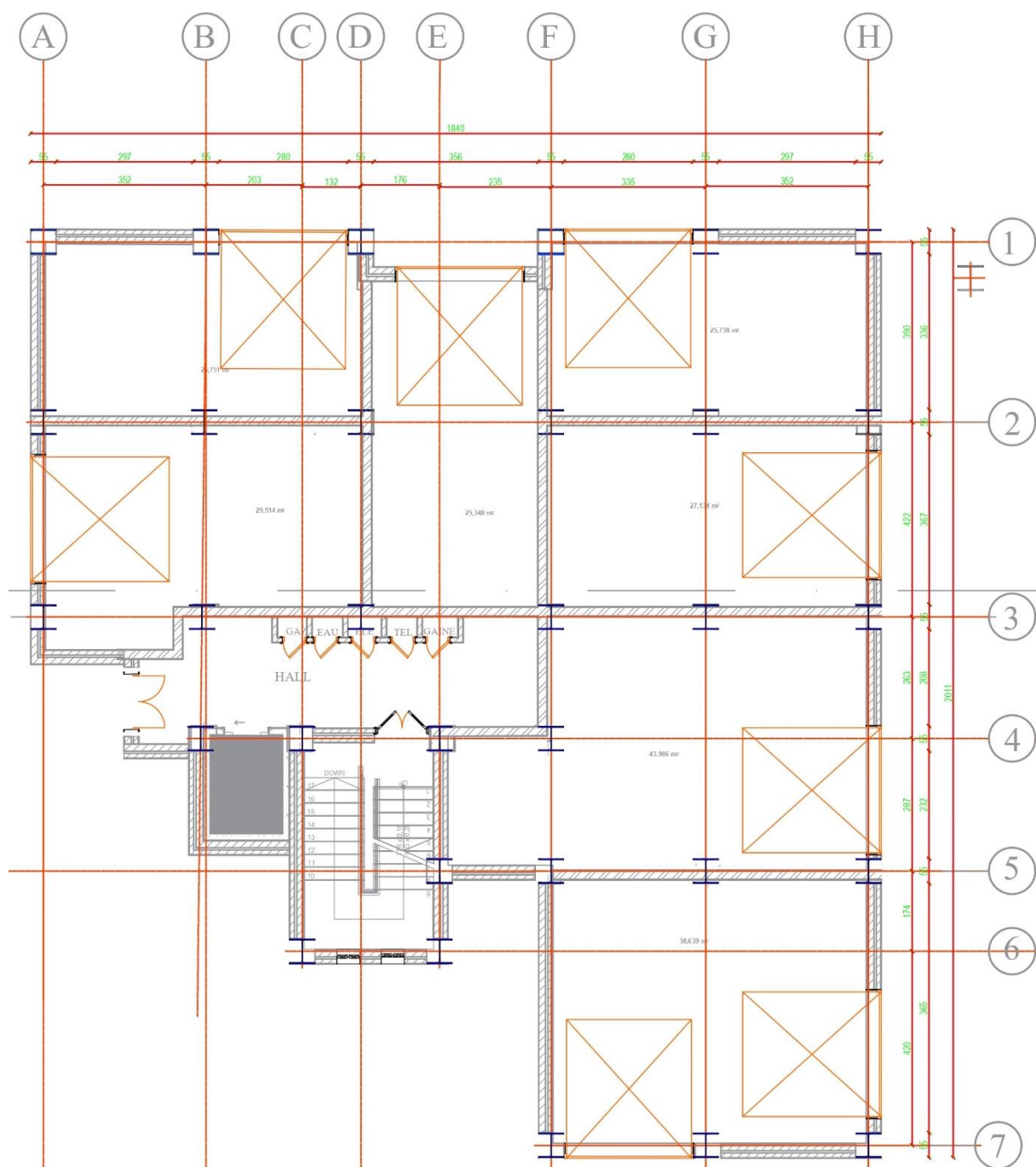


Figure I. 1: En plan RDC.

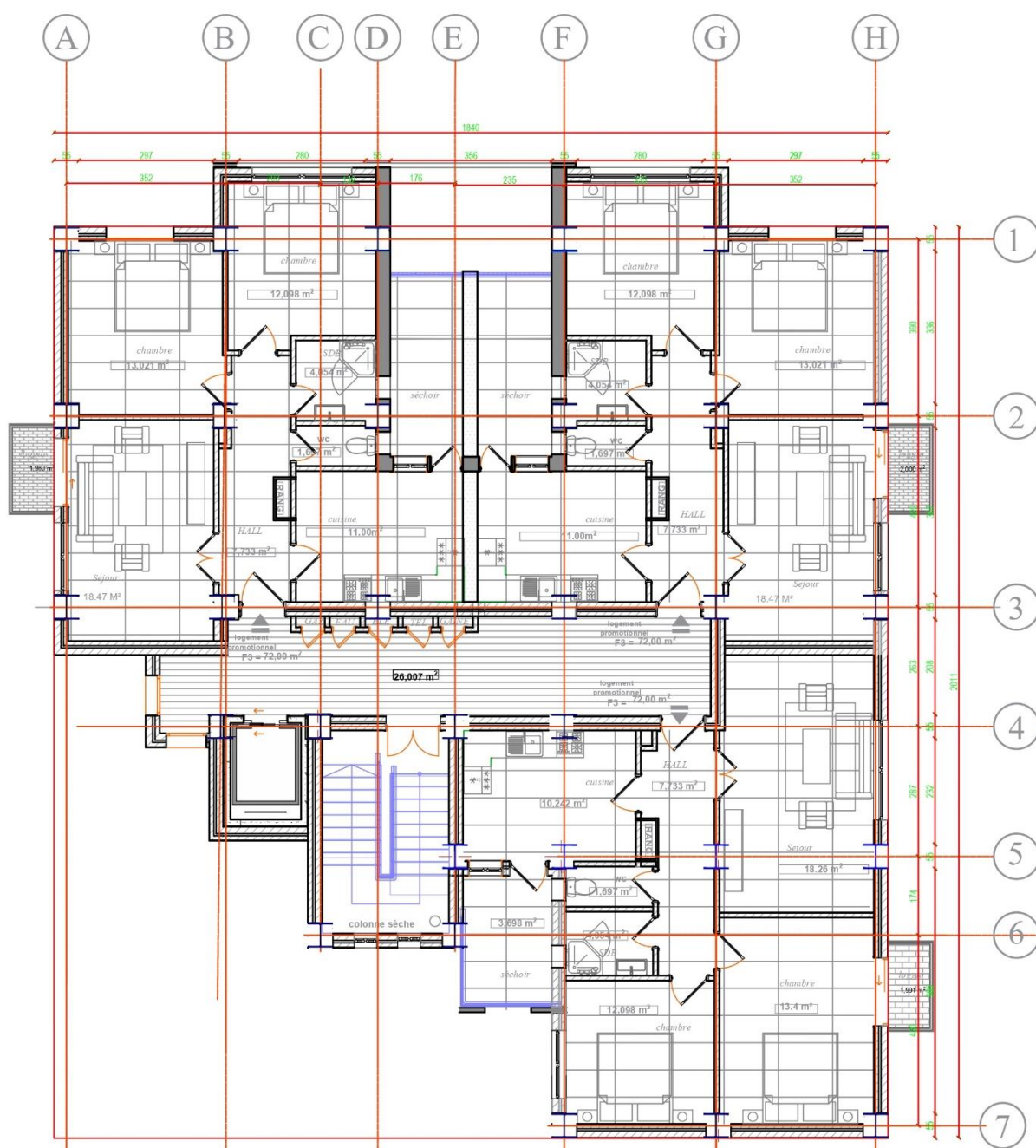


Figure I. 2: En plan 1ere étage.

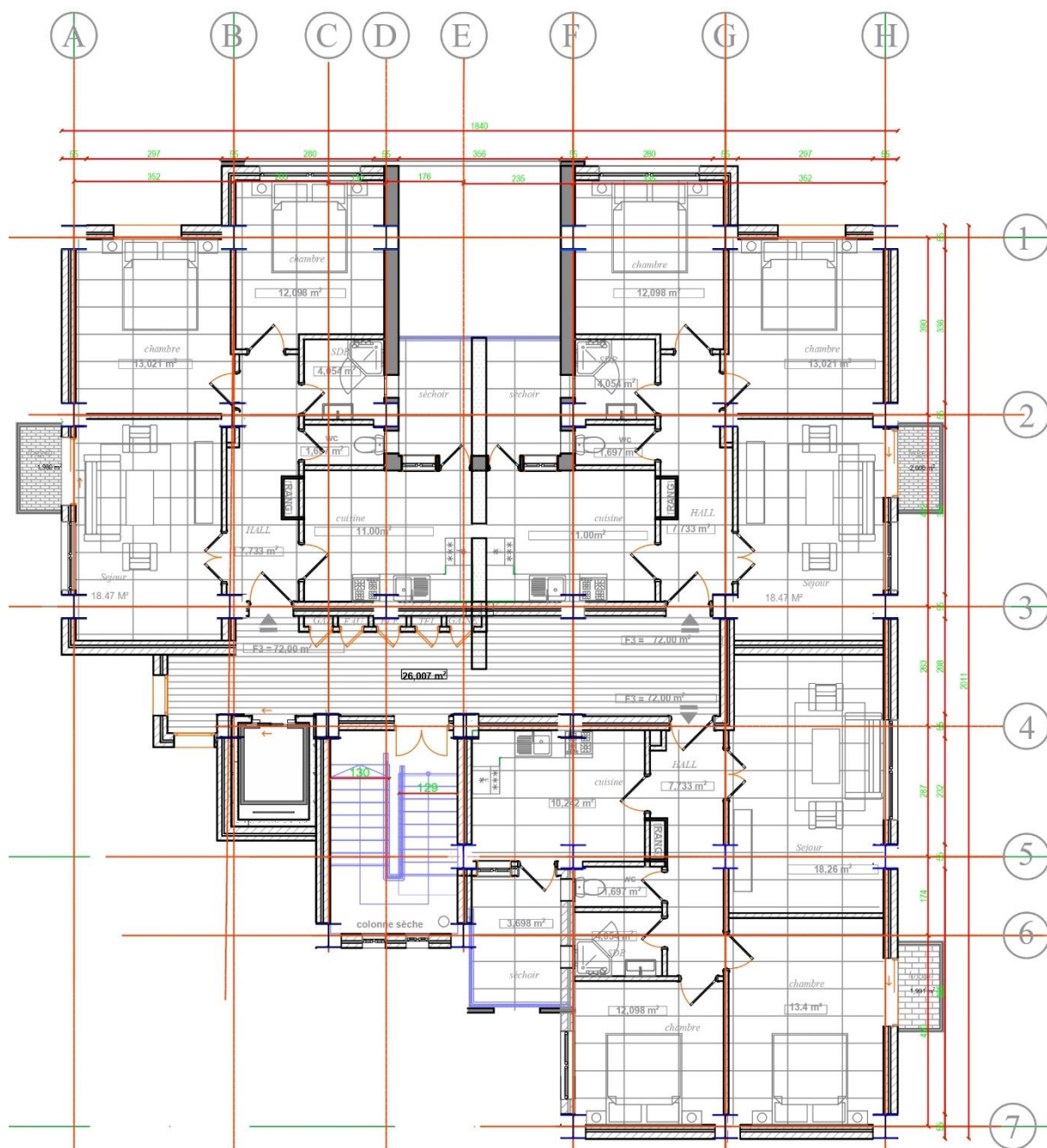


Figure I. 3: En plan 2eme au 15eme étage.

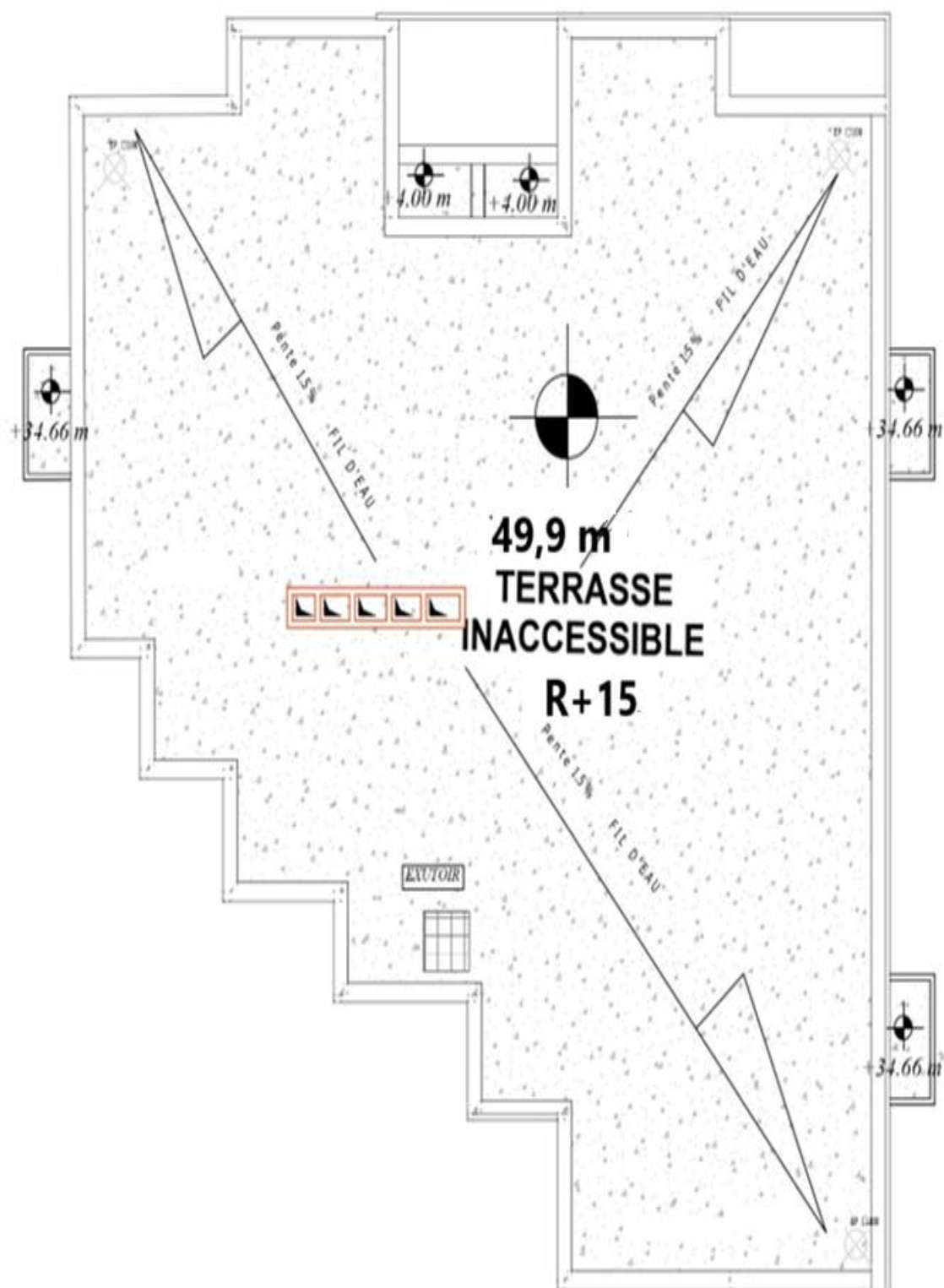


Figure I. 4: En plan terrasse inaccessible.

I.4 Propriétés des matériaux utilisés

I.4.1 L'acier

L'acier est un alliage de fer et de carbone, avec parfois d'autres éléments. Il est apprécié pour sa résistance aux efforts de traction, de cisaillement et de torsion, sa durabilité et sa polyvalence, et est utilisé dans de nombreux secteurs comme la construction et l'industrie.

I.4.1.1 Résistance caractéristique de l'acier

Les nuances d'acier courantes et leurs résistances limites sont données par l'Eurocode 1 et le CCM97. La nuance d'acier choisie pour la réalisation de cet ouvrage est la S275.

Tableau I. 1: Caractéristiques des nuances d'acier.

Nuances d'acier.	Epaisseur (mm)			
	$t \leq 40 \text{ mm}$		$40 \text{ mm} \leq t \leq 100 \text{ mm}$	
	$F_y (\text{N/mm}^2)$	$F_u (\text{N/mm}^2)$	$F_y (\text{N/mm}^2)$	$F_u (\text{N/mm}^2)$
Fe 360	235	360	215	340
Fe 430	275	430	255	410
Fe 510	355	510	355	490

La résistance à la traction : $f_u = 430 \text{ MPa}$.

La limite élastique : $f_y = 275 \text{ MPa}$.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : $210\,000 \text{ MPa}$

Le coefficient de poisson : $\nu = 0.3$

Module de cisaillement : $G = E / (2(1+\nu)) = 81\,000 \text{ MPa}$

- Coefficient de dilatation : $\alpha = 12 \cdot 10^{-6} \text{ par } ^\circ\text{C}$.
- Masse volumique $\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$

I.4.1.2 Contrainte limite à l'Etat limite ultime

Pour le calcul on utilise le diagramme contrainte déformation suivant :

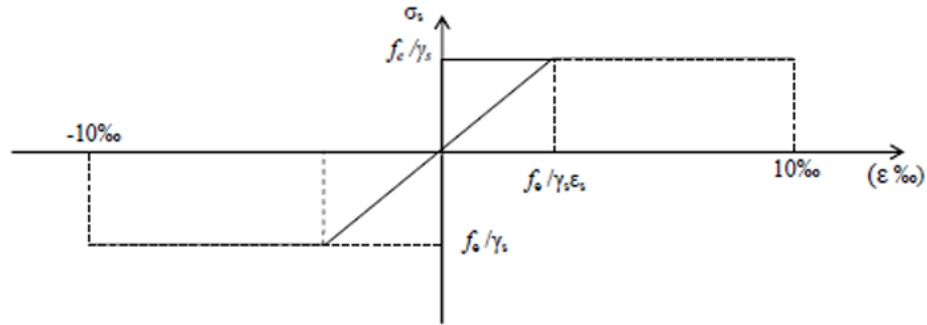


Figure I. 5: Diagramme contrainte déformation de l'acier.

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \text{et} \quad \varepsilon = \frac{\sigma_s}{E_s}$$

Avec : $E_s = 210\,000$ MPa

γ_s : Coefficient de sécurité

$\gamma_s = 1$ cas de situations accidentelles.

$\gamma_s = 1,15$ cas de situations surable ou transitoire.

I.4.1.3 Contrainte limite à l'Etat limite de service

Nous avons pour cet état :

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

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

Avec : η : coefficient de fissuration : $\eta = 1$ pour les ronds lisses (RL)

$\eta = 1,6$ pour les armatures à haute adhérence (HA)

I.4.1.4 Acier pour ferrailage

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

Contrainte limite d'élasticité : $f_e = 400$ MPa

Module d'élasticité longitudinale : $E = 210\,000$ MPa.

Dans notre cas on utilise des armatures à haute adhérence, un acier de FeE400 type 1.

I.5 Élément de l'ouvrage

I.5.1 Les planchers mixtes

Le plancher mixte est un type de plancher de construction qui combine deux matériaux différents, généralement du béton et de l'acier, afin d'exploiter les avantages de chaque matériau : le béton a de bonnes performances en compression et l'acier en traction et au cisaillement, Ce système permet de créer de structures plus résistantes, légères et économiques.

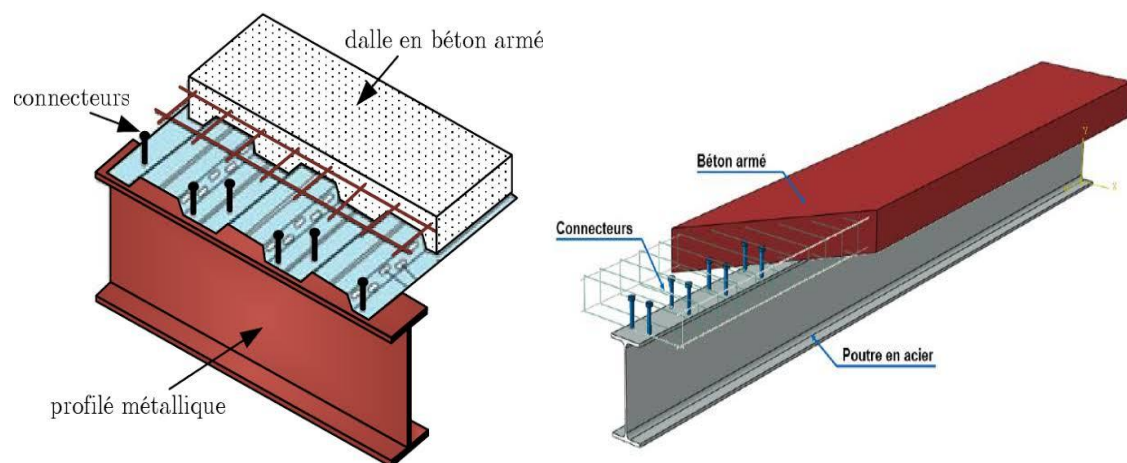


Figure I. 6: Conception du plancher collaborant.

I.5.1.1 Bac d'acier

Le bac d'acier est une structure en acier utilisée dans la construction, notamment pour les plancher, toitures ou réservoirs. Il est constitué de tôles d'acier profilées, parfois renforcées avec du béton.

Dans notre projet nous avons choisi le bac en acier de type HI-BOND55-750, offre des avantages tels que la résistance, la durabilité, et une installation rapide.



Figure I. 7: Bac d'acier type HI-BOND55-750.

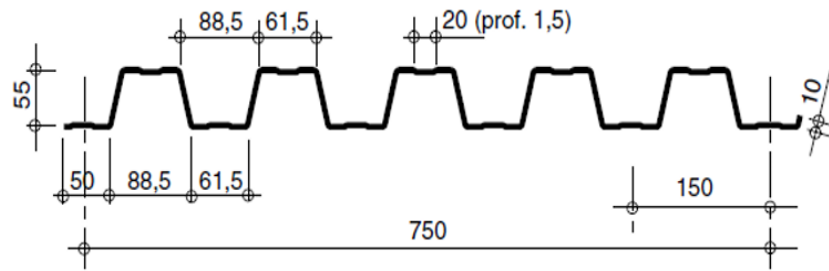


Figure I. 8: Caractéristiques de HI-BOND55-750.

I.5.1.2 Connecteurs

Les connecteurs acier béton sont utilisés pour assurer la liaison entre l'acier et le béton dans les structures. Ils permettent de transmettre les efforts entre ces deux matériaux.

Pour notre étude on a opté pour des connecteurs de types Goujon Nelson, Il présente plusieurs avantages, améliorent l'adhérence entre acier béton, optimisent la transmission des efforts de cisaillement, et réduisent le glissement entre les matériaux...



Figure I. 9: Connecteur de type Nelson (goujon à tête).

Le tableau suivant représente les caractéristiques du goujon adopté :

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

Dénomination du goujon à tête	h(mm)	D(mm)	Fy (N/mm ²)	Fu (N/mm ²)
TRW Nelson KB ³ / ₄ '' -95	95	19	350	450

I.5.1.3 Dalle en béton

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

I.5.1.4 Les solives

Les solives sont des poutrelles IPE ou bien IPN travaillent à la flexion simple, leur espacement est compris entre 1.25m et 4m.

I.5.1.5 Les poutres

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

I.5.2 Plancher terrasse

Il est identique aux plancher courants sauf pour la partie supérieure qui comprend des couches supplémentaires (étanchéité, gravillon ...)

I.5.3 Les poteaux

Ce sont des éléments en charpente métallique et que sont généralement en profiles HEA.

I.5.4 Le Béton

Le béton est un matériau essentiel dans le secteur de la construction, utilisé pour réaliser des ouvrages variés tels que les bâtiments, les ponts ou les routes. Le béton est un matériau constitué d'un mélange de composants minéraux. Il associe des granulats (comme le sable et le gravier), un liant (tel que le ciment ou l'argile) et de l'eau. Ce mélange, une fois durci, forme une masse solide.

Le béton à base de ciment présente une bonne résistance à la compression, généralement comprise entre 25 et 40 MPa. Cependant, sa résistance à la traction est beaucoup plus faible, représentant environ un dixième de sa résistance en compression.

I.5.4.1 Résistance caractéristique de béton

Caractéristiques physiques et mécaniques qui sont de différents types de béton :

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

I.5.4.2 Contrainte limite à l'Etat limite ultime

Contrainte ultime de compression :

On adopte le diagramme parabole- rectangle suivant : $f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b}$

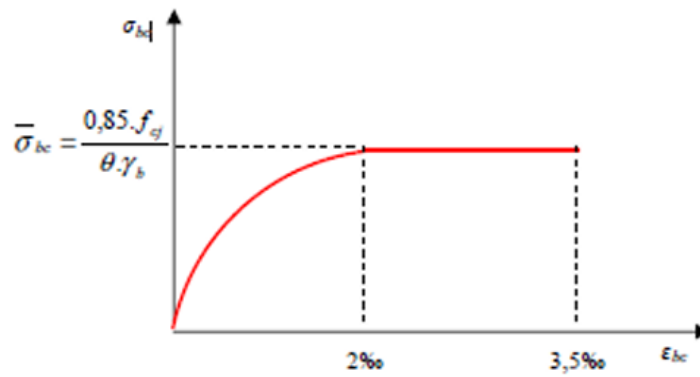


Figure I. 10: Diagramme des contraintes du Béton.

f_{bu} : Contrainte ultime du béton en compression.

γ_b : Coefficient de sécurité.

Situations	Durables ou transitoires	Accidentelles
γ_b	1,5	1,15
$f_{bu}(\text{MPa})$	14,20	18,48

I.5.4.3 Contrainte limite à l'Etat limite de service

Dans le cas de l'ELS on suppose que le diagramme parabole rectangle reste dans le domaine élastique linéaire, est défini par son module d'élasticité

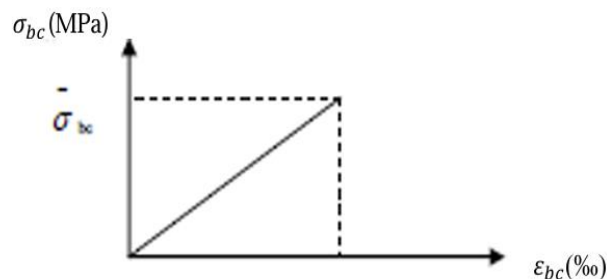


Figure I. 11: Diagramme des contraintes limite du béton.

La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par :

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc} = 0,6 = 15 \text{ MPa.}$$

I.5.4.4 Déformation longitudinale du béton

On distingue deux modules de déformation longitudinale du béton ; le module de Young instantané E_{ij} et différé E_{vj} :

❖ Le module de déformation longitudinale instantané :

Sous les contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h. On admet à défaut de mesures, qu'à l'âge « j » jours le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est égal à :

$$E_{ij} = 11000^3 \sqrt{f_{cj}} \quad (f_{cj} = f_{c28} = 25 \text{ MPa}) \quad \text{d'où : } E_{i28} = 32164,20 \text{ MPa.}$$

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

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

$$E_{vj} = 3700^3 \sqrt{f_{cj}} \quad (\text{MPa})$$

$$\text{Pour : } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad \text{on trouve : } E_{v28} = 10818,87 \text{ MPa.}$$

❖ **Module déformation transversale :**

$$G = \frac{E}{2(v+1)} \quad (\text{Module de glissement}).$$

Avec : E : module de Young.

V : Coefficient de poisson

$$G_{ELS} = 18493,45 \text{ MPa}$$

I.5.4.5 Coefficient de poisson v

La déformation longitudinale est toujours accompagnée d'une déformation transversale, le coefficient de poisson ν par définition est le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale :

$$\nu = \frac{\text{Déformation transversale}}{\text{Déformation longitudinale}}$$

Pour le calcul des sollicitations à l'ELU, le coefficient de poisson est pris égal à 0.

Pour le calcul des déformations à l'ELS, le coefficient de poisson est pris égal à 0,2.

I.6 Les assemblages

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

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



Figure I. 12: Soudage, Boulon H.R, Boulon ordinaires.

I.7 Logiciels utilisés

Logiciels utilisés ETABS : Logiciel d'analyse de charge structurale qui vérifie la conformité des structures.

Autodesk AutoCAD : outils de dessin (DAO)

Excel : tableau pour faciliter les calculs, tels que les vérifications de l'analyse sismique, les vérifications des éléments.

Socotec : pour faciliter les calculs de ferrailages.

IDEA STATICA : pour faire les ferrailages.

I.8 Les contreventements

Les contreventements sont des éléments structuraux utilisés pour renforcer les bâtiments contre les forces horizontales, comme le vent ou les tremblements de terre. Ils empêchent les déplacements latéraux excessifs des structures.

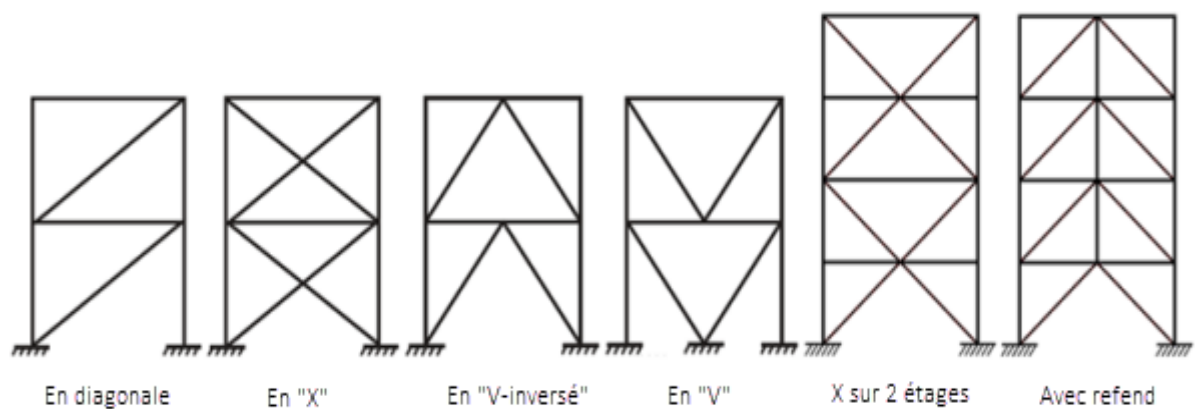


Figure I. 13: Les types de contreventements.

I.9 L'escalier

Les escaliers sont des structures composées de marches permettant de relier deux niveaux. Il peut être fabriqué avec différents matériaux comme le métal, ils peuvent être de différentes formes et tailles, mais dans notre cas on utilise un escalier droit à deux volées avec un palier de repos.

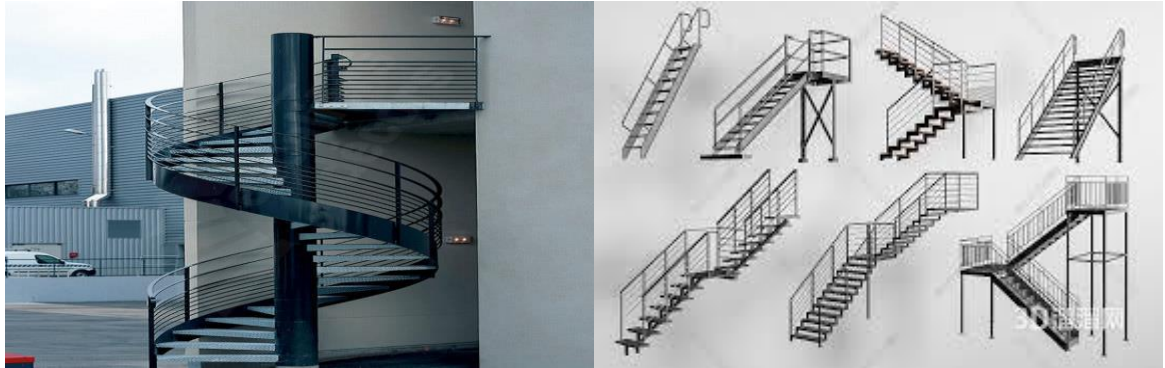


Figure I. 14: Escaliers en charpente métallique.

I.10 Les fondations

Les fondations sont la partie inférieure d'un bâtiment, qui transmet les charges de la structure au sol, garantissant ainsi sa stabilité et sécurité. Elles varient selon le type de sol et la nature de la construction.

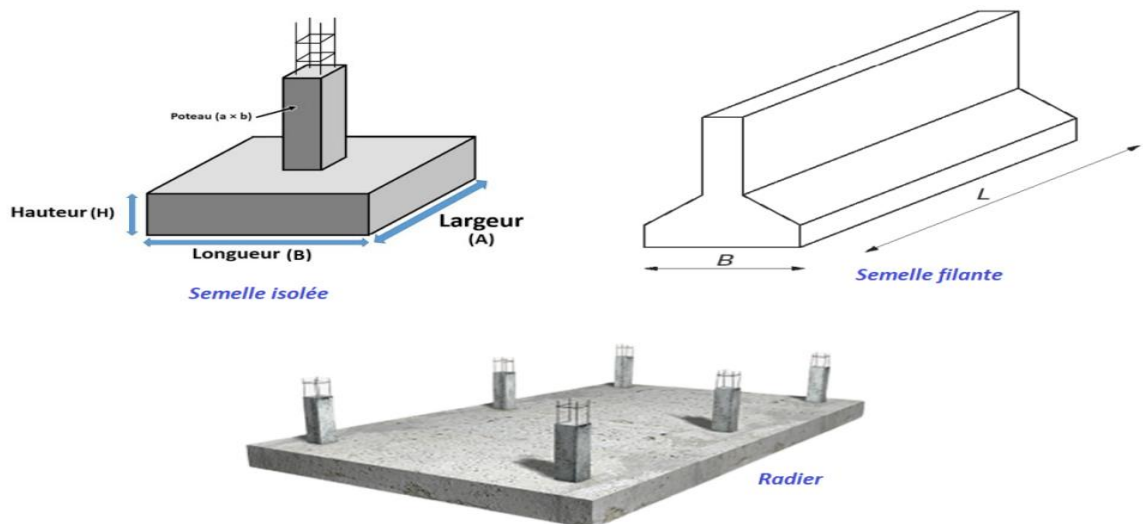


Figure I. 15: Types des fondations.

I.11 Règlements utilisés

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

- **Règlements algériens :**

Règles de conception et de calcul des structures en acier « CCM97 »[2].

Règles parasismiques Algériennes 2024 « RPAV2024 »[4].

Document technique réglementaire (charges permanentes et charge d'exploitation) « DTR BC2-2 » [1].

- **Règlement européen :**

Eurocode 3 (calcul des structures en acier) « EC3 »[5].

Eurocode 4 (conception et dimensionnement des structures mixtes acier) « EC4 »[6].

BAEL91 (Béton armé aux états limite)[7].

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments structuraux

II.1 Introduction

Ce chapitre il permet de définir des tailles pour les éléments structuraux (poutre, poteau, solive ...) avant de passer à des calculs plus détaillés.

Il permet de définir des tailles pour les éléments structuraux avant de passer à des calculs plus détaillés sont déterminer par DTR2.2[1] , EC3[5], EC4[6] et du CCM97 [2].

II.2 Les définitions des éléments structuraux

II.2.1 Définition de solive

Une solive est un élément de charpente ou de structure horizontale utilisé principalement dans la construction de planchers et de plafonds.

Disposée parallèlement à d'autres solives pour supporter le poids du plancher ou du plafond. Caractéristiques principales les solives sont généralement posées sur des poutres ou des murs porteurs. Elles forment un réseau sur lequel est fixé le revêtement de sol (comme des planches, des panneaux en bois, ou des plaques de béton). Elles répartissent les charges uniformément sur la structure, garantissant la stabilité et la solidité.

En résumé, une solive est un composant essentiel pour construire des planchers et des plafonds solides et durables.

II.2.2 Définition de poutre non porteuse

Une poutre non porteuse est un élément structural horizontal qui soutient les charges provenant de composants plus petits, comme des planchers ou des dalles, et les transmet à des éléments plus robustes, tels que les poutres principales. Elle joue un rôle de soutien intermédiaire dans le système structural global d'une construction.

II.2.3 Définition de poutre porteuse

Une poutre porteuse est un élément structural horizontal conçu pour supporter des charges et les transférer aux supports verticaux, comme des murs ou des poteaux. Elle joue un rôle essentiel dans la solidité et la stabilité d'une construction en supportant des charges verticales (planchers, toits, équipements) ainsi que des forces latérales dans certains cas. Les poutres porteuses peuvent être en bois, en acier, en béton armé ou en d'autres matériaux en fonction des besoins structuraux du bâtiment.

II.2.4 Définition de poteau

Un poteau est un élément structurel vertical utilisé dans la construction pour supporter des charges et les transmettre aux fondations. Il agit principalement en compression et est conçu pour résister aux forces verticales et, dans certains cas, aux forces horizontales (comme le vent ou les séismes). Les poteaux sont essentiels pour assurer la stabilité et la solidité des bâtiments et des structures.

II.2.5 Les plancher

Le plancher collaborant est une solution de construction combinant des bacs en acier nervuré et une dalle en béton, offrant légèreté, résistance et rapidité d'installation. Il réduit la charge sur les structures, limite l'utilisation de coffrages et accélère la mise en œuvre sur les chantiers. Une excellente solidité et s'adapte à divers projets, il constitue une alternative efficace et économique aux planchers traditionnels.

II.2.5.1 Méthode de calcul

Le calcul de plancher collaborant se fait en deux phase :

- Phase de construction.
- Phase finale.

a) Phase de construction :

Le profile bac d'acier travail seul et les charge de la phase sont :

Charge permanente G (KN/m ²)	Charge de construction Q(KN/m ²)
Poids propre du béton frais Bac d'acier (HB55) Poids propre de profile	De construction

b) Phase finale :

Le béton ayan durci, donc la section mixte (le profile et la dalle) travaillant ensemble. On doit tenir compte des charges suivant :

Charge permanente G (KN/m ²)	Charge d'exploitation Q(KN/m ²)
Poids Dalle en béton Poids propre de profile Finition	Charge d'exploitation

II.2.5.2 Estimation des charges de plancher

a) Charge de plancher étage courant : [1]

Tableau II. 1: Charge permanente et charge d'exploitation plancher étage courant

	Charge permanente G (KN/m ²)	Charge d'exploitation Q(KN/m ²)
Dalle de sol	0,54 KN/m ²	Q= 1,5 KN/m²
Mortier de pose	0,40 KN/m ²	
Lit de sable	0,36KN/m ²	
Dalle en béton épaisseur 15cm	3,3KN/m ²	
Bac d'acier (HB55)	0,15 KN/m ²	
Faux plafond	0,10KN/m ²	
Enduit plâtre	0,20 KN/m ²	
Cloisons de séparation	1 KN/m ²	
Σ	G=6,05KN/m²	

b) Charge de plancher terrasse inaccessible : [1]

Tableau II. 2: Charge permanente et charge d'exploitation plancher terrasse inaccessible.

	Charge permanente G (KN/m ²)	Charge d'exploitation Q(KN/m ²)
Protection en gravillon	0,8 KN/m ²	Q= 1 KN/m²
Etanchéité multicouches	0,10 KN/m ²	
Isolation thermique	0,16 KN/m ²	
Dalle en béton épaisseur 15cm	3,3KN/m ²	
Bac d'acier (HB55)	0,15 KN/m ²	
Faux plafond	0,10KN/m ²	
Enduit plâtre	0,20 KN/m ²	
Forme de pont	2,20 KN/m ²	
Couche par vapeur	0,10 KN/m ²	
Couche de papier kraft	0,01 KN/m ²	
Σ	G=7,12KN/m²	

II.3 Pré dimensionnement des éléments plancher courant et plancher terrasse

II.3.1 Pré dimensionnement solive

→ Plancher courant :

$L = 4,11 \text{ m}$ L'entraxe entre les solives est de $e = 1,48 \text{ m}$

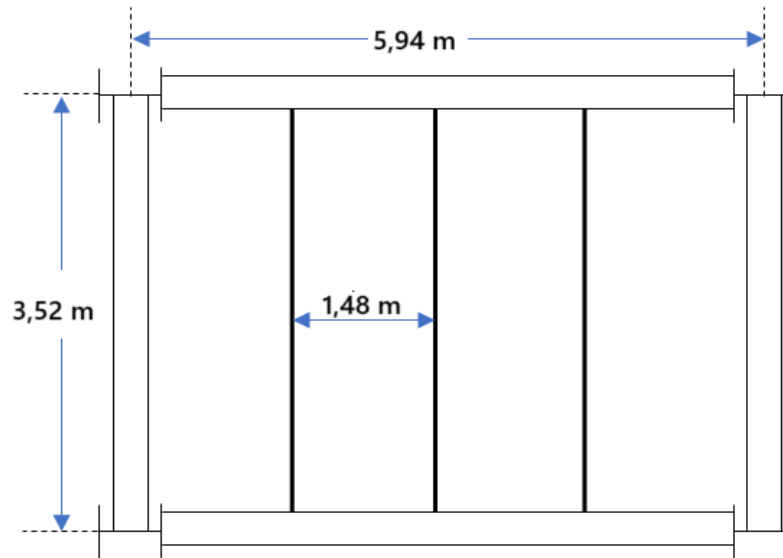


Figure II. 1: Schéma d'entre axe des solives.

Solive plus sollicitée dont le travée D-F la poutre 2-3 :

$$\frac{1}{25} < h < \frac{1}{15}$$

$$\frac{4110}{25} < h < \frac{4110}{15}$$

$$164,4 < h < 274$$

Donc On prend IPE220 $h=220$

Tableau II. 3: Caractéristique du profile IPE220.

Poids	Section	Dimensions				
G Kg/m	A mm ² 10 ²	h Mm	b mm	tf mm	tw mm	r mm
26,2	33,4	220	110	9,2	5,9	12

II.3.1.1 Classification

$$S275 \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{275}{275}} = 1$$

a. Semelle :

$$C = \frac{b - t_w}{2} - r = \frac{110 - 5,9 - 24}{2} = 40,05 \text{ mm}$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{40,05}{9,2} = 4,35 < 10 \varepsilon \quad \text{semelle classe 1}$$

b. Ame:

$$d = h - 2t_f - 2r = 220 - 2 \times 9,2 - 2 \times 12 \quad d = 177,6 \text{ mm}$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{177,6}{5,9} = 30,10 < 72\varepsilon \quad \text{Ame classe 1}$$

Donc la section est classe 1

II.3.1.2 Vérification

Tableau II. 4: Caractéristique du profile IPE220.

Désignation	Poids	Section	Dimensions			Caractéristique						
	G Kg/m	A mm ²	h mm	b Mm	t _f mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{ply} cm ³	W _{plz} cm ³	i _y cm	i _z cm	A _v Cm ²
IPE200	26.2	33.4	220	110	9.2	2772	205	285	58.1	9.11	2.48	15.9

A. Phase de construction :

Tableau II. 5: Charge permanente et d'exploitation de la phase de construction IPE220 plancher étage courant.

Charge permanente G (KN/m ²)	Charge de construction Q(KN/m ²)
Poids propre du béton frais3,3KN/m ²	De construction 0,75 KN/m ²
Bac d'acier (HB55)0,15 KN/m ²	
Poids propre de profile IPE2200,262KN/m	
G = (3,3 + 0,15) × 1,48 + 0,262 G=5,368 KN/m	Q= 0,75KN/m² Q = 0,75 × 1,48 Q=1,11 KN/m

L'entraxe entre les solives est : 1,48 m est la longueur : S_{olive} = 4,11 m

❖ **Combinaison des charges :[2]**

$$\text{ELU : } q_u = 1,35 G + 1.5 Q = (1,35 \times 5,368) + (1,5 \times 1,11)$$

$$q_u = 8,912 \text{ KN/m}$$

$$\text{ELS: } q_s = G + Q = 5,368 + 1,11$$

$$q_s = 6,478 \text{ KN/m}$$

A.1. Vérification de la résistance de la flexion : [2]

On doit vérifier que : $M_{sd} \leq M_{plrd}$

$$M_{plrd} = \frac{W_{ply} f_y}{\gamma_{m0}} \quad M_{plrd} = \frac{285 \times 275}{1,1} \times 10^3 = 71,250 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = \frac{q u l^2}{8} \quad M_{sd} = \frac{8,912 \times 4,11^2}{8} \quad M_{sd} = 18,82 \text{ KN.m}$$

$M_{sd} = 18,82 \text{ KN.m} \leq M_{plrd} = 71,250 \text{ KN.m}$ Donc la condition vérifier

$$\frac{M_{plrd}}{M_{sd}} = \frac{18,82}{71,250} = 26\%$$

A.2. Vérification de l'effort tranchant : [2]

On doit vérifier que : $V_{sd} \leq V_{plrd}$

$$V_{plrd} = \frac{A f_y}{\gamma_{m0} \sqrt{3}} \quad V_{plrd} = \frac{15,9 \times 275}{1,1 \times \sqrt{3}} \quad V_{plrd} = 229,5 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = \frac{q u l}{2} \quad V_{sd} = \frac{8,912 \times 4,11}{2} \quad V_{sd} = 18,31 \text{ KN}$$

$V_{sd} = 18,31 \text{ KN} \leq V_{plrd} = 229,5 \text{ KN}$ Donc la condition vérifier

A.3. Vérification a l'interaction de l'effort tranchant et le moment fléchissant : [2]

On doit vérifier que : $V_{sd} \leq 0,5 V_{plrd}$

$$V_{sd} = 18,31 \text{ KN} \leq V_{plrd} = 0,5 \times 229,5 \text{ KN}$$

$V_{sd} = 18,31 \text{ KN} \leq V_{plrd} = 114,75 \text{ KN}$ Donc la condition vérifier

Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance à la flexion.

A.4. Vérification de la rigidité :

On doit vérifier que : $f_{max} \leq f_{adm}$

$$f_{max} = \frac{5 q s l^4}{384 E I_y} \quad f_{adm} = \frac{l}{250}$$

$$f_{max} = \frac{5 q s l^4}{384 E I_y} \quad f_{max} = \frac{5 \times 6,478 \times 4110^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 2772 \times 10^4} \quad f_{max} = 4,13 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = \frac{l}{250} \quad f_{adm} = \frac{4110}{250} \quad f_{adm} = 16,44 \text{ mm}$$

$f_{max} = 4,13 \text{ mm} \leq f_{adm} = 16,44 \text{ mm}$ Donc la condition vérifier

A.5. Vérification de déversement :

En résistance des matériaux le déversement est un phénomène d'instabilité affectant une poutre subissant un moment de flexion.

$$M_{sd} \leq M_{b,rd}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u l^2}{8} \quad M_{sd} = \frac{8,912 \times 4,11^2}{8} \quad M_{sd} = 18,82 \text{ KN.m}$$

Avec :

$$\chi_{lt} = \frac{1}{\varphi_{lt} + \sqrt{\varphi_{lt}^2 + \lambda_{lt}^2}} \quad \varphi_{lt} = 0,5[1 + \alpha_{lt}(\lambda_{lt} - 0,2) + \lambda_{lt}^2]$$

β_w (classe 1.2)	α_{lt}	γ_{m1}
1	0,21	1,1

$$\lambda_{lt} = \frac{\frac{k l}{i_z}}{\sqrt{c1 \left[\left(\frac{k}{k_w} \right)^2 + \frac{1}{20} \left(\frac{\frac{k l}{i_z}}{\frac{h}{t_f}} \right)^2 \right]^{0,25}}} \quad \bar{\lambda}_{lt} = \left(\frac{\lambda_{lt}}{\lambda_1} \right) \sqrt{\beta_w} \quad \lambda_1 = 93,91 \varepsilon \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$$\lambda_{lt} = \frac{\frac{4110}{24,8}}{\sqrt{1,132 \left[(1)^2 + \frac{1}{20} \left(\frac{\frac{4110}{24,8}}{\frac{220}{9,2}} \right)^2 \right]^{0,25}}} = 114,70 \quad \bar{\lambda}_{lt} = \left(\frac{114,70}{86,77} \right) = 1,32$$

Avec :

K	Kw	C1	L	λ_{lt}	ε	λ_1	$\bar{\lambda}_{lt}$
1	1	1,132	4110	114,70	0,924	86,77	1,32

$\bar{\lambda}_{lt} = 1,32 > 0,4$ Donc il y a un risque de déversement.

$$\varphi_{lt} = 0,5[1 + 0,21 \times (1,32 - 0,2) + 1,32^2] \quad \varphi_{lt} = 1,49$$

$$\chi_{lt} = \frac{1}{1,49 + \sqrt{1,49^2 - 1,32^2}} \quad \chi_{lt} = 0,458$$

$$\chi_{lt} \times M_{b,rd} = 0,458 \times 71,250 = 32,63 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 18,82 \text{ KN.m} \leq \chi_{lt} \times M_{b,rd} = 32,63 \text{ KN.m} \quad \text{Donc la condition vérifie}$$

B. Phase finale :**Tableau II. 6:** Charge permanente et d'exploitation de la phase de final IPE220 plancher étage courant.

Charge permanente G (KN/m ²)	Charge d'exploitation Q(KN/m ²)
Dalle de sol0,54 KN/m ²	1,5 KN/m ²
Mortier de pose.....0,40 KN/m ²	
Lit de sable..... 0,36KN/m ²	
Dalle en béton épaisseur 15cm.....3,3KN/m ²	
Bac d'acier (HB55) 0,15 KN/m ²	
Faux plafond0,10KN/m ²	
Enduit plâtre 0,20 KN/m ²	
Cloisons de séparation1 KN/m ²	
Poids propre de profile IPE2200,262KN/m	Q = 1,5 × 1,48 Q=2,22 KN/ml
G = 6,05 × 1,48 +0,262 G=9,216 KN/ml	

❖ **Combinaison des charges :**

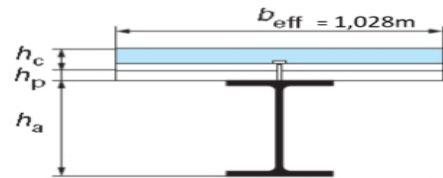
$$\text{ELU : } q_u = 1,35 G + 1,5 Q = (1,35 \times 9,216) + (1,5 \times 2,22) \quad \quad \quad q_u=15,77\text{KN/m}$$

$$\text{ELS: } q_s = G + Q = 9,216 + 2,22 \quad \quad \quad q_s=11,436\text{KN/m}$$

B.1. Largeur de la dalle collaborant (largeur effective) :

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

$$B_{\text{eff}} = \inf \left\{ \frac{2l}{8} = \frac{2 \times 4,11}{8} = 1,028 \text{ m} \right. \\ \left. b = 1,48 \text{ m} \right.$$

**Figure II. 2:** Largeur efficace de la zone comprimée.**B.2. Position de l'axe neutre plastique :**

$$h_{\text{dalle}} = 150\text{mm} \text{ Hauteur de dalle en béton ; } h_{\text{bac d'acier}} = 55 \text{ mm ;}$$

$$A_a = 3340 \text{ mm}^2 ; f_{ck} = 25 \text{ MPa } f_y = 275 \text{ MPa}$$

$$h_c = h_{\text{dalle}} - h_{\text{bac d'acier}} \quad h_c = 150 - 55 \quad h_c = 95 \text{ mm ; } h_a = 220 \text{ mm}$$

$$R_{\text{beton}} = 0,57 b_{\text{eff}} h_c f_{ck} = 0,57 \times 1028 \times 95 \times 25 \times 10^{-3} \quad R_{\text{beton}} = 1391,665 \text{ KN}$$

$$R_{\text{Acier}} = 0,95 A_a f_y = 0,95 \times 3340 \times 275 \times 10^{-3} \quad R_{\text{Acier}} = 872,575 \text{ KN}$$

$$R_{\text{beton}} = 1391,665 \text{ KN} > R_{\text{Acier}} = 872,575 \text{ KN}$$

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

B.3. Vérification de la résistance de la flexion : [2]

On doit vérifier que : $M_{sd} \leq M_{plrd}$

$$M_{plrd} = R_A \left(\frac{h_a}{2} + h_c + h_p - \frac{R_A h_c}{R_b} \right)$$

$$M_{plrd} = 872,575 \left(\frac{220}{2} + 95 + 55 - \frac{872,575}{1391,665} \frac{95}{2} \right) \times 10^{-3}$$

$$M_{plrd} = 200,88 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u l^2}{8} \quad M_{sd} = \frac{15,77 \times 4,11^2}{8} \quad M_{sd} = 33,30 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 33,30 \text{ KN.m} \leq M_{plrd} = 200,88 \text{ KN.m} \quad \text{Donc la condition vérifier}$$

B.4. Vérification de l'effort tranchant : [2]

On doit vérifier que : $V_{sd} \leq V_{plrd}$

$$V_{plrd} = \frac{A f_y}{\gamma_{mo} \sqrt{3}} \quad V_{plrd} = \frac{15,9275}{1,1\sqrt{3}} \quad V_{plrd} = 229,5 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = \frac{q_u l}{2} \quad V_{sd} = \frac{15,77 \times 4,11}{2} \quad V_{sd} = 32,41 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 32,41 \text{ KN} \leq V_{plrd} = 229,5 \text{ KN} \quad \text{Donc la condition vérifier}$$

B.5. Vérification a l'interaction de l'effort tranchant et le moment fléchissant : [2]

On doit vérifier que : $V_{sd} \leq 0,5 V_{plrd}$

$$V_{sd} = 32,41 \text{ KN} \leq V_{plrd} = 0,5 \times 229,5 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 32,41 \text{ KN} \leq V_{plrd} = 114,75 \text{ KN} \quad \text{Donc la condition vérifier}$$

Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance a la flexion.

B.6. Vérification de la rigidité :[2]

On doit vérifier que : $f_{\max} \leq f_{\text{adm}}$

$$f_{\max} = \frac{5qsl^4}{384 E I_c} \quad f_{\text{adm}} = \frac{l}{250}$$

$$Z_{\text{el}} = \frac{Z_a A_a + Z_b \frac{A_b}{n}}{A_a + \frac{A_b}{n}}$$

$$Z_a = \frac{h_a}{2} = \frac{220}{2} \quad Z_a = 110 \text{ mm}$$

$$Z_b = h_a + h_p + \frac{h_c}{2} = 220 + 55 + \frac{95}{2} \quad Z_b = 322,5 \text{ mm}$$

$$A_b = h_c B_{\text{eff}} = 95 \times 1028 \quad A_b = 97660 \text{ mm}^2$$

$$Z_{\text{el}} = \frac{110 \times 3340 + 322,5 \times \frac{97660}{15}}{3340 + \frac{97660}{15}} \quad Z_{\text{el}} = 250,45 \text{ mm}$$

L'inertie de la section mixte :

$$I_c = I_a + \frac{h_c^3 b_{\text{eff}}}{12 n} + A_a \left(\frac{h_a}{2} - Z_{\text{el}} \right)^2 + \frac{h_c b_{\text{eff}}}{n} \left(\left(h_a + \frac{h_c + 2h_p}{2} \right) - Z_{\text{el}} \right)^2$$

$$I_c = 2772 \times 10^4 + \frac{95^3 \times 1028}{12 \times 15} + 3340 \left(\frac{220}{2} - 250,45 \right)^2 + \frac{95 \times 1028}{15} \left(\left(220 + \frac{95 + 2 \times 55}{2} \right) - 250,45 \right)^2$$

$$I_c = 132,30 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$f_{\max} = \frac{5 \times 11,436 \times 4110^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 132,30 \times 10^6} \quad f_{\max} = 1,53 \text{ mm}$$

$$f_{\text{adm}} = \frac{4110}{250} \quad f_{\text{adm}} = 16,44 \text{ mm}$$

$f_{\max} = 1,53 \text{ mm} \leq f_{\text{adm}} = 16,44 \text{ mm}$ Donc la condition vérifier

B.7. Vérification de déversement :

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

Tableau II. 7: Résulta de solive étage courant IPE 220

Solive étage courant			
Phase de construction	$M_{sd} = 18,82 \text{ KN.m}$	$M_{plrd} = 71,25 \text{ KN.m}$	Ratio 26,41 %
	$V_{sd} = 18,31 \text{ KN}$	$V_{plrd} = 229,5 \text{ KN}$	Ratio 7,98 %
	$f_{max} = 4,13 \text{ mm}$	$f_{adm} = 16,44 \text{ mm}$	Ratio 25,12 %
Phase final	$M_{sd} = 33,30 \text{ KN.m}$	$M_{plrd} = 200,88 \text{ KN.m}$	Ratio 16,58 %
	$V_{sd} = 32,41 \text{ KN}$	$V_{plrd} = 229,5 \text{ KN}$	Ratio 14,12 %
	$f_{max} = 1,53 \text{ mm}$	$f_{adm} = 16,44 \text{ mm}$	Ratio 9,98 %

→ Plancher terrasse :

Avec la même méthode, en regroupe les résultats sur le tableau suivant :

Tableau II. 8: Résulta de solive terrasse inaccessible.

Solive Terrasse inaccessible			
Phase de construction	$M_{sd} = 18,82 \text{ KN.m}$	$M_{plrd} = 71,25 \text{ KN.m}$	Ratio 26,41 %
	$V_{sd} = 18,31 \text{ KN}$	$V_{plrd} = 229,5 \text{ KN}$	Ratio 7,98 %
	$f_{max} = 4,13 \text{ mm}$	$f_{adm} = 16,44 \text{ mm}$	Ratio 25,12 %
Phase final	$M_{sd} = 35,47 \text{ KN.m}$	$M_{plrd} = 200,88 \text{ KN.m}$	Ratio 17,66 %
	$V_{sd} = 34,52 \text{ KN}$	$V_{plrd} = 229,5 \text{ KN}$	Ratio 15,04 %
	$f_{max} = 1,64 \text{ mm}$	$f_{adm} = 16,44 \text{ mm}$	Ratio 9,98 %

II.3.2 Pré dimensionnement de poutre non porteuse

→ Plancher courant :

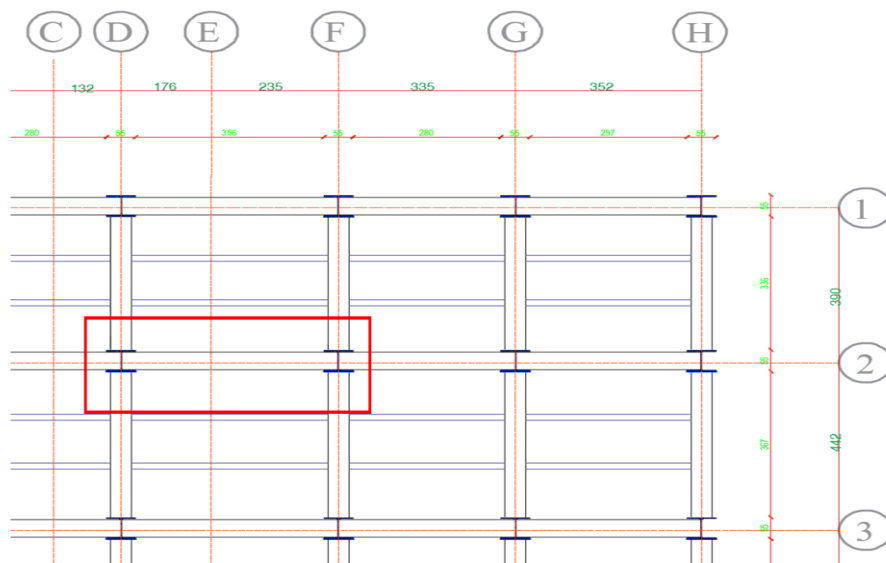


Figure II. 3: Schéma de poutre non porteuse

Poutre non porteuse plus sollicitée dont la poutre D-F,2 :

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

$$\frac{4110}{25} < h < \frac{4110}{15}$$

$$164.4 < h < 274$$

Donc on prend IPE240 $h = 240$

Tableau II. 9: Caractéristique du profile IPE240

Poids	Section	Dimensions				
G Kg/m	A mm ² 10 ²	h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	r mm
30,7	39,1	240	120	9,8	6,2	15

II.3.2.1 Classification

S275 $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,924$

a. Semelle :

$$C = \frac{b-t_w}{2} - r = \frac{120-6,2}{2} - 15 = 41,9\text{mm}$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{41,9}{9,8} = 4,28 < 10 \varepsilon = 9,24 \quad \text{semelle classe 1}$$

b. Ame:

$$d = h - 2t_f - 2r = 240 - 2 \times 9,8 - 2 \times 15 \quad d = 190,4\text{mm}$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{190,4}{6,2} = 30,71 < 72\varepsilon = 66,53 \quad \text{Ame classe 1}$$

Donc la section est classe 1

II.3.2.2 Vérification

Tableau II. 10: Caractéristique du profile IPE240.

Désignation	Poids	Section	Dimensions			Caractéristique						
	G Kg/m	A mm ²	h Mm	b mm	t _f mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{ply} cm ³	W _{plz} cm ³	i _y cm	i _z cm	A _v Cm ²
IPE240	30,7	3910	240	120	9,8	3892	284	367	58,1	9,97	2,69	19,1

Longueur de la poutre : 4110mm

L'entraxe de solive : 1480 mm

A. Phase de construction :**Tableau II. 11:** Charge permanente et d'exploitation de la phase de construction IPE240 plancher étage courant.

Charge permanente G (KN/m ²)	Charge de construction Q(KN/m ²)
Poids propre du béton frais3,3KN/m ²	De construction 0,75 KN/m ²
Bac d'acier (HB55) 0,15 KN/m ²	
Poids propre de profile IPE240.....0,307KN/m	
G = (3,3 + 0,15) × 1,48 + 0,307 G=5,413 KN/m	Q= 0,75KN/m² Q = 0,75 × 1,48 Q=1,11 KN/m

❖ Combinaison des charges :[2]

$$\text{ELU : } q_u = 1,35 G + 1,5 Q = (1,35 \times 5,413) + (1,5 \times 1,11)$$

$$q_u = 8,973 \text{ KN/m}$$

$$\text{ELS : } q_s = G + Q = 5,413 + 1,11$$

$$q_s = 6,523 \text{ KN/m}$$

A.1. Vérification de la résistance de la flexion :[2]

On doit vérifier que : $M_{sd} \leq M_{plrd}$

$$M_{plrd} = \frac{W_{ply} f_y}{\gamma_{mo}} \quad M_{plrd} = \frac{367 \times 10^3 \times 275}{1.1} \quad M_{plrd} = 91,75 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u l^2}{8} \quad M_{sd} = \frac{8,973 \times 4,11^2}{8} \quad M_{sd} = 18,95 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 18,95 \text{ KN.m} \leq M_{plrd} = 91,75 \text{ KN.m} \quad \text{Donc la condition vérifier}$$

A.2. Vérification de l'effort tranchant :[2]

On doit vérifier que : $V_{sd} \leq V_{plrd}$

$$V_{plrd} = \frac{A f_y}{\gamma_{mo} \sqrt{3}} \quad V_{plrd} = \frac{1910 \times 275}{1.1 \times \sqrt{3}} \times 10^{-3} \quad V_{plrd} = 275,68 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = \frac{q_u l}{2} \quad V_{sd} = \frac{8,973 \times 4,11}{2} \quad V_{sd} = 18,44 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 18,44 \text{ KN} \leq V_{plrd} = 275,68 \text{ KN} \quad \text{Donc la condition vérifier}$$

A.3. Vérification a l'interaction de l'effort tranchant et le moment fléchissant :[2]

On doit vérifier que : $V_{sd} \leq 0,5 V_{plrd}$

$$V_{sd} = 18,44 \text{ KN} \leq V_{plrd} = 0,5 \times 275,68 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 18,44 \text{ KN} \leq V_{plrd} = 137,84 \text{ KN} \quad \text{Donc la condition vérifier}$$

Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance à la flexion.

A.4. Vérification de la rigidité :[2]

On doit vérifier que : $f_{\max} \leq f_{\text{adm}}$

$$f_{\max} = \frac{5q_s l^4}{384 E I_y} \quad f_{\text{adm}} = \frac{l}{250}$$

$$f_{\max} = \frac{5q_s l^4}{384 E I_y} \quad f_{\max} = \frac{5 \times 6.532 \times 4110^4}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 3892 \times 10^4} \quad f_{\max} = 2,97 \text{ mm}$$

$$f_{\text{adm}} = \frac{l}{250} \quad f_{\text{adm}} = \frac{4110}{250} \quad f_{\text{adm}} = 16,44 \text{ mm}$$

$$f_{\max} = 2,97 \text{ mm} \leq f_{\text{adm}} = 16,44 \text{ mm} \quad \text{Donc la condition vérifier}$$

A.5 vérification de déversement :

Avec la même méthode de vérification de déversement de solive on a vérifié en trouve cette résultat :

$$M_{\text{sd}} = 18.95 \text{ KN.m} \leq M_{\text{b,rd}} = 44.87 \text{ KN.m} \text{ condition vérifier}$$

B. Phase finale :

Tableau II. 12: Charge permanente et d'exploitation de la phase finale IPE240 plancher étage courant.

Charge permanente G (KN/m ²)	Charge d'exploitation Q(KN/m ²)
Dalle de sol0,54 KN/m ²	1,5 KN/m ²
Mortier de pose.....0,40 KN/m ²	
Lit de sable..... 0,36KN/m ²	
Dalle en béton épaisseur 15cm.....3,3KN/m ²	
Bac d'acier (HB55) 0,15 KN/m ²	
Faux plafond0,10KN/m ²	
Enduit plâtre 0,20 KN/m ²	
Cloisons de séparation1 KN/m ²	
Poids propre de profile IPE240.....0,307KN/ml	
G = 6,05 × 1,48 + 0,307	
G=9,261 KN/ml	Q = 1,5 × 1,48
	Q=2,22 KN/ml

❖ Combinaison des charges :

$$\text{ELU : } q_u = 1,35 G + 1,5 Q = (1,35 \times 9,261) + (1,5 \times 2,22)$$

$$q_u = 15,832 \text{ KN/m}$$

$$\text{ELS : } q_s = G + Q = 9,261 + 2,22$$

$$q_s = 11,481 \text{ KN/m}$$

B.1. Largeur de la dalle collaborant (largeur effective) :

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

$$B_{eff} = \inf \left\{ \frac{2l}{8} = \frac{2 \times 4,11}{8} = 1,028m \right. \\ \left. b = 1,48m \right.$$

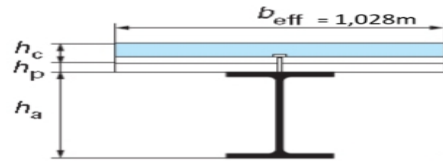


Figure II. 4: Largeur efficace de la zone comprimée.

B.2. Position de l'axe neutre plastique :

$h_{dalle} = 150\text{mm}$ Hauteur de dalle en béton ; $h_{bacc d'acier} = 55\text{ mm}$; $A_a = 3912\text{ mm}^2$;

$f_{ck} = 25\text{ MPa}$ $f_y = 275\text{ MPa}$

$h_c = h_{dalle} - h_{bacc d'acier}$ $h_c = 150 - 55$ $h_c = 95\text{ mm}$; $h_a = 240\text{ mm}$

$R_{beton} = 0,57 b_{eff} h_c f_{ck} = 0,57 \times 1028 \times 95 \times 25 \times 10^{-3}$ $R_{beton} = 1391,665\text{ KN}$

$R_{Acier} = 0,95 A_a f_y = 0,95 \times 3910 \times 275 \times 10^{-3}$ $R_{Acier} = 1021,49\text{ KN}$

$R_{beton} = 1391,665\text{ KN} > R_{Acier} = 1021,49\text{KN}$

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

B.3. Vérification de la résistance de la flexion :

On doit vérifier que : $M_{sd} \leq M_{plrd}$

$$M_{plrd} = R_A \left(\frac{h_a}{2} + h_c + h_p - \frac{R_A h_c}{R_b} \right)$$

$$M_{plrd} = 1021,49 \left(\frac{240}{2} + 95 + 55 - \frac{1021,49 \cdot 95}{1391,665} \right) \times 10^{-3} = 240,19\text{KN.m}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u l^2}{8} \quad M_{sd} = \frac{15,832 \times 4,11^2}{8} \quad M_{sd} = 33,43\text{KN.m}$$

$M_{sd} = 33,43\text{KN.m} \leq M_{plrd} = 240,19\text{ KN.m}$ Donc la condition vérifier

B.4. Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que : $V_{sd} \leq V_{plrd}$

$$V_{plrd} = \frac{A f_y}{\gamma_{mo} \sqrt{3}} \quad V_{plrd} = \frac{1910 \times 275}{1.1 \times \sqrt{3}} \times 10^{-3} \quad V_{plrd} = 275.68 \text{KN}$$

$$V_{sd} = \frac{q u l}{2} \quad V_{sd} = \frac{15,832 \times 4,11}{2} \quad V_{sd} = 32,35 \text{KN}$$

$$V_{sd} = 32,53 \text{KN} \leq V_{plrd} = 275.68 \text{KN} \quad \text{Donc la condition vérifier}$$

B.5. Vérification à l'interaction de l'effort tranchant et le moment fléchissant :

On doit vérifier que : $V_{sd} \leq 0,5 V_{plrd}$

$$V_{sd} = 32,53 \text{KN} \leq V_{plrd} = 0,5 \times 275,68 \text{KN}$$

$$V_{sd} = 32,53 \text{KN} \leq V_{plrd} = 137,84 \text{KN} \quad \text{Donc la condition vérifier}$$

Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance à la flexion.

B.6. Vérification de la rigidité :

On doit vérifier que : $f_{\max} \leq f_{\text{adm}}$

$$f_{\max} = \frac{5 q s l^4}{384 E I_c} \quad f_{\text{adm}} = \frac{l}{250}$$

$$Z_{el} = \frac{Z_a A_a + Z_b \frac{A_b}{n}}{A_a + \frac{A_b}{n}}$$

$$Z_a = \frac{h a}{2} = \frac{240}{2} \quad Z_a = 120 \text{ mm}$$

$$Z_b = h a + h p + \frac{h c}{2} = 240 + 55 + \frac{95}{2} \quad Z_b = 342,5 \text{ mm}$$

$$A_b = h c B_{\text{eff}} = 95 \times 1028 \quad A_b = 97660 \text{ mm}^2$$

$$Z_{el} = \frac{120 \times 3910 + 342,5 \times \frac{97660}{15}}{3910 + \frac{97660}{15}} \quad Z_{el} = 259,01 \text{ mm}$$

L'inertie de la section mixte :

$$I_c = I_a + \frac{h c^3 b_{\text{eff}}}{12 n} + A_a \left(\frac{h a}{2} - Z_{el} \right)^2 + \frac{h c b_{\text{eff}}}{n} \left(\left(h a + \frac{h c + 2 h p}{2} \right) - Z_{el} \right)^2$$

$$I_c = 3892 \times 10^4 + \frac{95^3 \times 1028}{12 \times 15} + 3910 \left(\frac{240}{2} - 259,01 \right)^2 + \frac{95 \times 1028}{15} \left(\left(240 + \frac{95 + 2 \times 55}{2} \right) - 259,01 \right)^2$$

$$I_c = 164,76 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$f_{\max} = \frac{5 \times 11,481 \times 4110^4}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 164,76 \times 10^6} \quad f_{\max} = 1,23 \text{ mm}$$

$$f_{\text{adm}} = \frac{4110}{250} \quad f_{\text{adm}} = 16,44 \text{ mm}$$

$f_{\max} = 1,23 \text{ mm} \leq f_{\text{adm}} = 16,44 \text{ mm}$ Donc la condition vérifier

B.7. Vérification de déversement :

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

Tableau II. 13: Résultats de poutre non porteuse étage courant IPE 240.

Poutre non porteuse étage courant			
Phase de construction	$M_{sd} = 18,95 \text{ KN.m}$	$M_{plrd} = 91,75 \text{ KN.m}$	Ratio 20,65 %
	$V_{sd} = 18,44 \text{ KN}$	$V_{plrd} = 275,68 \text{ KN}$	Ratio 6,68 %
	$f_{\max} = 2,97 \text{ mm}$	$f_{\text{adm}} = 16,44 \text{ mm}$	Ratio 18,07 %
Phase final	$M_{sd} = 33,43 \text{ KN.m}$	$M_{plrd} = 240,19 \text{ KN.m}$	Ratio 13,92 %
	$V_{sd} = 32,35 \text{ KN}$	$V_{plrd} = 275,68 \text{ KN}$	Ratio 11,73 %
	$f_{\max} = 1,23 \text{ mm}$	$f_{\text{adm}} = 16,44 \text{ mm}$	Ratio 7,48 %

→ Plancher terrasse :

Avec la même méthode, on regroupe les résultats sur le tableau suivant :

Tableau II. 14: Résultats de poutre non porteuse terrasse inaccessible.

Poutre non porteuse terrasse inaccessible			
Phase de construction	$M_{sd} = 18,95 \text{ KN.m}$	$M_{plrd} = 91,75 \text{ KN.m}$	Ratio 20,65 %
	$V_{sd} = 18,44 \text{ KN}$	$V_{plrd} = 275,68 \text{ KN}$	Ratio 6,68 %
	$f_{\max} = 2,97 \text{ mm}$	$f_{\text{adm}} = 16,44 \text{ mm}$	Ratio 18,07 %
Phase final	$M_{sd} = 35,6 \text{ KN.m}$	$M_{plrd} = 240,19 \text{ KN.m}$	Ratio 14,82 %
	$V_{sd} = 34,65 \text{ KN}$	$V_{plrd} = 275,68 \text{ KN}$	Ratio 12,57 %
	$f_{\max} = 1,23 \text{ mm}$	$f_{\text{adm}} = 16,44 \text{ mm}$	Ratio 7,48 %

II.3.3 Pré dimensionnement de poutre porteuse

→ Plancher courant :

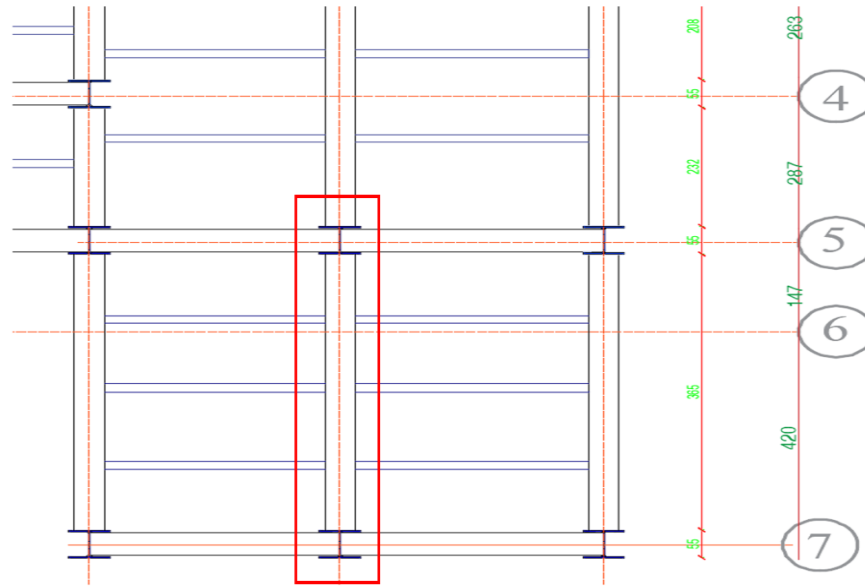


Figure II. 5: Schéma de poutre porteuse.

Poutre porteuse plus sollicitée dont la poutre 5-7,G :

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

$$\frac{5940}{25} < h < \frac{5940}{15}$$

$$237.6 < h < 396$$

Donc on prend IPE300 h = 300.

Tableau II. 15: Caractéristique du profile IPE 300.

Poids	Section	Dimensions				
G Kg/m	A mm ² 10 ²	h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	r mm
42.2	53.8	300	150	10.7	7.1	15

II.3.3.1 Classification

$$S275 \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,924$$

a. Semelle :

$$C = \frac{b - t_w}{2} - r = \frac{150 - 7,1}{2} - 15 = 56,45 \text{ mm}$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{56,45}{10,7} = 5,28 < 10 \quad \varepsilon = 0,924 \quad \text{semelle classe 1}$$

b. Ame:

$$d = h - 2t_f - 2r = 300 - 2 \times 10,7 - 2 \times 15 \quad d = 248,6 \text{ mm}$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{248,6}{7,1} = 35,01 < 72\varepsilon = 66,53 \quad \text{Ame classe 1}$$

Donc la section et classe 1

II.3.3.2 Vérification**Tableau II. 16:** Caractéristique du profile IPE300.

Désignation	Poids	Section	Dimensions			Caractéristique						
	G Kg/m	A mm ²	h mm	b mm	t _f mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{ply} cm ³	W _{plz} cm ³	i _y cm	i _z cm	A _v Cm ²
IPE300	42,2	5380	300	150	10,7	8356	604	628	97	12,5	3,35	25,7

A. Phase de construction :**Tableau II. 17:** Charge permanente et d'exploitation de la phase de construction IPE300
Plancher étage courant.

Charge permanente G (KN/m ²)	Charge d'exploitation Q(KN/m ²)
Poids propre du béton frais3,3KN/m ² Bac d'acier (HB55)0,15 KN/m ² Poids propre de profile IPE300.....0,422KN/m	De construction 0,75 KN/m ²
G = (3,3 + 0,15) × 0,15 + 0,422 G=0,94 KN/m	Q= 0,75KN/m² Q = 0,75 × 0,15 Q=0,113KN/m

❖ Combinaison des charges :

$$\text{ELU : } q_u = 1,35 G + 1,5 Q = (1,35 \times 0,94) + (1,5 \times 0,113)$$

$$q_u = 1,439 \text{ KN/m}$$

$$\text{ELS : } q_s = G + Q = 0,94 + 0,113$$

$$q_s = 1,053 \text{ KN/m}$$

A.1. Calcule les réactions des solives :

On calcule les réactions de la solive pour chaque phase car le coulage du plancher (solive, poutre) se fait en même temps on utilise pour le calcul la formule suivante : Lsolive1 = 3.52 m ; L solive 2= 3.35m.

$$\text{Avec : } q_u = 11.803 \text{ KN/m} \quad q_s = 8.578 \text{ KN/m}$$

ELU :

$$R_{u1} = \frac{qu l}{2} \quad R_{u1} = \frac{11,803 \times 3,52}{2} \quad R_{u1} = 20,77 \text{ KN}$$

$$R_{u2} = \frac{qu l}{2} \quad R_{u2} = \frac{11,803 \times 3,35}{2} \quad R_{u2} = 19,77 \text{ KN}$$

ELS:

$$R_{s1} = \frac{qs l}{2} \quad R_{s1} = \frac{8,578 \times 3,52}{2} \quad R_{s1} = 15,1 \text{ KN}$$

$$R_{s2} = \frac{qs l}{2} \quad R_{s2} = \frac{8,578 \times 3,35}{2} \quad R_{s2} = 14,37 \text{ KN}$$

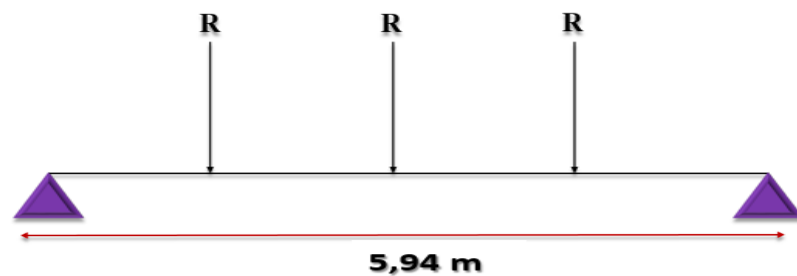


Figure II. 6: Schéma statique des poutres.

A.2. Vérification de la résistance de la flexion :[2]

On doit vérifier que : $M_{sd} \leq M_{plrd}$

$$M_{plrd} = \frac{W_{ply} f_y}{\gamma_{mo}} \quad M_{plrd} = \frac{628 \times 10^3 \times 275}{1.1} 10^{-6}$$

$$M_{plrd} = 157 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = \frac{qu l^2}{8} + \frac{3 R_u l}{5} \quad M_{sd} = \frac{1,439 \times 5,94^2}{8} + \frac{3 \times 20,77 \times 5,94}{5} + \frac{3 \times 19,77 \times 5,94}{5}$$

$$M_{sd} = 150,83 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 150,83 \text{ KN.m} \leq M_{plrd} = 157 \text{ KN.m} \quad \text{Donc la condition vérifier}$$

A.3. Vérification de l'effort tranchant :[2]

On doit vérifier que : $V_{sd} \leq V_{plrd}$

$$V_{plrd} = \frac{A f_y}{\gamma_{mo} \sqrt{3}} \quad V_{plrd} = \frac{2570 \times 275}{1.1 \times \sqrt{3}} \times 10^{-3} \quad V_{plrd} = 370,95 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = \frac{qu l}{2} + \frac{3 R_{u1}}{2} + \frac{3 R_u}{2} \quad V_{sd} = \frac{1,439 \times 5,94}{2} + \frac{3 \times 20,77}{2} + \frac{3 \times 19,77}{2} \quad V_{sd} = 65,08 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 65,08 \text{ KN} \leq V_{plrd} = 370,95 \text{ KN} \quad \text{Donc la condition vérifier}$$

A.4. Vérification a l'interaction de l'effort tranchant et le moment fléchissant :[2]

On doit vérifier que : $V_{sd} \leq 0,5 V_{plrd}$

$$V_{sd} = 65,08 \text{ KN} \leq V_{plrd} = 0.5 \times 370,95 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 65,08 \text{ KN} \leq V_{plrd} = 185,475 \text{ KN} \quad \text{Donc la condition vérifier}$$

Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance à la flexion.

A.5. Vérification de la rigidité :[2]

On doit vérifier que : $f_{\max} \leq f_{\text{adm}}$

$$f_{\max} = F1 + F2 + F3 \quad f_{\text{adm}} = \frac{1}{250}$$

$$F1 = \frac{5qs l^4}{384 E I_y} \quad F1 = \frac{5 \times 1.053 \times 5940^4}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 8356 \times 10^4} \quad F1 = 0,97 \text{ mm}$$

$$F2 = \frac{63R_s l^3}{1000 E I_y} \quad F2 = \frac{19 \times 15.1 \times 10^3 \times 5940^3}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 8356 \times 10^4} \quad F2 = 8,92 \text{ mm}$$

$$F3 = \frac{63R_s l^3}{1000 E I_y} \quad F3 = \frac{63 \times 14.37 \times 10^3 \times 5940^3}{1000 \times 2.1 \times 10^5 \times 8356 \times 10^4} \quad F3 = 8,49 \text{ mm}$$

$$f_{\max} = F1 + F2 + F3 \quad f_{\max} = 0,97 + 8,92 + 8,49 \quad f_{\max} = 18,38 \text{ mm}$$

$$f_{\text{adm}} = \frac{1}{200} \quad f_{\text{adm}} = \frac{5940}{200} \quad f_{\text{adm}} = 29,7 \text{ mm}$$

$$f_{\max} = 18,38 \text{ mm} \leq f_{\text{adm}} = 29,7 \text{ mm} \quad \text{Donc la condition vérifier}$$

A.6. Vérification de déversement :

la poutre étant maintenu latéralement par la solive, et la semelle supérieur et maintenu par le bac d'acier connecte par des goujons. On considère que la poutre ne risque pas de se déverser.

B. Phase finale :**Tableau II. 18:** Charge permanente et d'exploitation de la phase final IPE300.

Charge permanente G (KN/m ²)	Charge d'exploitation Q(KN/m ²)
Dalle de sol0,54 KN/m ²	1,5 KN/m ²
Mortier de pose.....0,40 KN/m ²	
Lit de sable.....0,36KN/m ²	
Dalle en béton épaisseur 15cm.....3,3KN/m ²	
Bac d'acier (HB55) 0,15 KN/m ²	
Faux plafond0,10KN/m ²	
Enduit plâtre0,20 KN/m ²	
Cloisons de séparation1 KN/m ²	
Poids propre de profile IPE300.....0,422KN/ml	
G = 6,05 × 0,15 + 0,422	Q = 1,5 × 0,15
G=1,33 KN/ml	Q=0,225 KN/ml

❖ Combinaison des charges :

$$\text{ELU : } q_u = 1,35 G + 1,5 Q = (1,35 \times 1,33) + (1,5 \times 0,225)$$

$$q_u = 2,133 \text{ KN/m}$$

$$\text{ELS : } q_s = G + Q = 1,33 + 0,225$$

$$q_s = 1,555 \text{ KN/m}$$

B.1. Calcule les réactions des solives :

On calcule les réactions de la solive pour chaque phase car le coulage du plancher (solive, poutre) se fait en même temps on utilise pour le calcul la formule suivante : $L_{\text{solive1}} = 3,52 \text{ m}$; $L_{\text{solive 2}} = 3,35 \text{ m}$.

$$\text{Avec : } q_u = 15,77 \text{ KN/m} \quad q_s = 11,436 \text{ KN/m}$$

ELU :

$$R_{u1} = \frac{q_u l}{2} \quad R_{u1} = \frac{15,77 \times 3,52}{2} \quad R_{u1} = 27,75 \text{ KN}$$

$$R_{u2} = \frac{q_u l}{2} \quad R_{u2} = \frac{15,77 \times 3,35}{2} \quad R_{u2} = 26,41 \text{ KN}$$

ELS:

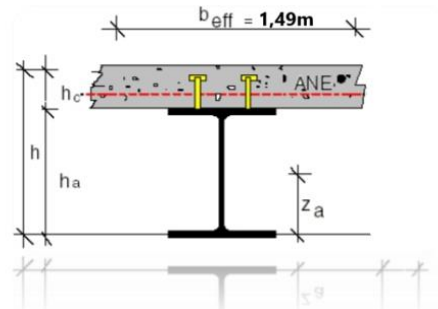
$$R_{s1} = \frac{q_s l}{2} \quad R_{s1} = \frac{11,436 \times 3,52}{2} \quad R_{s1} = 20,13 \text{ KN}$$

$$R_{s2} = \frac{q_s l}{2} \quad R_{s2} = \frac{11,436 \times 3,35}{2} \quad R_{s2} = 19,16 \text{ KN}$$

B.2. Largeur de la dalle collaborant (largeur effective) :

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

$$B_{eff} = \inf \left\{ \begin{array}{l} \frac{2l}{8} = \frac{2 \times 5,94}{8} = 1,49 \text{ m} \\ b = \frac{3,52}{2} + \frac{3,35}{2} = 3,435 \text{ m} \end{array} \right.$$

**Figure II. 7:** Largeur efficace de la zone comprimée.B.3. Position de l'axe neutre plastique :

$$h_{dalle} = 150 \text{ mm} ; h_{bac d'acier} = 55 \text{ mm} ; A_a = 5380 \text{ mm}^2 ; f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

$$f_y = 275 \text{ MPa} \quad A_a : \text{section de lame} = 1765,06 \text{ mm}^2$$

$$h_c = h_{dalle} - h_{bac d'acier} \quad h_c = 150 - 55 \quad h_c = 95 \text{ mm} ; h_a = 300 \text{ mm}$$

$R_{\text{beton}} \text{ (KN)}$	$R_{\text{Acier}} \text{ (KN)}$	$R_{\text{Ame}} \text{ (KN)}$
2017,09	1199,14	338,79

$$R_{\text{beton}} = 0,57 b_{eff} h_c f_{ck} = 0,57 \times 1490 \times 95 \times 25 \times 10^{-3}$$

$$R_{\text{beton}} = 2017,09 \text{ KN}$$

$$R_{\text{Acier}} = 0,95 A_a f_y = 0,95 \times 5380 \times 275 \times 10^{-3}$$

$$R_{\text{Acier}} = 1405,53 \text{ KN}$$

$$R_{\text{Ame}} = 0,85 A_{aa} f_y = 0,85 \times 1765,06 \times 275 \times 10^{-3}$$

$$R_{\text{Ame}} = 412,58 \text{ KN}$$

$$R_{\text{beton}} = 2017,09 \text{ KN} > R_{\text{Acier}} = 1405,53 \text{ KN}$$

Donc l'axe neutre se trouve dans la dalle de béton

B.4. Vérification de la résistance de la flexion : [2]

On doit vérifier que : $M_{sd} \leq M_{plrd}$

$$M_{plrd} = R_A \left(\frac{h_a}{2} + h_c + h_p - \frac{R_A h_c}{R_b} \right)$$

$$M_{plrd} = \left[1405,53 \left(\frac{300}{2} + 95 + 55 - \frac{1405,53 \cdot 95}{2017,09} \right) \right] \times 10^{-3}$$

$$M_{plrd} = 375,14 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u l^2}{8} + \frac{R_{u1} l}{2} + \frac{R_{u2} l}{2} \quad M_{sd} = \frac{2,133 \times 5,94^2}{8} + \frac{27,75 \times 5,94}{2} + \frac{26,41 \times 5,94}{2}$$

$$M_{sd} = 170,26 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 170,26 \text{ KN.m} \leq M_{plrd} = 375,14 \text{ KN.m} \quad \text{Donc la condition vérifier}$$

B.5. Vérification de l'effort tranchant : [2]

On doit vérifier que : $V_{sd} \leq V_{plrd}$

$$V_{plrd} = \frac{A f_y}{\gamma_{mo} \sqrt{3}} \quad V_{plrd} = \frac{2570 \times 275}{1,1 \times \sqrt{3}} \times 10^{-3} \quad V_{plrd} = 370,95 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = \frac{q_u l}{2} + \frac{3 R_u}{2} \quad V_{sd} = \frac{2,133 \times 5,94}{2} + \frac{3 \times 27,75}{2} + \frac{3 \times 26,41}{2} \quad V_{sd} = 87,57 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 87,57 \text{ KN} \leq V_{plrd} = 370,95 \text{ KN} \quad \text{Donc la condition vérifier}$$

B.6. Vérification a l'interaction de l'effort tranchant et le moment fléchissant : [2]

On doit vérifier que : $V_{sd} \leq 0,5 V_{plrd}$

$$V_{sd} = 87,57 \text{ KN} \leq V_{plrd} = 0,5 \times 370,95 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 87,57 \text{ KN} \leq V_{plrd} = 185,475 \text{ KN} \quad \text{Donc la condition vérifier}$$

Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance à la flexion.

B.7. Vérification de la rigidité :

On doit vérifier que : $f_{max} \leq f_{adm}$

$$f_{max} = F_1 + F_2 + F_3 \quad f_{adm} = \frac{l}{250}$$

$$Z_{el} = \frac{Z_a A_a + Z_b \frac{A_b}{n}}{A_a + \frac{A_b}{n}}$$

$$Z_a = \frac{h_a}{2} = \frac{300}{2} \quad Z_a = 150 \text{ mm}$$

$$Z_b = h_a + h_p + \frac{hc}{2} = 300 + 55 + \frac{95}{2} \quad Z_b = 402,5 \text{ mm}$$

$$A_b = hc \text{ Beff} = 95 \times 1490 \quad A_b = 141550 \text{ mm}^2$$

$$Z_{el} = \frac{150 \times 5380 + 402,5 \times \frac{141550}{15}}{5380 + \frac{141550}{15}} \quad Z_{el} = 310,82 \text{ mm}$$

L'inertie de la section mixte :

$$I_c = I_a + \frac{hc^3 \text{ beff}}{12 n} + A_a \left(\frac{h_a}{2} - Z_{el} \right)^2 + \frac{hc \text{ beff}}{n} \left(\left(h_a + \frac{hc + 2h_p}{2} \right) - Z_{el} \right)^2$$

$$I_c = 8356 \times 10^4 + \frac{95^3 \times 1490}{12 \times 15} + 5380 \left(\frac{300}{2} - 310,82 \right)^2 + \frac{95 \times 1490}{15} \left(\left(300 + \frac{95 + 2 \times 55}{2} \right) - 310,82 \right)^2$$

$$I_c = 309,12 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

qs (KN/ml)	L (m)	E (N/mm ²)	I _c (mm ⁴)
1,555	5,94	2,1 × 10 ⁵	309,12 × 10 ⁶

$$F1 = \frac{5 \times 1,55 \times 5940^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 309,12 \times 10^6} \quad F1 = 0,39 \text{ mm}$$

$$F2 = \frac{19 R_{s1} l^3}{384 E I_y} \quad F2 = \frac{19 \times 20,13 \times 10^3 \times 5940^3}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 309,12 \times 10^6} \quad F2 = 3,22 \text{ mm}$$

$$F3 = \frac{19 R_{s2} l^3}{384 E I_y} \quad F3 = \frac{19 \times 19,16 \times 10^3 \times 5940^3}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 309,12 \times 10^6} \quad F3 = 3,06 \text{ mm}$$

$$f_{\max} = F1 + F2 + F3 \quad f_{\max} = 0,9 + 3,22 + 3,06 \quad f_{\max} = 6,67$$

$$f_{\text{adm}} = \frac{l}{250} \quad f_{\text{adm}} = \frac{5940}{250} \quad f_{\text{adm}} = 23,76 \text{ mm}$$

$$f_{\max} = 6,67 \text{ mm} \leq f_{\text{adm}} = 23,76 \text{ mm}$$

Donc la condition vérifier

Tableau II. 19: Résulta de poutre porteuse étage courant IPE300.

Poutre porteuse étage courant			
Phase de construction	M _{sd} = 150,83 KN.m	M _{plrd} = 157KN.m	Ratio 96,07 %
	V _{sd} = 65,08KN	V _{plrd} = 370,95KN	Ratio 17,54 %
	f _{max} = 18,38mm	f _{adm} = 29,7 mm	Ratio 61,89 %
Phase final	M _{sd} = 170,26 KN.m	M _{plrd} = 375,14 KN.m	Ratio 45,39 %
	V _{sd} = 87,57KN	V _{plrd} = 370,95 KN	Ratio 23,61%
	f _{max} = 6,67mm	f _{adm} = 23,76mm	Ratio 28,07 %

→ Plancher terrasse :

Avec la même méthode, en regroupe les résultats sur le tableau suivant :

Tableau II. 20: Résulta de poutre porteuse terrasse inaccessible.

Poutre porteuse terrasse inaccessible			
Phase de construction	$M_{sd} = 150,83 \text{ KN.m}$	$M_{plrd} = 157 \text{ KN.m}$	Ratio 96,07 %
	$V_{sd} = 65,08 \text{ KN}$	$V_{plrd} = 370,95 \text{ KN}$	Ratio 17,54 %
	$f_{max} = 18,38 \text{ mm}$	$f_{adm} = 29,7 \text{ mm}$	Ratio 61,89 %
Phase final	$M_{sd} = 283,61 \text{ KN.m}$	$M_{plrd} = 375,14 \text{ KN.m}$	Ratio 75,60 %
	$V_{sd} = 121,86 \text{ KN}$	$V_{plrd} = 370,95 \text{ KN}$	Ratio 32,85 %
	$f_{max} = 9,37 \text{ mm}$	$f_{adm} = 23,76 \text{ mm}$	Ratio 39,43 %

II.4 Calcule des connecteurs [3]

II.4.1 Introduction

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

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

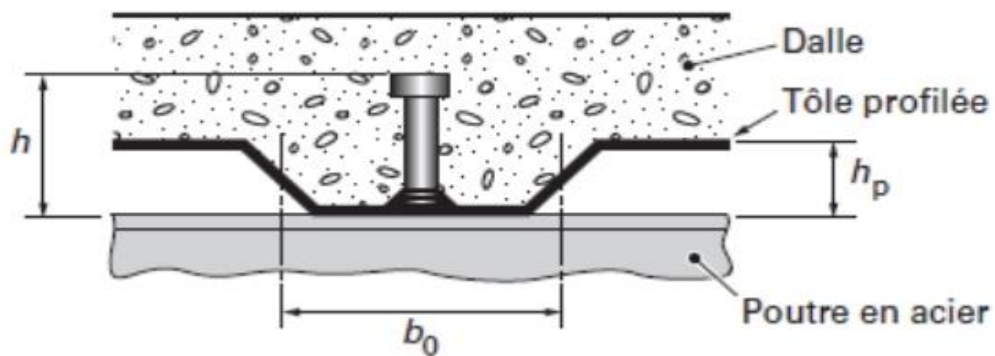


Figure II. 8: Dimensions de la tôle et du connecteur.

II.4.2 La méthode de calcul

$$P_{rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} K \times 0,29 \times \alpha \times d^2 \times \frac{\sqrt{f_{c28} \times E_c}}{\gamma_v} \\ k \times 0,8 \times f_u \times \frac{\pi \times d^2}{4 \times \gamma_v} \end{array} \right\}$$

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

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

Avec :

- N_r : le nombre de goujon par nervure, on le prend égal à 1
- h_c : hauteur de la dalle en béton = 95mm
- h_p : hauteur du bac d'acier = 55mm
- b_0 : largeur de la nervure (d'après la fiche technique du HIBAND55) = 88,5 mm
- $K_{t,max}$: limite supérieure pour le facteur K.
- α : facteur correctif.

$$\alpha = \begin{cases} 0,2 \times \left(\frac{h}{d} + 1 \right) \\ 1 \text{ pour } \frac{h}{d} \geq 4 \end{cases} \quad \text{pour } 3 \leq \frac{h}{d} \leq 4$$

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

II.4.2.1 Connecteurs solive : [6]

$$K = \frac{0,7}{\sqrt{N_r}} \times \frac{b_0}{h_p} \left(\frac{h_c}{h_p} - 1 \right) \rightarrow K = \frac{0,7}{\sqrt{1}} \times \frac{88,5}{55} \left(\frac{95}{55} - 1 \right) \rightarrow K = 0,82$$

Donc :

$$P_{rd} = \min \begin{cases} 0.82 \times 0.29 \times 1 \times 19^2 \times \frac{\sqrt{25 \times 30500}}{1.25} = 59,97 \text{ KN} \\ 0.82 \times 0.8 \times 450 \times \frac{\pi \times 19^2}{4 \times 1.25} = 66,95 \text{ KN} \end{cases}$$

II.4.2.2 Effort tranchant repris par les goujons

Détermination de R

$$R_L = \min (R_{\text{béton}} ; R_{\text{acier}})$$

$R_{\text{béton}}$ = Résistance de compression de béton = 1391,665 KN.

R_{acier} = Résistance de compression d'acier = 872,575 KN.

$R_L = R_a = 872,575 \text{ KN}$

II.4.2.3 Nombre de connecteurs par demi-portes

$$n = \frac{R}{P_{rd}} = \frac{872,575}{59,97} = 14,55$$

On prend 15 connecteurs pour le demi porté ; c'est-à-dire 30 connecteurs sur toute la longueur totale de la solive.

II.4.2.4 Espacement entre les goujons

Soit E l'espacement entre les goujons :

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

L est la longueur de la solive ; $L = 4,11 \text{ m}$

$$E = \frac{4110}{30-1} = 141,72 \text{ mm}$$

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

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

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

II.5 Pré dimensionnement de poteau

La méthode de calcul utilisée pour les poteaux consiste à appliquer le principe de descente de charge, qui permet d'évaluer toutes les forces qui traversent la structure porteuse du bâtiment jusqu'au niveau des fondations.

II.5.1 Étapes de pré dimensionnement

- Calcul de la surface reprise par chaque poteau.

Évaluation de l'effort normal ultime de la compression à chaque niveau.

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

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

$$N_s = G + Q$$

La structure étudiée possède des poteaux en profilé HEA ou HEB.

Le poteau le plus sollicité **G-5** reprend une surface de $19,65 \text{ m}^2$ dans tous les étages.

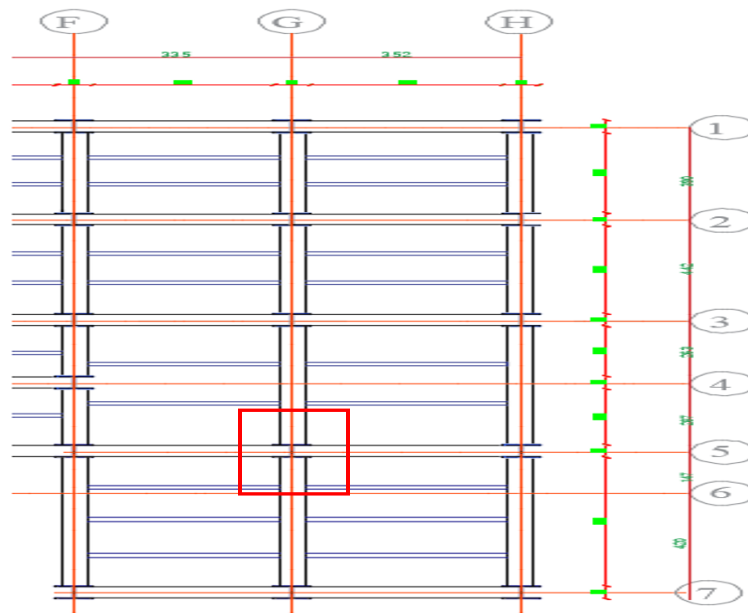


Figure II. 9: Position du poteau le plu sollicité.

II.5.2 La descente des charges

II.5.2.1 La charge permanente

- Poids des plancher :

Plancher terrasse : $G = 19,65 \times 7,12 \rightarrow G = 139,91 \text{ KN}$

Plancher courant : $G = 19,65 \times 6,05 \rightarrow G = 118,88 \text{ KN}$

- Poids des éléments horizontaux :

Poutre principale : $G = 5,94 \times 0,422 \rightarrow G = 2,507 \text{ KN}$

Poutre secondaire $G = 4,11 \times 0,307 \rightarrow G = 1,262 \text{ KN}$

Solive : $G = 8,22 \times 0,262 \rightarrow G = 2,153 \text{ KN}$

$\Rightarrow G_t = 2,144 + 1,262 + 2,507 = 5,913 \text{ KN}$

- Poids totaux des plancher :

Plancher terrasse : $G = 139,91 + 5,913 \rightarrow G = 145,82 \text{ KN}$

Plancher courant : $G = 118,88 + 5,913 \rightarrow G = 124,79 \text{ KN}$

II.5.2.2 La charge d'exploitation

❖ Loi de dégression : [1]

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

- Sous toit ou terrasse : Q_0 .
- Sous dernier étage : $Q_0 + Q_1$.
- Sous étage immédiatement inférieur (étage 2) : $Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$.
- Sous étage immédiatement inférieur (étage 3) : $Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$.
- Pour $n > 5$: $Q_0 + (3+n / 2n) [Q_1 + Q_2 + Q_3 + \dots Q_n]$.

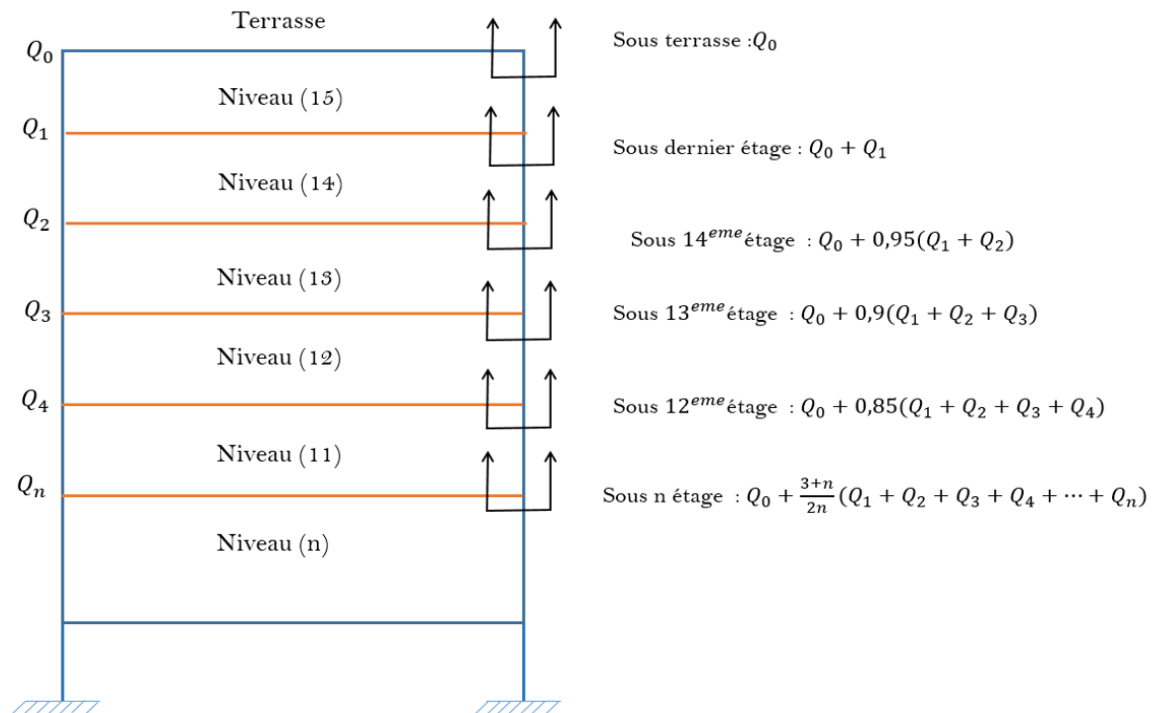


Figure II. 10: Schéma de dégradation des charges d'exploitation.

II.5.3 La section de profilés

- Poteau de la terrasse inaccessible : [2]

$$G = 145,82 \text{ KN}$$

$$Q = 19,65 \text{ kN}$$

$$N_u = (1,35G + 1,5Q) = 226,33 \text{ KN.}$$

$$N_{sd} \leq N_{pr,ld} = \frac{A \times f_y}{1.1} \rightarrow A \geq \frac{N_{sd} \times 1.1}{f_y} = \frac{226.33 \times 1.1 \times 10}{275} \rightarrow A \geq 905,32 \text{ mm}^2$$

On opte pour un HEA 100 ($A = 2120 \text{ mm}^2$).

Tableau II. 21: Charge d'exploitation et permanente les efforts normaux.

Niveau Surcharge (Q)	Gi (KN/m2)	Qi (KN/m2)	$\sum Qi$ (KN/ m2)	Surface (m2)	$\sum Qi$ (KN)	$\sum Gi$ (KN)	Nsd (KN)
N1 (terrasse inaccessible) Q0	7,12	1	1	19,65	19,65	145,82	226,33
N2 (15 ^{ème} étage) Q1	6,05	1,5	2,5	19.65	49,125	270,61	439,01
N3 (14 ^{ème} étage) Q2	6,05	1,5	3,85	19.65	75,653	395,4	647,27
N4 (13 ^{ème} étage) Q3	6,05	1,5	5,05	19.65	99,232	520,19	851,10
N5 (12 ^{ème} étage) Q4	6,05	1,5	6,1	19.65	119,865	644,98	1050,52
N6 (11 ^{ème} étage) Q5	6,05	1,5	7	19.65	137,55	769,77	1245,51
N7 (10 ^{ème} étage) Q6	6,05	1,5	7,75	19.65	152,288	894,56	1436,09
N8 (9 ^{ème} étage) Q7	6,05	1,5	8,5	19.65	167,025	1019,35	1626,66
N9 (8 ^{ème} étage) Q8	6,05	1,5	9,25	19.65	181,763	1144,14	1817,23
N10 (7 ^{ème} étage) Q9	6,05	1,5	10	19.65	196,5	1268,93	2007,81
N11 (6 ^{ème} étage) Q10	6,05	1,5	10,75	19.65	211,238	1393,72	2198,38
N12 (5 ^{ème} étage) Q11	6,05	1,5	11,49	19.65	225,779	1518,51	2388,66
N13 (4 ^{ème} étage) Q12	6,05	1,5	12,25	19.65	240,713	1643,3	2579,52
N14 (3 ^{ème} étage) Q13	6,05	1,5	13,75	19.65	270,188	1768,09	2792,20
N15 (2 ^{ème} étage) Q14	6,05	1,5	14,5	19.65	284,925	1892,88	2982,78
N16 (1 ^{ème} étage) Q14	6,05	1,5	15,25	19.65	299,663	2017,67	3173,35
N17(RDC) Q15	6,05	5	18,06	19.65	354,879	2142,46	3424,64

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

Tableau II. 22: Pré dimensionnement des poteaux.

Etage	Nsd (KN)	A ^{calculé} (mm ²)	A ^{choise} (mm ²)	Profilé
Terrasse	226,33	905,32	2120	HEA100
15^{ème}	439,01	1756,04	2120	HEA100
14^{ème}	647,27	2589,08	3140	HEA140
13^{ème}	851,10	3404,4	3880	HEA160
12^{ème}	1050,52	4202,08	5380	HEA200
11^{ème}	1245,51	4982,04	5380	HEA200
10^{ème}	1436,09	5744,36	6430	HEA220
9^{ème}	1626,66	6506,64	7680	HEA240
8^{ème}	1817,23	7268,92	8680	HEA260
7^{ème}	2007,81	8031,24	9730	HEA280
6^{ème}	2198,38	8793,52	9730	HEA280
5^{ème}	2388,66	9554,64	11250	HEA300
4^{ème}	2579,52	10318,08	11250	HEA300
3^{ème}	2792,20	11168,8	12440	HEA320
2^{ème}	2982,78	11931,12	12440	HEA320
1^{ère}	3173,35	12693,4	13350	HEA340
RDC	3424,64	13698,56	14280	HEA360

II.5.4 Vérification de flambement

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

$$N_{sd} \leq N_{brd} = \frac{\chi \cdot \beta_A \cdot A \cdot f_y}{1,1}$$

Avec :

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

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

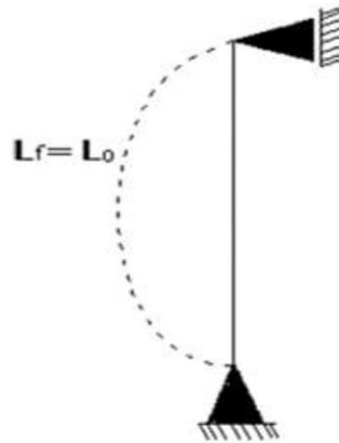


Figure II. 11: Schéma statique de poteau des étages.

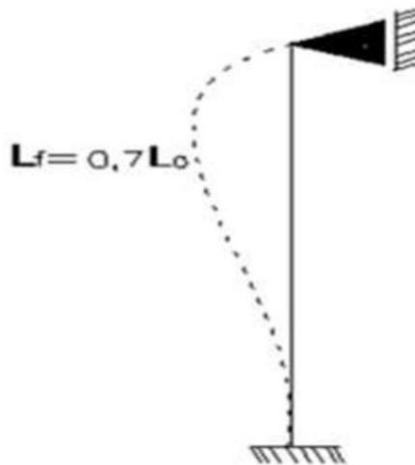


Figure II. 12 : Schéma statique de poteau pour RDC.

a) Suivant l'axe Y-Y :

$$L_{fy} = 0,5h = 0,5 \times 3,06 \rightarrow L_{fy} = 1,53 \text{ m} \rightarrow \lambda_y = \frac{L_{fy}}{i_y} \rightarrow \lambda_y = \frac{1530}{40,6} \rightarrow \lambda_y = 37,68$$

$$\lambda_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{37,68}{86,81} \rightarrow \lambda_1 = 0,43$$

b) Suivant l'axe Z-Z:

$$L_{fz} = 0,7h = 0,7 \times 3,06 \rightarrow L_{fz} = 2,14 \text{ m}$$

χ_{lt} : Le coefficient réducteur de flambement donne par la formule suivante

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 + \lambda^2}} \leq 1$$

$$\text{Avec : } \bar{\lambda}_{lt} = \left(\frac{\lambda}{\lambda_1} \right) \quad \lambda_1 = 93,91 \varepsilon \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$$\phi = 0.5[1 + \alpha(\lambda - 0,2) + \bar{\lambda}^2] \quad \alpha : \text{facteur d'imperfection se déduit du tableau}$$

suivant :

Tableau II. 23: Facteur d'imperfection α .

Courbe de flambement	a	b	C	d
α	0,21	0,34	0,49	0,76

Par les mêmes étapes on fait les vérifications des poteaux les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau II. 24: Vérification du flambement pour poteau G-choix

Etage	Nsd (KN)	Nbrd (KN)	Condition	Profile
Terrasse	226,33	239,643	Vérifier	HEA200
15^{ème}	439,01	484,627	Vérifier	HEA200
14^{ème}	647,27	742,44	Vérifier	HEA200
13^{ème}	851,40	916,312	Vérifier	HEA200
12^{ème}	1050,52	1130,43	Vérifier	HEA240
11^{ème}	1245,51	1407,44	Vérifier	HEA240
10^{ème}	1436,09	1690,48	Vérifier	HEA240
9^{ème}	1626,66	1690,48	Vérifier	HEA300
8^{ème}	1817,23	1953,45	Vérifier	HEA300
7^{ème}	2007,81	2207,812	Vérifier	HEA300
6^{ème}	2198,38	2207,812	Vérifier	HEA320
5^{ème}	2388,66	2904,74	Vérifier	HEA320
4^{ème}	2579,52	2904,74	Vérifier	HEA320
3^{ème}	2792,20	2904,74	Vérifier	HEA360
2^{ème}	2982,78	3117,225	Vérifier	HEA360
1^{ère}	3173,35	3334,38	Vérifier	HEA360
RDC	3424,64	3712,65	Vérifier	HEA360

II.6 Conclusion

Dans ce chapitre on a pré dimensionner la poutre porteuse et la poutre non porteuse, solive et le poteau afin pouvoir modéliser.

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

III.1 Introduction

L'étude des éléments secondaires de la structure désigne l'analyse et la conception des éléments qui ne font pas directement partie de l'ossature principale d'un ouvrage, mais qui jouent un rôle important en termes de stabilité, de protection, de fonctionnalité et d'esthétique.

L'étude de ces éléments prend en compte leur interaction avec la structure principale, les charges qu'ils peuvent transmettre, les déformations admissibles ainsi que leur résistance aux contraintes mécaniques, thermiques et environnementales.

III.2 Etude des escaliers

III.2.1 Définition

Un escalier est un ouvrage architectural permettant de relier deux niveaux différents d'un bâtiment ou d'un espace en franchissant une dénivellation. Il est constitué d'une série de marches qui permettent la montée et la descente des usagers. Il peut être construit en différents matériaux (béton, bois, métal) et prendre plusieurs formes (droit, tournant, hélicoïdal). Un escalier doit respecter des normes de sécurité et d'ergonomie pour garantir confort et accessibilité.

Le pré dimensionnement des escaliers de l'ossature est conforme aux règlement européen l'EUROCODE 2[9].

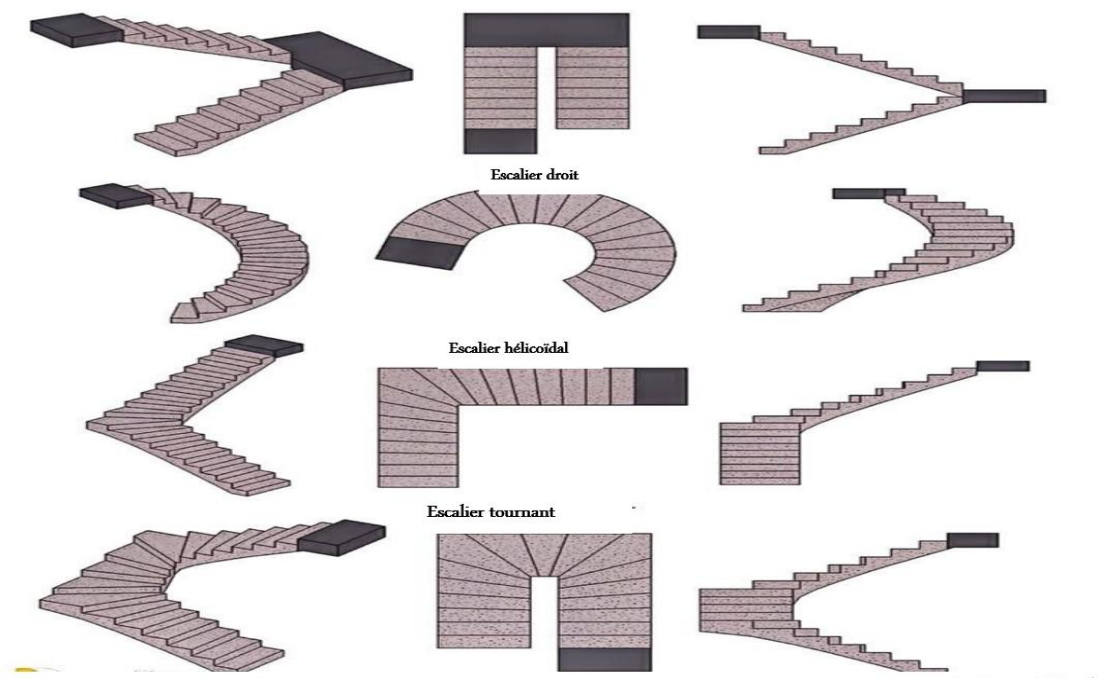
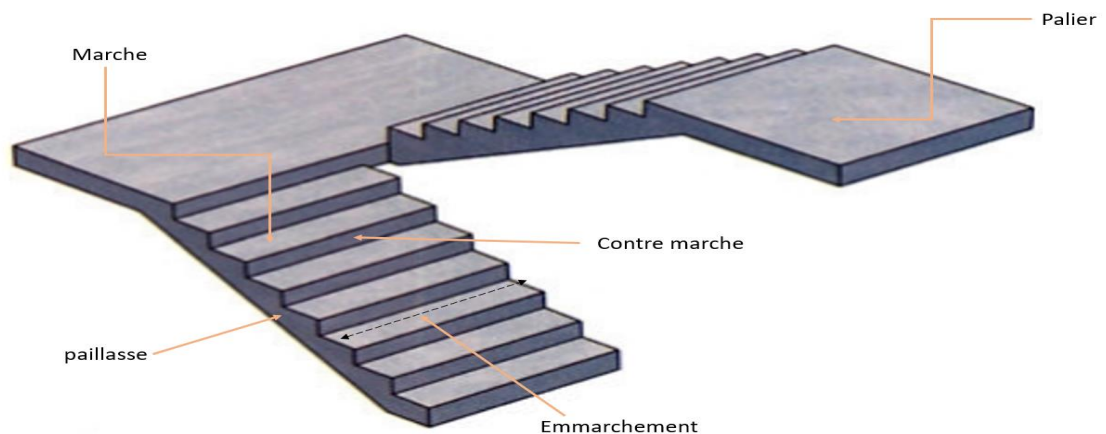


Figure III. 1: Schéma des formes des escaliers.

❖ **Composition d'un escalier :****Figure III. 2:** Schéma des escaliers.

- **La marche** : la partie horizontale des gradins constituant l'escalier.
- **Le contre marche** : la partie verticale des gradins.
- **La montée** : la hauteur d'escalier.
- **Le giron** : la largeur de la marche.
- **L'embranchement** : la largeur de la volée.
- **La volée** ; suite ininterrompue des marches.
- **La paillasse** : le support des marches.
- **Le palier** : la partie horizontale entre deux volées.

III.2.2 Pré dimensionnement des escaliers

Dans notre projet le type d'escalier un palier et deux volées

III.2.2.1 Dimension des escaliers

- ❖ H : hauteur d'un demi-étage.
- ❖ h : hauteur de contre marche.
- ❖ g : largeur de la marche.
- ❖ n : nombre de contre marches.
- ❖ $n-1$: nombre de marches.
- ❖ L : projection horizontale de la longueur totale de la volée.

On obtient les dimensions des escaliers par la relation suivante :

$$\begin{cases} 2h + g = 64 & (1) \\ n \times h = H & (2) \\ (n - 1)g = L & (3) \end{cases}$$

En remplaçant (2) et (3) dans (1) on obtient :

$$64 n^2 - (64 + 2H + L)n + 2H = 0 \quad (4)$$

Avec : n la racine de l'équation.

III.2.2.1.1 Dimension des escaliers 1^{er} a 15^{eme} étage

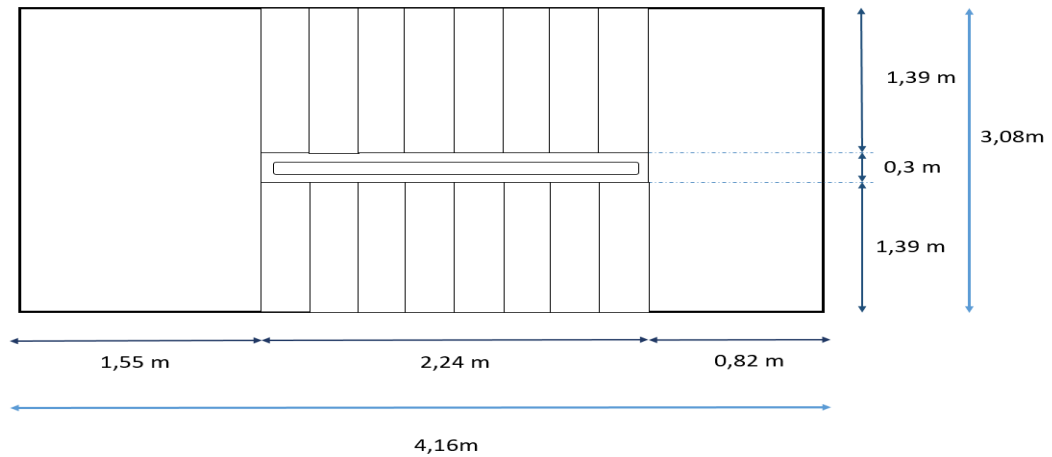


Figure III. 3: Schéma d'escalier 1^{er} a 15^{ème} étage un palier intermédiaire et deux volée.

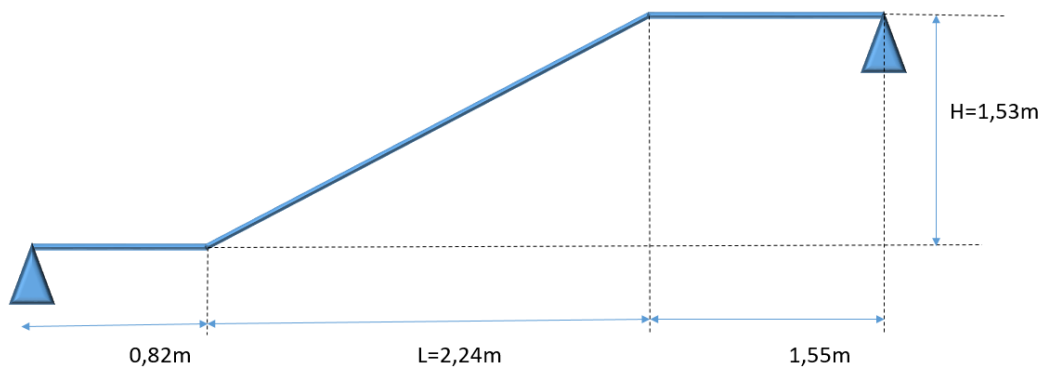


Figure III. 4: Schéma statique d'escalier 1^{er} a 15^{ème} étage.

- ❖ Hauteur de demi étage et : $H = \frac{3,06}{2}$ $H = 1.53 \text{ m} = 153 \text{ cm}$.
- ❖ Projection horizontale de la longueur totale de la volée : $L=2,24 \text{ m}=224 \text{ cm}$.

On obtient les dimensions des escaliers par la relation (4) suivant :

$$64 n^2 - (64 + 2H + L)n + 2H = 0 \quad 64 n^2 - (64 + 2 \times 153 + 224)n + 2 \times 153 = 0$$

➤ Solution : :

n : la racine de l'équation

$n_1=0,55$ refuse $n_2=9$

On prend :

- ❖ Le nombre de contre marche $n=9$.
- ❖ Nombre de marches $n - 1 = 8$

Alors :

$$\begin{cases} \text{hauteur de contre marche } h = \frac{H}{n} = \frac{153}{9} = 17 \text{ cm} \\ \text{largeur de la marche } g = \frac{L}{n-1} = \frac{224}{8} = 28 \text{ cm} \end{cases}$$

❖ **Vérification de l'équation « BLONDEL » :**

$$\begin{cases} (59 \leq (g + 2h) \leq 66) \text{ cm} \\ (16 \leq h \leq 18) \text{ cm} \\ (22 \leq g \leq 33) \text{ cm} \end{cases} \quad \begin{cases} g + 2h = 62 \text{ cm} \\ 17 \text{ cm} \\ 28 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{Donc vérifier.}$$

❖ **Détermination de l'épaisseur de la paillasse :**

$$\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20}$$

$$\text{Avec : } l = \sqrt{L^2 + H^2} + 1,40 \quad l = \sqrt{2,24^2 + 1,53^2} + 1,40 \quad l = 4,11 \text{ m}$$

$$\frac{411}{30} \leq e \leq \frac{411}{20} \quad 13,7 \text{ cm} \leq e \leq 20,55 \text{ cm} \quad \text{Donc on prend l'épaisseur } e=16 \text{ cm .}$$

Remarque : le palier aura la même épaisseur que la paillasse.

❖ **Angle d'inclinaison de la paillasse :**

$$\tan \alpha = \frac{H}{L} = \frac{1,53}{2,24} = 0,683 \quad \alpha = 34,33^\circ$$

III.2.2.1.2 Dimension des escaliers de RDC

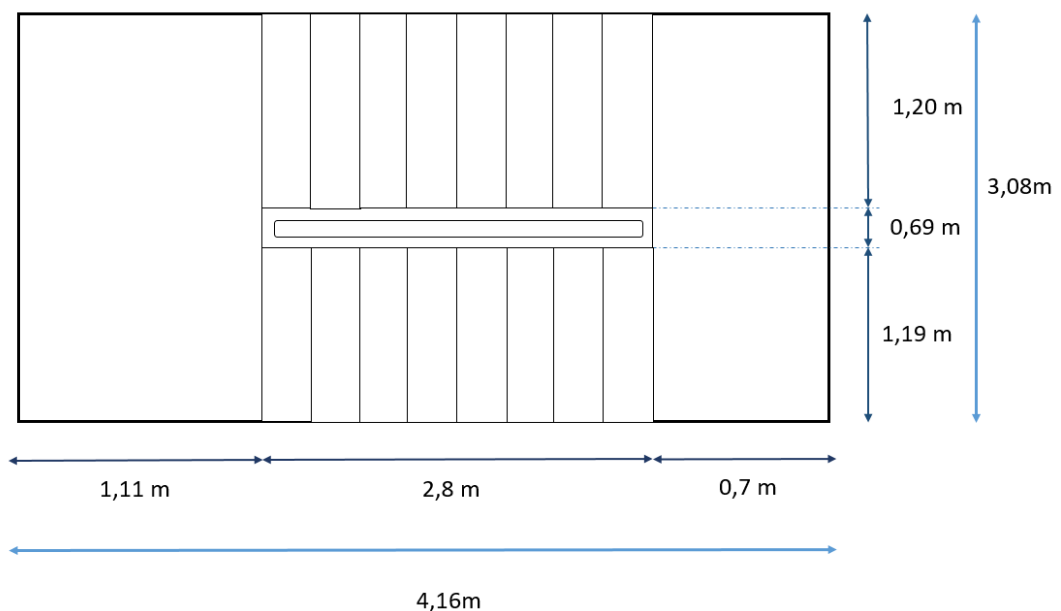


Figure III. 5: Schéma d'escalier RDC un palier intermédiaire et deux volée.

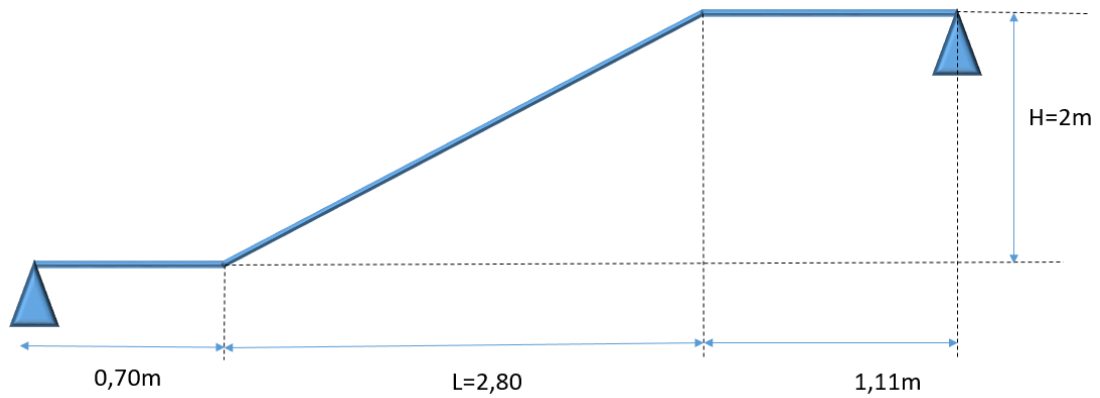


Figure III. 6: Schéma statique d'escalier de RDC.

❖ Hauteur de demi étage et : $H = \frac{4}{2}$ $H = 2 \text{ m} = 200\text{cm}$.

❖ Projection horizontale de la longueur totale de la volée : $L=2.8 \text{ m}=280 \text{ cm}$.

On obtient les dimensions des escaliers par la relation (4) suivant :

$$64 n^2 - (64 + 2H + L)n + 2H = 0 \quad 64 n^2 - (64 + 2 \times 200 + 280)n + 2 \times 200 = 0$$

$$64n^2 - 744n + 400 = 0$$

➤ Solution : :

n : la racine de l'équation

$$n_1=0,57 \text{ refuse} \quad n_2=11$$

On prend :

❖ Le nombre de contre marche $n=11$.

❖ Nombre de marches $n - 1 = 10$.

Alors :

$$\begin{cases} \text{hauteur de contre marche } h = \frac{H}{n} = \frac{200}{11} = 18 \text{ cm} \\ \text{largeur de la marche } g = \frac{L}{n-1} = \frac{280}{10} = 28 \text{ cm} \end{cases}$$

❖ Vérification de l'équation « BLONDEL » :

$$\begin{cases} (59 \leq (g + 2h) \leq 66)\text{cm} \\ (16 \leq h \leq 18)\text{cm} \\ (22 \leq g \leq 33)\text{cm} \end{cases} \quad \begin{cases} g + 2h = 64 \text{ cm} \\ 18 \text{ cm} \\ 28 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{Donc vérifier.}$$

❖ Angle d'inclinaison de la paillasse :

$$\tan \alpha = \frac{H}{L} = \frac{2}{2,8} = 0,714 \quad \alpha = 35,53^\circ$$

III.2.2.2 Evaluation des charges [1]III.2.2.2.1 Evaluation des charges des escalier 1^{er} étage 15^{ème} étageA. Les charge de palier :Tableau III. 1: Charge permanente de palier 1^{er} a 15^{ème} étage

Désignation de l'élément	$\rho(\text{KN/m}^3)$	$E_p(\text{m})$	$G (\text{KN/m}^2)$
Tôle striée	78,5	0,005	0,40
Béton	25	0,07	1,75
Grès cérame	/	/	0,28
Chappe	/	/	0,4
Σ			2,83

$$\diamond \text{ Charge permanentes : } G = \frac{2,83 \times 1,39}{2} = 1,97 \text{ KN/m}$$

$$\diamond \text{ Charge d'exploitation : } Q = \frac{2,5 \times 1,39}{2} = 1,74 \text{ KN/m}$$

B. Les charges de la volée :Tableau III. 2: Charge permanente de volée 1^{er} a 15^{ème} étage

Désignation de l'élément	$\rho(\text{KN/m}^3)$	$E_p(\text{m})$	$G (\text{KN/m}^2)$
Tôle striée	78,5	0,005	0,40
Béton	25	0,07	1,75
Grès cérame	/	/	0,28
Chappe	/	/	0,4
Garde-corps	/	/	1

$$\diamond \text{ Charge permanentes : } G = \frac{2,83 \times 1,30}{2} + 1 = 2,97 \text{ KN/m}$$

$$\diamond \text{ Charge d'exploitation : } Q = \frac{2,5 \times 1,30}{2} = 1,74 \text{ KN/m}$$

C. Combinaison des charges :

1. ELU ;

$$q_{\text{palier}} = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 1,97 + 1,5 \times 1,74 = 5,27 \text{ KN/m.}$$

$$q_{\text{volée}} = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 2,97 + 1,5 \times 1,74 = 6,62 \text{ KN/m.}$$

2. ELS :

$$q_{\text{palier}} = G + Q = 1,97 + 1,74 = 3,71 \text{ KN/m.}$$

$$q_{\text{volée}} = G + Q = 2,97 + 1,74 = 4,71 \text{ KN/m.}$$

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

- ❖ ELU : $q_{\max} = (q_{\text{volée}}, q_{\text{palier}}) = 6,62 \text{ KN/m}$.
- ❖ ELS : $q_{\max} = (q_{\text{volée}}, q_{\text{palier}}) = 4,71 \text{ KN/m}$

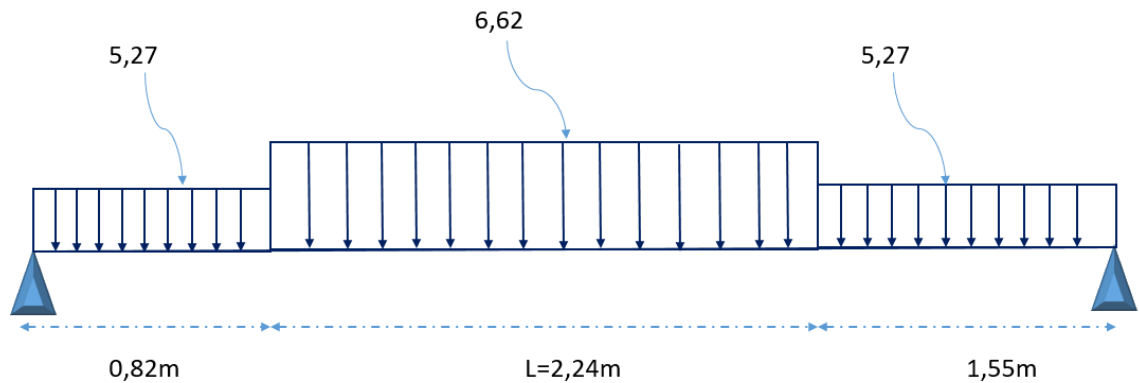


Figure III. 7: Schéma de chargement ELU d'escalier 1^{er} à 15^{ème} étage.

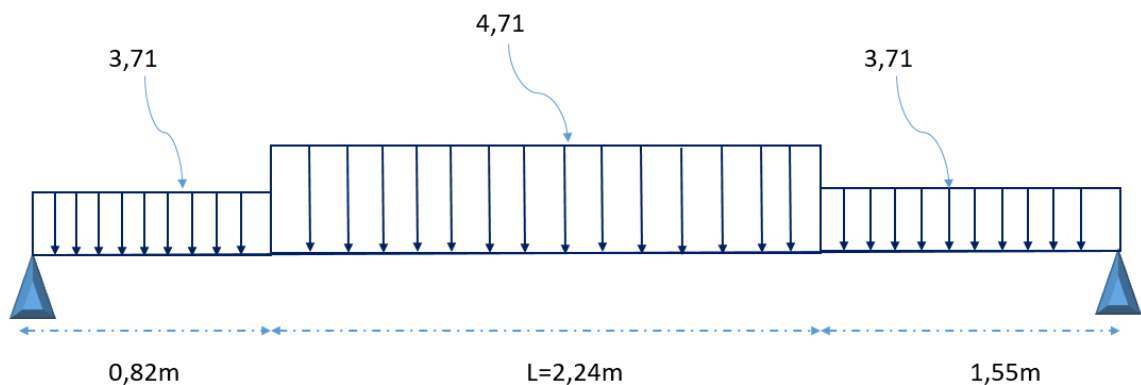


Figure III. 8: Schéma de chargement ELS d'escalier 1^{ère} à 15^{ème} étage.

III.2.2.2.2 Evaluation des charges des escaliers de RDC :

A. Les charge de palier :[2]

Tableau III. 3: charge permanente de palier 1^{er} à 15^{ème} étage

Désignation de l'élément	$\rho (\text{KN/m}^3)$	$E_p (\text{m})$	$G (\text{KN/m}^2)$
Tôle striée	78,5	0,005	0,40
Béton	25	0,07	1,75
Grès cérame	/	/	0,28
Chappe	/	/	0,4
Σ			2,83

❖ Charge permanentes : $G = \frac{2,83 \times 1,20}{2} = 1,7 \text{ KN/m}$

❖ Charge d'exploitation : $Q = \frac{2,5 \times 1,20}{2} = 1,5 \text{ KN/m}$

B. Les charges de la volée : [2]Tableau III. 4: charge permanente de volée 1^{er} a 15^{ème} étage

Désignation de l'élément	$\rho (KN/m^3)$	Ep(m)	G (KN/m ²)
Tôle striée	78,5	0,005	0,40
Béton	25	0,07	1,75
Grès cérame	/	/	0,28
Chappe	/	/	0,4
Garde-corps	/	/	1

❖ Charge permanentes : $G = \frac{2,83 \times 1,2}{2} + 1 = 2,7 \text{ KN/m}$

❖ Charge d'exploitation : $Q = \frac{2,5 \times 1,2}{2} = 1,5 \text{ KN/m}$

C. Combinaison des charges :

3. ELU :

$$q_{\text{palier}} = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 1,7 + 1,5 \times 1,5 = 4,55 \text{ KN/m.}$$

$$q_{\text{volée}} = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 2,7 + 1,5 \times 1,5 = 5,9 \text{ KN/m.}$$

4. ELS :

$$q_{\text{palier}} = G + Q = 1,7 + 1,5 = 3,2 \text{ KN/m.}$$

$$q_{\text{volée}} = G + Q = 2,7 + 1,5 = 4,2 \text{ KN/m.}$$

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

❖ ELU : $q_{\text{max}} = (q_{\text{volée}}, q_{\text{palier}}) = 5,9 \text{ KN/m.}$

❖ ELS : $q_{\text{max}} = (q_{\text{volée}}, q_{\text{palier}}) = 4,2 \text{ KN/m}$

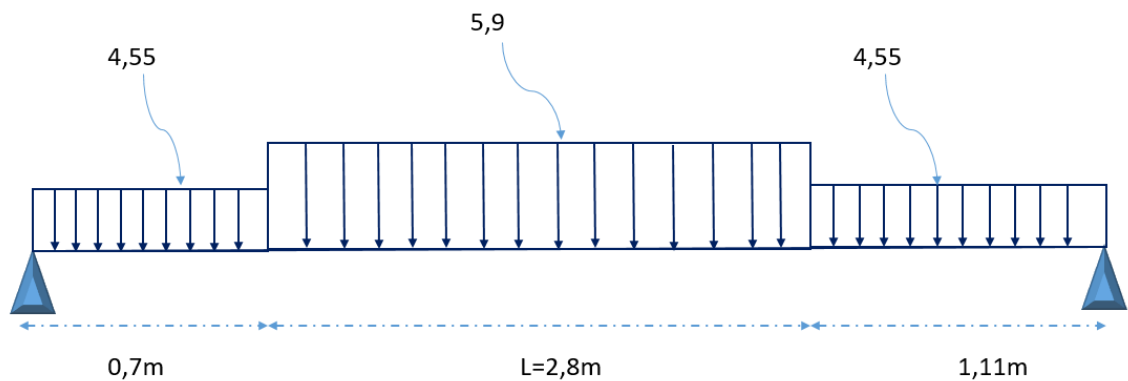


Figure III. 9: Schéma de chargement ELU d'escalier RDC.

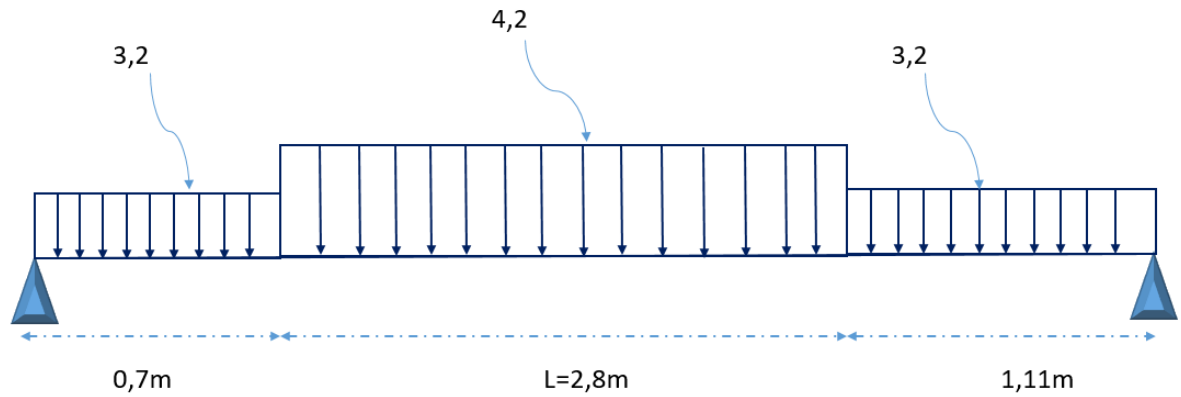


Figure III. 10: Schéma de chargement ELS d'escalier RDC.

III.2.2.3 Dimension des limons et de la cornière de marche

III.2.2.3.1 Dimension des limons

A. Condition de flèche 1^{er} a 15^{eme} étage :

$$f_{\max} \leq f_{\text{adm}}$$

$$f_{\max} = \frac{5qs l^4}{384 E I_y} \quad f_{\text{adm}} = \frac{l}{250}$$

$$I_y \geq \frac{5qs l^4 240}{384 l E} \quad I_y \geq \frac{5 \times 4,71 \times 4610^4 \times 250}{384 \times 4610 \times 2,1 \times 10^5} \quad I_y \geq 715,29 \text{ cm}^4$$

Donc on prend UPN160 $I_y = 925 \cdot 10^4 \text{ mm}^4$.

1. **Vérification du moment fléchissant :[2]**

$$q = 1,35(G + G_{\text{upn}}) + 1,5Q = 1,35 \times (2,97 + 0,188) + 1,5 \times 1,74 = 6,87 \text{ KN/m}$$

$$\text{On doit vérifier que :} \quad M_{\text{sd}} \leq M_{\text{plrd}}$$

$$M_{\text{plrd}} = \frac{W_{\text{ply}} f_y}{\gamma_{\text{mo}}} \quad M_{\text{plrd}} = \frac{138 \times 10^3 \times 275}{1,1} \times 10^{-6} \quad M_{\text{plrd}} = 34,5 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{sd}} = \frac{qu l^2}{8} \quad M_{\text{sd}} = \frac{6,87 \times 4,61^2}{8} \quad M_{\text{sd}} = 18,25 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{sd}} = 18,25 \text{ KN.m} \leq M_{\text{plrd}} = 34,5 \text{ KN.m} \quad \text{Donc la condition vérifie.}$$

2. Vérification de l'effort tranchant :[2]

On doit vérifier que : $V_{sd} \leq V_{plrd}$

$$V_{plrd} = \frac{A f_y}{\gamma_{mo} \sqrt{3}} \quad V_{plrd} = \frac{12.6 \times 10^2 \times 275}{1.1 \times \sqrt{3}} \times 10^{-3} \quad V_{plrd} = 181,87 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = \frac{q_u l}{2} \quad V_{sd} = \frac{6,87 \times 4,16}{2} \quad V_{sd} = 14,28 \text{ KN}$$

$V_{sd} = 14,28 \text{ KN} \leq V_{plrd} = 181,87 \text{ KN}$ Donc la condition vérifier.

3. Vérification de la rigidité :[2]

$q_{max} = (G + G_{upn}) + Q = (2,97 + 0,188) + 1,74 = 4,9 \text{ KN/m}$.

On doit vérifier que : $f_{max} \leq f_{adm}$

$$f_{max} = \frac{5 q_s l^4}{384 E I_y} \quad f_{adm} = \frac{l}{250}$$

$$f_{max} = \frac{5 q_s l^4}{384 E I_y} \quad f_{max} = \frac{5 \times 4,9 \times 4610^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 925 \times 10^4} \quad f_{max} = 14,83 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = \frac{l}{250} \quad f_{adm} = \frac{4610}{250} \quad f_{adm} = 18,44 \text{ mm}$$

$f_{max} = 14,83 \text{ mm} \leq f_{adm} = 18,44 \text{ mm}$ Donc la condition vérifier.

B. Condition de flèche RDC :

$$f_{max} \leq f_{adm}$$

$$f_{max} = \frac{5 q_s l^4}{384 E I_y} \quad f_{adm} = \frac{l}{250}$$

$$I_y \geq \frac{5 q_s l^4 240}{384 l E} \quad I_y \geq \frac{5 \times 4,2 \times 4610^4 \times 250}{384 \times 4610 \times 2,1 \times 10^5} \quad I_y \geq 637,84 \text{ cm}^4$$

Donc on prend UPN160 $I_y = 925 \times 10^4 \text{ mm}^4$.

1. Vérification du moment fléchissant :[2]

$q_{volee} = 1,35(G + G_{upn}) + 1,5Q = 1,35 \times (2,7 + 0,188) + 1,5 \times 1,5 = 6,15 \text{ KN/m}$

On doit vérifier que : $M_{sd} \leq M_{plrd}$

$$M_{plrd} = \frac{W_{ply} f_y}{\gamma_{mo}} \quad M_{plrd} = \frac{138 \times 10^3 \times 275}{1,1} \times 10^{-6} \quad M_{plrd} = 34,5 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u l^2}{8} \quad M_{sd} = \frac{6,15 \times 4,61^2}{8} \quad M_{sd} = 16,34 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 16,34 \text{ KN.m} \leq M_{plrd} = 34,5 \text{ KN.m} \quad \text{Donc la condition vérifier.}$$

2. Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que : $V_{sd} \leq V_{plrd}$

$$V_{plrd} = \frac{A f_y}{\gamma_{mo} \sqrt{3}} \quad V_{plrd} = \frac{12,6 \times 10^2 \times 275}{1,1 \times \sqrt{3}} \times 10^{-3} \quad V_{plrd} = 181,87 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = \frac{q_u l}{2} \quad V_{sd} = \frac{6,15 \times 4,16}{2} \quad V_{sd} = 14,17 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 14,17 \text{ KN} \leq V_{plrd} = 181,87 \text{ KN} \quad \text{Donc la condition vérifier.}$$

3. Vérification de la rigidité :

$$q_{\max} = (G + G_{upn}) + Q = (2,7 + 0,188) + 1,5 = 4,39 \text{ KN/m.}$$

On doit vérifier que : $f_{\max} \leq f_{adm}$

$$f_{\max} = \frac{5 q_s l^4}{384 E I_y} \quad f_{adm} = \frac{l}{250}$$

$$f_{\max} = \frac{5 q_s l^4}{384 E I_y} \quad f_{\max} = \frac{5 \times 4,39 \times 4610^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 925 \times 10^4} \quad f_{\max} = 13,29 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = \frac{l}{250} \quad f_{adm} = \frac{4610}{250} \quad f_{adm} = 18,44 \text{ mm}$$

$$f_{\max} = 13,29 \text{ mm} \leq f_{adm} = 18,44 \text{ mm} \quad \text{Donc la condition vérifier.}$$

III.2.2.3.2 Dimensionnement de la cornière de marche

A. Condition de la cornière de marche 1^{ère} à 15^{ème} étage :

$$G = 2,83 \text{ KN/m}^2 ; Q = 2,5 \text{ KN/m}^2 ; L = 0,28 \text{ m largeur de la marche.}$$

❖ Charge permanentes : $G = \frac{G \times l}{2} = \frac{2,83 \times 0,28}{2} = 0,4 \text{ KN/m}$

❖ Charge d'exploitation : $Q = \frac{Q \times l}{2} = \frac{2,5 \times 0,28}{2} = 0,35 \text{ KN/m}$

D. Combinaison des charges :

1. ELU ;

$$q_{palier} = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 0,4 + 1,5 \times 0,35 = 1,065 \text{ KN/m.}$$

2. ELS :

$$q_{palier} = G + Q = 0,4 + 0,35 = 0,75 \text{ KN/m.}$$

$$f_{\max} \leq f_{\text{adm}}$$

$$f_{\max} = \frac{5 q_s l^4}{384 E I_y} \quad f_{\text{adm}} = \frac{l}{250}$$

$$I_y \geq \frac{5 q_s l^4 240}{384 l E} \quad I_y \geq \frac{5 \times 0,75 \times 1390^4 \times 250}{384 \times 1390 \times 21 \times 10^5} \quad I_y \geq 3,122 \text{ cm}^4$$

Donc on prend cornier $50 \times 50 \times 4$ $I_y = I_z = 8,97 \times 10^4 \text{ mm}^4$.

4. Vérification du moment fléchissant :[2]

$$q = 1,35(G + G_{\text{cor}}) + 1,5Q = 1,35 \times (0,4 + 0,306) + 1,5 \times 0,53 = 1,75 \text{ KN/m}$$

On doit vérifier que : $M_{\text{sd}} \leq M_{\text{plrd}}$

$$M_{\text{plrd}} = \frac{W_{\text{ply}} f_y}{\gamma_{\text{mo}}} \quad M_{\text{plrd}} = \frac{2,46 \times 10^3 \times 275}{1,1} \times 10^{-6} \quad M_{\text{plrd}} = 0,615 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{sd}} = \frac{q u l^2}{8} \quad M_{\text{sd}} = \frac{1,75 \times 1,39^2}{8} \quad M_{\text{sd}} = 0,42 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{sd}} = 0,42 \text{ KN.m} \leq M_{\text{plrd}} = 0,615 \text{ KN.m} \quad \text{Donc la condition vérifier.}$$

5. Vérification de l'effort tranchant :[2]

On doit vérifier que : $V_{\text{sd}} \leq V_{\text{plrd}}$

$$V_{\text{plrd}} = \frac{A f_y}{\gamma_{\text{mo}} \sqrt{3}} \quad V_{\text{plrd}} = \frac{5,28 \times 10^2 \times 275}{1,1 \times \sqrt{3}} \times 10^{-3} \quad V_{\text{plrd}} = 76,21 \text{ KN}$$

$$V_{\text{sd}} = \frac{q u l}{2} \quad V_{\text{sd}} = \frac{1,75 \times 1,39}{2} \quad V_{\text{sd}} = 3,64 \text{ KN}$$

$$V_{\text{sd}} = 3,64 \text{ KN} \leq V_{\text{plrd}} = 76,21 \text{ KN} \quad \text{Donc la condition vérifier.}$$

B. Condition du cornier de marche de RDC :

$$G = 2,83 \text{ KN/m}^2 ; Q = 2,5 \text{ KN/m}^2 ; L = 0,28 \text{ m largeur de la marche.}$$

$$\diamond \text{ Charge permanentes : } G = \frac{G \times l}{2} = \frac{2,83 \times 0,28}{2} = 0,4 \text{ KN/m}$$

$$\diamond \text{ Charge d'exploitation : } Q = \frac{Q \times l}{2} = \frac{2,5 \times 0,28}{2} = 0,35 \text{ KN/m}$$

E. Combinaison des charges :**3. ELU ;**

$$q_{\text{palier}} = 1,35 G + 1,5Q = 1,35 \times 0,4 + 1,5 \times 0,35 = 1,065 \text{ KN/m.}$$

4. ELS :

$$q_{\text{palier}} = G + Q = 0,4 + 0,35 = 0,75 \text{ KN/m.}$$

$$f_{\text{max}} \leq f_{\text{adm}}$$

$$f_{\text{max}} = \frac{5 q_s l^4}{384 E I_y} \quad f_{\text{adm}} = \frac{l}{250}$$

$$I_y \geq \frac{5 q_s l^4 240}{384 l E} \quad I_y \geq \frac{5 \times 0,75 \times 1390^4 \times 250}{384 \times 1390 \times 2,1 \times 10^5} \quad I_y \geq 3,122 \text{ cm}^4$$

Donc on prend cornier $50 \times 50 \times 4$ $I_y = I_z = 8,97 \times 10^4 \text{ mm}^4$.

1. Vérification du moment fléchissant :[2]

$$q = 1,35(G + G_{\text{cor}}) + 1,5Q = 1,35 \times (0,4 + 0,306) + 1,5 \times 0,53 = 1,75 \text{ KN/m}$$

On doit vérifier que : $M_{\text{sd}} \leq M_{\text{plrd}}$

$$M_{\text{plrd}} = \frac{W_{\text{ply}} f_y}{\gamma_{m0}} \quad M_{\text{plrd}} = \frac{2,46 \times 10^3 \times 275}{1,1} \times 10^{-6} \quad M_{\text{plrd}} = 0,615 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{sd}} = \frac{q u l^2}{8} \quad M_{\text{sd}} = \frac{1,75 \times 1,2^2}{8} \quad M_{\text{sd}} = 0,315 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{sd}} = 0,315 \text{ KN.m} \leq M_{\text{plrd}} = 0,615 \text{ KN.m} \quad \text{Donc la condition vérifier.}$$

2. Vérification de l'effort tranchant :[2]

On doit vérifier que : $V_{\text{sd}} \leq V_{\text{plrd}}$

$$V_{\text{plrd}} = \frac{A f_y}{\gamma_{m0} \sqrt{3}} \quad V_{\text{plrd}} = \frac{5,28 \times 10^2 \times 275}{1,1 \times \sqrt{3}} \times 10^{-3} \quad V_{\text{plrd}} = 76,21 \text{ KN}$$

$$V_{\text{sd}} = \frac{q u l}{2} \quad V_{\text{sd}} = \frac{1,75 \times 1,2}{2} \quad V_{\text{sd}} = 1,05 \text{ KN}$$

$$V_{\text{sd}} = 1,05 \text{ KN} \leq V_{\text{plrd}} = 76,21 \text{ KN} \quad \text{Donc la condition vérifier.}$$

III.3 L'acrotère

III.3.1 Définition

L'acrotère dispose en bordurer terrasse joue un rôle essentiel de protection contre les chutes, d'un point de vue structurel, il se comporte comme une console encastrée a sa base, au niveau de plancher de la terrasse.

Il subit principalement son poids propre, ainsi que des sollicitations horizontales.

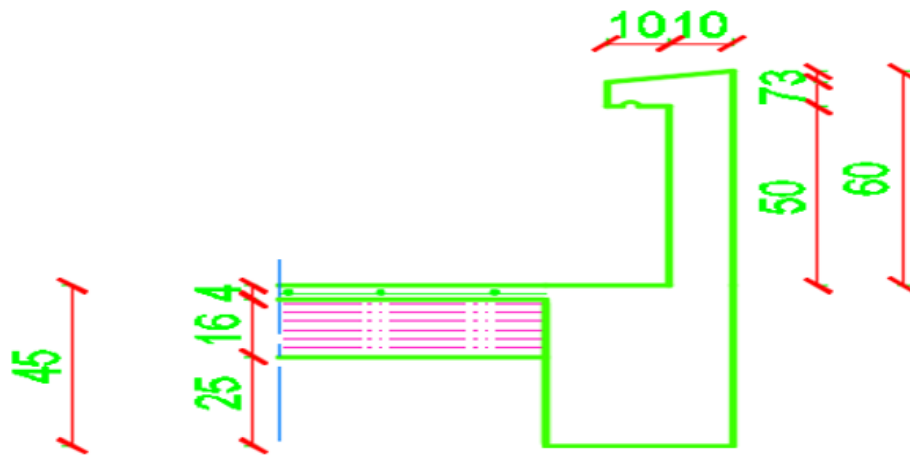


Figure III. 11: Dimension de l'acrotère.

III.3.2 Les Charge

III.3.2.1 Charge verticale

Poids propre du l'acrotère :

La section de l'acrotère : $S = (0,6 \times 0,1) + (0,1 \times 0,1) + \left(\frac{0,03 \times 0,1}{2}\right)$ $S = 0,0715 \text{ m}^2$

La charge due au poids propre de l'acrotère : $G = \rho \cdot S = 25 \times 0,0715$ $G = 1,79 \text{ KN/ml}$

III.3.2.2 Charge horizontale [4]

D'après **RPA2024** l'acrotère est soumis à une force horizontale due au séisme :

$$F_{pk} = (A \cdot I \cdot S) \cdot C_p \cdot \left(1 + \frac{3 \cdot h_z}{H}\right) \cdot W_p$$

Avec :

III.3.2.2.1 Coefficient d'accélération de zone

Coefficient d'accélération de zone A donner par le tableau suivant :

Tableau III. 5: Définition des zones de sismicité et coefficient d'accélération de zone au rocher.

Zones de sismique	Niveau de sismique	A
0	Très faible	-
I	Faible	0.07
II	Faible a Moyenne	0.10
III	Moyenne	0.15
IV	Moyenne a élevée	0.20
V	Élevée	0.25
VI	Élevée	0.30

Dont notre cas en a la zone VI donc niveau de sismicité élevée donc $A=0,30$.

III.3.2.2.2 Coefficient d'importance

Coefficient d'importance I donner par le tableau suivant :

Tableau III. 6: Valeurs des coefficients d'importance

Coefficient d'importance, I	Groupe d'importance			
	1A	1B	2	3
I	1.40	1.20	1	0.80

Dont notre cas en a groupe d'impotence 02 donc $I=1$

III.3.2.2.3 Coefficient de site

Coefficient de site S donner par le tableau suivant :

Tableau III. 7: Valeurs des paramètres décrivant les spectres de réponse élastique de type 1 (Zones IV, V et VI).

Spectre type 1 S (Zones IV, V et VI)		$T_1(s)$	$T_2(s)$	$T_3(s)$
Site: S_1	1.00	0.10	0.40	2.0
Site: S_2	1.20	0.10	0.50	2.0
Site: S_3	1.30	0.15	0.60	2.0
Site: S_4	1.35	0.15	0.70	2.0

Dont notre cas en a site de meuble classe S3 donc $S=1,3$

III.3.2.2.4 Facteur de force horizontale

Facteur de force horizontale C_p donner par le tableau suivant :

Tableau III. 8: Facteur des forces horizontales, C_p , pour les éléments secondaires

Partie ou position dans le bâtiment	Direction de la force	Valeur de C_p (*)
Eléments en console a) Parapets, b) Cheminées (console)	Normale aux surfaces planes n'importe quelle direction	0.8
Tous les autres murs, cloisons et éléments similaires	Normale aux surfaces planes	0.4
Décorations extérieures et intérieures, garnitures Murs rideaux et façades ventilées	N'importe quelle direction	0.8
Quand reliés à, faisant partie de, ou logés dans un bâtiment : a) Appentis, cheminées accolées aux bâtiments b) Etagères de rangement c) Plafonds suspendus (**)	N'importe quelle direction	0.45 (***)
Attaches pour éléments de structure en préfabriqué, autres que les murs, avec force appliquée au centre de gravité de l'assemblage	N'importe quelle direction	0.45 (***)

Dont notre cas en a élément en console $C_p = 0,8$.

H : Hauteur totale du bâtiment à partir de la base $H=49,9$ m

h_z : Hauteur du niveau « k » à partir de la base $h_z = 50,5$

$$F_{pk} = (0,30 \times 1 \times 1,3) \times 0,8 \times \left(1 + \frac{3 \times 50,5}{49,9}\right) \times 1,79$$

$$F_{pk} = 2,25 \text{ KN/m}$$

III.3.2.3 Charge d'exploitation [1]

L'effet de la main courante est de $Q=1,00$ KN/ml.

III.3.3 Hypothèse de calcul

L'acrotère est calculé comme un élément console sollicité en flexion simple.

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

III.3.3.1 Calcul des sollicitations

Tableau III. 9: Sollicitation ELU et ELS

ELU			ELS		
$N_u(\text{KN})$	1,35 G	2,42	N_u	G	1,79
$M_u(\text{KN.m})$	1,5 Q	1,5	M_u	Q	1
$T_u(\text{KN})$	$1,5 F_{pk}$	3,38	T_u	F_{pk}	2,5

III.3.3.2 Ferraillage : [Annex3]

❖ Remarque :

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

Tableau III.10 : Caractéristiques géométriques et mécaniques

B (cm)	H (cm)	D (cm)	C (cm)	e_0	f_{c28} (MPa)	f_{tj} (MPa)	f_e (MPa)	σ_{bc} (MPa)
100	10	9	2	20	25	2,1	400	15

$$d = 0.9h$$

D'après l'organigramme de flexion simple (ELU) section rectangulaire :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{1,5 \times 10^6}{1000 \times 90^2 \times 14,17} \quad \mu_u = 0,013 \quad \mu_u = 0,013 < 0,186$$

$$\text{Donc } \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,013}) \quad \alpha = 0,016$$

$$z = (1 - 0,4\alpha)d = (1 - 0,4 \times 0,016) \times 90 = 89,424 \text{ mm} = 8,9424 \text{ cm}$$

$$A_{s \text{ calcul}} = \frac{M_u}{z \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{1,5 \times 10^6}{89,424 \times \frac{400}{1,15}} \quad A_s = 48,22 \text{ mm}^2 = 0,48 \text{ cm}^2$$

$$A_{cnf} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23 \times 1000 \times 90 \times \frac{2,1}{400} \quad A_{cnf} = 108,675 \text{ mm}^2 = 1,08675 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A_{cnf}, A_{s \text{ calcul}}) = 1,09 \text{ cm}^2 \text{ donc on prend } 4T6 = 1,13 \text{ cm}^2.$$

Tableau III. 11 : Calcul de ferraillage

μ_u	α	z (cm)	$A_{s \text{ calcul}}(\text{cm}^2)$	$A_{cnf}(\text{cm}^2)$	A_s	choix
0,013	0,016	8,9424	0,48	1,08675	1,08675	4T6=1,13 cm ²

❖ Espacement :

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

$$S_v = \frac{60 - 4 - 4 \times (0,6)}{3} \quad S_v = 17,87 \text{ cm} \quad \text{on prend } S_v = 18 \text{ cm}$$

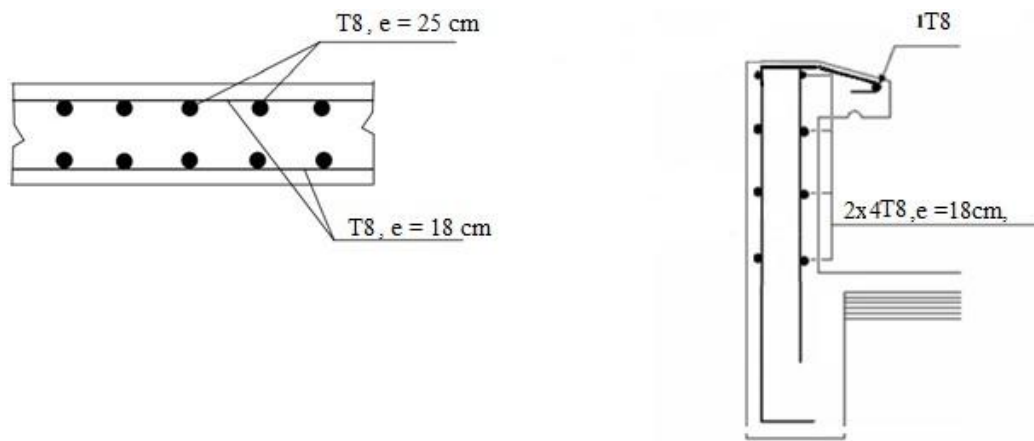


Figure III. 12: Schéma de ferrailage de l'acrotère.

Chapitre IV : Etude Climatique (Neige Et Vent)

IV.1 Introduction

Une construction doit être conçue pour résister aux différentes charges auxquelles elle pourrait être soumise tout au long de sa durée de vie. Parmi ces charges, les **contraintes climatiques** jouent un rôle essentiel, notamment celles liées à l'action du **vent** et au poids de la **neige**.

L'évaluation de ces charges est une étape essentielle dans la conception des structures et est strictement encadrée par la réglementation en vigueur. **Le Règlement Neige et Vent (version 2013, indice C2 – 47)** [10] constitue la référence obligatoire définissant les méthodes de calcul nécessaires pour assurer la sécurité et la stabilité des ouvrages.

Ce règlement se divise en deux volets principaux :

- ❖ L'évaluation de l'action du vent,
- ❖ L'évaluation de la surcharge de neige,

IV.1.1 Caractéristiques géométriques

a) Dimensions en élévation

- ❖ Hauteur totale du bâtiment..... 49,9m.

b) Dimensions en plan

- ❖ Longueur totale du bâtiment.....20,11m.
- ❖ Largeur totale du bâtiment.....18,40m.

IV.1.2 Donne relative de site [10] page36

- ❖ Lieu d'implantation : Blida.
- ❖ Zone de neige : zone VI. Page36
- ❖ Zone de vent : zone I. Page108

IV.2 Etude de la neige

L'évaluation de la surcharge de neige consiste à déterminer l'impact du poids de la neige sur une structure afin d'assurer sa résistance et sa sécurité. Cette analyse prend en compte plusieurs facteurs, notamment :

- ❖ **La localisation géographique**, qui influence l'intensité et la fréquence des chutes de neige.
- ❖ **L'altitude**, qui joue un rôle clé dans l'accumulation de la neige.

- ❖ **La forme et l'inclinaison des toitures**, qui affectent la répartition et l'évacuation de la neige.
- ❖ **Le tassement et la densité de la neige**, qui varient avec le temps et les conditions météorologiques.

L'évaluation de cette surcharge est encadrée par des normes techniques, telles que le. **Le Règlement Neige et Vent (version 2013, indice C2 – 47) [10]**, afin de garantir la stabilité des bâtiments et prévenir les risques d'effondrement.

IV.2.1 Calcul des charges de neige [10]

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

$$S = \mu \cdot S_K \quad [\text{KN/m}^2] \quad \dots\dots (1) \text{ Page 18}$$

- S : charge caractéristique de neige en projection horizontale.
- S_K : charge de neige sur le sol en fonction de l'altitude H et de la zone de neige.
- μ : Coefficient d'ajustement des charges, fonction de la forme de la toiture (Paragraphe 6).

IV.2.1.1 Charge de neige sur le sol [10]

La charge caractéristique de neige sur le sol S_K par unité de surface est fonction de la localisation graphique et de l'altitude du lieu considéré.

La valeur de S_K est déterminée par les lois de variante suivantes :

- ❖ Zone A $S_K = \frac{0.07.H+15}{100}$
- ❖ Zone B $S_K = \frac{0.04.H+10}{100}$
- ❖ Zone C $S_K = \frac{0.0325.H}{100}$
- ❖ Zone D pas de charge de neige.

Dont notre cas on a la zone de neige B et $H=260\text{m}$

$$\text{Donc } S_K = \frac{0.04 \times 276 + 10}{100} \quad S_K = 0,2104 \text{ KN/m}^2$$

IV.2.1.2 Coefficient de forme des toitures

La valeur des coefficient μ donne ci-après concernent les toitures de formes courantes. Pour des formes particulières de toiture, le cahier des charges doit préciser la valeur à prendre en compte.

Dont neutre cas les coefficients de la forme de toitures à un versant multiple sont donnés par (DTR 2013) le tableau 1 page 24, comme suit :

Tableau IV. 1: Coefficient de forme-toiture a un versant

(α)Angle du versant par rapport à l'horizontale (en°)	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ \leq \alpha \leq 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
Coefficient μ	0.8	$0.8 \cdot \left(\frac{60 - \alpha}{30}\right)$	0.0

Dont neutre cas Toiture plane en plancher mixte $\alpha = 0^\circ$ donc $\mu = 0.8$

Ce que nous donne :

$$S = \mu \cdot S_K \quad S = 0,8 \times 0,204$$

$$S = 0,1632 \text{ KN/m}^2$$

IV.3 Étude au vent

Le vent se forme lorsque l'air se déplace d'une zone de forte pression vers une zone de faible pression. Lorsqu'il frappe un bâtiment, il crée des forces qui poussent ou aspirent les murs, les toits et les ouvertures. Ces forces s'exercent à la fois sur l'extérieur et l'intérieur de la construction.

Plusieurs éléments influencent la force du vent sur un bâtiment :

- ❖ **L'emplacement** : certaines régions sont plus exposées au vent que d'autres.
- ❖ **La direction du vent** : le vent ne souffle pas toujours du même côté et change d'intensité.
- ❖ **Le terrain et l'environnement** : la présence de montagnes, d'arbres ou d'autres bâtiments peut ralentir ou accélérer le vent.
- ❖ **La forme et les ouvertures du bâtiment** : un bâtiment haut ou avec beaucoup de fenêtres réagit différemment au vent.

Les constructions en métal sont particulièrement sensibles au vent. C'est pourquoi une étude détaillée est nécessaire pour s'assurer qu'elles résistent bien dans toutes les directions. Ces calculs sont faits en suivant les règles du Règlement Neige et Vent (RNV 2013, DTR C 2-4.7) pour garantir la solidité et la sécurité du bâtiment.

IV.3.1 Pression dynamique de pointe [10]

La pression dynamique à la hauteur de référence est donnée par la formule suivante :

$$q_p(z_e) = q_{réf} \times C_e(z_e) \quad [N/m^2] \quad \dots\dots (2.1) \text{ Page 50}$$

$q_{réf}$ est la pression dynamique de référence donnée par le tableau (DTR C 2-4.7 page 50) en fonction de la zone de vent (Cf annexe 1).

Tableau IV. 2: Valeur de la pression dynamique de référence

Zone	$q_{réf}$ (N/m^2)
I	375
II	435
III	500
IV	575

Dans notre cas la pression dynamique de référence $q_{réf} = 375 \text{ N/m}^2$

IV.3.1.1 Coefficient d'exposition [10]

Le coefficient d'exposition au vent tient compte des effets de la rugosité du terrain, de la topographie du site et de la hauteur au-dessus du sol. En outre, il tient compte de la nature turbulente du vent.

C_e Donne par la formule suivante :

$$C_e(z) = C_t^2(z) \times C_r^2(z) \times [1 + 7I_v(z)] \dots\dots\dots (2.2) \text{ Page 51}$$

- ❖ C_r : est le coefficient de rugosité (Cf. § 2.4.4).
- ❖ C_t : est le coefficient de topographie (Cf. § 2.4.5).
- ❖ $I_v(z)$: est l'intensité de la turbulence (Cf. § 2.4.6).
- ❖ z : (en m) est la hauteur considérée.

IV.3.1.1.1 Catégories de terrain [10]

Les catégories de terrain sont données dans le tableau 2.4 (RNV2013) page 53 que les valeurs des paramètres suivantes :

- ❖ K_T : facteur de terrain.
- ❖ Z_0 : (en m), paramètre de rugosité.
- ❖ Z_{min} : (en m), hauteur minimale.
- ❖ ε : coefficient utilisé pour le calcul du coefficient C_d .

Tableau IV. 3: Définition des catégories de terrain

Catégories de terrain	K_T	Z_0 (m)	Z_{min} (m)	ε
0 Mer ou zone côtière exposée aux vents de mer	0.156	0.003	1	0.38
I Lacs ou zone plate et horizontale à végétation négligeable et libre de tous obstacles.	0.170	0,01	1	0,44
II Zone à végétation basse telle que l'herbe, avec ou non quelques obstacles isolés (arbres, bâtiments) séparés les uns des autres d'au moins 20 fois leur hauteur.	0,190	0,05	2	0,52
III Zone à couverture végétale régulière ou des bâtiments, ou avec des obstacles isolés séparés d'au plus 20 fois leur hauteur (par exemple des villages, des zones suburbaines, des forêts permanentes).	0,215	0,3	5	0,61
IV Zones dont au moins 15% de la surface est occupée par des bâtiments de hauteur moyenne supérieure à 15 m.	0,234	1	10	0,67

IV.3.1.1.2 Coefficient de rugosité [10]

Le coefficient de rugosité traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse moyenne du vent .il est défini par la loi suivante :

$$\begin{cases} C_r(z) = K_T \times \ln\left(\frac{z}{Z_0}\right) & Z_{min} \leq z \leq 200m \\ C_r(z) = K_T \times \ln\left(\frac{Z_{min}}{Z_0}\right) & z < Z_{min} \end{cases} \quad \text{..... (2.3) Page 53}$$

- ❖ K_T : facteur de terrain tableau (DTR C 2-4.7 page 53).
- ❖ Z_0 : (en m) est le paramètre de rugosité tableau (DTR C 2-4.7 page 53).
- ❖ Z_{min} : (en m) est la hauteur minimale tableau (DTR C 2-4.7 page 53).
- ❖ z : (en m) est la hauteur considérée.

IV.3.1.1.3 Coefficient de topographie [10]

Le coefficient de topographie prend en compte l'accroissement de la vitesse du vent lorsque celui –ci souffle sur des obstacles tels que les collines, les dénivellations isolées.

C_t est déterminé par la loi suivante :

$$\begin{cases} C_t(z) = 1 & \text{pour } \phi < 0,05 \\ C_t(z) = 1 + s_{\max} \times \left(1 - \frac{|x|}{k_{red} \times L} \right) \times e^{-\alpha(z/L)} & \text{pour } \phi \geq 0,05 \end{cases} \dots\dots\dots (2.4) \text{ Page 54}$$

IV.3.1.1.4 Intensité de turbulence [10]

L'intensité de la turbulence est définie comme étant l'écart type de la turbulence divisé par la vitesse moyenne du vent est donnée par la formule suivante :

$$\begin{cases} I_v(z) = \frac{1}{C_t \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} & \text{pour } Z > Z_{\min} \\ I_v(z) = \frac{1}{C_t \times \ln\left(\frac{Z_{\min}}{z_0}\right)} & \text{pour } Z \leq Z_{\min} \end{cases} \dots\dots\dots (2.5) \text{ Page 57}$$

Calcule la pression dynamique de pointe :

a) Donne relative au site :

- ❖ Site plat $C_t(z) = 1$.
- ❖ Catégories de terrain : catégorie II : $K_T = 0,190$; $Z_0 = 0,05$; $Z_{\min} = 2$.

Z (m)	$C_t(z)$	$I_v(z)$	$C_r(z)$	$C_e(z)$	$q_{réf}$	$q_p(ze)$
49.9	1	0,145	1,31	3,458	375	1296,75

IV.3.2 La pression due au vent [10]

La pression dynamique **W(zj)** agissant sur une paroi est obtenue à l'aide de formule suivante :

$$W(zj) = q_p(ze) \times [C_{pe} - C_{pi}] \quad [N/m^2] \dots\dots (2.6) \text{ Page 57}$$

- ❖ $q_p(ze)$: la pression dynamique de pointe calculée à la hauteur ze relative à l'élément de surface j (Cf. § 2.3).
- ❖ C_{pe} : le coefficient de pression extérieur.
- ❖ C_{pi} : le coefficient de pression intérieure.

IV.3.2.1 Coefficient de pression intérieure : [10]

D'après le paragraphe (§2.2.2 chap5 RNV2013) [10] on doit utiliser :

$$C_{pi1} = 0,8$$

$$C_{pi2} = -0,5$$

IV.3.2.2 Coefficient de pression extérieure : [10]

Les coefficient de pression extérieure C_{pe} à base rectangulaire et de leur élément constitutifs individuels dépendent de la dimension de la surface chargée . Est obtenue à l'aide des formules suivante :

$$\diamond C_{pe} = C_{pe.1} \quad \text{si : } S \leq 1\text{m}^2.$$

$$\diamond C_{pe} = C_{pe.1} + (C_{pe.10} - C_{pe.1}) \times \log_{10}(S) \quad \text{si } 1\text{m}^2 < S < 10\text{m}^2 \dots (5.1) \text{ Page 80}$$

$$\diamond C_{pe} = C_{pe.10} \quad \text{si : } S \geq 10\text{m}^2.$$

a) Dimensions en plan

$$\diamond \text{Longueur totale du bâtiment} \dots \dots \dots 20,11\text{m.}$$

$$\diamond \text{Largeur totale du bâtiment} \dots \dots \dots 18,40\text{m.}$$

$$\text{On a : } S = 20,11 \times 18,40 \quad S = 370,024 \text{ m}^2$$

$$S = 370,024 \text{ m}^2 \geq 10\text{m}^2 \text{ donc } C_{pe} = C_{pe.10}$$

IV.3.2.2.1 Parois verticales : [10] page 80,81

Il convient de diviser les parois comme l'indique la figure les valeurs de $C_{pe.1}$ et $C_{pe.10}$ sont dans données le tableau.

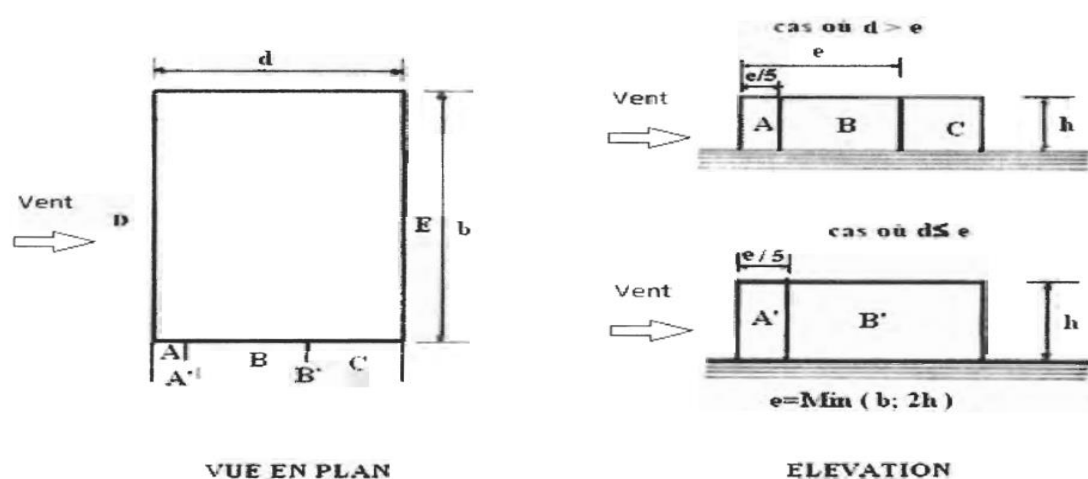


Figure IV. 1: Légende pour les parois verticales.

a) Paroi vertical V1 :

$$C_{pe} = C_{pe,10} \quad b = 20,11 \text{ m}; d = 18,4 \text{ m}; h = 49,9 \text{ m}.$$

❖ b : La dimension perpendiculaire à la direction du vent.

❖ d : La dimension parallèle à la direction du vent.

$$e = \min[b; 2h] \quad e = \min[20,11; 2 \times 49,9] \quad e = \min[20,11; 99,8] \quad e = 20,11 \text{ m}$$

On est dans le cas $d < e$:

❖ **La zone A' :** $S = \frac{e}{5} \times h = \frac{20,11}{5} \times 49,9 \quad S = 200,7 \text{ m}^2 \geq 10 \text{ m}^2.$

❖ **La zone B' :** $S = \left(d - \frac{e}{5}\right) \times h = \left(18,4 - \frac{20,11}{5}\right) \times 49,9 \quad S = 717,4622 \text{ m}^2 \geq 10 \text{ m}^2.$

❖ **La zone D :** $S = b \times h = 20,11 \times 49,9 \quad S = 1003,489 \text{ m}^2 \geq 10 \text{ m}^2.$

❖ **La zone E :** $S = b \times h = 20,11 \times 49,9 \quad S = 1003,489 \text{ m}^2 \geq 10 \text{ m}^2.$

Toutes les surfaces des parois verticales $S > 10 \text{ m}^2$ donc on prend $C_{pe} = C_{pe,10}$

Tableau IV. 4: Les surfaces et les valeurs de C_{pe} pour les parois verticales- sens V1

zone	A'	B'	D	E
S (m ²)	200,7	717,4622	1003,489	1003,489
C _{pe,10}	-1	-0,8	0,8	-0,3

La pression dynamique **W(zj)** agissant sur une paroi est obtenue à l'aide de formule suivante :

$$W(zj) = q_p(z_e) \times [C_{pe} - C_{pi}] \quad [\text{N/m}^2]. \dots\dots (2.6) \text{ Page 57}$$

Tableau IV. 5: Récapitulatif parois vertical (V1)

Z(m)	q _p (z _e) (N/m ²)	Zone	C _{pe,10}	C _{pi}	W(zj) (N/m ²)
49.9 m	1296.75	A'	-1	0,8	-2334,15
				-0,5	-648,375
		B'	-0,8	0,8	-2074,8
				-0,5	-389,025
		D	0,8	0,8	0
				-0,5	1685,775
		E	-0,3	0,8	-1426,425
				-0,5	259,35

b) Paroi vertical V2 :

$$C_{pe} = C_{pe,10} \quad b = 18,4 \text{ m}; d = 20,11 \text{ m}; h = 49,9 \text{ m}.$$

❖ b : La dimension perpendiculaire à la direction du vent.

❖ d : La dimension parallèle à la direction du vent.

$$e = \min[b; 2h] \quad e = \min[18,4; 2 \times 49,9] \quad e = \min[18,4; 99,8] \quad e = 18,4 \text{ m}$$

On est dans le cas $d > e$:

❖ **La zone A** : $S = \frac{e}{5} \times h = \frac{18,4}{5} \times 49,9 \quad S = 183,632 \text{ m}^2 \geq 10 \text{ m}^2.$

❖ **La zone B** : $S = \left(e - \frac{e}{5}\right) \times h = \left(18,4 - \frac{18,4}{5}\right) \times 49,9 \quad S = 734,528 \text{ m}^2 \geq 10 \text{ m}^2.$

❖ **La zone C** : $S = (d - e) \times h = (20,11 - 18,4) \times 49,9 \quad S = 85,329 \text{ m}^2 \geq 10 \text{ m}^2.$

❖ **La zone D** : $S = b \times h = 18,4 \times 49,9 \quad S = 918,16 \text{ m}^2 \geq 10 \text{ m}^2.$

❖ **La zone E** : $S = b \times h = 18,4 \times 49,9 \quad S = 918,16 \text{ m}^2 \geq 10 \text{ m}^2.$

Toutes les surfaces des parois verticales $S > 10 \text{ m}^2$ donc on prend $C_{pe} = C_{pe,10}$.

Tableau IV. 6: Les surfaces et les valeurs de C_{pe} pour les parois verticales- sens V1

Zone	A	B	C	D	E
S (m ²)	183,632	734,528	85,329	918,16	918,16
$C_{pe,10}$	-1	-0,8	-0,5	0,8	-0,3

La pression dynamique **W(zj)** agissant sur une paroi est obtenue à l'aide de formule suivante :

$$W(zj) = q_p(z_e) \times [C_{pe} - C_{pi}] \quad [\text{N/m}^2] \quad \dots \dots (2.6) \text{ Page 57.}$$

Tableau IV. 7: Récapitulatif parois vertical (V2)

Z(m)	$q_p(z_e)$ (N/m ²)	Zone	$C_{pe,10}$	C_{pi}	W(zj) (N/m ²)
49,9 m	1296,75	A	-1	0,8	-2334,15
				-0,5	-648,375
		B	-0,8	0,8	-2074,8
				-0,5	-389,025
		C	-0,5	0,8	1685,775
				-0,5	0
		D	0,8	0,8	0
				-0,5	1685,775
		E	-0,3	0,8	-1426,425
				-0,5	259,35

IV.3.2.2 Toiture plate : [10] page 81,82

Les toitures plates sont celles dont l'angle de la pente est inférieur ou égale à 5°.

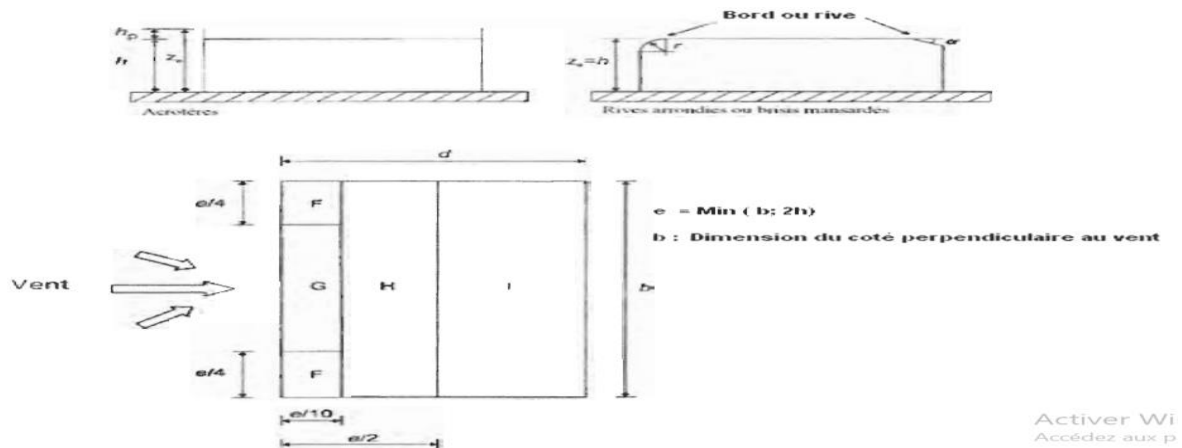


Figure IV. 2: Légende pour les toitures plates.

a) Toiture plates V1 :

$$C_{pe} = C_{pe,10} \quad b = 20,11 \text{ m} ; d = 18,4 \text{ m} ; h = 49,9 \text{ m}.$$

❖ b : La dimension perpendiculaire à la direction du vent.

❖ d : La dimension parallèle à la direction du vent.

$$e = \min[b; 2h] \quad e = \min[20,11; 2 \times 49,9] \quad e = \min[20,11; 99,8] \quad e = 20,11 \text{ m}$$

On est dans le cas $d < e$:

$$❖ \text{ La zone F : } S = \frac{e}{4} \times \frac{e}{10} = \frac{20,11}{4} \times \frac{20,11}{10} \quad S = 10,11 \text{ m}^2 \geq 10 \text{ m}^2.$$

$$❖ \text{ La zone G : } S = \left(b - 2 \times \frac{e}{4}\right) \times \frac{e}{10} = \left(20,11 - 2 \times \frac{20,11}{4}\right) \times \frac{20,11}{10} \quad S = 20,22 \text{ m}^2 \geq 10 \text{ m}^2.$$

$$❖ \text{ La zone H : } S = \left(\frac{d - 2 \times \frac{e}{10}}{2}\right) \times b = \left(\frac{18,4 - 2 \times \frac{20,11}{10}}{2}\right) \times 20,11 \quad S = 144,57 \text{ m}^2 \geq 10 \text{ m}^2.$$

$$❖ \text{ La zone I : } S = \left(\frac{d - 2 \times \frac{e}{10}}{2}\right) \times b = \left(\frac{18,4 - 2 \times \frac{20,11}{10}}{2}\right) \times 20,11 \quad S = 144,57 \text{ m}^2 \geq 10 \text{ m}^2.$$

Toutes les surfaces des parois verticales $S > 10 \text{ m}^2$ donc on prend $C_{pe} = C_{pe,10}$.

$$\text{Dans notre cas } \frac{h_p}{h} = \frac{0,6}{49,9} = 0,012 \approx 0,025$$

Tableau IV. 8: Les surfaces et les valeurs de C_{pe} pour les parois verticales- sens V1

Zone	F	G	H	I
S (m ²)	10,11	20,22	144,57	144,57
$C_{pe,10}$	-1,6	-1,1	-0,7	-0,2

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

$$W(zj) = q_p(z_e) \times [C_{pe} - C_{pi}] \quad [N/m^2] \dots\dots (2.6) \text{ Page 57}$$

Tableau IV. 9: Récapitulatif toiture plates (V1)

Z(m)	$q_p(z_e)$ (N/m ²)	Zone	$C_{pe.10}$	C_{pi}	$W(zj)$ (N/m ²)
49,9 m	1296,75	F	-1,6	0,8	-3111,6
				-0,5	-1426,15
		G	-1,1	0,8	-2463,35
				-0,5	-777,9
		H	-0,7	0,8	-1944,75
				-0,5	-259,3
		I	-0,2	0,8	-1296,5
				-0,5	388,95

b) Toiture plates V2 :

$$C_{pe} = C_{pe.10} \quad b = 18,4 \text{ m} ; d = 20,11 \text{ m} ; h = 49,9 \text{ m}.$$

❖ b : La dimension perpendiculaire à la direction du vent.

❖ d : La dimension parallèle à la direction du vent.

$$e = \min[b; 2h] \quad e = \min[18,4; 2 \times 49,9] \quad e = \min[18,4; 9,8] \quad e = 18,4 \text{ m}$$

On est dans le cas $d > e$:

$$❖ \text{ La zone F : } S = \frac{e}{4} \times \frac{e}{10} = \frac{18,4}{4} \times \frac{18,4}{10} \quad S = 8,46 \text{ m}^2 \quad 1\text{m}^2 < S < 10\text{m}^2.$$

$$❖ \text{ La zone G : } S = \left(b - 2 \times \frac{e}{4}\right) \times \frac{e}{10} = \left(18,4 - 2 \times \frac{18,4}{4}\right) \times \frac{18,4}{10} \quad S = 16,928 \text{ m}^2 \geq 10\text{m}^2.$$

$$❖ \text{ La zone H : } S = \left(\frac{d - 2 \times \frac{e}{10}}{2}\right) \times b = \left(\frac{20,11 - 2 \times \frac{18,4}{10}}{2}\right) \times 18,4 \quad S = 151,156 \text{ m}^2 \geq 10\text{m}^2.$$

$$❖ \text{ La zone I : } S = \left(\frac{d - 2 \times \frac{e}{10}}{2}\right) \times b = \left(\frac{20,11 - 2 \times \frac{18,4}{10}}{2}\right) \times 18,4 \quad S = 151,156 \text{ m}^2 \geq 10\text{m}^2.$$

Toutes les surfaces des parois verticales $S > 10\text{m}^2$ donc on prend $C_{pe} = C_{pe.10}$

sauf la **zone F** : $1\text{m}^2 < S < 10\text{m}^2$

$$C_{pe} = C_{pe1} + (C_{pe10} - C_{pe1}) \times \log_{10}(s)$$

$$C_{pe} = -2,2 + (-1,6 + 2,2) \times \log_{10}(8,46) \quad C_{pe} = -1,64$$

$$\text{Dans notre cas } \frac{h_p}{h} = \frac{0,6}{49,9} = 0,012 \approx 0,025$$

Tableau IV. 10: Les surfaces et les valeurs de C_{pe} pour les parois verticales- sens V1

Zone	F	G	H	I
S (m ²)	8,46	16,928	151,156	151,156
$C_{pe.10}$	-1,64	-1,1	-0,7	-0,2

La pression dynamique **W(zj)** agissant sur une paroi est obtenue à l'aide de formule suivante :

$$W(zj) = q_p(ze) \times [C_{pe} - C_{pi}] \quad [N/m^2]. \dots\dots (2.6) \text{ Page 57}$$

Tableau IV. 11: Récapitulatif toiture plates (V2)

Z(m)	$q_p(ze)$ (N/m ²)	Zone	$C_{pe.10}$	C_{pi}	W(zj) (N/m ²)
49,9 m	1296,75	F	-1,64	0,8	-3164,07
				-0,5	-1478,295
		G	-1,1	0,8	-2463,35
				-0,5	-777,9
		H	-0,7	0,8	-1944,75
				-0,5	-259,3
		I	-0,2	0,8	-1296,5
				-0,5	388,95

Chapitre V : Etude Dynamique

V.1 Introduction

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées. Face à ce risque, et à l'impossibilité de le prévoir, il est nécessaire de construire des structures pouvant résister à des tels phénomènes, afin d'assurer au moins une protection acceptable des vies humains et leurs biens matériels, d'où l'apparition de la construction parasismique. Cette dernière se base généralement sur une étude dynamique des constructions agitées.

V.2 Objectif de l'étude dynamique

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamique propres de la structure lors de ses vibrations. Une telle étude pour notre structure telle qu'elle présente, est souvent très complexe c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment les problèmes pour permettre l'analyse.

V.3 Choix de la méthode de calcul [4]

Définition des critères de choix de la méthode de calcul et description des deux méthodes retenues par le **RPA/version2024**

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

V.3.1 Méthode statique équivalent

▪ Principe :

Les forces réelles dynamique qui se développent dans la construction sont remplacés par un système de forces statique fictives dont les effets sont considérés équivalents au mouvement du sol dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismique horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies à priori par le projeteur.

▪ Domaine d'application :

Les conditions d'application de la méthode équivalente sont citées dans l'article (4.1.2) du RPA2024, page 77. Ces conditions sont restées inchangées dans la version 2024. La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- a) Le bâtiment, ou bloc étudié, satisfait aux conditions de régularité en plan et, en élévation prescrites avec une hauteur au plus égale à 65m en zones (I, II et III) et à 32 m en zones (IV, V et VI).
- b) Le bâtiment, ou bloc étudié, présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires indiquées au tableau suivant :

Zone sismique	Groupe d'importance			
	1A	1B	2	3
I et II	(*)	(*)	(*)	(*)
III et IV	≤ 3 niveaux et $\leq 11\text{m}$	≤ 5 niveaux et $\leq 17\text{m}$	≤ 7 niveaux et $\leq 23\text{m}$	(*)
V et VI	≤ 2 niveaux et $\leq 8\text{m}$.	≤ 3 niveaux et $\leq 11\text{m}$	≤ 5 niveaux et $\leq 17\text{m}$	≤ 5 niveaux et $\leq 17\text{m}$
Nota : (*) signifie qu'il n'y a aucune limitation de nombre de niveaux ou de hauteur				

Zone I et II : Tous groupes.

Zone III et IV : Group d'usage 3

Group d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m

Group d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m

Group d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 11m

Zone V et VI : Group d'usage 3, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m

Group d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m

Group d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 11m

Group d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 8m.

V.3.2 Méthode d'analyse modale spectrale

▪ Principe :

Le principe de cette méthode réside dans la détermination des modes propre de vibrations de la structure et le maximum des effets engendres par l'action sismique, celle-ci étant représentée par un spectre de réponse de calcul. Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties.

▪ Domaine d'application :

La méthode dynamique est une méthode générale et plus particulièrement quand la méthode statique équivalente ne s'applique

▪ Spectres de réponse de calcul

Cette méthode consiste à définir l'action sismique par un spectre de réponse.

$$\frac{S_{ad}}{g}(T) = \begin{cases} A.l. S. \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_1} \cdot \left(2.5 \frac{Q_F}{R} - \frac{2}{3} \right) \right] & \text{si: } 0 \leq T < T_1 \\ A.l. S. \left[2.5 \frac{Q_F}{R} \right] & \text{si: } T_1 \leq T < T_2 \\ A.l. S. \left[2.5 \frac{Q_F}{R} \right] \cdot \left[\frac{T_2}{T} \right] & \text{si: } T_2 \leq T < T_3 \\ A.l. S. \left[2.5 \frac{Q_F}{R} \right] \cdot \left[\frac{T_2 T_3}{T^2} \right] & \text{si: } T_3 \leq T < 4s \end{cases} \dots\dots\dots \mathbf{3.15} \text{ page 57}$$

A: coefficient d'accélération de zone [RPA 2024, Tab 3.3] page 51 [4].

S: coefficient de site [RPA 2024, Tab 3.4 et 3.5] page 53 [4].

T_1, T_2 : limite inférieure et supérieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale constante [RPA 2024, Tab 3.4] page 53 [4].

I: coefficient d'importance [RPA 2024, Tab 3.11] page 61 [4].

R : Coefficient de comportement de la structure [RPA 2024, Tab 3.18] page 69 [4].

Q_F : facteur de qualité [RPA 2024, Tab 3.19] page 73 [4].

T_3 : valeur définissant le début de la branche à déplacement spectral constant [Tab 3.4] [4].

V.4 Résultante des forces sismique de calcul [4]

La résultante des forces sismiques à la base « V_t » obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente « V » pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée (art 4.3.5) page 84 .

Si ($V_t \leq 0,8V$), il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments, etc.) dans le rapport $\left(\frac{0,80V}{V_t} \right)$

V.5 Déplacements inter étages [4]

Le déplacement horizontal. À chaque niveau « K », de la structure est calculé selon la formule suivante.

$$\delta_k = \frac{R}{Q_F} \delta_{ek} \dots \dots \dots \mathbf{4.15} \text{ page 84}$$

Où :

δ_{ek}^x : Le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau K dans le sens x-x

δ_{ek}^y : Le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau K dans le sens y-y

R : coefficient de comportement.

Q_F : Coefficient de qualité.

Le déplacement relatif, au niveau « K » par rapport « K – 1 », est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \dots \dots 4.16 \text{ page 84}$$

Δ_k^x : correspond Le déplacement relatif, au niveau « K » par rapport « K – 1 » dans le sens x-x

Δ_k^y : correspond Le déplacement relatif, au niveau « K » par rapport « K – 1 » dans le sens y-y

$$\Delta_k \leq \overline{\Delta_k} \dots \dots 5.11 \text{ page 92}$$

V.6 Justification vis-à-vis de l'effort P-Δ [4]

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 :

$$\theta_k = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0,10 \dots \dots 5.9 \text{ page 91}$$

Avec :

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation, au-dessus du niveau « K » .

$$P_k = \sum_{i=k}^n (G_i + \psi Q_i) \dots \dots 5.10 \text{ page 91}$$

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau « K » ; $V_k = \sum_{i=k}^n F_i$.

Δ_k : déplacement relatif du niveau « K » par rapport au niveau « K – 1 » (4.5.2).....4.16

h_k : Hauteur de niveau « K ».

Selon la valeur de θ_k , il convient de considérer que :

- Si $(0,10 \leq \theta_k \leq 0,20)$, les effets 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 $\left(\frac{1}{1-\theta_2}\right)$.
- Si $(\theta_k \geq 0,20)$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

V.7 Vérification de la structure

V.7.1 Résultats de l'analyse dynamique

Dynamique au cours d'étude de notre structure, on a passé par trois étapes et dans chaque étape on a étudié un modèle, telle que la différence entre les modèles étudiés est le système de contreventement utilisé.

Pour ce modèle on a gardé les sections des poteaux et poutre calculées dans le pré-dimensionnement.

V.7.1.1 Modèle initial

Les poteaux :

- RDC+1^{ère}+2^{ème} ⇒ poteaux (HEA360)
- 3^{ème} +4^{ème}+5^{ème} ⇒ poteaux (HEA320)
- 6^{ème}+7^{ème}+8^{ème} ⇒ poteaux (HEA300)
- 9^{ème}+10^{ème}+11^{ème} ⇒ poteaux (HEA240)
- 12^{ème}+13^{ème}+14^{ème}+15^{ème} ⇒ poteaux (HEA200)

Les poutres :

- principal ⇒ IPE 300 ; secondaire ⇒ IPE 240

Les solives :

- Solive : IPE220

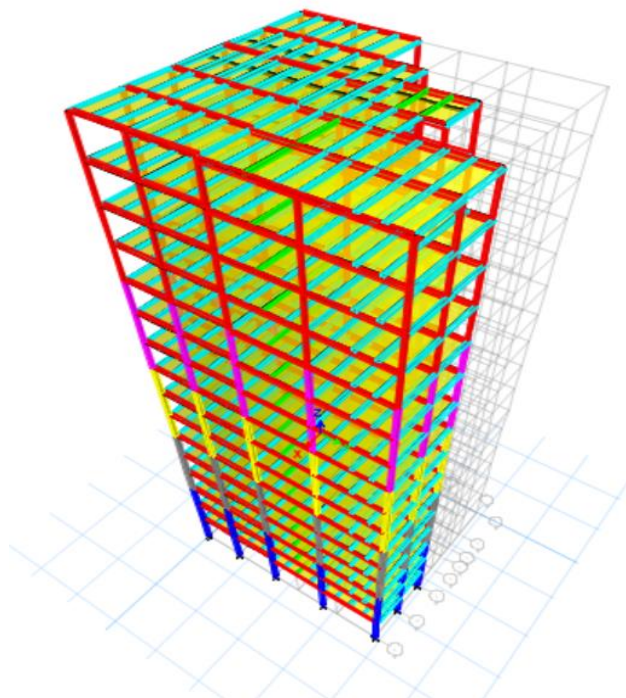


Figure V. 1: Vue en 3D Structure auto stable.

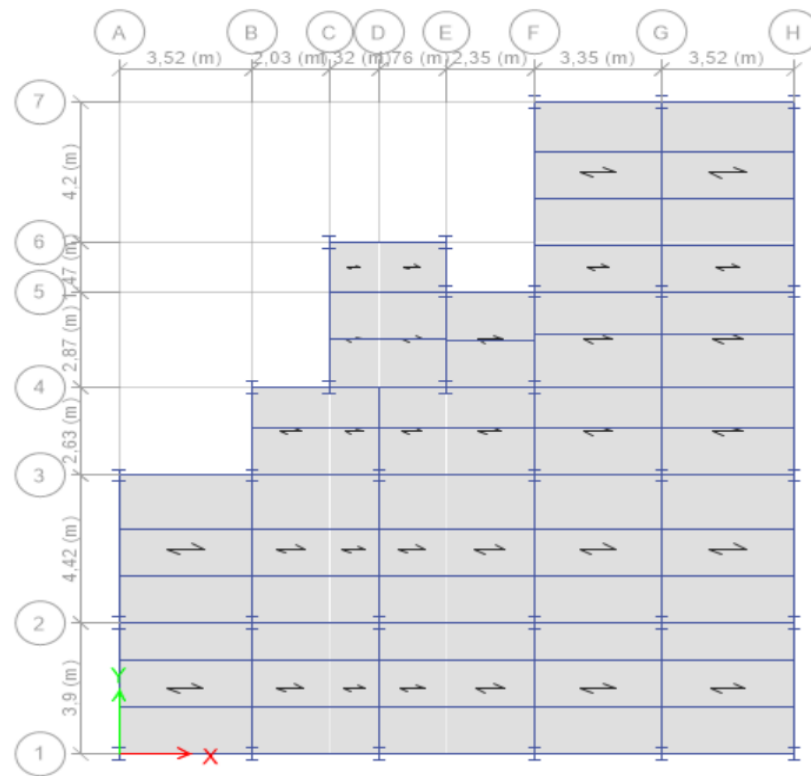


Figure V. 2: Vue en 2D Structure auto stable.

- Période et participation massique du modèle

Tableau V. 1: Pourcentage de participation massique pour le modèle initial

Modes	Périodes [Sec]	Facteur de participation massique (%)				
		U_x (%)	U_y (%)	R_z (%)	$\sum U_x$ (%)	$\sum U_y$ (%)
1	7,169	0,6797	0,0022	0,0883	0,6797	0,0022
2	5,343	0,0942	0,0501	0,6225	0,7739	0,0523
3	4,357	1,763E-06 0,0013	0,6988	0,0449	0,7752	0,7511
4	2,541	0,1041	0,0002	0,0103	0,8793	0,7512
5	1,891	0,0095	0,0095	0,0938	0,8888	0,7607
6	1,495	0,0014	0,115	0,0115	0,8902	0,8757
7	1,455	0,0369	0,0008	0,0056	0,9272	0,8765
8	1,079	0,0038	0,0046	0,0345	0,931	0,8811
9	0,999	0,0201	0,0002	0,0023	0,9511	0,8813
10	0,832	0,0001	0,0401	0,0057	0,9511	0,9214

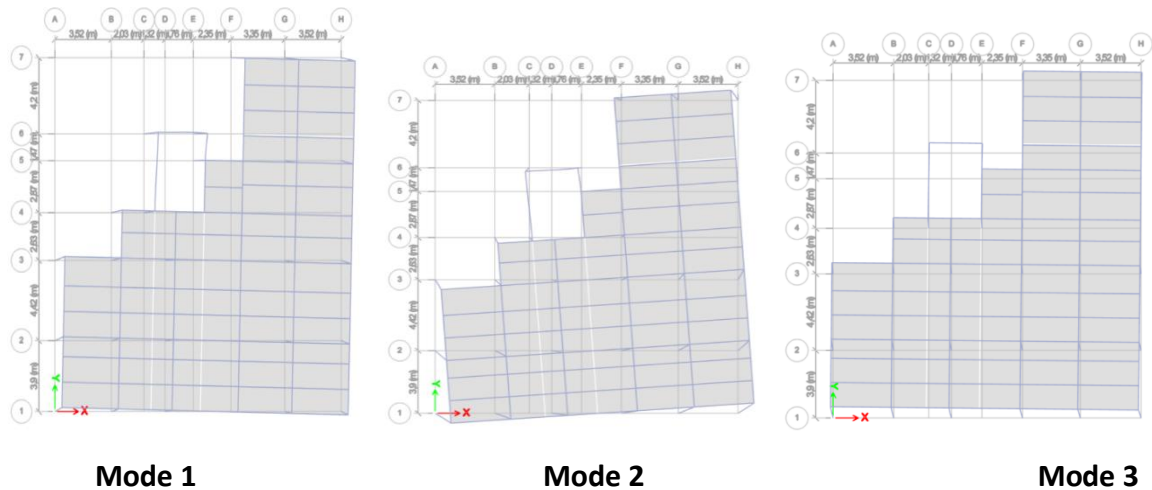


Figure V. 3: La déformée pour les modes du modèle initial.

Constatations :

L'analyse modale de la structure a conduit à :

Une période fondamentale $T = 7,169$ s

- ✓ Le 1^{ère} mode est un mode de translation suivant X-X.
- ✓ Le 2^{ème} mode est un mode de rotation.
- ✓ Le 3^{ème} mode est un mode de translation suivant Y-Y.
- ✓ La participation massique dépasse le seuil 90% à partir du 10^{ème} mode suivant les deux sens.

Remarque :

Ce modèle n'est pas satisfaisant vis-à-vis le comportement de la structure et la période fondamentale, une autre tentative a été faite.

V.7.1.2 Modèle intermédiaire

Pour cette étape on a utilisé des palés triangulés en X et V qui reprend la totalité des charges horizontale due au séisme comme il est indiqué dans la figure ci-dessous :

- Système de contreventement Palées triangulées en X et V

Les poteaux :

- RDC+1^{ère}+2^{ème} ⇒ poteaux (HEA360)
- 3^{ème} +4^{ème}+5^{ème} ⇒ poteaux (HEA320)
- 6^{ème}+7^{ème}+8^{ème} ⇒ poteaux (HEA300)
- 9^{ème}+10^{ème}+11^{ème} ⇒ poteaux (HEA240)

- 12^{ème}+13^{ème}+14^{ème}+15^{ème} ⇒ poteaux (HEA200)

Les poutres :

- Principal ⇒ IPE 300 ; secondaire ⇒ IPE 240

Les solives :

- Solive : IPE220

Les contreventements :

- RDC+1^{ère}+2^{ème} ⇒ TUBO 160×160×16
- 3^{ème} +4^{ème}+5^{ème} ⇒ TUBO 180×180×10
- 6^{ème}+7^{me}+8^{ème} ⇒ TUBO 200×100×10
- 9^{ème}+10^{ème}+11^{ème} ⇒ TUBO 200×140×16
- 12^{ème}+13^{ème}+14^{ème}+15^{ème} ⇒ TUBO 220×110×10

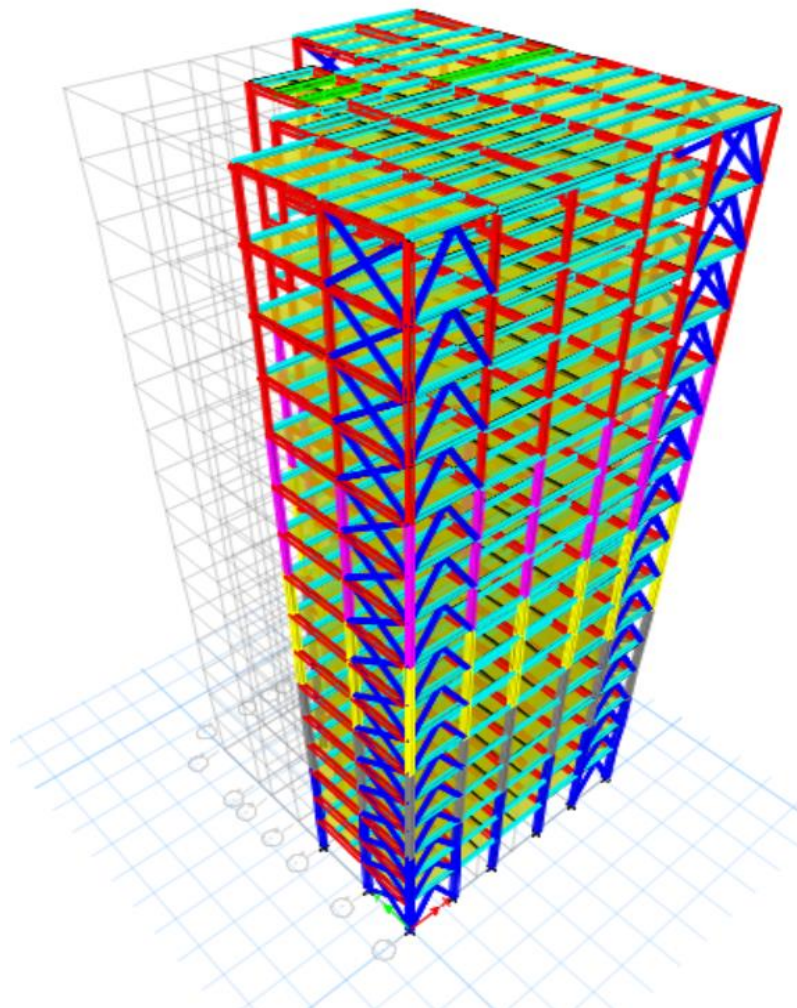


Figure V. 4: Structure avec palées triangulées en X et en V.

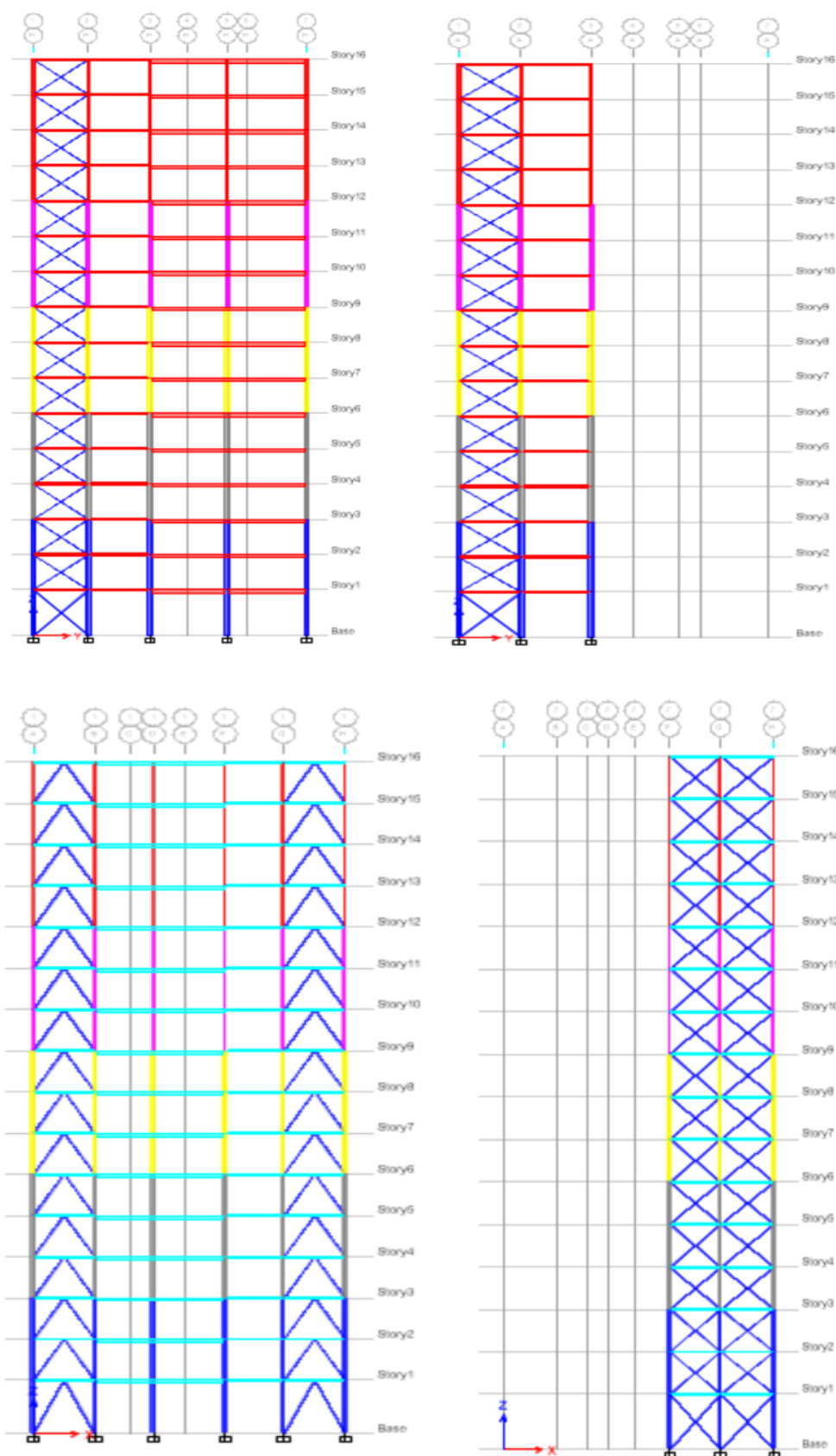
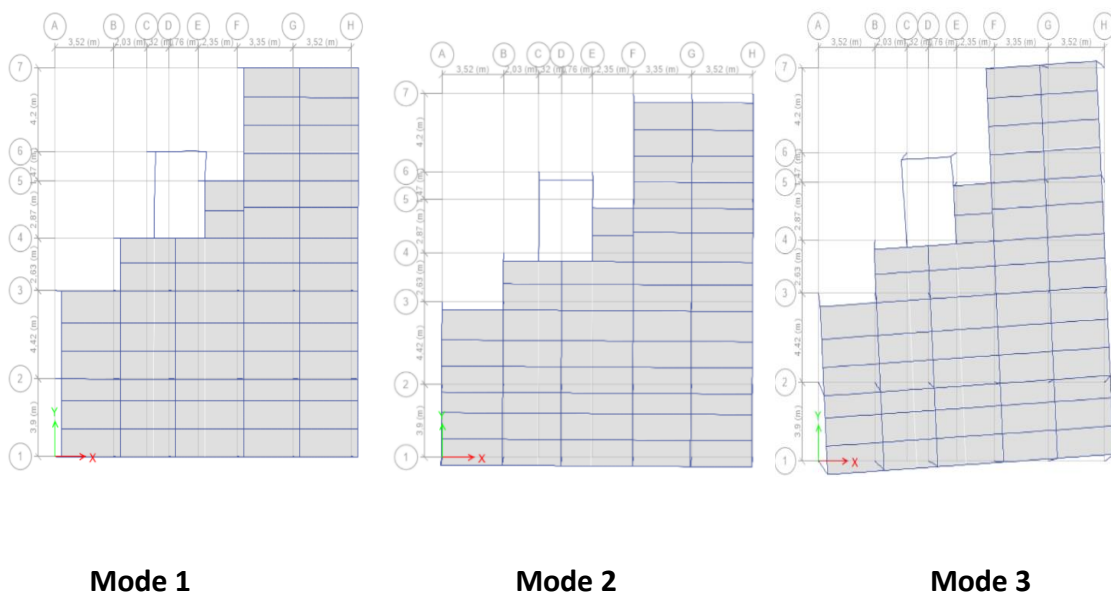


Figure V. 5: Structure avec palées triangulées en X et en V.

- Période et participation du modèle.

Tableau V. 2: Pourcentage de participation massique pour model intermédiaire

Modes	Périodes [Sec]	Facteur de participation massique (%)				
		U _x (%)	U _y (%)	R _z (%)	ΣU _x (%)	ΣU _y (%)
1	2,237	0,6864	0,0003	7,418E-06	0,6864	0,0003
2	1,831	0,0003	0,6918	0,0032	0,6867	0,6921
3	1,303	0,0003	0,0003	0,7097	0,687	0,6925
4	0,579	0,2009	0,0001	0,0003	0,8879	0,6926
5	0,49	0,0001	0,1858	0,0013	0,8881	0,8784
6	0,329	3,00E-06	3,49E-06	0,1839	0,8881	0,8784
7	0,277	0,0646	0,0001	0,0002	0,9526	0,8785
8	0,236	0,0001	0,0606	0,0002	0,9527	0,9392

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

L'analyse modale de la structure a conduit à :

Une période fondamentale $T = 2,237$ s

- ✓ La 1^{ère} mode est un mode de translation suivant X-X.
- ✓ Le 2^{ème} mode est un mode de translation suivant Y-Y.
- ✓ Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.
- ✓ La participation massique dépasse le seuil 90% à partir du 8^{ème} mode suivant les deux sens.

Or, on a :

V.7.2 Vérification de la force sismique à la base

$$V = \lambda \cdot \frac{S_{ad}}{g} (T_0) \cdot W \dots \dots \dots \mathbf{4.1} \text{ page 79}$$

Avec :

$\frac{S_{ad}}{g} (T)$: Ordonnée du spectre de calcul (pour la période T_0) (art 3.3.3).

T_0 : Période fondamentale vibration du bâtiment, pour le mouvement de translation dans la direction considérée (art 4.2.4).

λ : Coefficient de correction.

W : poids total de la structure.

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

Tableau V. 3: La période caractéristique associé à la catégorie du site

Zones sismiques VI	T_1 (Sec)	T_2 (Sec)	T_3 (Sec)
Site 3	0,15	0,60	2

Tableau V. 4: Choix de la période de calcul

Cas	Période à utilisé
$T_{calcul} < 1,3T_{empirique}$	$T = T_{calcul}$
$T_{calcul} \geq 1,3T_{empirique}$	$T = 1,3T_{calcul}$

$$T_{empirique} = C_T \times h_N^{\frac{3}{4}} \dots \dots \dots \mathbf{4.4} \text{ page 80}$$

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

$$\rightarrow h_n = 52,96 \text{ m}$$

C_T : coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage et il est donnée par [RPA2024 . Tab 4.3] page 80[4].

Dans notre cas $\rightarrow C_T = 0,050$

T_{calcul} : La période de calcul (extrait du logiciel de calcul ETABS).

Sens x :

$$\rightarrow T_{calcul} (X) = 2,237 \text{ Sec.}$$

Sens y :

$$\rightarrow T_{calcul} (Y) = 1,831 \text{ Sec.}$$

$$\Rightarrow T_{empirique} = 0,050 \times (52,96)^{\frac{3}{4}} = 0,981 \text{ sec.}$$

Sens	T_{calcul}	$T_{empirique}$	$1,3 T_{empirique}$
X	2,237	0,981	1,27
Y	1,831	0,981	1,27

$T_{\text{calcul}} > 1,3 T_{\text{empirique}}$ dans le sens X

Alors la période adoptée est $T_0 = 1,3 T_{\text{empirique}}$

$T_{\text{calcul}} > 1,3 T_{\text{empirique}}$ dans le sens Y

Alors la période adoptée est $T_0 = 1,3 T_{\text{empirique}}$

Donc :

- Sens X : $T_0 = 1,27 \text{ Sec}$
- Sens Y : $T_0 = 1,27 \text{ Sec}$

• **L'analyse modale spectrale :**

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

Cette analyse peut être faite pour n'importe quelle structure et donne des résultats plus précis et souvent satisfaisants, si la modélisation est bien faite. L'action sismique est décrite par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_{\text{ad}}}{g}(T) = \begin{cases} \text{A.l. S. } \left[\frac{2}{3} + \frac{T_0}{T_1} \cdot \left(2,5 \frac{Q_F}{R} - \frac{2}{3} \right) \right] & \text{si: } 0 \leq T_0 < T_1 \\ \text{A.l. S. } \left[2,5 \frac{Q_F}{R} \right] & \text{si: } T_1 \leq T_0 < T_2 \\ \text{A.l. S. } \left[2,5 \frac{Q_F}{R} \right] \cdot \left[\frac{T_2}{T_0} \right] & \text{si: } T_2 \leq T_0 < T_3 \\ \text{A.l. S. } \left[2,5 \frac{Q_F}{R} \right] \cdot \left[\frac{T_2 T_3}{T_0^2} \right] & \text{si: } T_3 \leq T_0 < 4s \end{cases}$$

- Dans notre cas $\rightarrow A = 0,3$
- Dans notre cas $\rightarrow S = 1,30$
- Dans notre cas $\rightarrow I = 1$
- Dans notre cas $\rightarrow R = 3,5$

$T_2 < T_0 < T_3$

Donc :

$$\text{A.l. S. } \left[2,5 \frac{Q_F}{R} \right] \cdot \left[\frac{T_2}{T_0} \right]$$

• **Facteur de qualité Q_F :**

Q_F : facture de qualité en fonction :

1. La régularité en plan.
2. La régularité en élévation.
3. Redondance en plan.

La valeur de Q est déterminée par la formule suivante :

$$Q_F = 1 + \sum_{q=1}^{q=i} P_q \dots \dots \dots \mathbf{3.26}$$

P_q : Est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q "est satisfait ou non ". Sa valeur est donnée par le tableau suivant :

Les Critères	Observée (o/n)	Suivant X	Observée (o/n)	Suivant Y
La régularité en plan	Non	0,05	Non	0,05
La régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
Redondance en plan	Oui	0	Oui	0

a) $Q_X = 1 + 0,05 \rightarrow Q_X = 1,05$

b) $Q_Y = 1 + 0,05 \rightarrow Q_Y = 1,05$

Donc :

$$\frac{S_{ad}}{g}(T)_X = 1,30 \times 1 \times 0,3 \times \left[2,5 \times \frac{1,05}{3,5} \right] \times \left[\frac{0,60}{1,27} \right] = 0,138$$

$$\frac{S_{ad}}{g}(T)_Y = 1,30 \times 1 \times 0,3 \times \left[2,5 \times \frac{1,05}{3,5} \right] \times \left[\frac{0,60}{1,27} \right] = 0,138$$

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

- Zone sismique VI; BLIDA.
- Groupe d'usage 2 (ouvrage courant ou d'importance moyenne)
- Pourcentage d'amortissement $\varepsilon = 5\%$.
- Facteur de qualité $Q = 1,05$ (dans les deux directions).
- Coefficient de comportement $R=3,5$.

Le spectre est donné par la figure ci-dessous :

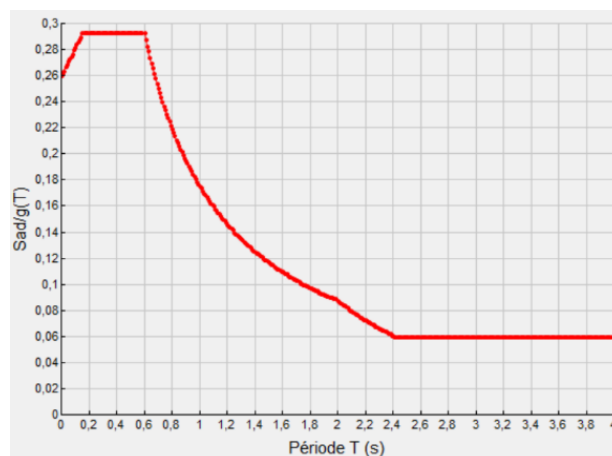


Figure V. 7: Spectre de réponse.

- **λ : Coefficient de correction :**

$$\lambda = \begin{cases} 0,85: \text{ si } T_0 \leq (2 \cdot T_2) \text{ et si le batiment a plus de 2 niveaux} \\ 1, \text{ autrement} \end{cases} \dots\dots\dots 4.2 \text{ page 79}$$

Notre bâtiment est plus de 2 niveaux (R+15) et $T_0 < 2 \cdot T_2$

$$\lambda \rightarrow 0,85$$

• **W : poids total de la structure**

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \dots\dots\dots 4.3 \text{ page 79}$$

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

Où :

$W_i = W_{Gi} + \psi W_{Qi}$: Pour tout niveau i de la structure

Pour tout niveau i de la structure

$\psi = 0,3$ (Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés) [RPA 2024, Tab 4.2] page 80 [4].

W_{Gi} : poids du aux charges permanentes et à celle des équipements fixes solidaire à la structure

W_{Qi} : charge d'exploitation

vec : $W_i = W_{Gi} + \psi W_{Qi}$: Pour tout niveau i de la structure

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

W_{Qi} : charge d'exploitation

$\psi = 0.3$: (Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés) [4].

$$W = 32923,23 \text{ KN}$$

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

$$V_x = 0,85 \times 0,138 \times 32923,23 = 3861,89 \text{ KN}$$

$$V_y = 0,85 \times 0,138 \times 32923,23 = 3861,89 \text{ KN}$$

D'après ETABS on obtient les valeurs suivantes :

$$V_{x,dyn} = 3435,57 \text{ KN (base réactions)}$$

$$V_{y,dyn} = 1016,71 \text{ KN (base réactions)}$$

$$V_{x,dyn} = 3435,57 > 0,8 \times 3861,39 = 3089,51 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$V_{y,dyn} = 1016,71 < 0,8 \times 3861,89 = 3089,51 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{CNV}$$

V.7.3 Vérification du déplacements inter-étages

Le déplacement horizontal, à chaque niveau "k", de la structure est calculé selon :

$$\delta_k = \frac{R}{Q_F} \delta_{ek}$$

δ_{ek} : Déplacement élastique dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

R : Coefficient de comportement, $R = 3,5$

Q_F : Coefficient de qualité, $Q_F = 1,05$

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

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

$$\Delta_k \leq \overline{\Delta_k}$$

Tableau V. 5: Valeur limites des déplacements inter-étages

Type de structure	Déplacement limite : $\overline{\Delta_k}$
Bâtiments en Acier	0,0200 h_k
Bâtiments en Béton Armé	0,0150 h_k
Bâtiment en PAF	0,0100 h_k
Bâtiments en Bois	0,0150 h_k
Bâtiments en Maçonnerie Chainée	0,0100 h_k

Avec : h_k est la hauteur de niveau « k »

- **Sens x-x**

Tableau V. 6: Déplacement résultant suivant X.X

Etage	δ_{ek}^x (mm)	δ_K^x (mm)	Δ_K^x (mm)	<0.02h (mm)	Obs	$0,5 \times \Delta_K^x$	<0.005h	Obs
15 ^{ème}	149,087	496,459	31,042	61,2	CV	15,521	15,3	CNV
14 ^{ème}	139,765	465,417	31,525	61,2	CV	15,762	15,3	CNV
13 ^{ème}	130,298	433,892	31,668	61,2	CV	15,834	15,3	CNV
12 ^{ème}	120,788	402,224	31,598	61,2	CV	15,799	15,3	CNV
11 ^{ème}	111,299	370,625	31,608	61,2	CV	15,804	15,3	CNV
10 ^{ème}	101,807	339,017	31,065	61,2	CV	15,533	15,3	CNV
9 ^{ème}	92,478	307,951	63,656	61,2	CNV	31,828	15,3	CNV
8 ^{ème}	73,362	244,295	63,296	61,2	CNV	31,648	15,3	CNV
7 ^{ème}	54,354	180,100	29,174	61,2	CV	14,587	15,3	CV
6 ^{ème}	45,593	151,824	28,025	61,2	CV	14,012	15,3	CV
5 ^{ème}	37,177	123,799	24,555	61,2	CV	12,277	15,3	CV
4 ^{ème}	29,803	99,243	22,637	61,2	CV	11,318	15,3	CV
3 ^{ème}	23,005	76,606	20,446	61,2	CV	10,223	15,3	CV
2 ^{ème}	16,865	56,160	20,313	61,2	CV	10,156	15,3	CV
1 ^{ère}	10,765	35,847	17,496	61,2	CV	8,747	15,3	CV
RDC	5,511	18,351	18,315	80	CV	9,175	20	CV

- **Sens y-y**

Tableau V. 7: Déplacement résultant suivant Y.Y

Etage	δ_{ek}^y (mm)	δ_K^y (mm)	Δ_K^y (mm)	$<0.02h$ (mm)	Obs	$0,5 \times \Delta_K^y$	$<0.005h$	Obs
15 ^{ème}	129,005	429,586	32,833	61,2	CV	16,417	15,3	CV
14 ^{ème}	119,145	396,753	27,039	61,2	CV	13,520	15,3	CV
13 ^{ème}	111,025	369,713	27,649	61,2	CV	13,824	15,3	CV
12 ^{ème}	102,722	342,064	28,175	61,2	CV	14,087	15,3	CV
11 ^{ème}	94,261	313,889	28,501	61,2	CV	14,250	15,3	CV
10 ^{ème}	85,702	285,387	28,628	61,2	CV	14,314	15,3	CV
9 ^{ème}	77,105	256,759	28,544	61,2	CV	14,267	15,3	CV
8 ^{ème}	68,536	228,225	61,537	61,2	CNV	30,767	15,3	CNV
7 ^{ème}	50,057	166,689	27,738	61,2	CV	13,867	15,3	CV
6 ^{ème}	41,727	138,950	26,636	61,2	CV	13,318	15,3	CV
5 ^{ème}	33,728	112,314	23,922	61,2	CV	11,960	15,3	CV
4 ^{ème}	26,544	88,391	22,024	61,2	CV	11,012	15,3	CV
3 ^{ème}	19,93	66,366	19,947	61,2	CV	9,970	15,3	CV
2 ^{ème}	13,94	46,420	18,484	61,2	CV	9,242	15,3	CV
1 ^{ère}	8,389	27,935	15,727	61,2	CV	7,867	15,3	CV
RDC	3,666	12,208	12,208	80	CV	6,103	20	CV

Remarque :

Les déplacement inter étage ne sont pas vérifiés dans les deux sens aussi la force sismique a la base donc on doit changer les sections des portiques

V.7.3.1 Modèle final

Pour ce modèle on a proposé une nouvelle section de profilés (utilise les poteaux composés)
Et on a changé la disposition des contreventements.

Les poteaux :

- RDC+1^{ère}+2^{ème} ⇒ poteaux (HEB550 avec HEA550)
- 3^{ème} +4^{ème}+5^{ème} ⇒ poteaux (HEB550 avec HEA500)
- 6^{ème}+7^{ème}+8^{ème} ⇒ poteaux (HEB550 avec HEA450)
- 9^{ème}+10^{ème}+11^{ème} ⇒ Poteaux (HEB550 avec HEA400)
- 12^{ème}+13^{ème}+14^{ème}+15^{ème} ⇒ Poteaux (HEB550 avec HEA360)

Les poutres :

- Principal ⇒ IPE 450 ; secondaire ⇒ IPE 330

Solive :

- IPE 220

Les contreventements :

- TUBO 160× **160** × **16**

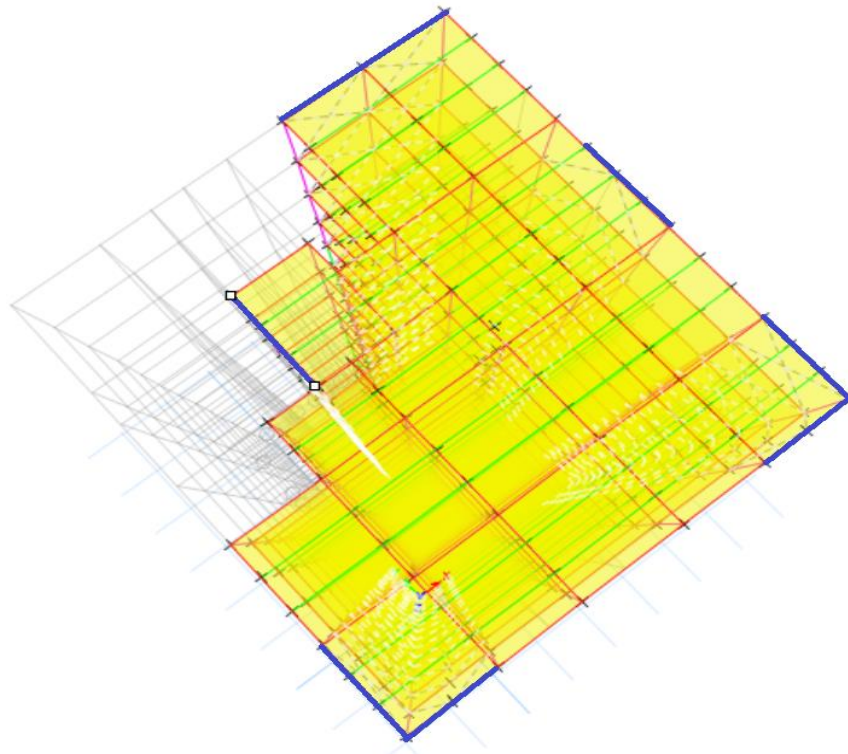


Figure V. 8: Disposition des contreventements pour le modèle final.

- **Période et participation massique du modèle**

Tableau V. 8: Pourcentage de participation massique pour le modèle finale

Modes	Périodes [Sec]	Facteur de participation massique (%)				
		U _x (%)	U _y (%)	R _z (%)	ΣU _x (%)	ΣU _y (%)
1	1,402	0,7111	0,0045	7,418E-06	0,7111	0,0045
2	1,187	0,0050	0,7211	0,0032	0,7161	0,7257
3	0,86	0,0001	0,0027	0,7097	0,7162	0,7283
4	0,389	0,1755	0,0001	0,0003	0,8916	0,7284
5	0,344	6,623E-06	0,1638	0,0013	0,8916	0,8923
6	0,235	0,0004	0,0009	0,1839	0,892	0,8932
7	0,192	0,0547	0,0002	0,0002	0,9467	0,8934
8	0,173	0,0002	0,0537	0,0002	0,947	0,9471

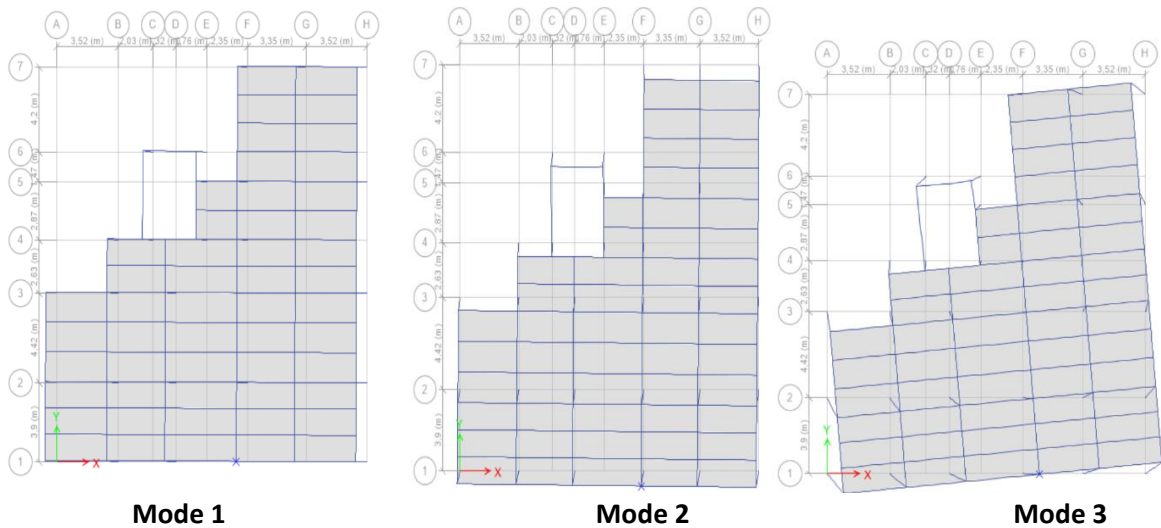


Figure V. 9: La déformée pour les modes du modèle final.

Constatations :

L'analyse modale de la structure a conduit à :

Une période fondamentale $T = 1,402$ s

- ✓ Le 1^{ère} mode est un mode de translation suivant X-X.
- ✓ Le 2^{ème} mode est un mode de translation suivant Y-Y.
- ✓ Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.
- ✓ La participation massique dépasse le seuil 90% à partir du 8^{ème} mode suivant les deux sens

Or, on a :

• Vérification de l'effort tranchant à la base

Sens x-x :

- $T_{\text{empirique}} = 0,981$ sec
- $1,3T_{\text{empirique}} = 1,3 \times 0,981 = 1,27$ sec

$$T_{\text{calcul}} = 1,402 \text{ sec} > 1,3T_{\text{empirique}} = 1,27 \text{ sec}$$

Alors la période adoptée est $T = 1,3T_{\text{empirique}} = 1,27$ sec

$$T_2 < T_0 < T_3 \rightarrow 0,6 < 1,27 < 2$$

Sens y-y :

- $T_{\text{empirique}} = 0,981$ sec
- $1,3T_{\text{empirique}} = 1,3 \times 0,981 = 1,27$ sec

$$T_{\text{calcul}} = 1,187 \text{ sec} < 1,3T_{\text{empirique}} = 1,27 \text{ sec}$$

Alors la période adoptée est $T = T_{\text{calcul}} = 1,187 \text{ Sec.}$

$$T_2 < T_0 < T_3 \rightarrow 0,6 < 1,187 < 2$$

Tableau V. 9: Récapitulatif des facteurs impliqués dans la statique équivalente

Sens	$\frac{S_{ad}}{g}$	λ	W(KN)	Vs(KN)
XX	0,138	0,85	36100,50	4234,59
YY	0,148	0,85	36100,50	4541,44

D'après ETABS on obtient les valeurs suivantes :

$$V_{x,dyn} = 3864,65 \text{ KN (Base réactions)}$$

$$V_{y,dyn} = 4365 \text{ KN (Base réactions)}$$

$$V_{x,dyn} = 3864,65 \text{ KN} > 0,8 V_{x,stq} = 3387,67 \text{ KN}$$

$$V_{y,dyn} = 4365 \text{ KN} > 0,8 V_{y,stq} = 3633,152 \text{ KN}$$

- **Vérification du déplacement inter étage**
- **Sens x-x**

Tableau V. 10: Déplacement résultant suivant X

Etage	δ^x_{ek} (mm)	δ^x_K (mm)	Δ^x_K (mm)	<0.02h (mm)	Obs	$0,5 \times \Delta^x_K$	<0.005h	Obs
15 ^{ème}	87,798	292,367	17,039	61,2	CV	8,520	15,3	OK
14 ^{ème}	82,681	275,323	18,292	61,2	CV	9,146	15,3	OK
13 ^{ème}	77,188	257,036	19,161	61,2	CV	9,580	15,3	OK
12 ^{ème}	71,434	237,875	19,940	61,2	CV	9,970	15,3	OK
11 ^{ème}	65,446	217,935	20,429	61,2	CV	10,215	15,3	OK
10 ^{ème}	59,311	197,506	20,846	61,2	CV	10,423	15,3	OK
9 ^{ème}	53,051	176,660	21,065	61,2	CV	10,533	15,3	OK
8 ^{ème}	46,725	155,594	21,069	61,2	CV	10,534	15,3	OK
7 ^{ème}	40,398	134,525	20,846	61,2	CV	10,423	15,3	OK
6 ^{ème}	34,138	113,679	20,359	61,2	CV	10,180	15,3	OK
5 ^{ème}	28,024	93,320	19,583	61,2	CV	9,792	15,3	OK
4 ^{ème}	22,143	73,736	18,471	61,2	CV	9,235	15,3	OK
3 ^{ème}	16,596	55,264	16,959	61,2	CV	8,479	15,3	OK
2 ^{ème}	11,503	38,305	15,015	61,2	CV	7,507	15,3	OK
1 ^{ère}	6,994	23,290	12,754	61,2	CV	6,377	15,3	OK
RDC	3,164	10,536	10,536	80	CV	5,268	20	OK

- **Sens y-y**

Tableau V. 11: Déplacement résultant suivant Y

Etage	δ^y_{ek} (mm)	δ^y_K (mm)	Δ^y_K (mm)	$<0.02h$ (mm)	Obs	$0,5 \times \Delta^y_K$	$<0.005h$	Obs
15 ^{ème}	73,354	244,269	12,714	61,2	CV	6,357	15,3	OK
14 ^{ème}	69,536	231,555	14,166	61,2	CV	7,082	15,3	OK
13 ^{ème}	65,282	217,389	15,045	61,2	CV	7,522	15,3	OK
12 ^{ème}	60,764	202,344	15,950	61,2	CV	7,975	15,3	OK
11 ^{ème}	55,974	186,393	16,493	61,2	CV	8,246	15,3	OK
10 ^{ème}	51,021	169,899	17,116	61,2	CV	8,558	15,3	OK
9 ^{ème}	45,881	152,784	17,609	61,2	CV	8,804	15,3	OK
8 ^{ème}	40,593	135,175	17,619	61,2	CV	8,809	15,3	OK
7 ^{ème}	35,302	117,555	17,695	61,2	CV	8,848	15,3	OK
6 ^{ème}	29,988	99,860	17,532	61,2	CV	8,766	15,3	OK
5 ^{ème}	24,723	82,327	16,850	61,2	CV	8,425	15,3	OK
4 ^{ème}	19,669	65,477	16,114	61,2	CV	8,057	15,3	OK
3 ^{ème}	14,824	49,363	14,962	61,2	CV	7,481	15,3	OK
2 ^{ème}	10,331	34,402	13,240	61,2	CV	6,620	15,3	OK
1 ^{ère}	6,355	21,162	11,360	61,2	CV	5,681	15,3	OK
RDC	2,943	9,800	9,800	80	CV	4,900	20	OK

- **Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ (les effets du second ordre)**

Les effets de second ordre (l'effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

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

- **Sens x-x**

Tableau V. 12: Vérification de l'effet P-Δ

Sens x	P_k [KN]	Δ_k [mm]	V_k [KN]	h_k [mm]	Θ (%)	Obs < 10%
15 ^{ème}	2523,286	17,039	641,845	3060	2,189	CV
14 ^{ème}	4714,079	18,292	1135,458	3060	2,482	CV
13 ^{ème}	6904,872	19,161	1517,030	3060	2,850	CV
12 ^{ème}	9095,665	19,940	1806,005	3060	3,282	CV
11 ^{ème}	11312,379	20,429	2031,049	3060	3,477	CV
10 ^{ème}	13529,093	20,846	2216,193	3060	4,159	CV
9 ^{ème}	15745,807	21,065	2378,022	3060	4,558	CV
8 ^{ème}	17978,075	21,069	2532,521	3060	4,887	CV
7 ^{ème}	20210,343	20,846	2692,636	3060	5,113	CV
6 ^{ème}	22442,611	20,359	2863,503	3060	5,214	CV

5 ^{ème}	24690,835	19,583	3043,108	3060	5,192	CV
4 ^{ème}	26939,06	18,471	3225,380	3060	5,041	CV
3 ^{ème}	29187,284	16,959	3402,894	3060	4,753	CV
2 ^{ème}	31446,830	15,015	3565,401	3060	4,327	CV
1 ^{ère}	33706,376	12,754	3694,509	3060	3,802	CV
RDC	36100,496	10,536	3769,247	4000	2,522	CV

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

Sens y	P _k [KN]	Δ _K [mm]	V _K [KN]	h _k [mm]	Θ (%)	Obs < 10%
15 ^{ème}	2523,286	12,714	685,269	3060	1,530	CV
14 ^{ème}	4714,079	14,166	1225,935	3060	1,780	CV
13 ^{ème}	6904,872	15,045	1661,273	3060	2,043	CV
12 ^{ème}	9095,665	15,950	2011,087	3060	2,357	CV
11 ^{ème}	11312,379	16,493	2301,583	3060	2,649	CV
10 ^{ème}	13529,093	17,116	2552,977	3060	4,873	CV
9 ^{ème}	15745,807	17,609	2776,359	3060	3,263	CV
8 ^{ème}	17978,075	17,619	2983,298	3060	3,470	CV
7 ^{ème}	20210,343	17,695	3183,866	3060	3,670	CV
6 ^{ème}	22442,611	17,532	3381,086	3060	3,598	CV
5 ^{ème}	24690,835	16,850	3573,581	3060	3,403	CV
4 ^{ème}	26939,06	16,114	3758,100	3060	3,505	CV
3 ^{ème}	29187,284	14,962	3929,907	3060	3,631	CV
2 ^{ème}	31446,830	13,240	4081,899	3060	3,333	CV
1 ^{ère}	33706,376	11,360	4200,457	3060	2,979	CV
RDC	36100,496	9,800	4269,585	4000	2,071	CV

V.8 Conclusion

Au vu des résultats obtenue pour ce modal :

- ⇒ Vérification des modes de translations
- ⇒ Vérification des déplacements inter étage
- ⇒ Vérification de la participation massique
- ⇒ Vérification de l'effort P-Δ

On peut conclure que la modal renforce par les contreventements en V et en X est satisfaisant pour les exigences de l'RPA version 2024

Chapitre VI : Exploitation des résultats

VI.1 Introduction

Le présent chapitre constitue une étape cruciale de cette étude, puisqu'il vise à établir un lien direct entre l'analyse dynamique approfondie menée précédemment et la vérification de la résistance et de la stabilité des éléments constitutifs de la structure métallique. En s'appuyant sur les forces et les sollicitations critiques identifiées lors de l'étude dynamique.

Ce chapitre expose la manière dont ces charges ont été appliquées et considérées dans le processus de vérification des différents composants structurels. L'objectif principal est de démontrer la capacité de la structure à résister aux sollicitations dynamiques induites par les charges considérées, assurant ainsi la sécurité et la pérennité de l'ouvrage, les résultats présentés dans ce chapitre synthétisent l'aboutissement de l'analyse.

VI.2 Exploitation des résultats**VI.2.1 Poteaux****VI.2.1.1 Introduction**

L'exploitation des résultats de poteau a analysé les efforts internes (compression, flexion, cisaillement) auxquels un poteau est soumis, cela inclut la vérification de la résistance du matériau, des déformations admissibles, et de la stabilité du poteau, notamment en cas de flambement. Chaque poteau est soumis à un effort normal N_{sd} , et deux moments fléchissant $M_{y_{sd}}$ et $M_{z_{sd}}$.

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

- **Cas 1** : N_{sd}^{max} ; $M_{y_{sd}}$ et $M_{z_{sd}}$ correspondant.
- **Cas 2** : $M_{y_{sd}}^{max}$; N_{sd} et $M_{z_{sd}}$ correspondant.
- **Cas 3** : $M_{z_{sd}}^{max}$; N_{sd} et $M_{y_{sd}}$ correspondant.

VI.2.1.2 La méthode

Pour l'exploitation des résultats de poteau sur ETABS nous suivons les étapes suivantes :

- Sélectionner les poteaux (select ; Object type ; columns)
- Afficher le résultat (Display ; show tables ; ANALYSIS RESULTS ; élément output ; frame output ; élément forces-columns)
- Identifier les trois cas

Il ya 5 type de profil chaque trois niveaux-il un type

- RDC+1^{ère}+2^{ème} ⇒ poteaux (HEB550 avec HEA550)
- 3^{ème}+4^{ème}+5^{ème} ⇒ poteaux (HEB550 avec HEA500)
- 6^{ème}+7^{ème}+8^{ème} ⇒ poteaux (HEB550 avec HEA450)
- 9^{ème}+10^{ème}+11^{ème} ⇒ poteaux (HEB550 avec HEA400)
- 12^{ème}+13^{ème}+14^{ème}+15^{ème} ⇒ poteaux (HEB550 avec HEA360)

Il ya pris le plus grand efforts internes sous : N_{sd}^{max} ; $M_{sd,z}^{max}$; $M_{sd,y}^{max}$ pour chaque 3 étage

Les résultats afficher sur les tableaux suivants :

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

Tableau VI. 1: Efforts internes des poteaux sous N^{max} pour chaque trois niveaux

Niveau	Combinaison	N^{max}	$M_{sd,y}^{cor}$	$M_{sd,z}^{cor}$
12 ^{ème} +13 ^{ème} +14 ^{ème} +15 ^{ème} HEB550 avec HEA360	G+0,3Q+E _y +0,3E _x	-775,2689	-9,6998	-97,604
9 ^{ème} +10 ^{ème} +11 ^{ème} HEB550 avec HEA400	G+0,3Q+E _x +0,3E _y	-1301,0813	-13,4348	-34,9818
6 ^{ème} +7 ^{ème} +8 ^{ème} HEB550 avec HEA450	G+0,3Q+E _x +0,3E _y	-2181,182	-19,6545	-34,4798
3 ^{ème} +4 ^{ème} +5 ^{ème} HEB550 avec HEA500	G+0,3Q+E _x +0,3E _y	-3513,3512	-26,5953	-30,6796
RDC + 1 ^{ère} +2 ^{ème} HEB550 avec HEA550	G+0,3Q+E _x +0,3E _y	-5334,3794	-58,1808	-166,3468

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

Tableau VI. 2: Efforts internes des poteaux sous $M_{sd,y}^{max}$ pour chaque niveau

Niveau	Combinaison	$M_{sd,y}^{max}$	N^{cor}	$M_{sd,z}^{cor}$
12 ^{ème} +13 ^{ème} +14 ^{ème} +15 ^{ème} HEB550 avec HEA360	G+0,3Q+E _x +0,3E _y	-142,2125	-262,4862	-10,0481
9 ^{ème} +10 ^{ème} +11 ^{ème} HEB550 avec HEA400	G+0,3Q+E _x +0,3E _y	-173,3237	-438,9152	-15,8951
6 ^{ème} +7 ^{ème} +8 ^{ème} HEB550 avec HEA450	G+0,3Q+E _x +0,3E _y	-177,6362	-622,7262	-21,3633
3 ^{ème} +4 ^{ème} +5 ^{ème} HEB550 avec HEA500	G+0,3Q+E _x +0,3E _y	-163,3381	- 1027,3058	-10,8269
RDC + 1 ^{ère} +2 ^{ème} HEB550 avec HEA550	G+0,3Q+E _x +0,3E _y	213,7211	-643,5557	50,6987

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

Tableau VI. 3: Efforts internes des poteaux sous $M_{sd,z}^{max}$ pour chaque trois niveaux

Niveau	Combinaison	$M_{sd,z}^{max}$	N^{cor}	$M_{sd,y}^{cor}$
12 ^{ème} +13 ^{ème} +14 ^{ème} +15 ^{ème} HEB550 avec HEA360	G+0,3Q+E _y +0,3E _x	134,1584	-202,6747	18,6463
9 ^{ème} +10 ^{ème} +11 ^{ème} HEB550 avec HEA400	G+0,3Q+E _y +0,3E _x	149,9474	-312,4922	24,6513
6 ^{ème} +7 ^{ème} +8 ^{ème} HEB550 avec HEA450	G+0,3Q+E _y +0,3E _x	155,7836	-664,9734	27,9736
3 ^{ème} +4 ^{ème} +5 ^{ème} HEB550 avec HEA500	G+0,3Q+E _y +0,3E _x	145,3809	-834,2695	28,5553
RDC +1 ^{ère} +2 ^{ème} HEB550 avec HEA550	G+0,3Q+E _y +0,3E _x	187,2266	1367,9951	73,6428

VI.2.2 Poutre

VI.2.2.1 Introduction

L'exploitation des résultats d'une poutre consiste à analyser les effets des charges appliquées pour évaluer la résistance et le comportement de la structure.

VI.2.2.2 La méthode

- Sélectionné les poutres (slecet ; properties ; frame sections ; IPE450 ;(IPE330))
- Afficher le résultat (Display ; show tables ; ANALYSIS RESULTS ; élément output ; frame output ; élément forces-beams)

En trouve les résultats suivant :

Type	Combinaison	M_{sd} (KN.m)	V_{sd} (KN)
Poutre principale IPE450	G+0,3Q+E _y +0,3E _x	247,76	132,63
Poutre secondaire IPE330	G+0,3Q+E _x +0,3E _y	169,92	154,97

M_{sd} = Pour la vérification, et assemblage

V_{sd} = Pour la vérification

VI.2.3 Contreventement**VI.2.3.1 Introduction**

L'exploitation des résultats de contreventement permet de vérifier la stabilité et la rigidité d'une structure face aux efforts horizontaux (vent, séisme).

VI.2.3.2 La méthode

- Sélectionner le contreventement (select ; Object type ; Braces)
- Afficher le résultat (Display ; show tables ; ANALYSIS RESULTS ; élément output ; frame output ; élément forces-Barces)
- Identifier N_{Sd}^{max} (compression et traction)

On trouve les résultats suivants :

$$N_{Sd}^{max} = 759,0871 \text{ KN (traction)}$$

$$N_{Sd}^{max} = 842,1093 \text{ KN (compression)}$$

Chapitre VII : Vérification des éléments structuraux

VII.1 Introduction

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

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

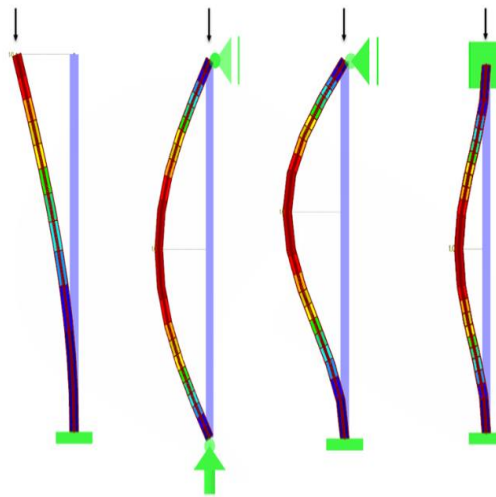


Figure VII. 1 : Phénomène du flambement

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

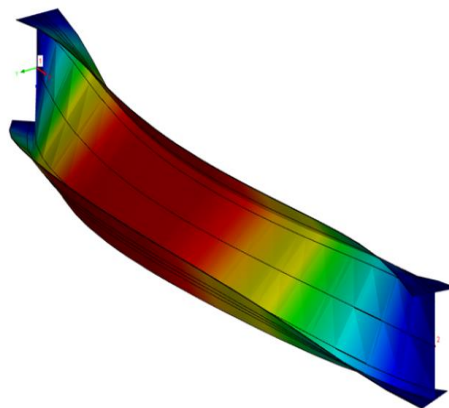


Figure VII. 2: Phénomène du déversement

Le voilement : qui affecte les âmes des pièces fléchies.

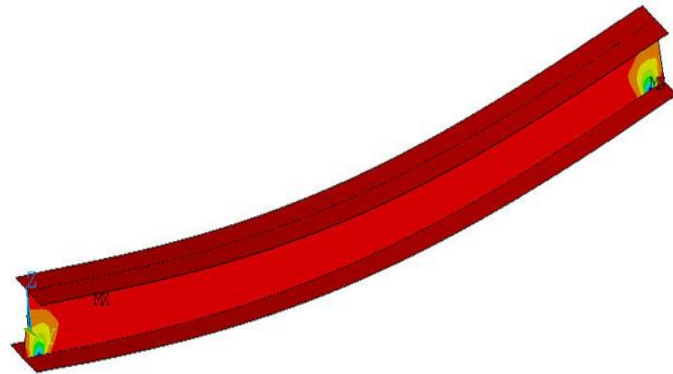


Figure VII. 3: Phénomène du voilement.

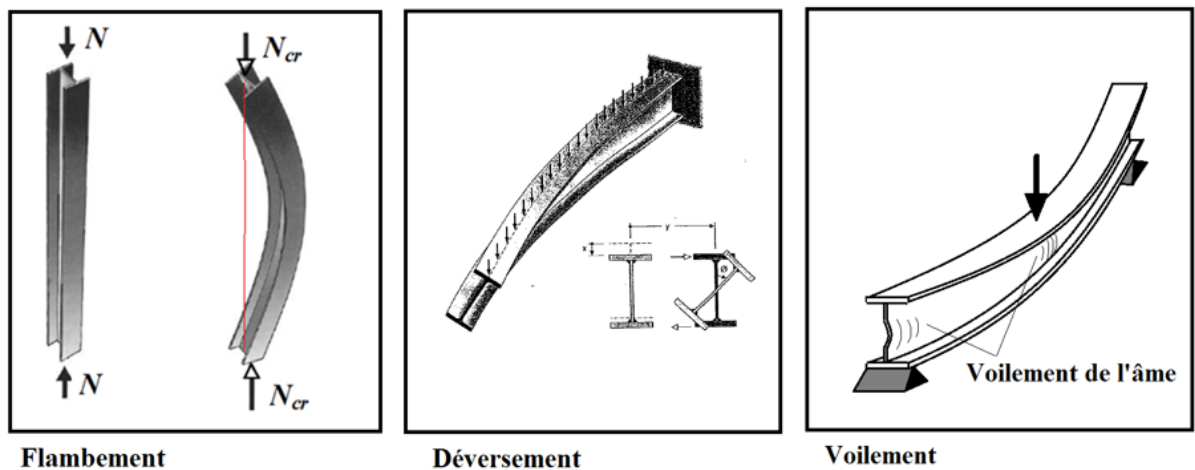


Figure VII. 4: Les trois phénomènes.

Dans ce chapitre on va vérifier les éléments principaux de la structure, d'après les résultats obtenus dans les chapitres précédents et aux efforts donnés par le logiciel ETABS.

Le calcul d'une structure impose que, pour toutes combinaisons d'actions possibles, définies réglementairement, la stabilité statique soit assurée :

Globalement → au niveau de la structure.

Individuellement → au niveau de chaque élément

On se basant sur les vérifications exigées par le CCM97[2], EC3 [5].

VII.2 Vérification des poteaux

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

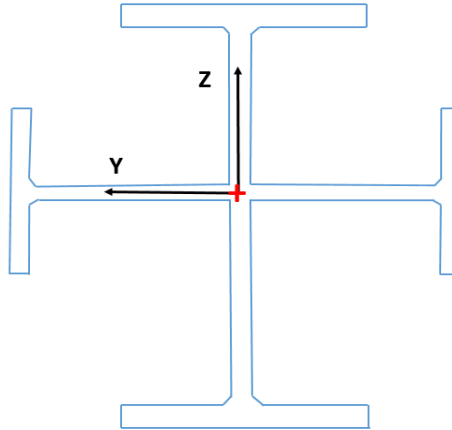


Figure VII. 5: Le poteau composée le plus sollicité.

VII.2.1 Vérification vis-à-vis du flambement

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

- **Cas 1** : N_{sd}^{max} ; M_{ysd} et M_{zsd} correspondant.
- **Cas 2** : M_{ysd}^{max} ; N_{sd} et M_{zsd} correspondant.
- **Cas 3** : M_{zsd}^{max} ; N_{sd} et M_{ysd} correspondant.
- **Les étapes de la vérification du flambement par flexion** : [5]

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

$$\frac{N}{\chi_{min} \frac{N_{pl}}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_y \cdot M_{sdy}}{\frac{M_{ply}}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_z \cdot M_{sdz}}{\frac{M_{plz}}{\gamma_{M1}}} \leq 1 \quad \dots (*)$$

Où :

- $N_{pl} = A \cdot f_y$; $M_{pl} = W_{pl} \cdot f_y$
- $\gamma_{M1} = 1$; f_y 275 MPa

- $k_y = 1 - \frac{u_y \times N_{sd}}{\lambda_y \times A \times f_y}$, avec $k_y \leq 1,5$
 - $u_y = \bar{\lambda}_y (2. \beta_{M,y} - 4) + \left(\frac{W_{pl,y} - W_{el,y}}{W_{el,y}} \right)$, avec $u_y \leq 0,90$
 - $k_z = 1 - \frac{u_z \times N_{sd}}{\lambda_z \times A \times f_y}$; $k_z \leq 1,5$
 - $u_z = \bar{\lambda}_z (2. \beta_{M,z} - 4) + \left(\frac{W_{pl,z} - W_{el,z}}{W_{el,z}} \right)$, avec $u_z \leq 0,90$
 - $\varphi = \frac{1}{(\varphi + \sqrt{\varphi^2 - \bar{\lambda}^2})} \leq 1$ et $\varphi = 0,5 (1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2)$
 - $\varphi_{\min} = \min\{\varphi_y, \varphi_z\}$
 - $N_{pl,rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M1}}$
 - $M_{ply,rd} = \frac{W_{ply} f_y}{\gamma_{M1}}$
 - $M_{plz,rd} = \frac{W_{plz} f_y}{\gamma_{M1}}$
- **Cas 1 : $N_{sd}^{\max}$; $M_{sd,y}$ et $M_{sd,z}$ correspondant**

✓ **Exemple de calcul**

Nos calculs vont être mené sur le Poutre central du RDC d'un profilé composé (HEB550 Avec HEA550) et d'une hauteur 4m

Les combinaisons : $G + 0,3Q + E_x + 0,3E_y$

On prend $N^{\max}$ chaque les trois niveaux

$$N^{\max} = -5334,2794 \text{ KN} ; \quad M_{sd,y}^{\text{cor}} = -58,1808 \text{ KN} ; \quad M_{sd,z}^{\text{cor}} = -166,3468 \text{ KN}$$

Tableau : Caractéristiques de profilé HEB550&HEA550

Profil	A (cm ²)	I _y (cm ⁴)	I _z (cm ⁴)	W _{pl,y} (cm ³)	W _{el,y} (cm ³)	W _{pl,z} (cm ³)	W _{el,z} (cm ³)	i _y (cm)	i _z (cm)
HEB550 &HEA550	464,5	147656,1	125155,3	6703,5	5369,3	5968,9	4635,4	178,3	164,2

Suivant l'axe Y-Y

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{93,91\varepsilon} \rightarrow \frac{\frac{L_{fy}}{i_y}}{93,91 \times \varepsilon} ; \left(f_y = 275 \text{ MPa} , \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 0,924 \right)$$

Pour un mode d'instabilité à nœud fixe on a :

$$\bullet \quad \frac{L_f}{L_0} = \left[\frac{1+0,145(\eta_1+\eta_2)-0,265\eta_1\eta_2}{2-0,364(\eta_1+\eta_2)-0,247\eta_1\eta_2} \right]$$

Avec :

- $\eta_1 = \frac{k_c+k_1}{k_c+k_1+k_{p11}+k_{p12}}$
- $\eta_2 = \frac{k_c+k_2}{k_c+k_2+k_{p21}+k_{p22}} \rightarrow \eta_2 = 0$ car le poteau est encastéré à la base
- k_1 et k_2 la rigidité des poteaux *adjacents*
- k_{pij} la rigidité des poutres associées au noeud considéré

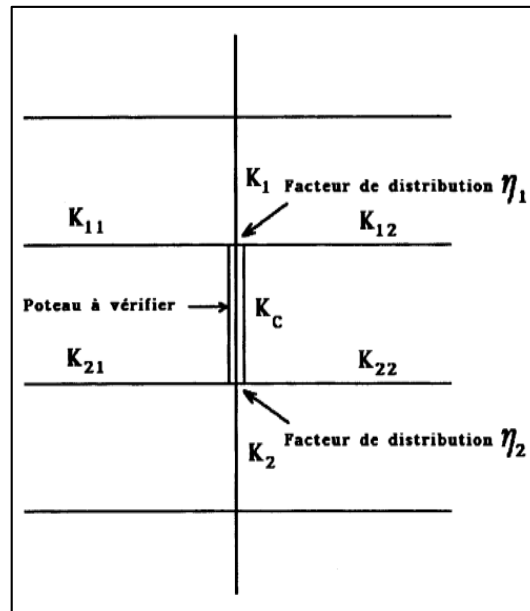


Figure VII. 6: Facteurs de distribution pour poteaux continus.

$$k_c = k_1 = \frac{I_y(\text{HEB550} \times \text{HEA550})}{h} = \frac{147656,1}{355} = 415,93 \text{ cm}^3$$

$$k_{p12} = k_{p11} = \frac{I_y(\text{IPE450})}{h} = \frac{33740}{594} = 56,80 \text{ cm}^3$$

$$\eta_1 = \frac{(2 \times 415,93)}{(2 \times 415,93) + (2 \times 56,80)} = 0,90$$

$$L_{f,y} = \left[\frac{1 + (0,145 \times 0,90)}{2 - (0,364 \times 0,90)} \right] \times 3,55 = 2,41 \Rightarrow L_{f,y} = 2,41 \text{ m}$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\frac{242}{17,83}}{93,91 \times 0,924} = 0,155 < 0,2 \text{ il n'y a pas de risque de flambement}$$

$$\varphi_y = 0,5 [1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] \rightarrow \varphi_y = 0,5 [1 + 0,49(0,148 - 0,2) + 0,148^2]$$

$$\rightarrow \varphi_y = 0,50$$

$$X_y = \frac{1}{\varphi + \sqrt{\varphi^2 - \bar{\lambda}^2}} \rightarrow X_y = 1$$

Suivant l'axe Z-Z

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{93,91\varepsilon} \rightarrow \frac{L_{fz}}{93,91 \times \varepsilon} ; \left(f_y = 275 \text{ MPa}, \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 0,924 \right)$$

$$k_c = k_1 = \frac{I_z(\text{HEB550} \times \text{HEA550})}{h} = \frac{125155,3}{355} = 352,55 \text{ cm}^3$$

$$k_{p12} = k_{p11} = \frac{I_z(\text{IPE330})}{h} = \frac{788}{318} = 2,47 \text{ cm}^3$$

$$\eta_1 = \frac{(2 \times 352,55)}{(2 \times 352,55) + (2 \times 2,47)} = 0,98$$

$$L_{f,z} = \left[\frac{1 + (0,145 \times 0,98)}{2 - (0,364 \times 0,98)} \right] \times 3,55 = 2,46 \Leftrightarrow L_{f,z} = 2,46 \text{ m}$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{246}{\frac{16,42}{93,91 \times 0,924}} = 0,17 < 0,2 \text{ il n'y a pas de risque de flambement}$$

$$\varphi_z = 0,5 [1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] \rightarrow \varphi_z = 0,5 [1 + 0,49(0,17 - 0,2) + 0,17^2]$$

$$\rightarrow \varphi_z = 0,51$$

$$X_z = \frac{1}{\varphi + \sqrt{\varphi^2 - \bar{\lambda}^2}} \rightarrow X_z = 1$$

D'après le logiciel ETABS, la combinaison la plus défavorable est : $G + 0,3Q + E_x + 0,3E_y$

- Suivant l'axe Y-Y

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

$$\Psi = \frac{M_{y_{\min}}}{M_{y_{\max}}} \left\{ \begin{array}{l} M_{y_{\max}} = 167,01 \text{ kn.m} \\ M_{y_{\min}} = 166,35 \text{ kn.m} \end{array} \right. \text{ (Obtenu du logiciel Etabs)}$$

$$\Psi = \frac{166,35}{167,01} = 1 \rightarrow \beta_{My} = 1,1$$

$$\mu_y = 0,148(2 \times 1,1 - 4) + \left(\frac{6703,5 - 5369,3}{5369,3} \right) = 0,018 < 0,90$$

$$k_y = 1 - \frac{0,018 \times 5334,2794}{1 \times 464,5 \times 275} = 0,98 < 1,5$$

- Suivant l'axe Z-Z

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

$$\Psi = \frac{M_{z_{\min}}}{M_{z_{\max}}} \begin{cases} M_{z_{\max}} = 69,29 \text{ kn. m} \\ M_{z_{\min}} = 58,18 \text{ kn. m} \end{cases} \text{ (Obtenu du logiciel Etabs)}$$

$$\Psi = \frac{58,18}{69,29} = 0,84 \rightarrow \beta_{M,z} = 1,06$$

$$\mu_z = 0,17(2 \times 1,06 - 4) + \left(\frac{5968,9 - 4635,4}{4635,4} \right) = 0,032 < 0,90$$

$$k_z = 1 - \frac{0,032 \times 5334,2794}{1 \times 464,5 \times 275} = 1 < 1,5$$

$$\text{- On aura : } \frac{N_{sd}}{X_{\min} \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_y \cdot M_{y, sd}}{W_{pl, y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_z \cdot M_{z, sd}}{W_{pl, z} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} = \mathbf{0,748} < \mathbf{1.....} \text{ Condition vérifiée.}$$

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

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

Tableau VII. 1: Vérifications au flambement par flexion $N^{\max}$

Flambement par flexion								
Etagé	Profilé	Longueur de flambement		Les coefficients			Valeur finale (r)	<1
		L_{fy}	L_{fz}	$X_{\min}$	K_y	K_z		
12 ^{ème} +13 ^{ème} +14 ^{ème} +15 ^{ème}	HEB550&HEA360	2567,20	2226,36	0,613	0,984	0,853	0,230	CV
9 ^{ème} +10 ^{ème} +11 ^{ème}	HEB550&HEA400	2574,04	2472,53	0,586	0,986	0,947	0,218	CV
6 ^{ème} +7 ^{ème} +8 ^{ème}	HEB550&HEA450	2574,48	2502,86	0,58	0,986	0,956	0,324	CV
3 ^{ème} +4 ^{ème} +5 ^{ème}	HEB550&HEA500	2574,23	2524,26	0,573	0,986	0,967	0,495	CV
RDC +1 ^{ère} +2 ^{ème}	HEB550&HEA550	2468,56	2453,47	0,558	0,695	0,691	0,749	CV

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

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

Tableau VII. 2: Vérifications au flambement par flexion pour $M_{sd,z}^{max}$

Flambement par flexion								
Etag	Profilé	Longueur de flambement		Les coefficients			Valeur finale (r)	<1
		L_{fy}	L_{fz}	X_{min}	K_y	K_z		
12 ^{ème} +13 ^{ème} +14 ^{ème} +15 ^{ème}	HEB550&HEA360	2525,26	2161,30	0,613	0,967	0,828	0,245	CV
9 ^{ème} +10 ^{ème} +11 ^{ème}	HEB550&HEA400	2538,15	2232,34	0,586	0,972	0,855	0,263	CV
6 ^{ème} +7 ^{ème} +8 ^{ème}	HEB550&HEA450	2543,71	2302,06	0,580	0,974	0,882	0,284	CV
3 ^{ème} +4 ^{ème} +5 ^{ème}	HEB550&HEA500	2543,49	2356,97	0,573	0,975	0,903	0,279	CV
RDC +1 ^{ère} +2 ^{ème}	HEB550&HEA550	2468,56	2416,86	0,558	0,695	0,681	0,572	CV

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

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

Tableau VII. 3: Vérifications au flambement par flexion pour $M_{sd,y}^{max}$

Flambement par flexion								
Etag	Profilé	Longueur de flambement		Les coefficients			Valeur finale (r)	<1
		L_{fy}	L_{fz}	X_{min}	K_y	K_z		
12 ^{ème} +13 ^{ème} +14 ^{ème} +15 ^{ème}	HEB550&HEA360	2343,08	2308,96	0,613	0,898	0,885	0,165	CV
9 ^{ème} +10 ^{ème} +11 ^{ème}	HEB550&HEA400	2378,63	2363,25	0,586	0,911	0,905	0,190	CV
6 ^{ème} +7 ^{ème} +8 ^{ème}	HEB550&HEA450	2380,05	2413,75	0,580	0,912	0,925	0,208	CV
3 ^{ème} +4 ^{ème} +5 ^{ème}	HEB550&HEA500	2363,78	2500,40	0,573	0,906	0,958	0,234	CV
RDC +1 ^{ère} +2 ^{ème}	HEB550&HEA550	2455,55	2440,50	0,558	0,692	0,687	0,355	CV

Tableau VII. 4: Choix final des poteaux

Étages	Profilés
12 ^{ème} +13 ^{ème} +14 ^{ème} +15 ^{ème}	HEB550&HEA360
9 ^{ème} +10 ^{ème} +11 ^{ème}	HEB550&HEA400
6 ^{ème} +7 ^{ème} +8 ^{ème}	HEB550&HEA450
3 ^{ème} +4 ^{ème} +5 ^{ème}	HEB550&HEA500
RDC+1 ^{ère} +2 ^{ème}	HEB550&HEA550

VII.3 Vérification de la poutre principale [2]

Poteau composée

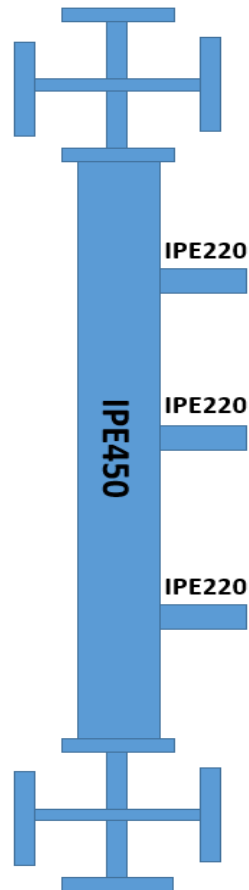


Figure VII. 7: poutre principale 5-7,G .

Les calculs seront faits sur une poutre principale du RDC de profilé IPE450 et de longueur $L=5,94\text{m}$.

D'après le logiciel ETABS, la combinaison de charge la plus défavorable est $G + 0,3Q + E_y + 0,3E_x$

Les sollicitations trouvées sont :

$$M_{sd} = 247,76 \text{ KN.m} ; V_{sd} = 132,63 \text{ KN}$$

VII.3.1 Vérification du moment fléchissant

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

$$R_{\text{Béton}} = 0,57 \text{ beff hc fck}$$

$$R_{\text{Béton}} = 0,57 \times 1490 \times 95 \times 25 \times 10^{-3}$$

$$R_{\text{Béton}} = 2017,09 \text{ KN}$$

$$R_{\text{Acier}} = 0,95 A_a f_y \quad \text{Avec} \quad A_a = 9880 \text{ mm}^2$$

$$R_{\text{Acier}} = 0,95 \times 9880 \times 275 \times 10^{-3}$$

$$R_{\text{Acier}} = 2581,15 \text{ KN}$$

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

$$h_w = h_a - 2r - 2t_f = 450 - (2 \times 21) - (2 \times 14,6) = 378,8 \text{ mm}$$

$$R_{\text{Ame}} = 0,85 A_{aa} f_y = 0,85 \times (378,8 \times 9,4) \times 275 \times 10^{-3} = 832,318 \text{ KN}$$

$$R_{\text{Béton}} > R_w$$

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

$$M_{pl,rd} = R_a \times \left(\frac{h_a}{2}\right) + R_b \times \left(\frac{h_c}{2} + h_p\right)$$

$$M_{pl,rd} = 2581,15 \times \left(\frac{450}{2}\right) + 2017,09 \times \left(\frac{95}{2} + 55\right) = 787,510 \text{ KN.m}$$

$$M_{plrd} = 787.510 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd_a}^{max} = 247,76 \text{ KN.m} < M_{plrd} = 787,510 \text{ KN.m} \dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

VII.3.2 Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier que :

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

$$V_{plrd} = \frac{A f_y}{\gamma_{m0} \sqrt{3}} \quad V_{plrd} = \frac{50,9 \times 275}{1,1 \times \sqrt{3}} = 734,782 \text{ KN}$$

$$V_{sd}^{max} = 132,63 \text{ kN} < V_{plrd} = 734,782 \text{ kN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

On a : $V_{sd} = 132,63 \text{ KN} < 0,5 V_{pl,rd} = 367,391 \text{ KN} \implies$ il n'y a pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

VII.3.3 Vérification de déversement

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

VII.3.4 Calcul des connecteurs [3]

- Résistance du connecteur isolée

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

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 = 95 mm

➤ h_p : hauteur du bac d'acier = 55 mm

- b_0 : largeur de la nervure (d'après la fiche technique du HIBAND55) = 88,5 mm

- $k_{t,max}$: limite supérieure pour le facteur K.

- α : facteur correctif.

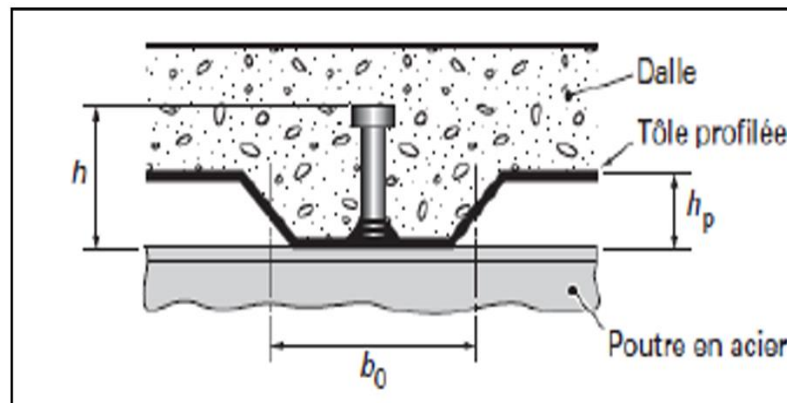


Figure VII. 8: Dimensions de la tôle et du connecteur.

$$\alpha = \begin{cases} 0,2 \cdot \left(\frac{h}{d} + 1\right) & \text{pour } 3 \leq \frac{h}{d} \leq 4 \\ 1 & \text{pour } \frac{h}{d} \geq 4 \end{cases}$$

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

Et, les nervures sont parallèles, donc :

Et, les nervures sont parallèles, donc

$$K = 0,6 \times \frac{b_0}{h_p} \left(\frac{hc}{h_p} - 1 \right)$$

$$K = 0,6 \times \frac{88,5}{55} \left(\frac{95}{55} - 1 \right) = 0,702 < 1$$

Donc :

$$P_{rd} = \min \begin{cases} 0,702 \times 0,29 \times 1 \times 19^2 \times \frac{\sqrt{25 \times 30500}}{1,25} = 51,34 \text{ KN} \\ 0,702 \times 0,8 \times 450 \times \frac{\pi \times 19^2}{4 \times 1,25} = 57,32 \text{ KN} \end{cases}$$

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

- **Effort tranchant repris par les goudjons**

Détermination de R

$$R_L = \min (R_{\text{béton}} ; R_{\text{acier}})$$

$R_{\text{béton}}$ = Résistance de compression de béton = 2017,09 KN.

R_{acier} = Résistance de compression d'acier = 2581,15 KN.

$$R_L = R_b = 2017,09 \text{ KN}$$

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

$$n = \frac{R_L}{P_{rd}} \rightarrow n = \frac{2017,09}{51,34} \rightarrow n = 39,29$$

On prend 40 connecteurs pour le demi porté ; c'est-à-dire 80 connecteurs sur toute la longueur totale de la solive.

- **Espacement entre les goudjons :**

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

$$E = \frac{L}{n-1} \rightarrow L \text{ Est la longueur de la poutre ; } L = 5,94m$$

$$E = \frac{5940}{80-1} \rightarrow E = 75,19 \text{ mm}$$

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

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

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

VII.4 Vérification des poutres secondaire [2]



Figure VII. 9: Poutre secondaire D-F,2 .

La combinaison de charge la plus défavorable est $G + 0,3Q + E_y + 0,3E_x$

Les sollicitations trouvées sont :

$$M_{sd} = 169,92 \text{ KN.m} ; V_{sd} = 154,97 \text{ KN}$$

VII.4.1 Vérification du moment fléchissant

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

$$R_{\text{Béton}} = 0,57 \text{ beff } h_c f_{ck}$$

$$R_{\text{Béton}} = 0,57 \times 1490 \times 95 \times 25 \times 10^{-3}$$

$$R_{\text{Béton}} = 2017,09 \text{ KN}$$

$$R_{\text{Acier}} = 0,95 A_a f_y \quad \text{Avec} \quad A_a = 6260 \text{ mm}^2$$

$$R_{\text{Acier}} = 0,95 \times 6260 \times 275 \times 10^{-3}$$

$$R_{\text{Acier}} = 1635,425 \text{ 5KN}$$

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

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

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

$$M_{plrd} = 1635,425 \times \left[\frac{330}{2} + 65 + 55 - \left(\frac{1635,425 \times 65}{2017,09 \times 2} \right) \right]$$

$$M_{plrd} = 423,001 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd}^{max} = 169,92 \text{ KN.m} < M_{plrd} = 423,001 \text{ KN.m} \dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

VII.4.2 Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier que :

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

$$V_{plrd} = \frac{A f_y}{\gamma_{m0} \sqrt{3}} \quad V_{plrd} = \frac{30,8 \times 275}{1,1 \times \sqrt{3}} = 444,56 \text{ kN}$$

$$V_{sd}^{max} = 154,97 \text{ kN} < V_{plrd} = 444,56 \text{ kN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

On a : $V_{sd} = 154,97 \text{ kN} < 0,5 V_{pl,rd} = 222,28 \text{ kN} \Rightarrow$ il n'y a pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

VII.4.3 Vérification de déversement

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

VII.5 Vérification des contreventements

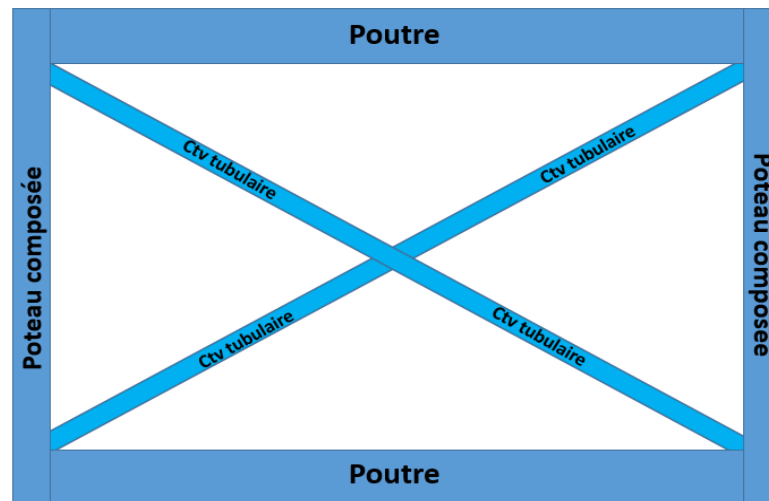


Figure VII. 10: Système de contreventement en X

Les contreventements par TUBO 160× 160 × 16 sont tendus ou comprimés, il faut donc faire les vérifications à la compression simple et à la traction.

Les contreventements sont **Tubulaire 160X160X16** de longueur $L = 5,310\text{m}$

D'après le logiciel ETABS :

La combinaison de charge la plus défavorable est $G + 0,3Q + Ex + 0,3Ey$

$$N_{Sd}^{max} = 759,0871 \text{ KN (traction)}$$

$$N_{Sd}^{max} = 842,1093 \text{ KN (compression)}$$

Tableau VII. 5: caractéristiques géométriques du profile TUBO 160×160×16

Profilé	A (cm ²)	I _y (cm ⁴)	I _z (cm ⁴)	W _{ply} (cm ³)	W _{plz} (cm ³)	i _y (mm)	i _z (mm)
Tubo 160X160X16	92,9	3224,4	3224,4	499,7	499,7	59,1	59,1

VII.5.1 Vérification à la traction

$$N_{Sd}^{max} = 759,0871 \text{ KN (traction)}$$

$$N_{Sd} \leq N_{trd} ; \text{ Avec : } N_{trd} = A \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 9290 \times \frac{275}{1,1} = 2322,500 \text{ KN}$$

$$N_{Sd} = 759,0871 \text{ KN} < N_{trd} = 2322,500 \text{ KN} \dots\dots \text{ Condition vérifiée.}$$

VII.5.2 Vérification à la compression[5]

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

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

$$\beta_A = 1 \text{ Pour les sections classes 1 et 2}$$

$$\gamma_{M1} = 1,1$$

$$f_y = 275 \text{ MPa}$$

$$\text{La longueur de la barre : } L_0 = 5,310 \text{ m et } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 0,924$$

• **Exemple de calcul :**

$$N_{Sd}^{max} = 842,1093 \text{ KN (compression)}$$

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

$$l_{fy,z} = l_0 = 5,310 \text{ m}$$

$$\lambda_y = \frac{l_{fy}}{i_y} = \frac{5310}{59,1} = 89,85 \dots\dots \bar{\lambda}_y = \frac{89,85}{93,91\varepsilon} = 1,03 > 0,2 \text{ alors il y a risque de flambement}$$

$$\lambda_z = \frac{l_{fz}}{i_z} = \frac{5310}{59,1} = 89,85 \dots\dots \bar{\lambda}_z = \frac{89,85}{93,91\varepsilon} = 1,03 > 0,2 \text{ alors il y a risque de flambement}$$

$$\text{On a section tubulaire donc courbe de flambement = courbe C} \rightarrow \alpha_z = \alpha_y = 0.49$$

$$\phi = 0,5 [1 + 0,49 (1,03 - 0,2) + (1,03)^2] = 1,23$$

$$\chi = \frac{1}{1,23 + \sqrt{1,23^2 - 1,03^2}} = 0,525 \leq 1$$

$$N_{b,Rd} = 0,525 \times 9290 \times \frac{275}{1,1} = 1219,312 \text{ KN}$$

$$N_{Sd}^{max} = 842,1093 \text{ KN} < N_{b,Rd} = 1219,312 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée}$$

Tableau VII. 6: Choix finaux des poteaux, poutres, et contreventement

Étage	RDC+1 ^{er} + 2 ^{ème}	3 ^{ème} +4 ^{ème} +5 ^{ème}	6 ^{ème} +5 ^{ème} +7 ^{ème}	9 ^{ème} +10 ^{ème} +11 ^{ème}	12 ^{ème} +13 ^{ème} +14 ^{ème} +15 ^{ème}
Poteaux	HEB550+H EA550	HEB550+H EA500	HEB550+H EA450	HEB550+HE A400	HEB550+HE A360
Poutre	Principale	IPE450			
	Secondaire	IPE330			
Contrevent ements	En X, Y	TUBO 160 × 160 × 16			
Solive	IPE220				

VII.6 Conclusion

On remarque que les profils qui ont été choisis répondent à toutes les conditions concernant la vérification de résistance.

Donc la structure étudiée est stable vis-à-vis de toutes les combinaisons de charge possible, définies réglementaire.

Chapitre VIII : Assemblages des éléments

VIII.1 Introduction

Les assemblages sont des systèmes qui permettent de lier un ou plusieurs éléments métalliques entre eux afin d'assurer une continuité. Ces systèmes peuvent être réalisés par boulonnage, par soudure, ou les deux à la fois.

L'objectif des assemblages est de préserver l'intégrité structurale de l'ouvrage envisagé en évitant la génération de contraintes parasites, notamment en torsion, ils sont ainsi les éléments critiques de l'ouvrage, tant du point de vue de sa solidité que de son aspect économique, et nécessitent donc une conception et un dimensionnement minutieux, accordant une attention égale à celle apportée aux composants élémentaires.

Pour conduire les calculs selon les schémas classiques de la résistance des matériaux il faut distinguer parmi les assemblages.

- Les assemblages articulés : qui transmettent uniquement les efforts tranchants.
- Les assemblages encastres (rigides) : qui transmettent en outre les divers moments.

VIII.2 Modes d'assemblages

Les principaux modes d'exécution des assemblages sont :

- Les assemblages soudés.
- Les assemblages boulonnés.
- Les assemblages rivetés.

Les moyens les plus courants dans l'assemblage des structures métalliques sont le boulonnage et la soudure.

Le boulonnage

Le boulonnage est une technique d'assemblage mécanique qui permet de relier des éléments métalliques entre eux de manière démontable. Il existe deux types de boulons :

- Les boulons ordinaires.
- Les boulons à haute résistance.

Le soudage

Est un procédé, qui permet d'assembler des pièces par liaison intime de la matière, obtenue par fusion ou plastification.

Caractéristiques géométriques des boulons ; classes des boulons

Tableau VIII. 1: Caractéristiques mécaniques des boulons selon leur classe d'acier

Valeur de la limite d'élasticité f_{yb} et de la résistance à la traction f_{ub} des boulons							
Classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9
$f_{yb}(N/mm^2)$	240	320	300	400	480	640	900
$f_{ub}(N/mm^2)$	400	400	500	500	600	800	1000

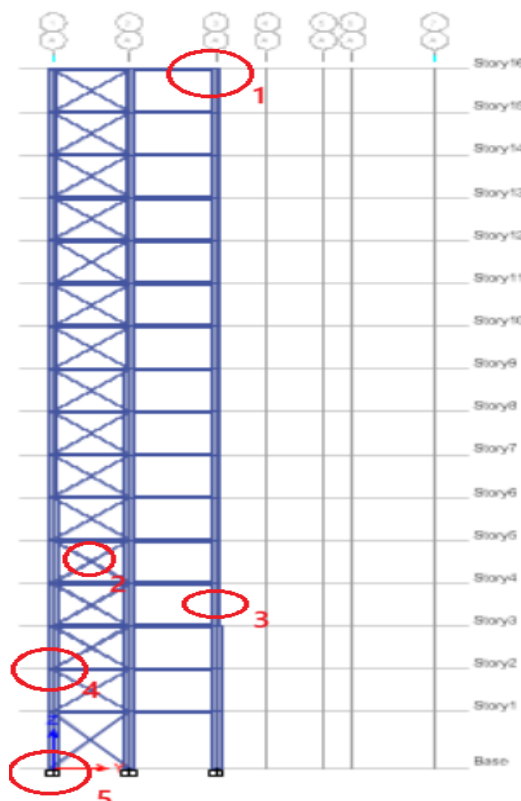
Tableau VIII. 2: Caractéristiques géométriques des boulons

	M8	M10	M12	M14	M16	M18	M20	M22	M24	M27	M30
d (mm)	8	10	12	14	16	18	20	22	24	27	30
d₀ (mm)	9	11	13	15	18	20	22	24	26	30	33
A (mm²)	50,3	78,5	113	154	201	254	314	380	452	537	707
As (mm²)	36,6	58	84,3	115	157	192	245	303	353	459	561

VIII.3 Les assemblages

Dans ce chapitre, 5 types d'assemblages sont traités, on se base sur les normes de L'EC 3.

- Assemblage poutre-solive (articulé).
- Assemblage {1} poteau-poutre (encastré).
- Assemblage {2} contreventement.
- Assemblage {3} poteau-poteau encastré).
- Assemblages {4} poteau-poutre-contreventement (encastré) :
- Assemblage {5} pied de poteau (encastré).

**Figure VIII. 1:** Position des assemblages.

Remarque : on essaye de traiter un exemple de calcul manuel pour chaque type d'assemblage ; les autres seront calculés en utilisant le logiciel IDA STATIKA avec les détails de calcul.

Il existe plusieurs méthodes de calcul des assemblages, pour notre cas, nous avons utilisé nos connaissances acquises en 4^{ème} année et [5] et [8].

VIII.3.1 Vérification de l'assemblage poutre-solive (IPE 450 – IPE 220) (articulé) [5], [8]

L'assemblage est réalisé avec deux cornières à l'extrémité de la solive et l'âme de la poutre.

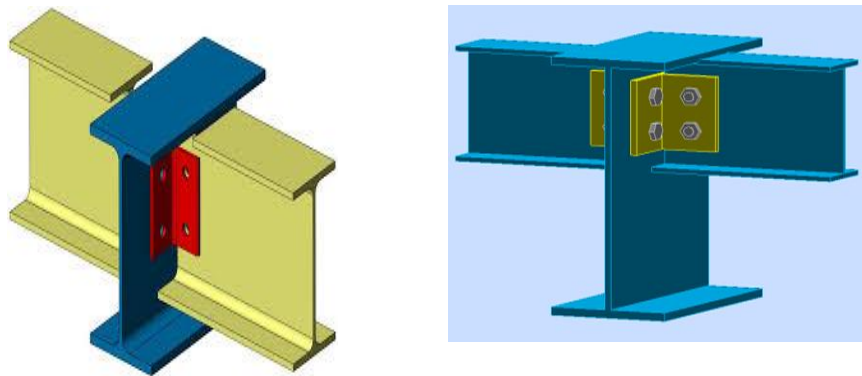


Figure VIII. 2: Schéma de l'assemblage poutre – solive.

VIII.3.1.1 Caractéristiques géométriques des profils et données mécaniques

Tableau VIII. 3: Caractéristiques de profilé IPE450 & IPE220

Profil	h (mm)	b (mm)	t _f (mm)	t _w (mm)	A (mm ²)	W _{ply} (cm ³)	W _{pl,z} (cm ³)	I _y (cm ⁴)	I _z (cm ⁴)
Poutre IPE450	450	190	14,6	9,4	98,8	1702	276	33740	1676
Solive IPE220	220	110	9,2	5,9	33,4	285	58,1	2772	205

L'effort tranchant

$$V_{sd} = 32,41 \text{ KN}$$

VIII.3.1.2 Dimensionnement de l'assemblage

1.choix de cornier :

La hauteur $h_c \geq 0,6h_{b1} = 0,6 \times 220 = 132 \text{ mm}$ alors on prend $h_p = 150 \text{ mm}$

L'épaisseur $t_c = [10 \text{ à } 12 \text{ mm}]$ alors on prend $t_p = 10 \text{ mm}$

Alors on choisit un cornier à aile égale de dimension : 150 x 150 x 10 mm

2.choix des boulons :

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

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

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

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

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

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

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

3.desposition constructive :

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

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

$2,2d_0 \leq P_1 \leq \text{min} (14t \text{ ou } 200 \text{ mm}) \rightarrow 39,6 \text{ mm} \leq P_1 \leq 140 \text{ mm} \rightarrow P_1 = 80 \text{ mm}$

$3d_0 \leq P_2 \leq \text{min} (14t \text{ ou } 200 \text{ mm}) \rightarrow 54 \text{ mm} \leq P_2 \leq 140 \text{ mm} \rightarrow P_2 = 80 \text{ mm}$

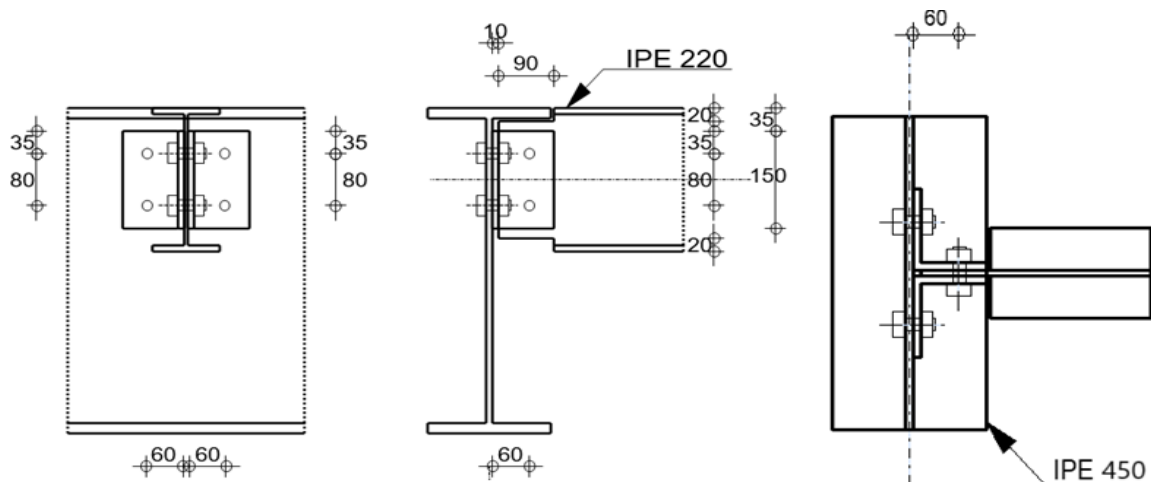


Figure VIII. 3: Disposition constructive de l'assemblage poutre- solive.

4. Vérification de la solive :[8]

Effort tranchant : $F_{v,sd} = 32,41 \text{ KN}$

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

$F_{v,sd}$: effort de cisaillement par boulon a l'état limite ultime.

$F_{v,rd}$: résistance au cisaillement par boulon.

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

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

$$F_{v,rd} \leq \frac{0,6 \times 800 \times 157}{1,25} \times 10^{-3} \times 4 = 241,15 \text{ KN.}$$

$$F_{v,rd} = 241,15 \text{ KN} > F_{v,sd} = 32,41 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

5. Résistance à la pression diamétrale :

$$t = \min(t_w, t_p) = \min(9,4, 10) = 9,4 \text{ mm}$$

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

Avec:

$$F_{b,rd} = \frac{2,5\alpha \times f_u \times d \times t}{\gamma_{Mb}}$$

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{4} = \frac{32,41}{4} = 8,10 \text{ KN}$$

$$\alpha = \min \left\{ \frac{e_1}{3 \times d_0}, \frac{p_1}{3 \times d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1 \right\}$$

Donc :

$$\alpha = \min(0,65 ; 1,23 ; 1,86 ; 1) = 0,65$$

$$F_{b,rd} = \frac{2,5 \times 0,65 \times 430 \times 16 \times 9,4}{1,25} = 84 \text{ KN.}$$

$$F_{v,sd} = 8,10 \text{ KN} < F_{b,rd} = 84 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

VIII.3.1.3 Conclusion

On optera donc 4 boulons de diamètre (M16) de classe 8.8 et une cornière de (150 × 150 × 10)

VIII.3.2 Assemblage {1} poteau-poutre (encastré) [5]; [8]

Cet assemblage est réalisé avec boulonnage de platine avec le poteau et l'âme de la poutre soudée avec la platine.

VIII.3.2.1 Caractéristiques géométriques des profiles et données mécaniques

Tableau VIII. 4: Caractéristiques de profilé IPE450 & HEB550

Profil	h (mm)	b (mm)	t _f (mm)	t _w (mm)	A (mm ²)	W _{ply} (cm ³)	W _{pl,z} (cm ³)	I _y (cm ⁴)	I _z (cm ⁴)
Poutre IPE450	450	190	14,6	9,4	98,8	1702	276	33740	1676
Poteau HEB550	550	300	29	15	254,1	5591	1341	136700	13080

L'effort sollicitant :

$$V_{sd} = 32,41 \text{ KN}$$

Selon la combinaison « G + 0,3Q + E_y + 0,3E_x » on a les valeurs suivantes :

$$\text{Moment fléchissant : } M_{sd} = 247,63 \text{ KN.m}$$

$$\text{Effort tranchant : } V_{sd} = 132,76 \text{ KN}$$

VIII.3.2.2 Calcul de la soudure poutre-platine (soudure)

On a utilisé la nuance d'acier S275 on aura:

$$\begin{cases} \beta_w = 0,85 \\ \gamma_{Mw} = 1,3 \\ f_{us} = 430 \end{cases}$$

Donc l'épaisseur du cordon sur la semelle :

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

$$a_f \geq 14,6 \times \frac{275}{1,1} \times \frac{0,85 \times 1,3}{430 \times \sqrt{2}} = 6,63 \text{ mm}$$

Et l'épaisseur du cordon sur l'ame :

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

$$a_w \geq 9,4 \times \frac{275}{1,1} \times \frac{0,85 \times 1,3}{430 \times \sqrt{2}} = 4,27 \text{ mm}$$

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

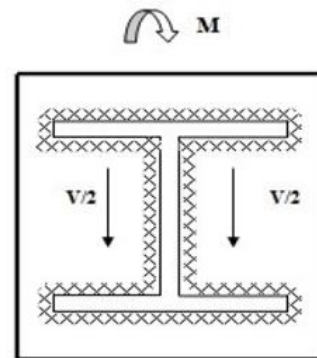


Figure VIII. 4: Assemblage poutre platine.

On a :

$$L_1 = b_s = 190 \text{ mm}$$

$$L_2 = \frac{b_s - t_w}{2} = 90,3 \text{ mm}$$

$$L_3 = h - 2t_f = 420,8 \text{ mm}$$

$$A_s = \sum l_i a_i = (2L_1 + 4L_2 + 2L_3)a = 15828 \text{ mm}^2$$

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

Avec :

$$\begin{cases} d_1 = \frac{H_{\text{profilé}}}{2} + \frac{a}{2} = \frac{450}{2} + \frac{10}{2} \Rightarrow d_1 = 230 \text{ mm.} \\ d_2 = \frac{H_{\text{profilé}}}{2} - t_f - \frac{a}{2} = \frac{500}{2} - 14,6 - \frac{10}{2} = 230,4 \text{ mm.} \end{cases}$$

$$I_{s/yy} = (2 \times 190 \times 10 \times 230^2) + (4 \times 90,3 \times 10 \times 230,4^2)$$

$$I_{s/yy} = 392,76 \times 10^6 \text{ mm}^4.$$

1. Vérification de la soudure :

$$V_{sd} = 132,76 \text{ KN}$$

$$M_{sd} = 247,63 \text{ KN.m}$$

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

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

$$\sqrt{3 \left(\frac{132,63 \times 10^3}{2 \times 420,8 \times 10} \right)^2} \leq \frac{430}{0,85 \times 1,3}$$

27,29 Mpa < 389,14 Mpa Condition vérifiée.

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

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

$$\sqrt{2 \left[\left(\frac{247,63 \times 10^6}{392,76 \times 10^6} \times \frac{450}{2} \right) \right]} \leq \frac{430}{0,85 \times 1,3}$$

200,62 Mpa < 389,14 Mpa Condition vérifiée

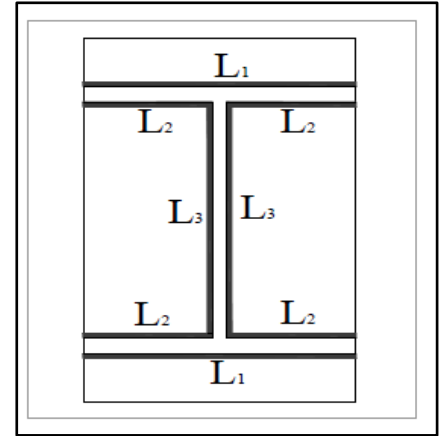


Figure VIII. 5: Assemblage soudé poutre-platine.

VIII.3.2.3 Calcul assemblage poteau-platine (boulonnage)[8]1.Choix de platine :

On choisit une platine de dimension 700 x 200 avec épaisseur = 15 mm

$$t \leq 10 \text{ mm} \quad d = (12 ; 14) \text{ mm}$$

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

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

On à l'épaisseur de la platine $t = 15 \text{ mm}$ alors on prend $\varnothing = 20 \text{ mm}$

2.Le choix des boulons :

Selon la condition de la résistance au cisaillement des boulons

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

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

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

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

$$n \geq \frac{132,63 \times 1,25}{0,5 \times 245 \times 1000} \times 10^3 = 13,53$$

On prend $n = 14$ (boulons) HR.

$$F_{tsd} = F_{m1} \leq F_{p.cd} \quad \text{Avec} \quad F_{p.cd} = 0,7 \times f_{ub} \times A_s$$

$$A_s = \frac{F_{m1}}{0,7 \times f_{ub}} = \frac{118,10 \times 10^3}{0,7 \times 1000} = 168,72 \text{ mm}^2$$

$$A_s > 168,72 \text{ mm}^2 \text{ Soit un boulon de diamètre } \varnothing 20 = 245 \text{ mm}^2$$

On utiliser 14 boulons HR de diamètre 20 mm et de classe 10.9

$$M20 \quad \Rightarrow \quad d = 20 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad d_0 = 22 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad A_s = 245 \text{ mm}^2$$

3.Disposition constructive :

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

$$1,2d_0 \leq e_1 \leq \max(12t \text{ ou } 150 \text{ mm}) \quad \Rightarrow \quad 26,4 \text{ mm} \leq e_1 \leq 180 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad e_1 = 50 \text{ mm.}$$

$$1,5d_0 \leq e_2 \leq \max(12t \text{ ou } 150 \text{ mm}) \quad \Rightarrow \quad 33 \text{ mm} \leq e_2 \leq 180 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad e_2 = 55 \text{ mm.}$$

$$2,2d_0 \leq P_1 \leq \min(14t \text{ ou } 200 \text{ mm}) \quad \Rightarrow \quad 48,4 \text{ mm} \leq P_1 \leq 200 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad P_1 = 80 \text{ mm.}$$

$$3d_0 \leq P_2 \leq \min(14t \text{ ou } 200 \text{ mm}) \quad \Rightarrow \quad 66 \text{ mm} \leq P_2 \leq 200 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad P_2 = 90 \text{ mm}$$

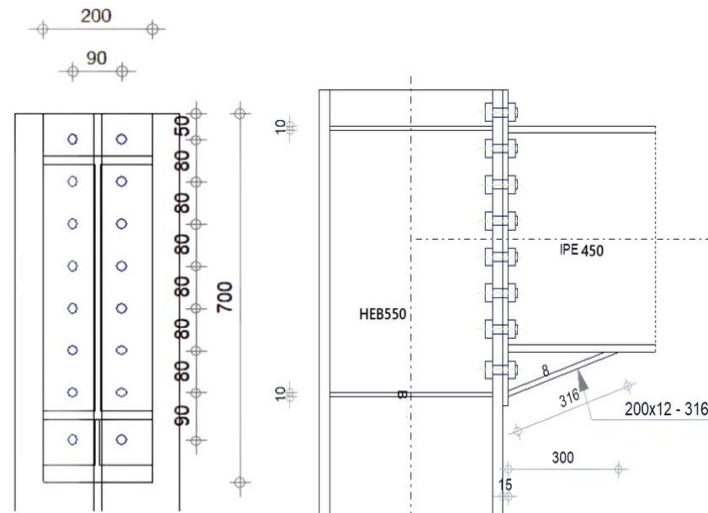


Figure VIII. 6: Schéma distribution des boulons et des jarrets.

4. Détermination des efforts dans les boulons :

On a l'espacement des éléments d'attache :

$$e_1 = 50\text{mm} \quad p_1 = 80\text{mm} \quad e_2 = 55\text{mm} \quad p_2 = 90\text{mm}.$$

Donc :

$$d_1 = 442\text{ mm} ; d_2 = 362\text{ mm} ; d_3 = 282\text{ mm} ; d_4 = 202\text{ mm} ; d_5 = 122\text{ mm}$$

$$d_6 = 42\text{ mm}$$

$$\sum d_i^2 = 463384\text{ mm}^2.$$

Afin éviter le décollement des pièces, il faut que l'effort de traction appliqué par boulonne soit inférieur à l'effort de précontrainte, soit :

$$F_{tsd} = F_{m1} \leq F_{p.cd}$$

$$F_{mi} = \frac{M_{sd} \times d_i}{n_f \times \sum d_i^2} \times 10^3$$

n_f : Nombre des files, $n_f = 2$.

$$F_{m1} = 118,10\text{ KN}$$

Il faut vérifier que :

$$F_{m1} \leq n F_p$$

$$F_p = 0,7 \times f_{ub} \times A_s$$

- F_p : L'effort de précontrainte autorisé dans les boulons
- f_{ub} : La contrainte de rupture du boulon, vaut 800 MPa pour les boulons 8.8.
- A_s : L'aire de la section du boulon
- $F_p = 0,7 \times f_{ub} \times A_s = 0,7 \times 1 \times 245 = 171,5\text{ KN}$

$$F_{m1} = 118,10\text{ kN} \leq n F_p = 2 \times 171,5 = 343\text{ KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

5. La résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant :

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

- L'effort tranchant par boulon

$$V_{sd} = 132,63 \text{ KN.}$$

$$F_{V, sd} = \frac{V_{sd}}{nb} = \frac{132,63}{14} = 9,47 \text{ KN.}$$

- La résistance au glissement $F_{V, rd}$

$$F_{V, rd} = \frac{k_s \times n \times \mu \times (F_p - 0.8 F_{mi})}{\gamma_{ms}}$$

Avec :

- K_s Pour des trous avec tolérances nominales normales.
- μ Surfaces nettoyées par brassage métallique ou à la flamme avec enlèvement de la rouille.
- n Nombre d'interfaces de frottement.
- γ_{ms} Pour les résistances au glissement à L'ELU.
- F_p la résistance du boulon.
- $F_{p, Cd} = 0,7 \times f_{ub} \times A_s = 0,7 \times 1 \times 245 = 171,5 \text{ kN}$
- $F_{mi} = \frac{M_{sd} \times d_i}{nf \times \sum d_i^2} \times 10^3$

$$F_{V, rd} = \frac{1 \times 1 \times 0,3(171,5 - 0,8 \times 118,10)}{1,25} = 18,48 \text{ KN}$$

$$F_{V, sd} = 9,47 \text{ KN} \leq F_{V, rd} = 18,48 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

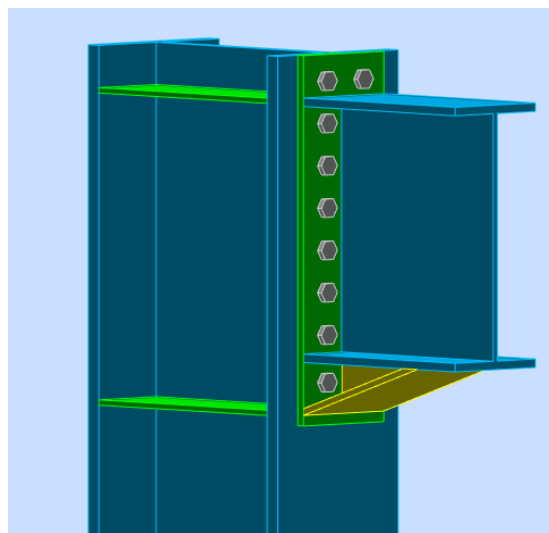


Figure VIII. 7: Vue d'assemblage poteau – poutre.

VIII.3.3 Assemblages nœuds de contreventement

- La note de calcul IDEA STATICA : [ANNEX 5]

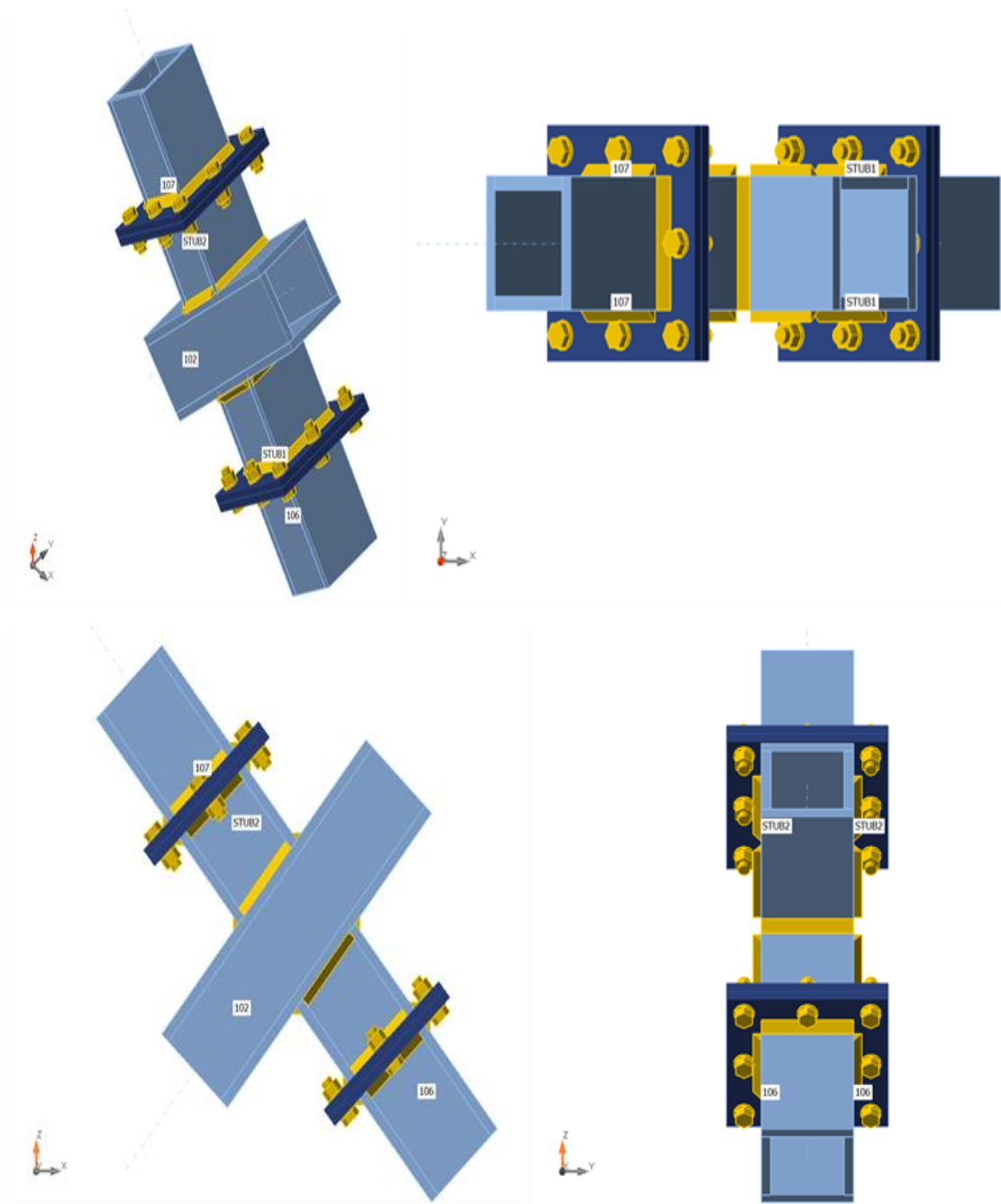


Figure VIII. 8: Vue d'assemblage nœud de contreventement.

Tableau VIII. 5: Résumé d'assemblage nœud contreventement

Nom	Valeur	Résultat
Analyse	100.0%	OK
Platines	$0.4 < 5.0\%$	OK
Boulons	$92.8 < 100\%$	OK
Soudures	$98.4 < 100\%$	OK

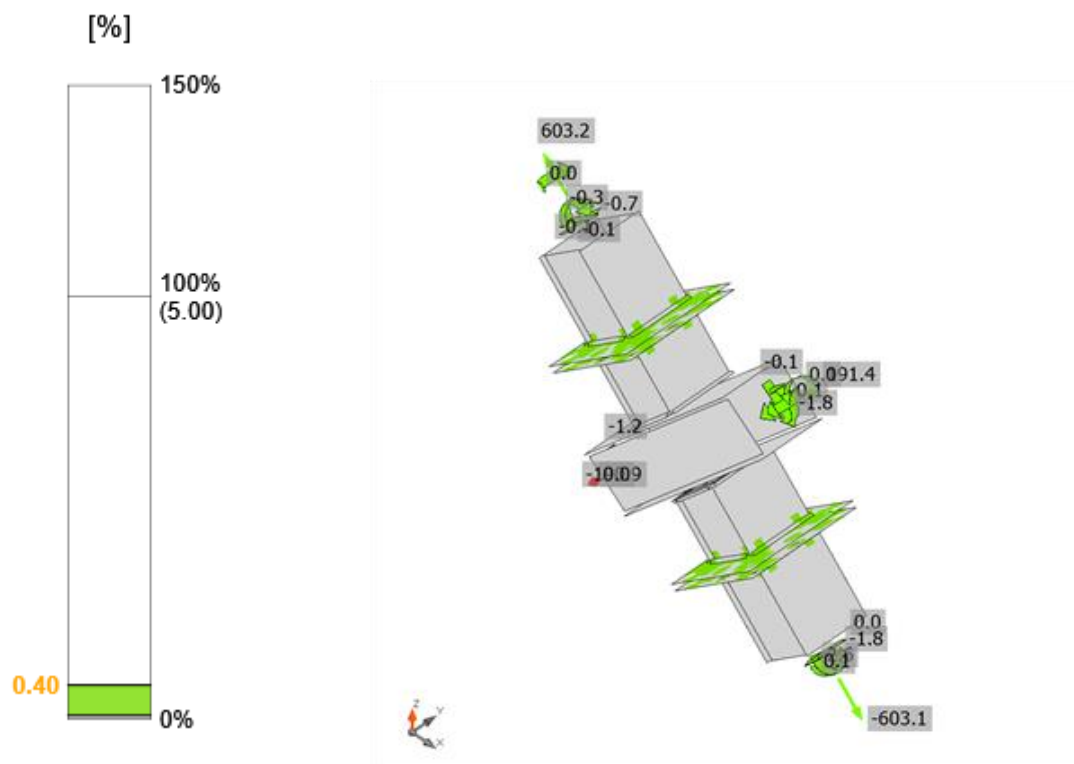


Figure VIII. 9: Vérification de déformation, $G+0,3Q+Ex+0,3Ey$.

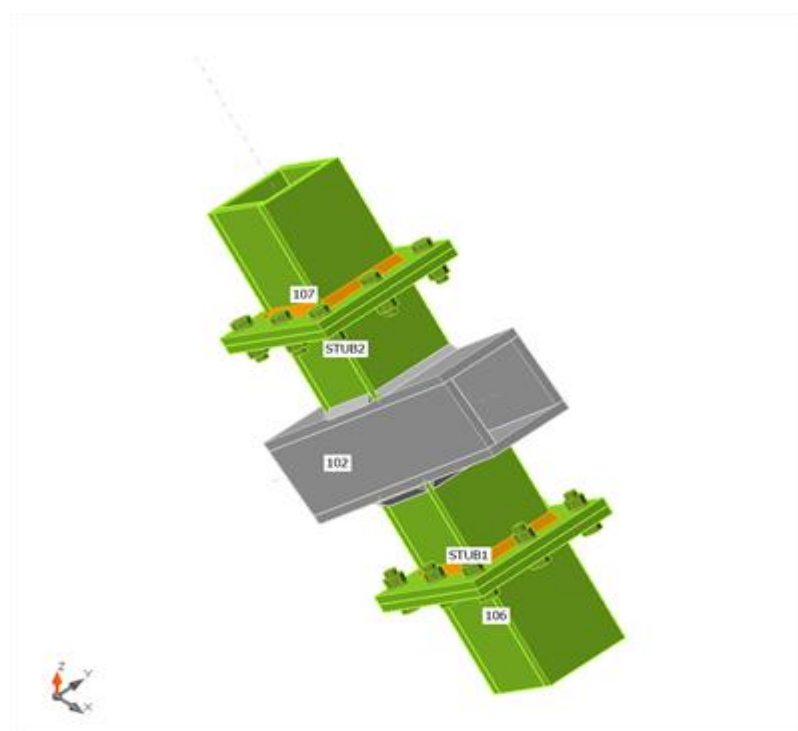


Figure VIII. 10: Vérification globale, $G+0,3Q+Ex+0,3Ey$.

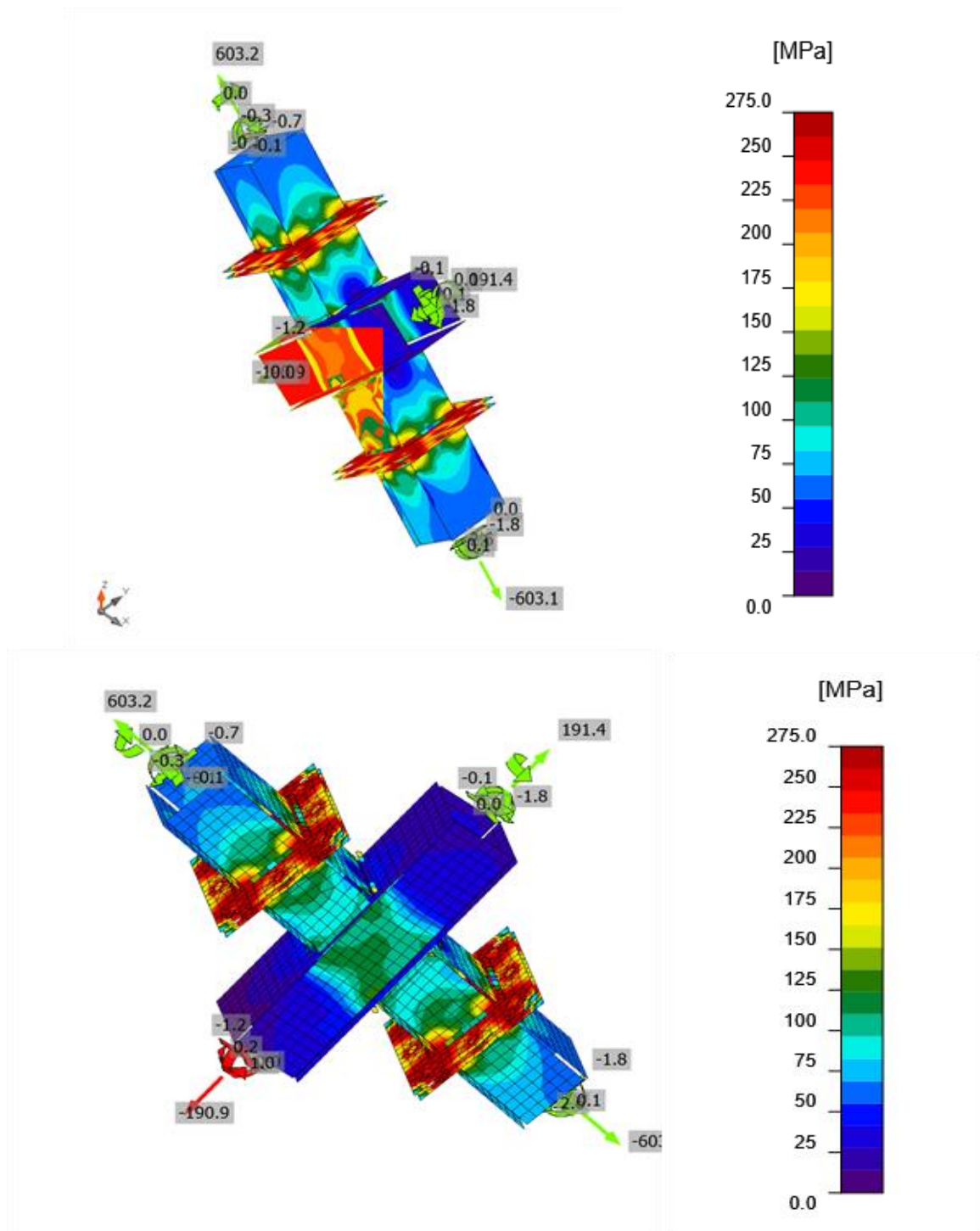


Figure VIII. 11: Contrainte équivalente, G+0,3Q+Ex+0,3Ey.

VIII.3.3.1 Détail de calcul

Boulon ordinaire

Vérification de résistance à la traction :

$$F_{t,Rd} = \frac{k_2 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} = 14.1 \text{ kN} \geq F_t = 131 \text{ kN}$$

^)Où :

Facteur $k_2 = 0.9$.

Résistance à la traction ultime du boulon $f_{ub} = 800$ MPa.

Zone d'effort de traction du boulon $A_s = 245$ mm².

Facteur de sécurité $\gamma_{M2} = 1.25$.

- **Vérification de résistance au poinçonnement :**

$$B_{p,Rd} = \frac{0.6 \cdot \pi \cdot d_m \cdot t_p \cdot f_u}{\gamma_{M2}} = 309 \text{ KN} \geq F_t = 131 \text{ KN}$$

Où :

$d_m = 32$ mm.

Epaisseur $t_p = 15$ mm.

Résistance ultime $f_u = 430$ MPa.

Facteur de sécurité $\gamma_{M2} = 1.25$.

- **Vérification de résistance au cisaillement :**

$$F_{v,Rd} = \frac{\beta_p \alpha_v f_{ub} A}{\gamma_{M2}} = 94,1 \text{ KN} \geq V = 0,2 \text{ KN}$$

Où :

Facteur de réduction $\beta_p = 1$.

Facteur de réduction $\alpha_v = 0.6$.

Résistance à la traction ultime du boulon $f_{ub} = 800$ MPa.

Zone d'effort de traction du boulon $A = 245$ mm²

Facteur de sécurité $\gamma_{M2} = 1.25$.

- **Vérification de résistance à la pression diamétrale :**

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} = 117,3 \text{ KN} \geq V = 0,2 \text{ KN}$$

Où :

$$k_1 = \min \left(2,8 \frac{e_2}{d_0} - 1,7; 1,4 \frac{p_2}{d_0} - 1,7; 2,5 \right) = 2,5.$$

$$\alpha_b = \min \left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right).$$

$$e_2 = 140 \text{ mm}.$$

Entraxe perpendiculairement à l'effort de cisaillement $p_2 = 110$ mm.

Diamètre du trou du boulon $d_0 = 22$ mm.

$$e_1 = 30 \text{ mm}.$$

Entraxe perpendiculairement à l'effort de cisaillement $p_1 = 110$ mm.

Résistance à la traction ultime du boulon $f_{ub} = 800 \text{ MPa}$.

Résistance ultime $f_u = 430 \text{ MPa}$.

Diamètre nominal de moyen d'assemblage $d=20\text{mm}$.

Epaisseur de platine $t=15\text{mm}$

Facteur de sécurité $\gamma_{M2} = 1.25$.

- **Interaction de traction et cisaillement :**

$$U_{tts} = \frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1.4F_{t,Rd}} = 66,5\%.$$

- Traction :

$$U_{tt} = \frac{F_{t,Ed}}{\min(F_{t,Rd}; B_{p,Rd})} = 92,8\%.$$

- Cisaillement :

$$U_{tt} = \frac{V_{Ed}}{\min(F_{v,Rd}; F_{b,Rd})} = 0,2\%.$$

Résistance à la traction du boulon $F_{t,Rd} = 141,1 \text{ KN}$.

$F_{t,Ed} = 131 \text{ KN}$

$B_{p,Rd} = 309 \text{ KN}$

$V = 0,2 \text{ KN}$

$F_{v,Rd} = 94,1 \text{ KN}$

$F_{b,Rd} = 117,3 \text{ KN}$.

$U_{tts} = 92,8\%$

$U_{tt} = 66,5\%$

- **Vérification de résistance de la soudure :**

$$\sigma_{w,Rd} = \frac{f_u}{\beta_w \gamma_{M2}} = 404,7 \text{ MPa} \geq \sigma_{w,Ed} = [\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]^{0,5} = 398,2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\perp,Rd} = \frac{0,9f_u}{\gamma_{M2}} = 309,6 \text{ MPa} \geq |\sigma_{\perp}| = 260,5 \text{ MPa}$$

Où :

Résistance ultime $f_u = 430 \text{ MPa}$.

Facteur de corrélation appropriée $\beta_w = 0,85$.

Facteur de sécurité $\gamma_{M2} = 1,25$.

- **Contrainte :**

$$U_t = \max\left(\frac{\sigma_{w,Ed}}{\sigma_{w,Rd}}; \frac{|\sigma_{\perp}|}{\sigma_{\perp,Rd}}\right) = 98,4\%.$$

Contrainte équivalente $\sigma_{w,Ed} = 398,2 \text{ MPa}$.

Résistance aux contrainte équivalentes $\sigma_{w.Rd} = 404.7 \text{ MPa}$.

Contrainte perpendiculaire $\sigma_{\perp} = 260.5 \text{ MPa}$.

Contrainte de cisaillement parallèle à l'axe de soudure $\tau_{\parallel} = 110,1 \text{ MPa}$.

Contrainte de cisaillement perpendiculaire à l'axe de soudure $\tau_{\perp} = 110,1 \text{ MPa}$.

Facteur de corrélation $\beta_w = 0,85$.

$U_t = 98,4\%$.

VIII.3.4 Assemblage poteau-poteau (encastré)

- La note de calcul IDEA STATICA : [ANNEX 7]

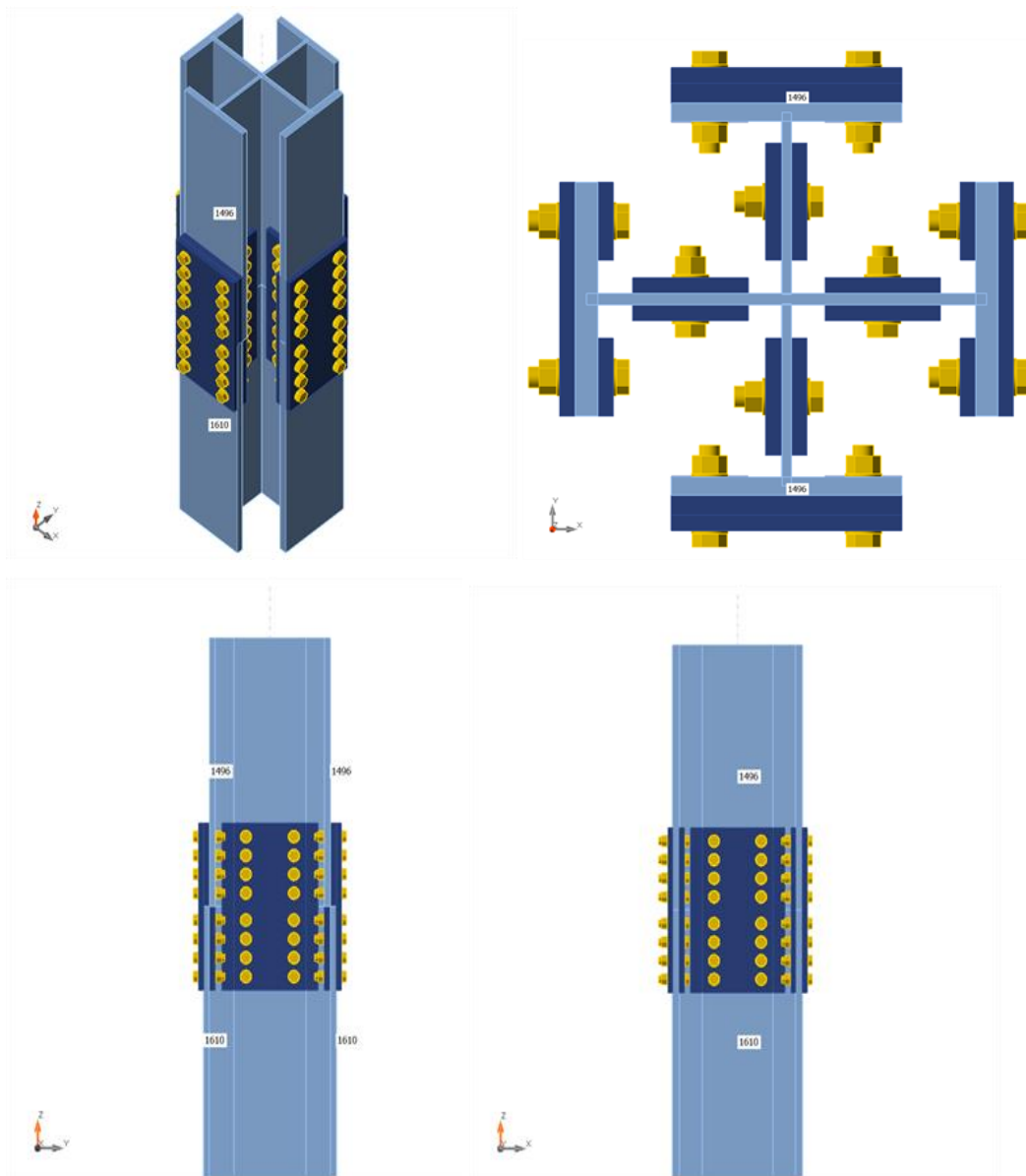
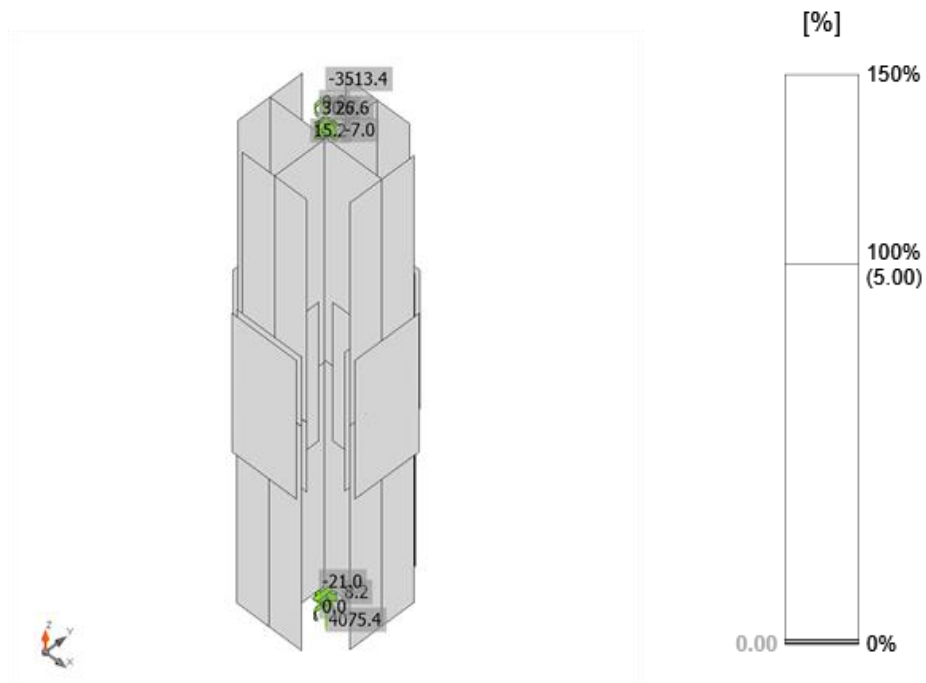


Figure VIII. 12: Vue de raboutage poteau-poteau.

Tableau VIII. 6: Résumé de raboutage poteau-poteau

Nom	Valeur	Résultat
Analyse	100.0%	OK
Platines	$0.0 < 5.0\%$	OK
Boulons précontraints	$98.3 < 100\%$	OK
Voilement	Pas calculé	

**Figure VIII. 13:** Vérification de déformation, G+0,3Q-Ex-0,3Ey.

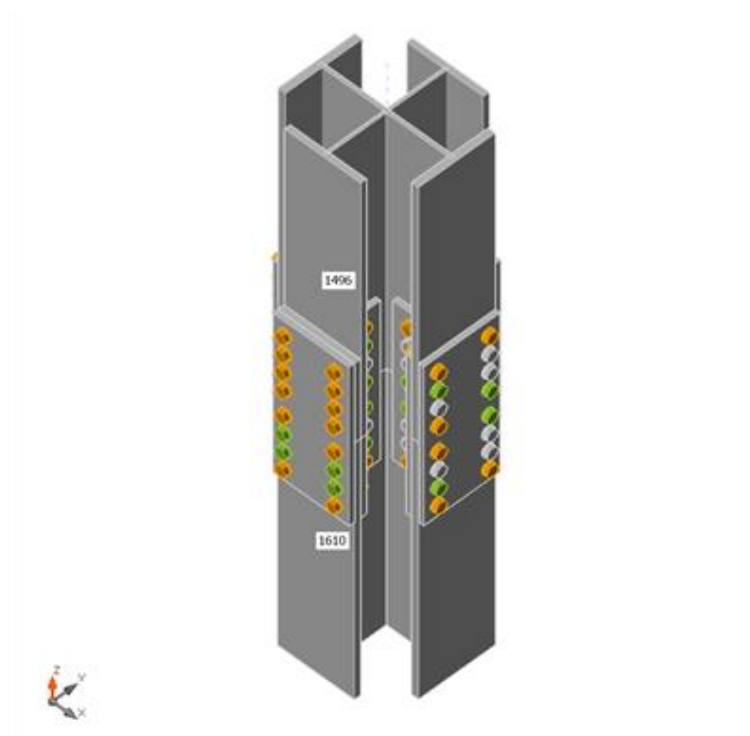


Figure VIII. 14: Vérification globale, G+0,3Q-Ex-0,3Ey.

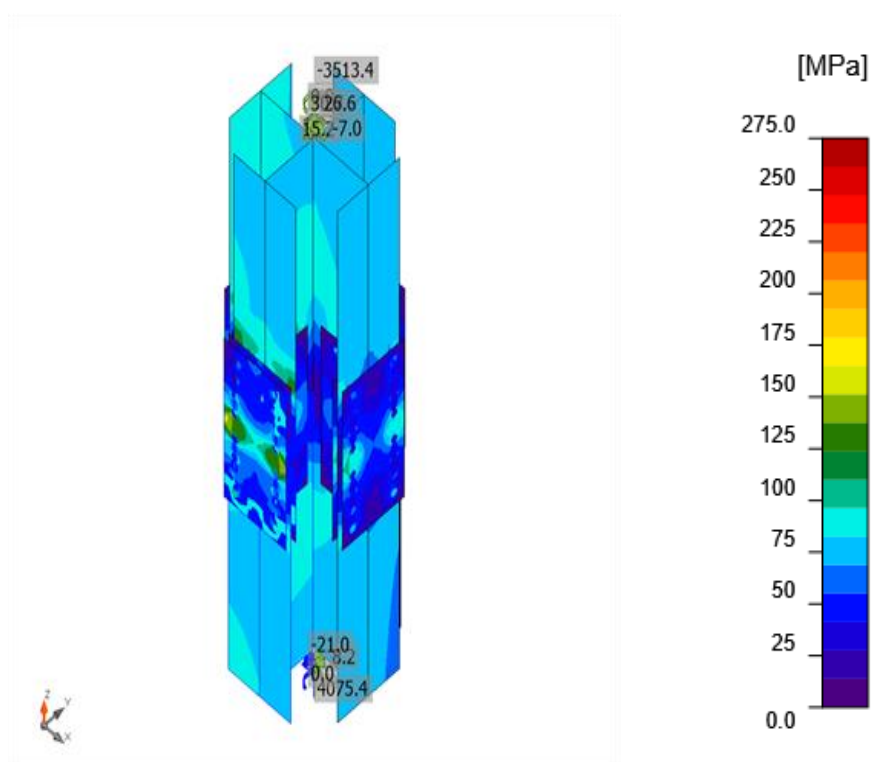


Figure VIII. 15: Contrainte équivalente, G+0,3Q-Ex-0,3Ey.

VIII.3.4.1 Détail de calcul**Boulon HR**

Vérification de résistance à la traction :

$$F_{t,Rd} = \frac{k_2 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} = 264,4 \text{ KN} \geq F_t = 2,3 \text{ KN}$$

Où :

Facteur $k_2 = 0,9$.

Résistance a la traction ultime du boulon $f_{ub} = 800 \text{ MPa}$.

Zone d'effort de traction du boulon $A_s = 459 \text{ mm}^2$.

Facteur de sécurité $\gamma_{M2} = 1,25$.

- **Vérification de résistance au poinçonnement :**

$$B_{p,Rd} = \frac{0,6 \cdot \pi \cdot d_m \cdot t_p \cdot f_u}{\gamma_{M2}} = 558,9 \text{ KN} \geq F_t = 2,3 \text{ KN}$$

Où :

$d_m = 43 \text{ mm}$.

Epaisseur $t_p = 20 \text{ mm}$.

Résistance ultime $f_u = 430 \text{ MPa}$.

Facteur de sécurité $\gamma_{M2} = 1,25$.

- **Vérification de résistance au cisaillement :**

$$F_{s,Rd} = \frac{k_s n_u (F_{p,C} - 0,8 F_{t,Ed})}{\gamma_{M3}} = 61,3 \text{ KN} \geq V = 60,2 \text{ KN}$$

Où :

$k_s = 1,00$.

Nombre de surfaces de frottement $n = 1$.

Coefficient de glissement $\mu = 0,30$

Effort de précontrainte $F_{p,C} = 257,0 \text{ KN}$

Effort de traction $F_{t,Ed} = 2,3 \text{ KN}$

Facteur de sécurité $\gamma_{M3} = 1,25$.

- **Cisaillement :**

$$U_{tt} = \frac{V_{Ed}}{F_{r,Rd}} = 98,3 \%$$

VIII.3.5 Assemblage nœuds contreventement-poteau-poutre

- La note de calcul IDEA STATICA : [ANNEX 4]

Poteau-poutre (encastré) ; poteau-contreventement (articulé) :

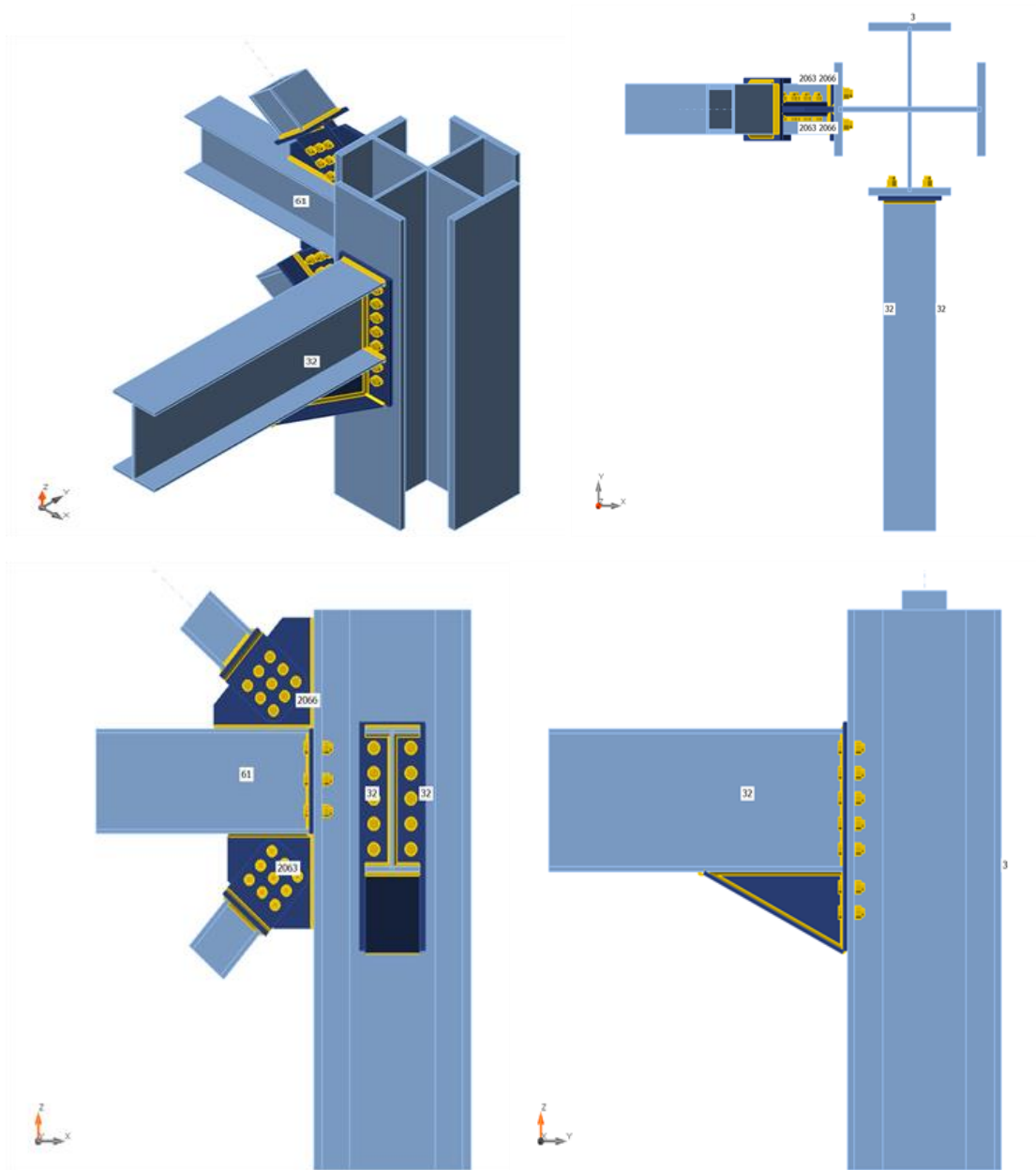


Figure VIII. 16: Vue d'assemblage poutre-contreventement-poteau.

Tableau VIII. 7: Résumé d'assemblage poutre-contreventement-poteau

Nom	Valeur	Résultat
Analyse	100.0%	OK
Platines	$0.2 < 5.0\%$	OK
Boulons	$62.7 < 100\%$	OK
Boulons précontraints	$77.6 < 100\%$	OK
Soudures	$99.9 < 100\%$	OK
Voilement	Pas calculé	

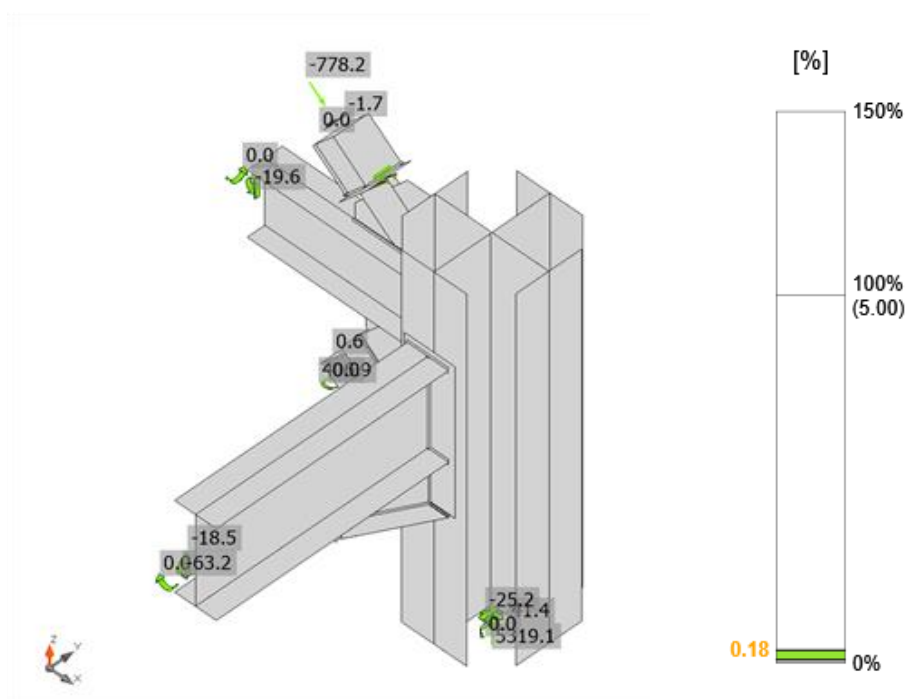


Figure VIII. 17: Vérification de déformation, $G+0,3Q-Ex-0,3Ey$.

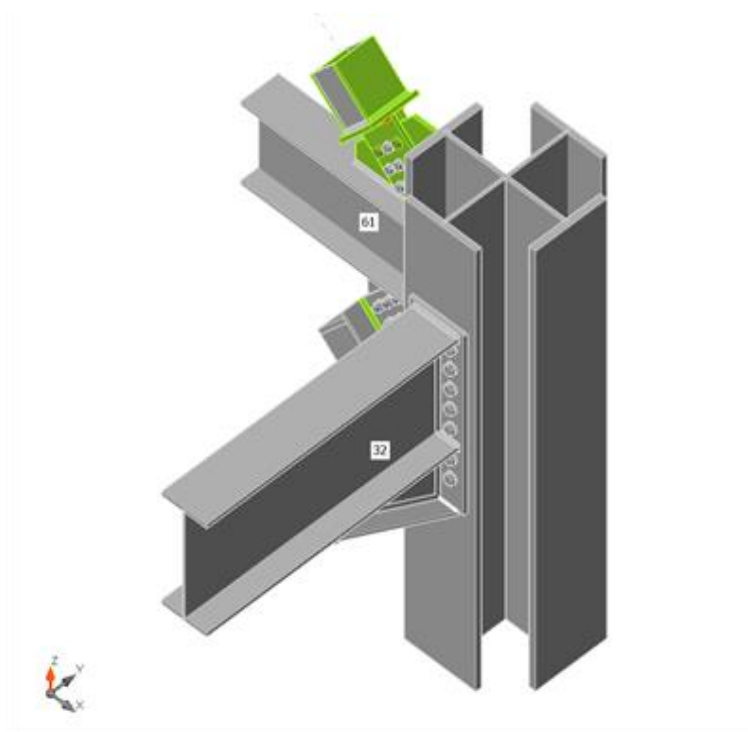


Figure VIII. 18: Vérification globale, $G+0,3Q-Ex-0,3Ey$.

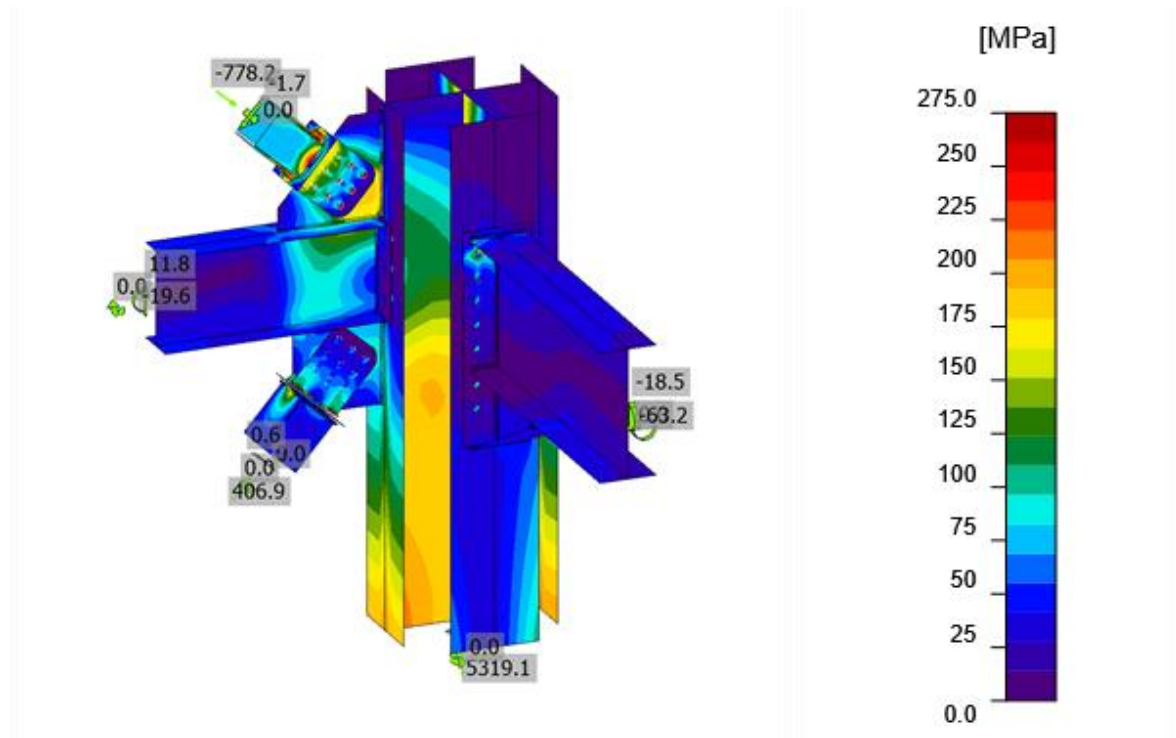


Figure VIII. 19: Contrainte équivalente, $G+0,3Q-Ex-0,3Ey$.

VIII.3.5.1 Détaille de calcul

Boulon ordinaire (contreventement – raidisseur)

- **Vérification de résistance à la traction :**

$$F_{t,Rd} = \frac{k_2 f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}} = 141,1 \text{ KN} \geq F_t = 5,1 \text{ KN}$$

Où :

Facteur $k_2 = 0,90$

Resistance a la traction ultime du boulon $f_{ub} = 800 \text{ MPa}$

Zone d'effort de traction du boulon $A_s = 245 \text{ mm}^2$

Facteur de sécurité $\gamma_{M2} = 1,25$

- **Vérification de résistance au poinçonnement**

$$B_{p,Rd} = \frac{0,6 \pi d_m t_p f_u}{\gamma_{M2}} = 309,0 \text{ KN} \geq F_t = 5,1 \text{ KN}$$

$d_m = 32 \text{ mm}$

Épaisseur $t_p = 15 \text{ mm}$

Resistance ultime $f_u = 430 \text{ MPa}$

Facteur de sécurité $\gamma_{M2} = 1,25$

- **Vérification de résistance au cisaillement**

$$F_{v,Rd} = \frac{\beta_p \alpha_v f_{ub} A}{\gamma_{M2}} = 94,1 \text{ KN} \geq V = 45,2 \text{ KN}$$

Où

Facteur de réduction $\beta_p = 1,00$

Facteur de réduction $\alpha_v = 0,60$

Resistance a la traction ultime de boulon $f_{ub} = 800,00 \text{ MPa}$

Zone d'effort de traction du boulon $A_s = 245 \text{ mm}^2$

Facteur de sécurité $\gamma_{M2} = 1,25$

- **Vérification de résistance a la pression diamétrale**

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \alpha_b f_u d t}{\gamma_{M2}} = 144,1 \text{ KN} \geq F_t = 90,3 \text{ KN}$$

$$k_1 = \min \left(2,8 \frac{e_2}{d_0} - 1,7 ; 1,4 \frac{p_2}{d_0} - 1,7 ; 2,5 \right) = 2,12$$

$$\alpha_b = \min \left(\frac{e_1}{3d_0}, \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4} ; \frac{f_{ub}}{f_u}, 1 \right) = 0,66$$

$$e_2 = 146 \text{ mm}$$

Entraxe perpendiculairement à l'effort de cisaillement $p_2 = 60 \text{ mm}$

Diamètre du trou du boulon $d_0 = 22 \text{ mm}$

$$e_1 = 155 \text{ mm}$$

Entraxe dans la direction de l'effort de cisaillement $p_1 = 60 \text{ mm}$

Resistance a la traction ultime du boulon $f_{ub} = 800 \text{ MPa}$

Resistance ultime $f_u = 430 \text{ MPa}$

Diamètre nominal de moyen d'assemblage $d = 20 \text{ mm}$

Epaisseur de la platine $t = 15 \text{ mm}$

Facteur de sécurité $\gamma_{M2} = 1,25$

- **Interaction de traction et cisaillement**

$$U_{tts} = \frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4F_{t,Rd}} = 50,7\%$$

- Traction

$$U_{tt} = \frac{F_{t,Rd}}{\min(F_{t,Rd} ; B_{p,Rd})} = 3,6\%$$

- Cisaillement

$$U_{ts} = \frac{V_{Ed}}{\min(F_{v,Rd} ; F_{b,Rd})} = 62,7\%$$

Resistance a la traction du boulon $F_{t,Rd} = 141,1 \text{ KN}$

Effort de traction $F_{t,Ed} = 5,1 \text{ KN}$

Resistance au cisaillement par poinçonnement $B_{p,Rd} = 309 \text{ KN}$

Résultante des efforts de cisaillement V_y, V_z dans le boulon 45,2 KN

Résistance au cisaillement du boulon $F_{v,Rd} = 94,1 \text{ KN}$

Résistance a la pression diamétrale de la platine $F_{b,Rd} = 144,1 \text{ KN}$

Usage en traction $U_{tt} = 3,6 \%$

Utilisation en cisaillement $U_{ts} = 62,7 \%$

Boulon précontrainte (platine – poteau)

- Vérification de résistance à la traction :

$$F_{t,Rd} = \frac{k_2 f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}} = 141,1 \text{ KN} \geq F_t = 119,9 \text{ KN}$$

Où :

Facteur $k_2 = 0,90$

Résistance a la traction ultime du boulon $f_{ub} = 800 \text{ MPa}$

Zone d'effort de traction du boulon $A_s = 245 \text{ mm}^2$

Facteur de sécurité $\gamma_{M2} = 1,25$

- Vérification de résistance au poinçonnement

$$B_{p,Rd} = \frac{0,6 \pi d_m t_p f_u}{\gamma_{M2}} = 309,0 \text{ KN} \geq F_t = 119,9 \text{ KN}$$

$d_m = 32 \text{ mm}$

Épaisseur $t_p = 15 \text{ mm}$

Résistance ultime $f_u = 430 \text{ MPa}$

Facteur de sécurité $\gamma_{M2} = 1,25$

- Vérification de résistance au cisaillement

$$F_{s,Rd} = \frac{k_s n_u (F_{p,C} - 0,8 F_{t,Ed})}{\gamma_{M3}} = 9,9 \text{ KN} \geq V = 9,8 \text{ KN}$$

Où

$$k_s = 1,00$$

Facteur de réduction $\alpha_v = 0,60$

Nombre de surface de frottement $n = 1$

Coefficient de glissement $\mu = 0,30$

Effort de précontrainte $F_{p,C} = 137,2 \text{ KN}$

Effort de traction $F_{t,ED}$

Facteur de sécurité $\gamma_{M3} = 1,25$

- Usage en traction

$$U_{tt} = \frac{F_{t,Ed}}{\min(F_{t,Rd} ; B_{p,Rd})} = 85,0 \%$$

- Usage en cisaillement

$$U_{ts} = \frac{V_{Ed}}{F_{s,Rd}} = 98,8 \%$$

Résistance à la traction du boulon $F_{t,Rd} = 141,1 \text{ KN}$

Effort de traction $F_{t,Ed} = 119,9 \text{ KN}$

Résistance au cisaillement par poinçonnement $B_{p,Rd} = 309 \text{ KN}$

Résultante des efforts de cisaillement V_y, V_z aux plans de cisaillement transfères par frottement $V = 9,8 \text{ KN}$

Résistance au cisaillement du boulon $F_{v,Rd}$

Résistance à la pression diamétrale de la platine $F_{b,Rd}$

Résistance au glissement diamétrale de la platine $F_{s,Rd} = 9,9 \text{ KN}$

Effort de précontraint F_{cp}

Usage en traction $U_{tt} = 85 \%$

Utilisation en cisaillement $U_{ts} = 98,8 \%$

La soudure

- **Vérification de résistance de la soudure :**

$$\sigma_{w,Rd} = \frac{f_u}{\beta_w \gamma_{M2}} = 404,7 \text{ MPa} \geq \sigma_{w,Ed} = [\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]^{0.5} = 404,1 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\perp,Rd} = \frac{0.9f_u}{\gamma_{M2}} = 309,6 \text{ MPa} \geq |\sigma_{\perp}| = 203,4 \text{ MPa}$$

Où :

Résistance ultime $f_u = 430$ MPa.

Facteur de corrélation appropriée $\beta_w = 0,85$.

Facteur de sécurité $\gamma_{M2} = 1,25$.

- **Contrainte :**

$$U_t = \max\left(\frac{\sigma_{w.Ed}}{\sigma_{w.Rd}}; \frac{|\sigma_{\perp}|}{\sigma_{\perp.Rd}} = 99,9\%\right).$$

Contrainte équivalente $\sigma_{w.Ed} = 404,1$ MPa.

Résistance aux contraintes équivalentes $\sigma_{w.Rd} = 404,7$ MPa.

Contrainte perpendiculaire $\sigma_{\perp} = -203,4$ MPa.

Contrainte de cisaillement parallèle à l'axe de soudure $\tau_{\parallel} = -11,4$ MPa.

Contrainte de cisaillement perpendiculaire à l'axe de soudure $\tau_{\perp} = 201,3$ MPa.

Facteur de corrélation $\beta_w = 0,85$.

$U_t = 99,9\%$.

VIII.3.6 Assemblage pied poteau (encastré)

L'assemblage a été fait par le logiciel IDEA STATIKA

- La note de calcul IDEA STATICA : [ANNEX 6]

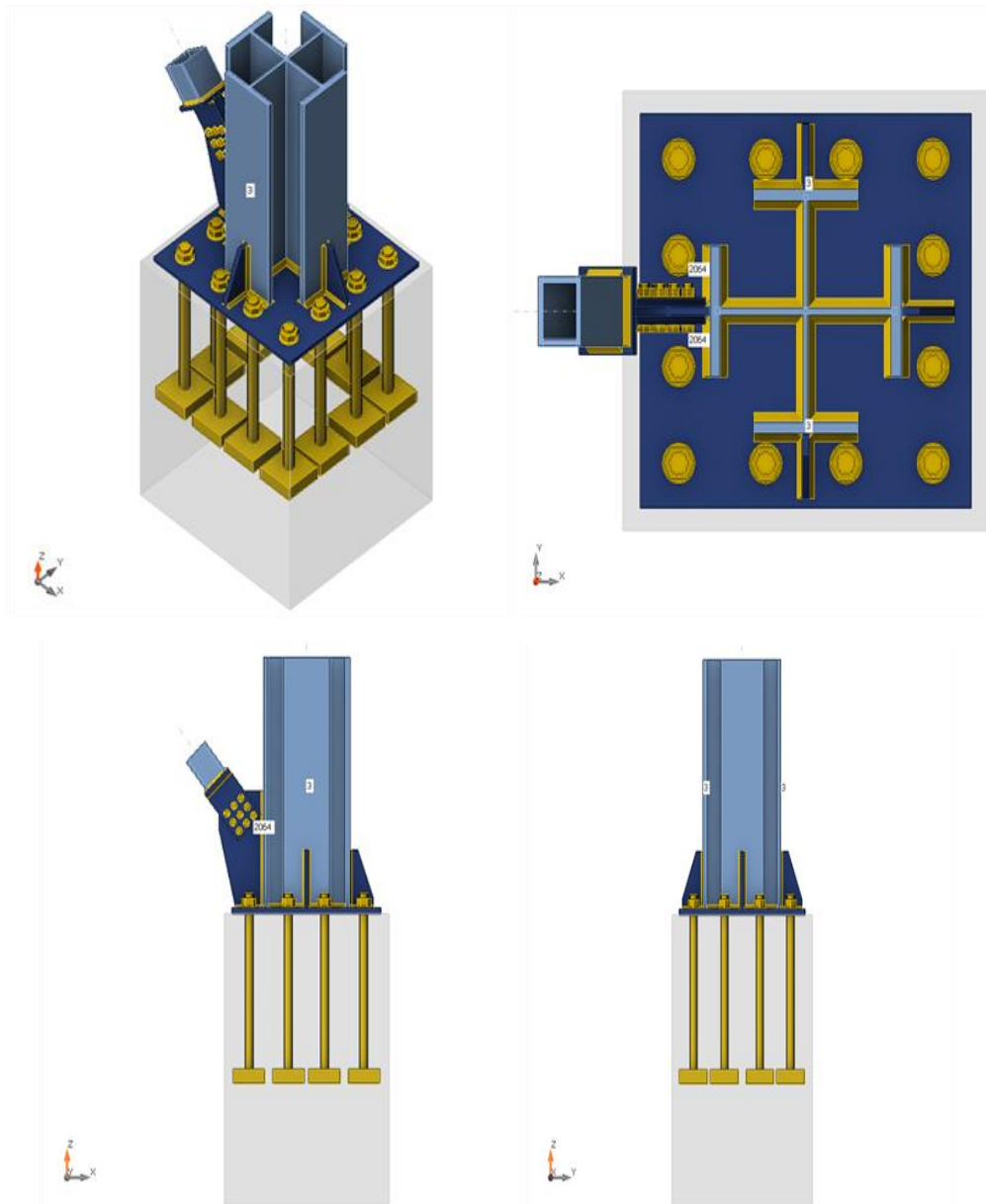


Figure VIII. 20: Vue d'assemblage pied de poteau-contreventement.

Tableau VIII. 8: Résumé d'assemblage pied de poteau-contreventement.

Nom	Valeur	Résultat de la vérification
Analyse	100,0%	OK
Platines	$0,6 < 5,0\%$	OK
Boulons	$68,9 < 100\%$	OK
Tiges	$89,2 < 100\%$	OK
Soudures	$99,1 < 100\%$	OK
Bloc de béton	$94,5 < 100\%$	OK
Voilement	Pas calculé	

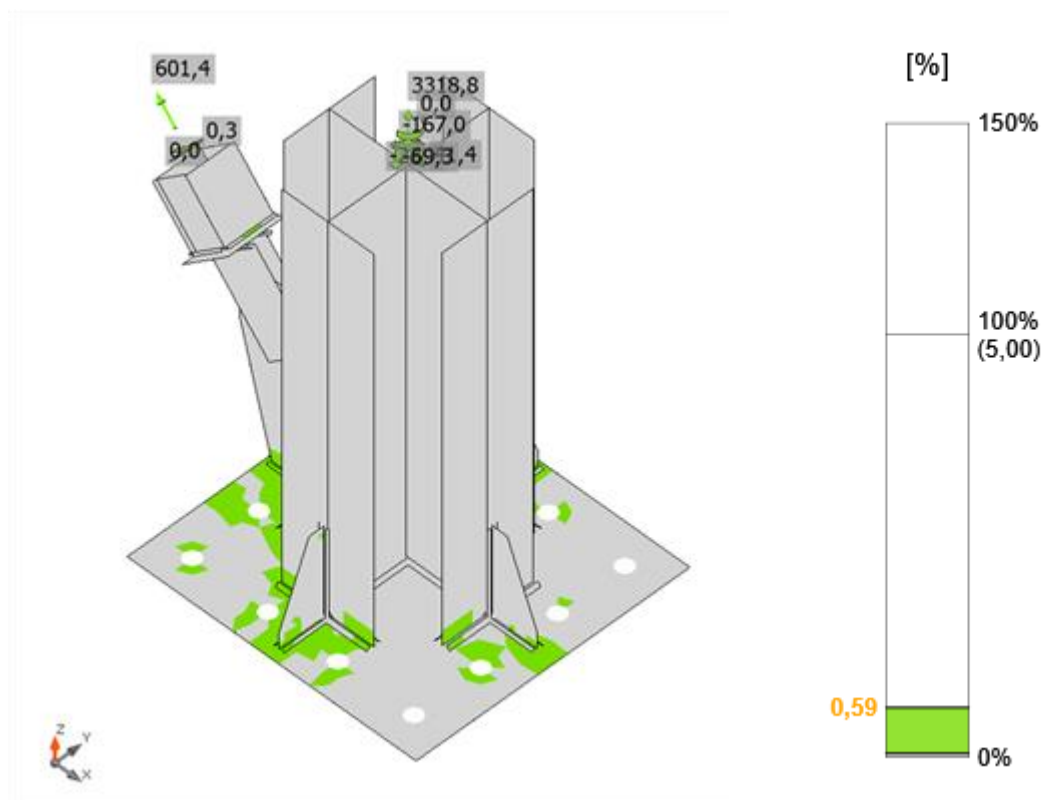


Figure VIII. 21: Vérification de déformation, $G+0,3Q+Ex+0,3Ey$.



Figure VIII. 22: Vérification globale, $G+0,3Q+Ex+0,3Ey$.

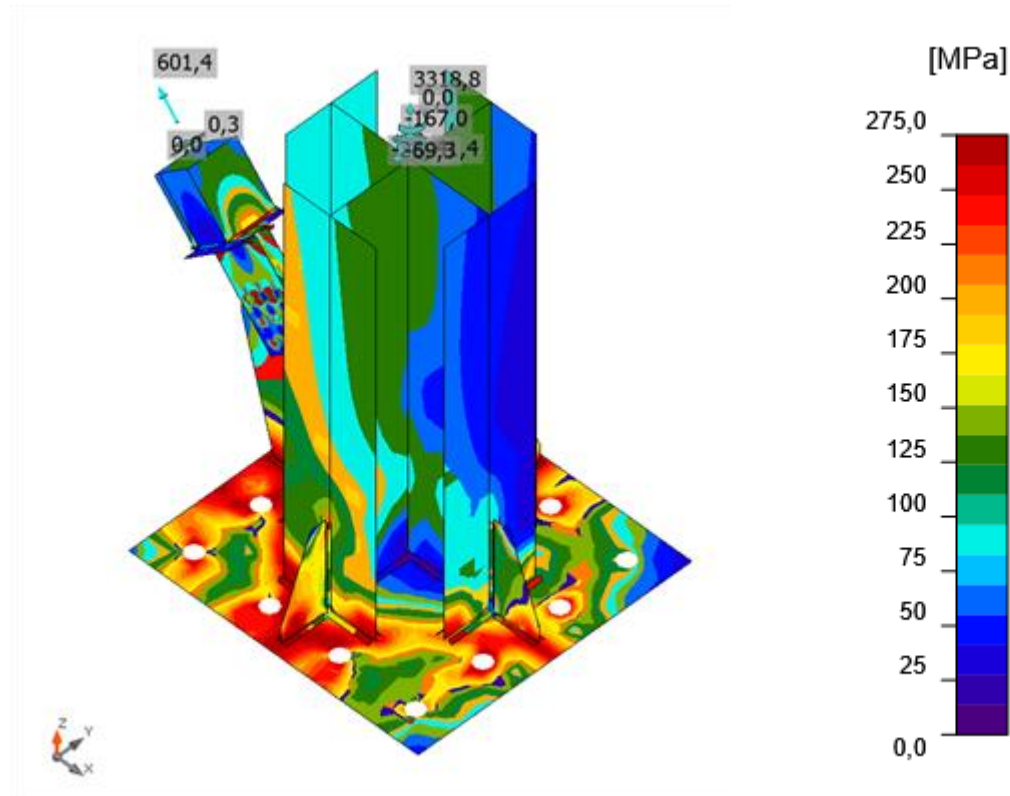


Figure VIII. 23: Contrainte équivalente, $G+0,3Q+Ex+0,3Ey$.

VIII.3.6.1 Détaille de calcul

Boulon ordinaire (contreventement – raidisseur)

- **Vérification de résistance à la traction :**

$$F_{t,Rd} = \frac{k_2 f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}} = 130,9 \text{ KN} \geq F_t = 7,2 \text{ KN}$$

Où :

Facteur $k_2 = 0,90$.

Résistance à la traction ultime du boulon $f_{ub} = 600 \text{ MPa}$.

Zone d'effort de traction du boulon $A_s = 303 \text{ mm}^2$.

Facteur de sécurité $\gamma_{M2} = 1,25$.

- **Vérification de résistance au poinçonnement**

$$B_{p,Rd} = \frac{0,6 \pi d_m t_p f_u}{\gamma_{M2}} = 465,1 \text{ KN} \geq F_t = 7,2 \text{ KN}$$

$d_m = 36 \text{ mm}$

Épaisseur $t_p = 20 \text{ mm}$.

Résistance ultime $f_u = 430 \text{ MPa}$.

Facteur de sécurité $\gamma_{M2} = 1,25$.

- **Vérification de résistance au cisaillement**

$$F_{v,Rd} = \frac{\beta_p \alpha_v f_{ub} A}{\gamma_{M2}} = 72,7 \text{ KN} \geq V = 47,3 \text{ KN}$$

Où

Facteur de réduction $\beta_p = 1,00$.

Facteur de réduction $\alpha_v = 0,50$.

Résistance à la traction ultime de boulon $f_{ub} = 600,00 \text{ MPa}$.

Zone d'effort de traction du boulon $A_s = 303 \text{ mm}^2$.

Facteur de sécurité $\gamma_{M2} = 1,25$.

- **Vérification de résistance à la pression diamétrale**

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \alpha_b f_u d t}{\gamma_{M2}} = 158,9 \text{ KN} \geq F_t = 94,4 \text{ KN}$$

$$k_1 = \min \left(2,8 \frac{e_2}{d_0} - 1,7 ; 1,4 \frac{p_2}{d_0} - 1,7 ; 2,5 \right) = 1,8$$

$$\alpha_b = \min \left(\frac{e_1}{3d_0}, \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4} ; \frac{f_{ub}}{f_u}, 1 \right) = 0,58$$

$$e_2 = 146 \text{ mm}$$

Entraxe perpendiculairement à l'effort de cisaillement $p_2 = 60 \text{ mm}$

Diamètre du trou du boulon $d_0 = 24 \text{ mm}$

Distance au bord du platine dans la direction de l'effort de l'effort de cisaillement

$$e_1 = 148 \text{ mm}$$

Entraxe dans la direction de l'effort de cisaillement $p_1 = 60 \text{ mm}$.

Résistance à la traction ultime du boulon $f_{ub} = 600 \text{ MPa}$.

Résistance ultime $f_u = 430 \text{ MPa}$.

Diamètre nominal de moyen d'assemblage $d = 22 \text{ mm}$.

Epaisseur de la platine $t = 20 \text{ mm}$.

Facteur de sécurité $\gamma_{M2} = 1,25$.

- Traction :

$$U_{tt} = \frac{F_{t,Ed}}{\min(F_{t,Rd} ; B_{p,Rd})} = 0,05 < 1,0$$

- Cisaillement :

$$\max\left(\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}}; \frac{F_{b,Ed}}{F_{b,Rd}}\right) = 0,65 < 1,0$$

Résistance à la traction du boulon $F_{t,Rd} = 130,9 \text{ KN}$.

Effort de traction $F_{t,Ed} = 7,2 \text{ KN}$.

Résistance au par poinçonnement $B_{p,Rd} = 465,1 \text{ KN}$.

Effort de cisaillement $F_{v,Ed} = 47,3 \text{ KN}$.

Résistance au cisaillement $F_{v,Rd} = 7,7 \text{ KN}$.

Effort de pression diamétrale $F_{b,Ed} = 94,4 \text{ KN}$.

Résistance à la pression diamétrale $F_{b,Rd} = 94,4 \text{ KN}$.

- **Interaction de traction et cisaillement**

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4F_{t,Rd}} = 0,69 < 1,0$$

Effort de cisaillement $F_{v,Ed} = 47,3 \text{ KN}$.

Résistance au cisaillement $F_{v,Rd} = 72,7 \text{ KN}$.

Effort de traction $F_{t,Ed} = 7,2 \text{ KN}$.

Résistance à la traction $F_{t,Rd} = 130,9 \text{ KN}$.

Tige d'ancrage :

- **Vérification de résistance à la traction :**

$$N_{Rd,s} = \frac{N_{Rk,s}}{\gamma_{Ms}} = 597,7 \text{ KN} \geq N_{Ed} = 532,9 \text{ KN}$$

$$N_{Rk,s} = c \cdot A_s \cdot f_{uk} = 896,6 \text{ KN}$$

Facteur de réduction pour un filet coupé $c = 0,85$.

Surface d'effort de traction $A_s = 1758 \text{ mm}^2$.

Résistance minimale à la traction du boulon $f_{uk} = 600,0 \text{ MPa}$.

Coefficient de sécurité pour acier $\gamma_{Ms} = 1,5$.

- **Vérification de résistance à l'arrachement du béton :**

$$N_{Rd,p} = \frac{N_{Rk,p}}{\gamma_{Mc}} = 3945,4 \text{ KN} \geq N_{Ed} = 532,9 \text{ KN}$$

$$N_{Rk,p} = K_2 \cdot A_k \cdot F_{ck} = 7101,8 \text{ KN}$$

Coefficient pour béton fissure/non fissurer $K_2 = 7,5$.

Surface de la tête de la fixation qui porte la charge $A_k = 37876 \text{ mm}^2$.

Résistance à la compression de béton $F_{ck} = 25,0 \text{ MPa}$.

Coefficient de sécurité pour béton $\gamma_{Mc} = 1,80$.

- **Vérification de résistance à l'éclatement latéral du béton :**

$$N_{Rd,bp} = \frac{N_{RK,cb}}{\gamma_{Mc}} = 1522,2 \text{ KN} \geq N_{Ed,g} = 1350,5 \text{ KN}$$

$$N_{RK,cb} = N^0_{RK,cb} \cdot \frac{A_{cNb}}{A^0_{c,Nb}} \cdot \psi_{s,Nb} \cdot \psi_{g,Nb} \cdot \psi_{ec,Nb} = 2740,0 \text{ KN}$$

$$N_{Ed,g} = 1350,5 \text{ KN.}$$

$$N^0_{RK,cb} = 1354,5 \text{ KN.}$$

$$A_{cNb} = 640640 \text{ mm}^2.$$

$$A^0_{c,Nb} = 409600 \text{ mm}^2.$$

$$\psi_{s,Nb} = 0,84.$$

$$\psi_{g,Nb} = 1,60.$$

$$\psi_{ec,Nb} = 0,96.$$

Coefficient de sécurité pour béton $\gamma_{Mc} = 1,80$.

- **Vérification de résistance au cisaillement**

$$V_{Rd,s} = \frac{V_{Rk,s}}{\gamma_{M2}} = 421,9 \text{ KN} \geq V_{Ed} = 28,7 \text{ KN}$$

$$V_{Rk,s} = k_7 \cdot V^0_{Rk,s} = 527,4 \text{ KN}$$

Coefficient de ductilité de tige en acier $k_7 = 1,00$.

Résistance au cisaillement caractéristique $V^0_{Rk,s} = 527,4 \text{ KN}$.

Coefficient de sécurité pour Acier $\gamma_{M2} = 1,25$.

- **Interaction des résistances à la traction et au cisaillement dans l'acier**

$$\left(\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,s}} \right)^2 + \left(\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,s}} \right)^2 = 0,8 \leq 1,0$$

- **Interaction des résistances à la traction et au cisaillement dans le béton**

$$\left(\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,s}} \right)^{1.5} + \left(\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,s}} \right)^{1.5} = 0,84 \leq 1,00$$

Effort de contrainte de conception $N_{Ed} = 532,9 \text{ KN}$.

Résistance à la traction de la fixation $N_{Rd,s} = 597,7$.

Effort de cisaillement de conception $V_{Ed} = 28,7 \text{ KN}$.

Résistance au cisaillement de la fixation $V_{Rd,s} = 421,9 \text{ KN}$.

La soudure

- **Vérification de résistance de la soudure :**

$$\sigma_{w.Rd} = \frac{f_u}{\beta_w \gamma_{M2}} = 404,7 \text{ MPa} \geq \sigma_{w.Ed} = [\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]^{0.5} = 400,9 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\perp.Rd} = \frac{0.9f_u}{\gamma_{M2}} = 309,6 \text{ MPa} \geq |\sigma_{\perp}| = 196,3 \text{ MPa}$$

Où :

Résistance ultime $f_u = 430 \text{ MPa}$.

Facteur de corrélation appropriée $\beta_w = 0,85$.

Facteur de sécurité $\gamma_{M2} = 1,25$.

- **Contrainte :**

$$U_t = \max\left(\frac{\sigma_{w.Ed}}{\sigma_{w.Rd}}; \frac{|\sigma_{\perp}|}{\sigma_{\perp.Rd}}\right) = 99,9\%$$

Contrainte équivalente $\sigma_{w.Ed} = 400,9 \text{ MPa}$.

Résistance aux contraintes équivalentes $\sigma_{w.Rd} = 404,7 \text{ MPa}$.

Contrainte perpendiculaire $\sigma_{\perp} = -196,3 \text{ MPa}$.

Résistance à la contrainte perpendiculaire $\sigma_{\perp.Rd} = 309,6 \text{ MPa}$.

Bloc de béton :

$$f_{jd} = \alpha_{cc} \cdot \beta_j \cdot k_j \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 13,5 \text{ MPa} \geq \sigma = \frac{N}{A_{eff}} = 12,8 \text{ MPa}$$

Résistance à la pression diamétrale de conception du bloc de béton $f_{jd} = 13,5 \text{ MPa}$.

Effets à long terme sur le facteur de résistance à la compression $\alpha_{cc} = 1,00$.

$\beta_j = 0,67$.

Facteur de concentration $k_j = 1,21$.

Résistance caractéristique de béton en compression $f_{ck} = 25,0 \text{ MPa}$.

Coefficient de sécurité pour béton $\gamma_c = 1,50$.

Effort normal de compression agissant sur bloc de béton $N = 6091,6 \text{ KN}$.

Surface effective sur laquelle l'effort normal est distribué $A_{eff} = 476795 \text{ mm}^2$.

Chapitre IX : Etude de sol

IX.1 Introduction

Dans le cadre du projet, une **étude de sol** a été réalisée sur le site situé. Cette étude a pour objectif de déterminer la nature des sols en place, leur comportement mécanique et hydrogéologique, ainsi que leur aptitude à recevoir les fondations de l'ouvrage prévu.

L'étude géotechnique est une étape essentielle dans tout projet de construction, car elle permet d'évaluer les risques liés au sol (tassements, glissements, etc.) et de proposer des solutions techniques adaptées pour la conception et la réalisation des fondations.

IX.1.1 Présentation de site

Le site étudié se trouve sur la route qui mené vers **CHREA**, wilaya de **BLIDA**.

IX.1.2 Coordonnées géographiques du site

- **L'altitude** : $36^{\circ}28'1.37''N$.
- **Longitude** : $2^{\circ}50'57''E$.
- **Altitude** : 283 m.

IX.2 Campagne d'investigation géotechnique

La campagne géotechnique nécessite une investigation des essais in-situ implantée d'une manière judicieuse sur l'ensemble de l'assiette de l'ouvrage étudié qui comprend :

- **Cinq (05) essais au pénétromètre dynamique lourd, notes P01 à P05**, ils ont permis de déterminer en continu les caractéristiques mécaniques des terrains rencontrés et d'appréhender les variations latérales de ces caractéristiques.

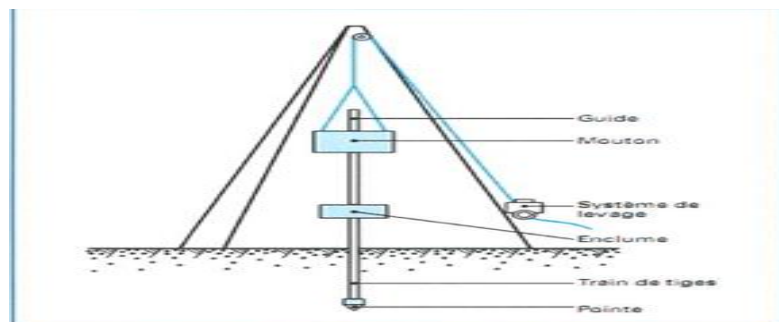


Figure IX. 1: Appareillage pour l'essai de pénétromètre dynamique lourd.

- **Deux (02) sondage destructifs notes (SP)** de 05 et 14 mètres linéaires avec des horizons observés dans les sondages. Ces essais ont permis de déterminer la caractéristique mécanique de diverses formations rencontrées dans les forages et par conséquent, calculer la contrainte admissible du sol teste.

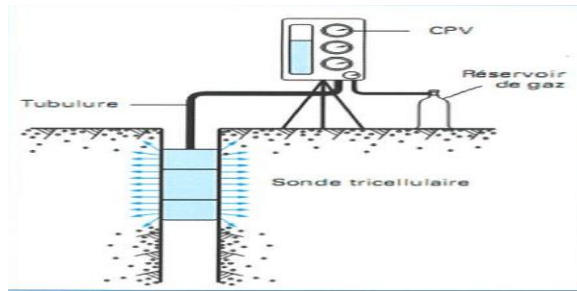


Figure IX. 2: Appareillage de l'essai pressiométrique.

- **Un (01) sondage carotte note (SC)** de 14 mètres linéaires qui consistent à la détermination la nature et la structure lithologiques de site, l'appréciation des épaisseurs des différentes formations géologiques constituant le site.

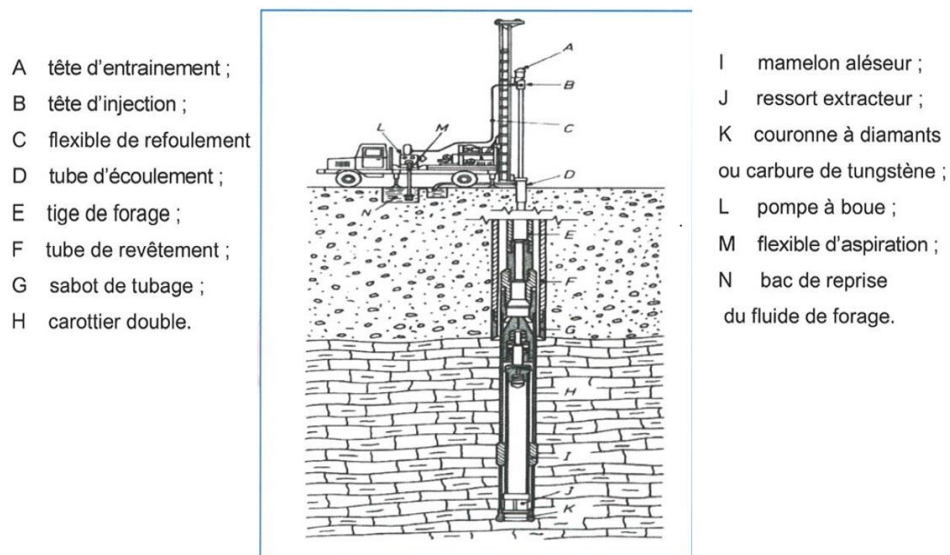


Figure IX. 3: Appareillage du sondage carotté.

- **Une série d'essai au laboratoire** a été réalisées sur les échantillons prélevés du sondage carottée comportent des essais d'identification physiques, mécaniques et chimiques.

Les but de cette reconnaissance étaient :

- La détermination de la nature et de la structure lithologiques de site.
- L'appréciation des épaisseurs des différentes formations géologiques constituant le site.
- La définition du rôle hydrogéologique de ces différentes formations.
- La précision d'un niveau de fondation pour l'ouvrage projeté en ce site et en fin calculer la contrainte admissible du sol à ce niveau.
- La présence d'éventuelles anomalies souterraines « cavités ».

IX.3 Interprétation des résultats recueillis : [Annexe 2]

IX.3.1 Interprétation des Essais pénétrométriques

L'analyse des diagrammes et les résistances à la pénétration dynamique (R_d) indiquent que le sol présente :

- Une contrainte hétérogénéité spatial du terrain a été remarquée, justifiée par la dispersion des pénétrogrammes.
- Une bonne résistance dynamique de pointe a été constatée à la surface du terrain jusqu' à $Z = 1,00 \text{ m}$.
- A partir de $Z = 1,00 \text{ m}$, la résistance dynamique de point varier entre des bonnes valeurs et des moyennes valeurs jusqu' à le refus des essais.
- On remarque quelques pics apparus sur les pénétrogrammes indiquant la présence des éléments blocs dans le sol.
- Tous les essais ont manifesté un refus à des profondeurs comprise entre $Z = 1,40 \text{ m}$ et $Z = 9,00 \text{ m}$.
- Sur la base de l'analyse de ces pénétrogrammes, nous pouvons adopter pour l'ensemble de l'assiette destinée à recevoir le projet en question, à partir à ces ancrages $D = 6,50 \text{ m}$, $D = 7,00 \text{ m}$, par rapport au niveau du terrain naturel, les valeurs équivalentes des résistances dynamique en pointe R_d récapitulées ans le tableau suivant :

Tableau IX. 1: Résistance dynamique en pointe R_d en fonction d'ancrage.

La fiche D/TN (m)	6,50	7,00
R_d(bars)	30,00	31,00

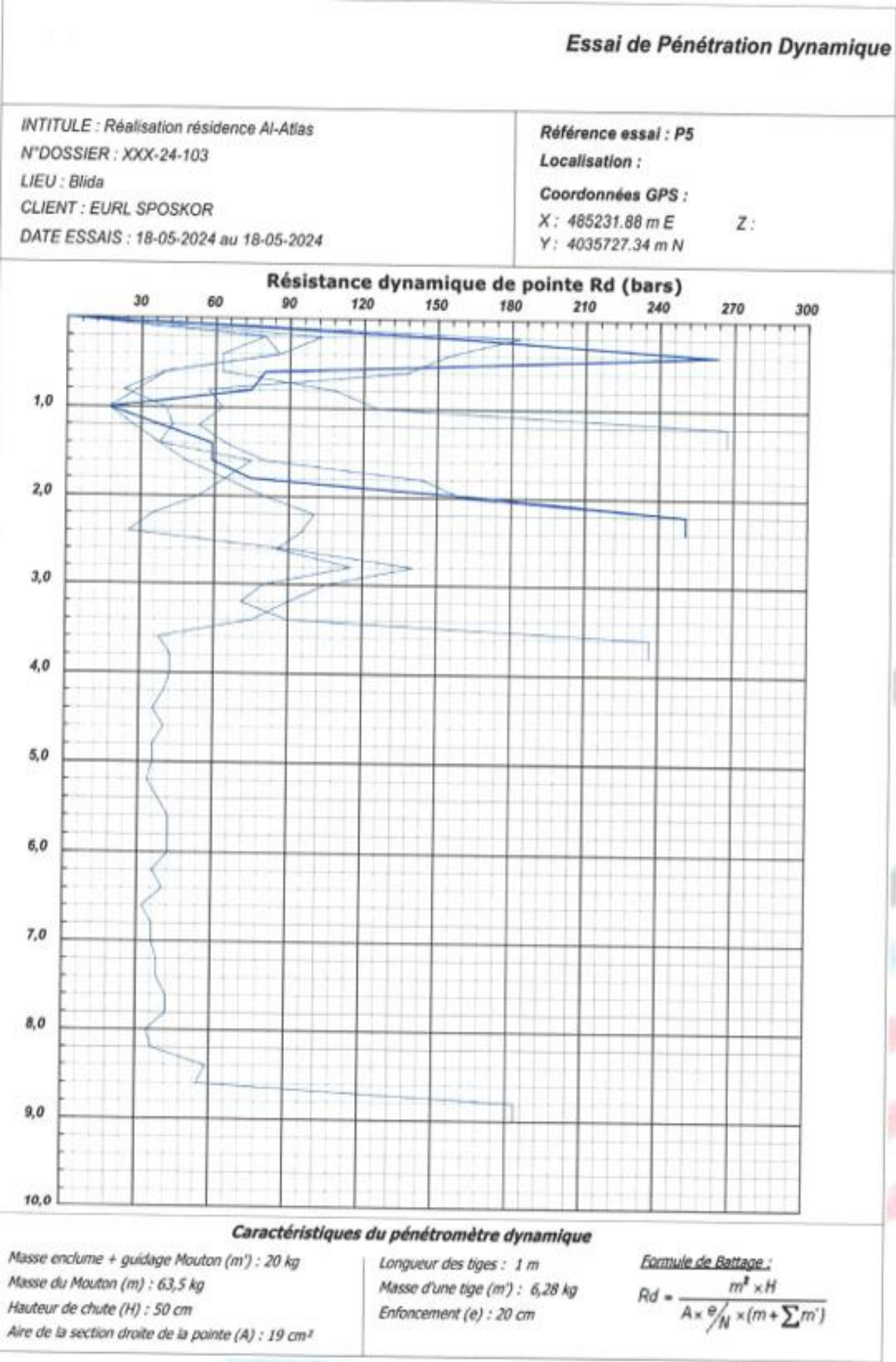


Figure IX. 4: Diagrammes des sondages pénétrométriques P01 à P05.

IX.3.2 Interprétation des essais pressiométriques**IX.3.2.1 Résultats obtenus SP1**

Sur la base de profil du module pressiométrique E_m et de pression limite P_l , on peut conclure ce qui suit :

- A partir de la surface, le sol possède des moyennes caractéristiques mécaniques, jusqu'à la fin sondage.
- Les valeurs de la pression limite P_l s'étalent entre **10,90** et **15,29** bars, et le module pressiométrique E_m entre **184,28** et **424,47** bars.
- A partir de la surface jusqu'à la fin de sondage pressiométrique, le terrain correspond selon sa lithologie à un sol **sur-consolidé**.
- Aucune présence d'eau n'a été détectée le jour de la réalisation du forage pressiométrique.

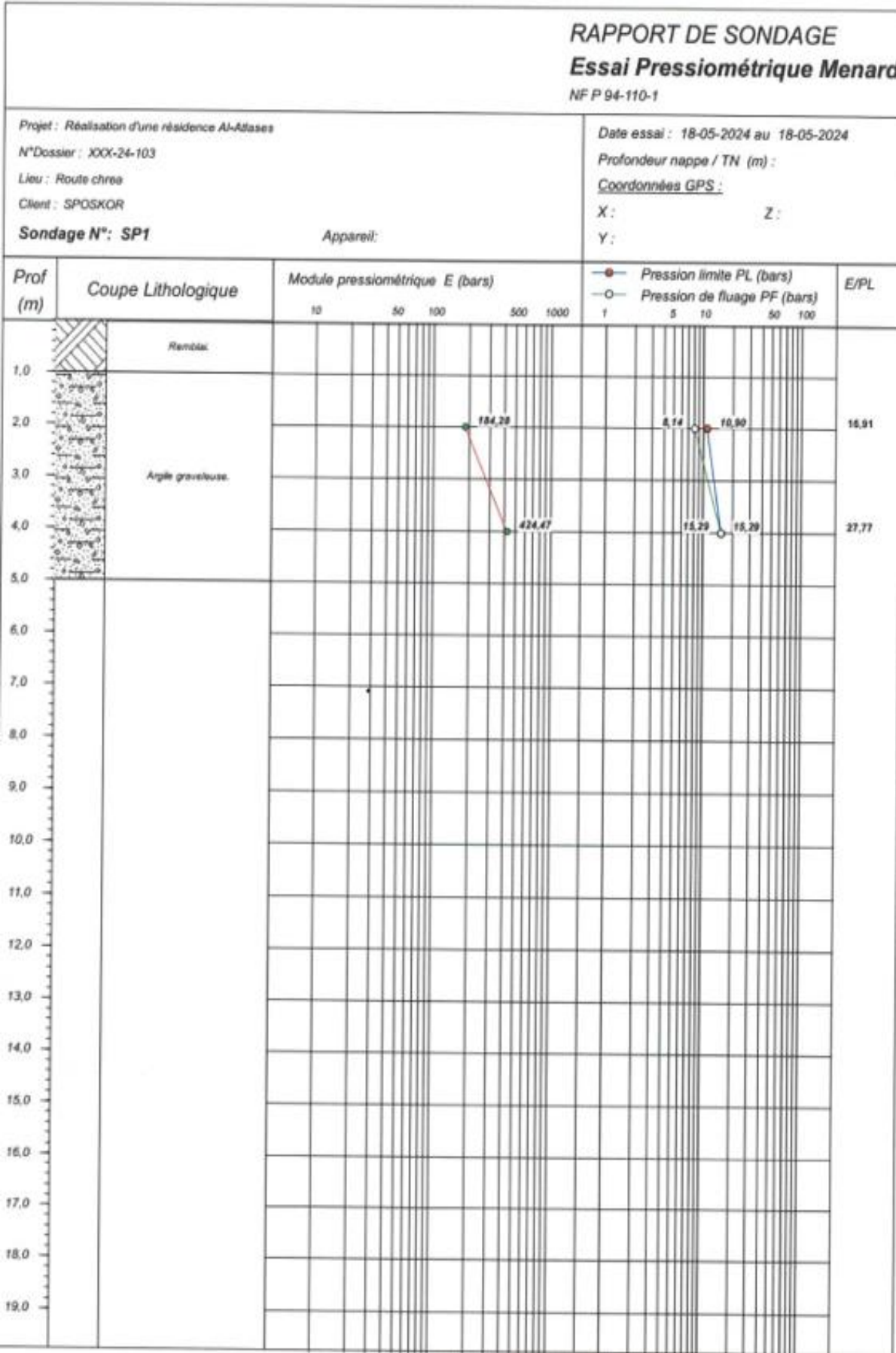


Figure IX. 5: Profil du sondage pressiométrique SP1.

IX.3.2.2 Résultats obtenus SP1

Sur la base de profil du module pressiométrique E_m et de pression limite P_l , on peut conclure ce qui suit :

- A partir de la surface, le sol possède des moyennes caractéristiques mécaniques, jusqu'à $Z = 2,00 \text{ m}$.
- A partir $Z = 2,00 \text{ m}$ le sol possède des moyennes caractéristiques jusqu'à $Z = 8,00 \text{ m}$, au-delà de cette profondeur les caractéristiques mécaniques s'améliorent de moyennes à bonnes valeurs jusqu'à la fin de sondage.
- Les valeurs de la pression limite P_l s'étalent entre **5,77** et **15,29** bars , et le module pressiométrique E_m entre **113,98** et **566,49** bars .
- A partir de la surface jusqu'à la fin de sondage pressiométrique, le terrain correspond selon sa lithologie à un sol **sur-consolidé**.
- Aucune présence d'eau n'a été détectée le jour de la réalisation du forage pressiométrique.

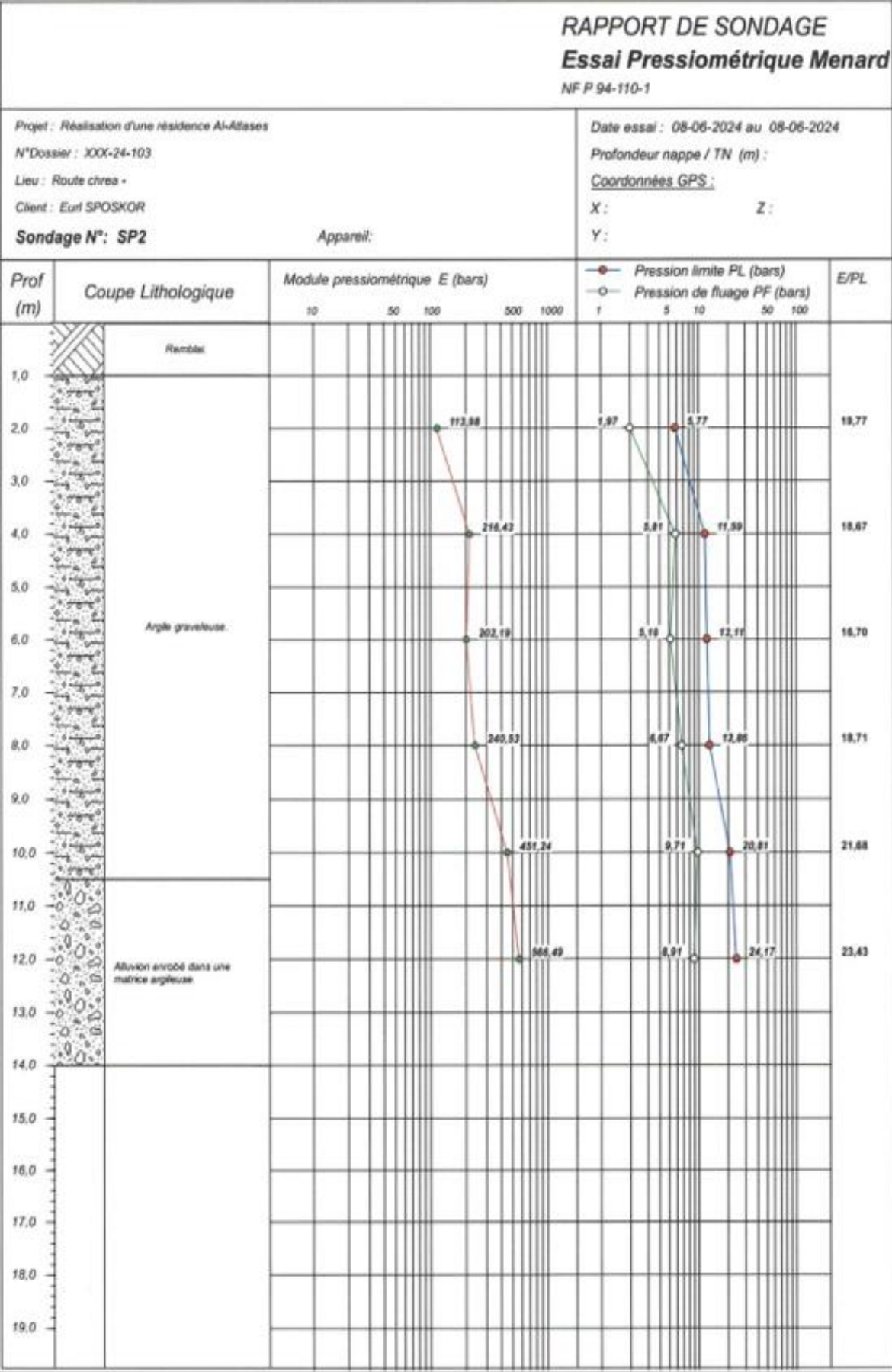


Figure IX. 6: Profil du sondage pressiométrique SP2.

IX.4 Conclusion et recommandations

L'étude géotechnique réalisée par l'laboratoire des travaux géotechnique & construction « LTGC », concernant l'assiette destinée pour recevoir le projet sis sur route vers **CHREA-BLIDA** daïra de **BLIDA**, wilaya de **BLIDA**, nous a permis de conclure ce qui suit :

- Le sol en place dévoile une bonne portance, il peut servir donc d'assise pour les fondations de l'ouvrage projeté.
- La lithologie est composée essentiellement par une couche de remblai suivie par une couche d'argile graveleuse, le tous reposent sur une couche d'alluvions enrobe dans une matrice argileuse.
- La contrainte admissible du sol pour le bloc projeté, pour le cas d'un radier général est résumée comme suit :

Ancrage D (m)	6,50	7,00
$q_{adm}(\text{bar})$	2,20	2,30

- Le tassement total maximal calcule sous l'effet de la charge admissible est résumée comme suit :

Ancrage D (m)	6,50	7,00
Tassement total $S_t(\text{cm})$	3,38	3,28

- L'investigation géotechnique réalisée sur le site, précisément les sondages pressiométrique SP indiquent aucune présence d'eau dans le terrain.

Paramètres recommandes par le R.P.A.2024 :

- Zone sismique : **VI**.
- Le site classe comme un **site meuble de classe S3**.
- Ouvrage de groupe 2 : **ouvrage d'importance moyenne**.
- Accélération **A=0,3**.

Mode d'exécution des fondations :

- Les fonds de fouilles ne doivent pas être remanies.
- Les éventuelles surépaisseurs de sols médiocres seront purgées et remplacées par un gros béton de substitution.
- Les fonds de fouilles devront être contrôlés pour s'assurer de la bonne qualité et de l'homogénéité du sol d'assise.

- Les fouilles pourront être exécutées avec des moyens de terrassement classiques (pelle mécanique de minimum 7 tonnes), avec d'éventuels déroctages localisés dans le substratum compact dont le niveau est susceptible de varier.
- Les fouilles seront bétonnées à l'avancement des travaux.
- Quelle que soit la nature du sol, un travail soigné se termine par le coulage immédiat d'un béton maigre de propreté après excavation, pour éviter une altération du support.
- Une étude de stabilité doit être effectuée avant d'entamer les travaux des terrassements.

Chapitre X : Etude de l'infrastructure

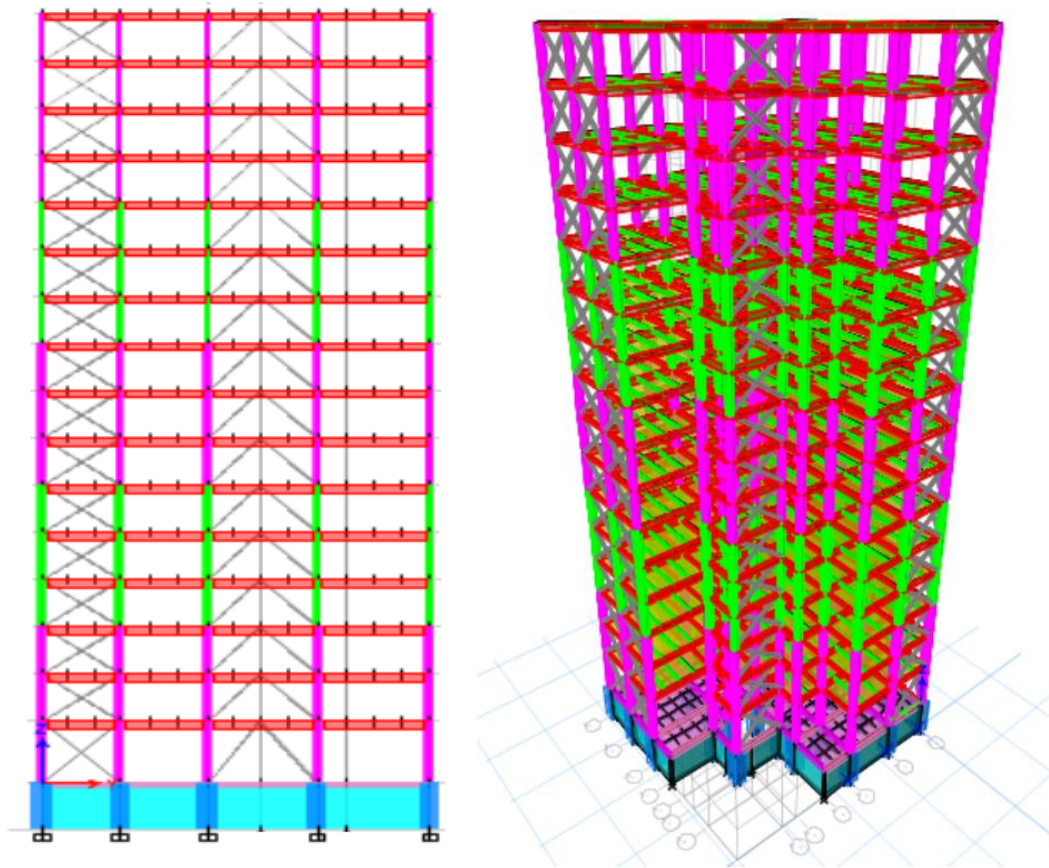


Figure X. 1: Modèle de l'infrastructure.

X.1 Etude la partie sous-sol

Dans notre cas on a 1 sous-sol, nous devons faire un pré dimensionnement de éléments résistance en respectant les règles et les normes en vigueur données par le RPA2024

$$G = 2,07 \text{ KN/ m}^2$$

$$Q = 2,5 \text{ KN/ m}^2$$

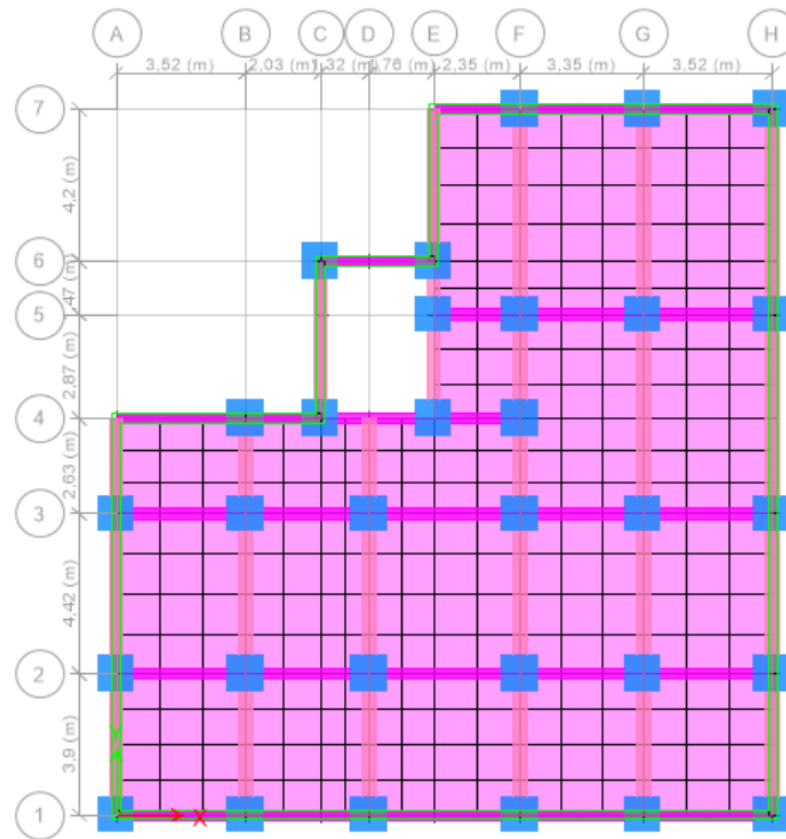


Figure X. 2: Plancher du niveau 00

X.1.1 Etude du voile de sous-sol

X.1.1.1 Introduction

Notre structure comporte un voile qui s'élève du niveau de la fondation jusqu'au niveau du plancher du RDC, qui supporte les charges horizontales dues à la pousse des terres.

X.1.1.2 Pré dimensionnement

Pour le pré dimensionnement de voile, on se réfère aux prescriptions du RPA2024, qui stipule :

- Les ossatures au-dessous de niveau de base comportent un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base.
- Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :
 1. Epaisseur ≥ 15 cm.
 2. Les armatures sont constituées de deux nappes.
 3. Le pourcentage minimum des armatures est de $0,1\%B$ dans les deux sens (horizontal et vertical).

4. Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante

Avec :

B : section du voile.

L'épaisseur est de 20 cm

La hauteur de voile périphérique = 3,06m

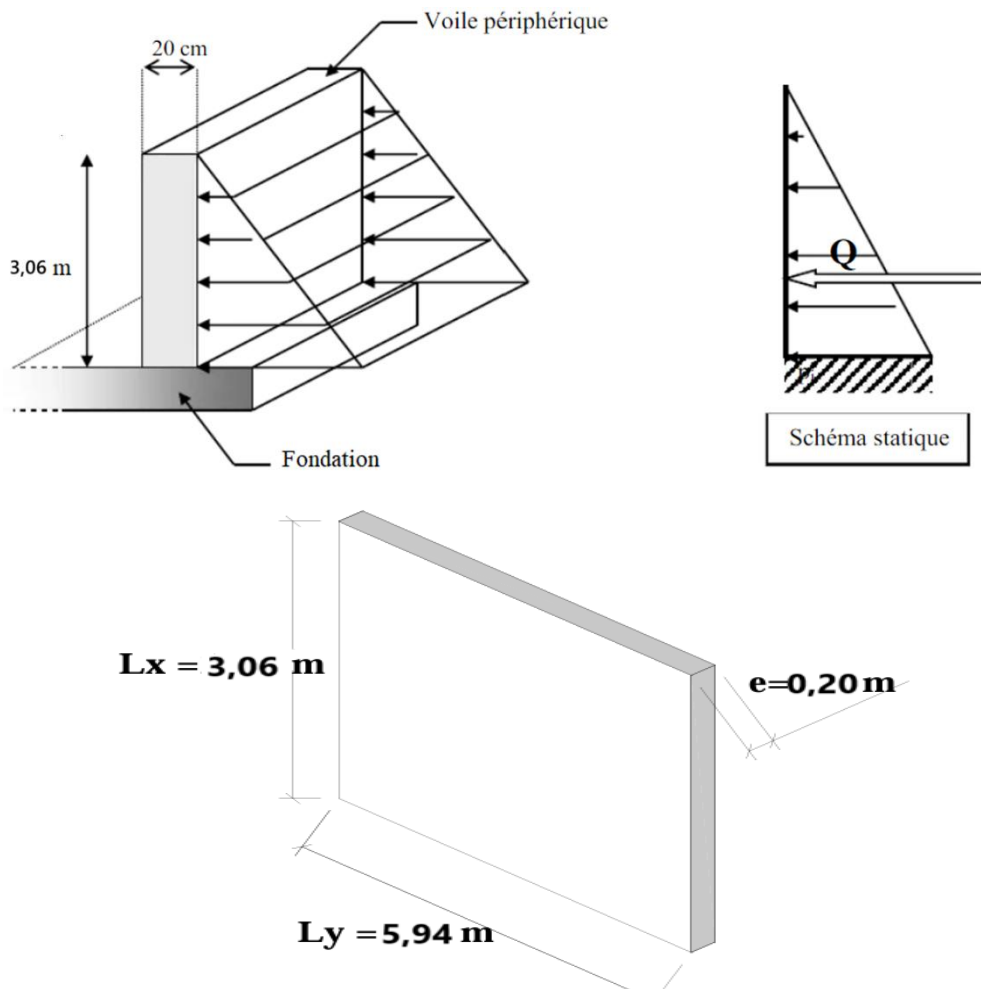


Figure X. 3: Illustrant les dimensions du panneau plus sollicité.

X.1.1.3 Evaluation des charges

On considère le voile comme un dalle plane reposant sur 4 appuis, supportant les charges horizontales dues à la pousse des terres.

On considère le panneau le plus défavorable : $L_x = 3,06\text{ m}$; $L_y = 5,94\text{ m}$; $e = 20\text{ cm}$

Les charges et surcharges prises uniformément réparties sur une bande de 1m à la base voile (cas le plus défavorable)

Selon **BAEL91 modifié 99**[2], la charge des poussees des terres est donnée par : $Q = A \cdot \gamma \cdot H$

Avec :

Q : contrainte à la base sur une bande de 1m.

A : coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement interne.

γ : Poids spécifique des terres ($\gamma_h = 25,0 \text{ KN / m}^3$)

H: Hauteur du voile (H= 3,06)

Nous avons d'après le rapport définitif de l'étude de sol :

De 3,80 à 4,00 m : $\varphi = 20,93^\circ$

$$\varphi = 20,93^\circ \Rightarrow A_f(\varphi) = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 0,66$$

$$\text{Donc : } Q = A \cdot \gamma \cdot H = 50,49 \text{ KN / ml} \quad \Rightarrow Q_u = 1,35Q = 68,16 \text{ KN / ml}$$

- **Détermination des efforts :**

Si $\frac{L_x}{L_y} \leq 0,4 \quad \rightarrow \quad$ La dalle travaille dans un seul sens.

Si $0,4 \leq \frac{L_x}{L_y} \leq 1 \quad \rightarrow \quad$ La dalle travaille dans les deux sens.

Pour une largeur unitaire, les moments sont définis comme :

$M_x = \mu_x q L_x^2$ Sens de la petite portée.

$M_y = \mu_y M_x$ Sens de la grande portée.

Pour le calcul, on suppose que les panneaux soient encastres au niveau des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

• **Panneau de rive :**

- **Moment en travée :** $M_{tx} = 0,85 M_x$

$$M_{ty} = 0,85 M_y$$

- **Moment sur appui :** $M_{ax} = M_{ay} = 0,4 M_{x,y}$

Le calcul des efforts sera calculé par la méthode forfaitaire d'une dalle qui repose sur 4 appuis.

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant :

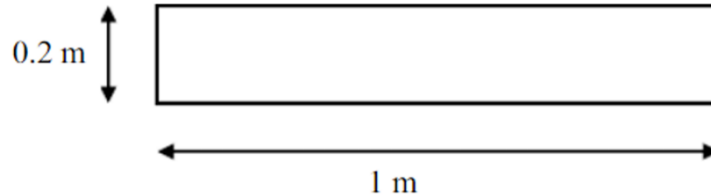
X.1.1.4 Calcul des efforts dans la dalle

$1 > \frac{L_x}{L_y} = 0,515 > 0,4$ la dalle travaille dans les deux sens.

$$\mu_x = 0,0980 ; \quad \mu_y = 0,2500 ; \quad \begin{cases} M_x = \mu_x Q_x L_x^2 = 62,55 \text{ KN / ml} \\ M_y = \mu_y M_x = 15,64 \text{ KN / ml} \end{cases}$$

Tableau X. 2: Calcul des moments en travée et sur appui à l'ELU.

L_x (m)	L_y (m)	L_x/L_y	μ_x	μ_y	qu (kN/m)	M_x (kNm)	M_{tx} (kNm)	M_y (kNm)	M_{ty} (kNm)	M_a (kNm)
3,06	5,94	0,515	0,0980	0,2500	68,16	62,55	53,17	15,64	13,29	25,02

X.1.1.5 Calcul du ferrailage

Le ferrailage se fait avec le moment maximum en travée et sur appuis du panneau le plus sollicité.

On applique l'organigramme d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple, avec :

$b=100\text{cm}$; $h=20\text{cm}$; $d=18\text{cm}$; $f_e=400\text{MPa}$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2,1\text{MPa}$; Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau X. 3: Ferrailage du voile périphérique à l'ELU

	Sens	M_u (kNm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)
Travée	X-X	53,17	9,07	8HA14	12,31
	Y-Y	13,29	2,16	8HA14	12,31
Appui	XX	25,02	4,12	6HA12	6,79
	Y-Y	6,26	1,27	6HA12	6,79

- Espacement :**

Travée :

- Sens X : $St \frac{100-8 \times 1,4}{7} = 12,68$
- Sens Y : $St \frac{100-8 \times 1,4}{7} = 12,68$

On prend $St = 15 \text{ cm}$

Appui :

- Les deux sens : $\rightarrow$ on prend $St \frac{100-6 \times 1,2}{5} = 18,56$

On prend $St = 20 \text{ cm}$

X.1.1.6 Vérifications nécessaires**➤ Condition de non fragilité :**

Les dalles travaillent dans les deux sens :

$$\begin{cases} A_x \geq A_x^{\min} = \rho_0 \left[3 - \frac{L_x}{L_y} \right] \frac{bh}{2} \\ A_y \geq A_y^{\min} ; A_y^{\min} = \rho_0 bh \end{cases}$$

$\rho_0 = 0,0008$ pour les barres FeE400

$$A_x^{\min} = 0,0008 \left[3 - \frac{3,06}{5,94} \right] \frac{100 \times 20}{2} = 1,98 \text{ cm}^2$$

$$A_y^{\min} = 0,0008 \times 100 \times 20 = 1,6 \text{ cm}^2$$

▪ En travée :

$$\begin{cases} A_x = 12,31 > A_x^{\min} = 1,98 \text{ cm}^2 \\ A_y = 12,31 > A_y^{\min} = 1,6 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

▪ En appui

$$\begin{cases} A_x = 6,79 > A_x^{\min} = 1,98 \text{ cm}^2 \\ A_y = 6,79 > A_y^{\min} = 1,6 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

➤ Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier que $\tau_u = \frac{\tau_u^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0,05f_{c28} = 1,25 \text{ Mpa}$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = 102,73 \text{ KN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 69,52 \text{ KN}$$

$$\tau_u^{\max} = \max(T_x ; T_y) = 102,73 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{102,73 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,57 \text{ Mpa} < 1,25 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

➤ Vérification a l'ELS**a) Evaluation des sollicitations a l'ELS**

$$1 > \frac{L_x}{L_y} = 0,515 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0980 \\ \mu_y = 0,2500 \end{cases}$$

$Q_{\text{ser}} = 50,49 \text{ KN/ml} > \frac{L_x}{L_y} = 0,515 > 0,4$ la dalle travaille dans les deux sens.

$$\mu_x = 0,0980 ; \mu_y = 0,2500 ; \begin{cases} M_x = \mu_x Q_x L_x^2 = 46,33 \text{ KN / ml} \\ M_y = \mu_y M_x = 11,58 \text{ KN / ml} \end{cases}$$

Tableau X. 4: Calcul des moments en travée et sur appui à l'ELS

L_x (m)	L_y (m)	L_x/L_y	μ_x	μ_y	q_{ser} (kN/m)	M_x (kNm)	M_{tx} (kNm)	M_y (kNm)	M_{ty} (kNm)	M_a (kNm)
3,06	5,94	0,515	0,0980	0,250	50,49	46,33	39,38	11,58	39,38	18,53

b) Vérification des contraintes

Il faut vérifier $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

Tableau X. 5: Vérification des contraintes à l'ELS

	Sens	M_{ser} (kNm)	A_s^{cal} (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérif
Trav	x-x	39,38	12,31	6,09	15	199	201	Oui
	y-y	9,84	12,31	1,52	15	50	201	Oui
App	x-x	42,64	6,79	6,89	15	180,8	201	Oui
	y-y	69,07	6,79	7,36	15	192,7	201	Oui

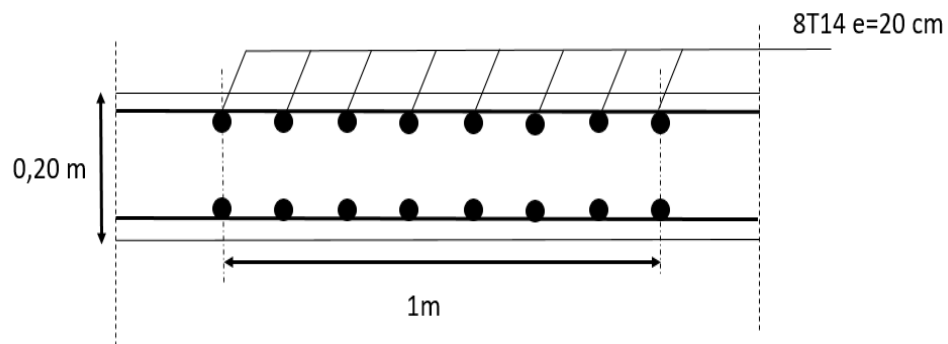


Figure X. 4: Ferrailage du voile.

X.1.2 Planchers sous-sol

X.1.2.1 Pré dimensionnement

Les planchers sont composés de poutres principal, secondaire en béton armé et une dalle pleine nervuré

➤ Poutres principales :

$$L_{max} = 5,94 \text{ m}$$

$$L/15 \leq h \leq L/10 \rightarrow 5,94/15 \leq h \leq 5,94/10$$

$$39,6 \text{ cm} \leq h \leq 59,4 \text{ cm}$$

On prend : $h = 40 \text{ cm}$

On prend : $b = 35 \text{ cm}$

Pour la zone VI (zone de forte sismicité) art 7.5.1 page 113 ; les règles parasismiques Algériennes, les dimensions des poutres doivent respecter les conditions ci-dessous :

$$h \geq 30 \rightarrow h = 40 \text{ cm } \mathbf{V\acute{e}rifi\acute{e}}$$

$$b \geq 25 \rightarrow b = 35 \text{ cm } \mathbf{V\acute{e}rifi\acute{e}}$$

$$h/b \leq 4 \rightarrow 1,14 < 4 \text{ } \mathbf{V\acute{e}rifi\acute{e}}$$

➤ Poutres secondaires :

$$L_{\max} = 4,11 \text{ m}$$

$$L/15 \leq h \leq L/10 \rightarrow 4,11/15 \leq h \leq 4,11/10$$

$$27,4 \text{ cm} \leq h \leq 41,1 \text{ cm}$$

On prend : $h = 40 \text{ cm}$

On prend : $b = 30 \text{ cm}$

Selon le RPA (Version 2024) art 7.5.1 page 113, les dimensions des poutres doivent respecter les conditions ci-dessous :

$$h \geq 30 \rightarrow h = 40 \text{ cm } \mathbf{V\acute{e}rifi\acute{e}}$$

$$b \geq 25 \rightarrow b = 30 \text{ cm } \mathbf{V\acute{e}rifi\acute{e}}$$

$$h/b \leq 4 \rightarrow 1,33 < 4 \text{ } \mathbf{V\acute{e}rifi\acute{e}}$$

➤ a.3.Les Poteaux :

Ils sont dimensionnés par la platine de l'assemblage de pied poteaux donc on a platine de $(90 \times 95) \text{ cm}^2$ alors on prend poteaux de $(100 \times 100) \text{ cm}^2$

X.1.2.2 Ferraillage

➤ Ferraillage des poutres

Le ferraillage des éléments résistants devra être conforme aux règlements parasismiques algérien (RPA version 2024)[4] et BAEL91[7]

• Recommandations des règlements :

Le pourcentage des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est donné par, est de 0,5% en toute la section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% Au niveau de la zone courante.
- 6% au niveau de la zone de recouvrement.

b : largeur de la poutre.

h : hauteur de la poutre.

- La longueur minimale de recouvrement est de 60Φ (zone VI).
 - Dans les poteaux de rive et d'angle, les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90 %.
 - La quantité d'armatures " At ", est donnée par : $At = 0.003 \times St \times L$
 - L : longueur de la poutre.
 - St : espacement de deux cadres consécutifs, il est donné par :
- $S_t \leq \text{Min} \left[\frac{h}{4} ; 24\Phi ; 17,5 \text{ cm} ; 6\Phi \right]$ (zone nodale).
- $S_t \leq \frac{h}{2}$ (zone courante).

Les armatures longitudinales sont déterminées en tenant compte de situation durable :

- Béton : $\gamma_b = 1.5$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$.
- 8• Acier : $\gamma_s = 1.15$; FeE 400 ; $\sigma_s = 201 \text{ MPa}$.

Pour le cas de notre structure, les efforts sont déterminés par le logiciel ETABS.

On dispose de 2 types de poutres :

- Poutre principale : Pp 35x40 cm²
- Poutre secondaire : Ps 30x40 cm²

Les poutres sont ferrillées par le logiciel SOCOTEC (situation durable). Les tableaux suivants regroupent tous les résultats des efforts ainsi que la section d'armatures calculée pour chaque type de poutres

Telle que :

As : représente les armatures de la fibre inférieure.

As' : représente les armatures de la fibre supérieure.

$$As^{\min} = 0,005 \times b \times h$$

Tableau X. 6: Ferrillage des poutres a ELU

Éléments	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (KN.m)	As (cm ²)	As' (cm ²)	As ^{min} (cm ²)
Poutre Principale	35x40	Travée	31,07	9,24	6,16	7
		Appui	-32,51	9,24	6,16	7
Poutre secondaire	30x40	Travée	19,41	6,16	6,16	6
		Appui	-17	6,16	6,16	6

- **Choix des armatures :**

Tableau X. 7: Choix des armatures pour les poutres

Éléments	Section (cm ²)	Position	As ^{max} Zone C (cm ²)	As ^{max} Zone R (cm ²)	As ^{min} (cm ²)	Choix d'armatures	As ^{adopté} (cm ²)
Poutre Principale	35x40	Travée	56	84	7	6T14	9,24
		Appui	56	84	7	6T14	9,24
Poutre secondaire	30x40	Travée	48	72	6	4T14	6,16
		Appui	48	72	6	4T14	6,16

- **Condition de non fragilité :**

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Avec :

$$f_{t28}=2,1\text{MPa} ; f_e=400\text{MPa}$$

Tableau X. 8: Vérification de la condition de non fragilité

Éléments	Section (cm ²)	As ^{choisi} (cm ²)	As ^{min} (cm ²)	Vérification
Poutre Principale	35x40	9,24	1,69	Vérifiée
Poutre secondaire	30x40	6,16	1,45	Vérifiée

- **Vérification vis-à-vis de l'état limite service :**

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (Mser, Nser), puis elles sont comparées aux contraintes admissibles données par :

- **Béton :**

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15\text{MPa}$$

- **Acier :**

- Fissuration peu nuisible : Pas de vérification.
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_s = \min(\frac{2}{3}f_e; \max(0.5f_e; 110 \times \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}))$
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_s = \min(\frac{1}{2}f_e; 90 \times \sqrt{\eta \cdot f_{tj}})$

Où : $\eta = 1,60$ pour les aciers à HA.

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable.

On doit vérifier que :
$$\begin{cases} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y + \frac{N}{A} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) + \frac{N}{A} \leq \bar{\sigma}_s = 201 \text{ MPa} \end{cases}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau X. 9: Vérification des poutres a l'ELS

Éléments	Section (cm ²)	Position	M ^{ser} (KN.m)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ^{add} (MPa)	σ _s (MPa)	σ _s ^{add} (MPa)	Vérif
Poutre Principale	35x40	Travée	22,48	2,4	15	75,6	201	Oui
		Appui	-23,53	0		30,3		Oui
Poutre secondaire	30x40	Travée	14,05	1,84	15	69,7	201	Oui
		Appui	-10,93	0		15,5		Oui

- **Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant**

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$ Avec :

T_u : l'effort tranchant maximum.

b : Largeur de la section de la poutre.

d : Hauteur utile.

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$ (Fissuration préjudiciable).

Tableau X. 10: Vérification de la contrainte de cisaillement

Éléments	Section (cm ²)	T _{u max} (kN)	τ _u (MPa)	τ _u ^{add} (MPa)	Vérification
Poutre Principale	35x40	31,50	0,25	2,5	Oui
Poutre secondaire	30x40	41,82	0,239	2,5	Oui

Schéma ferrailage des poutres :

- Poutre secondaire 30x40 :

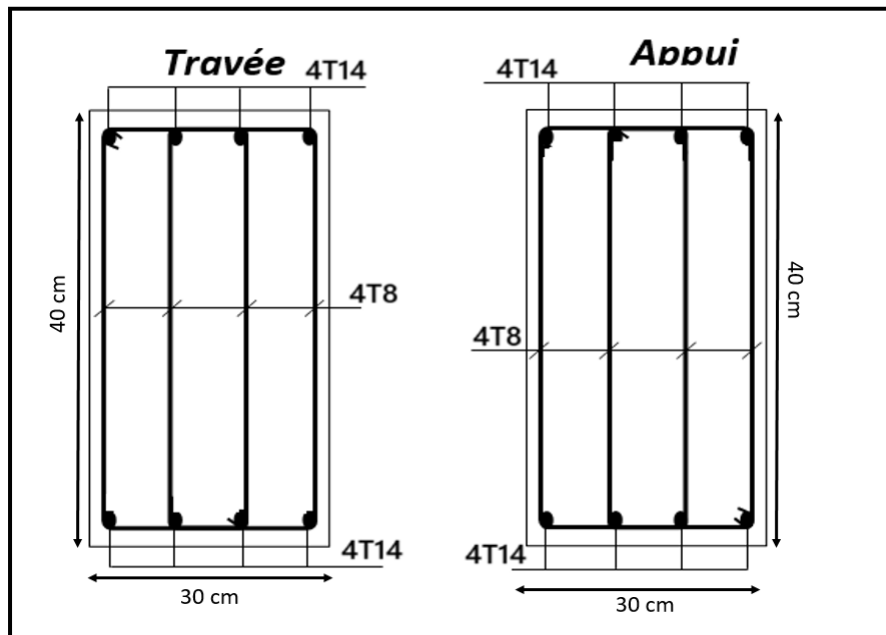


Figure X. 5: Schéma de Ferrailage des Poutres secondaire.

- Poutre principale 35x40 :

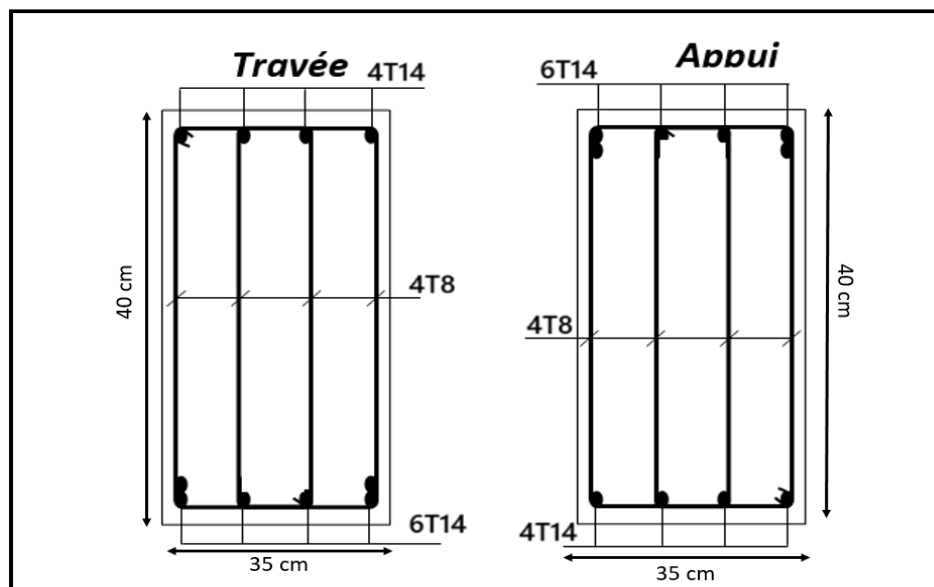


Figure X. 6: Schéma de Ferrailage des Poutres principale.

➤ Ferrailage des poteaux

Les poteaux du sous-sol sont calculés à la compression simple, le ferrailage est donné par :

$$A_s \geq \left(\frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r}{0,9} \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \right) \frac{\gamma_s}{f_e}$$

- Br : Section réduite du poteau considéré (Br=(a-3)×(b-3)) cm²
- α : Coefficient dépendant de l'élancement.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0,85}{1 + 2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} & \text{si } \lambda \leq 50 \\ \frac{0,6(50)^2}{\lambda} & \text{si } 50 < \lambda < 70 \end{cases}$$

- $\lambda = \frac{L_f}{i}$
- Lf : Longueur de flambement.
- i : Rayon de giration $\left(i = \sqrt{\frac{I}{B}} \right)$.
- I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.
- B : Section du poteau (B=a×b).
- Nu : L'effort normal maximal au niveau des poteaux du sous-sol.
- La longueur de flambement Lf = 0,5L₀.

• **Calcul du ferrailage longitudinal**

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \rightarrow i = \frac{a}{\sqrt{12}}$$

$$\lambda = \frac{0,5 \times 400}{\frac{100}{\sqrt{12}}}$$

$$\lambda = 6,93 < 50 \text{ donc :}$$

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{6,93}{35} \right)^2} = 0,843$$

Et Nu = 3599,383 KN (obtenu de Etabs)

$$A_s = \left[\frac{3599,383 \times 10^3}{0,843} - \frac{(940 \times 940) \times 25}{0,9 \times 1,5} \right] \times \frac{1,15}{400} = -347,68 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_s < 0$$

• **Calcul As min :**

Selon le RPA et BAEL on a :

$A_{s \min} = \max (4U ; 0,2\%B ; 0,9\%B)$

- $4U = 4 \times (100 \times 4) = 16 \text{ cm}^2$
- $0,2\%B = \frac{0,2}{100} \times (100 \times 100) = 20 \text{ cm}^2$
- $0,9\%B = \frac{0,9}{100} \times (100 \times 100) = 90 \text{ cm}^2$

$A_{s \min} = 90 \text{ cm}^2$

- **Calcul $A_{s \max}$**

- $4\%B = 400 \text{ cm}^2$ (Zone courante)
- $8\%B = 800 \text{ cm}^2$ (zone de recouvrement)

Donc on prend $A_s = 20T25 = 98,17 \text{ cm}^2$

$$A_{s \min} = 90 \text{ cm}^2 \leq A_s = 98,17 \text{ cm}^2 \leq A_{s \max} = 400 \text{ cm}^2$$

- **Schéma ferrailage des poteaux**

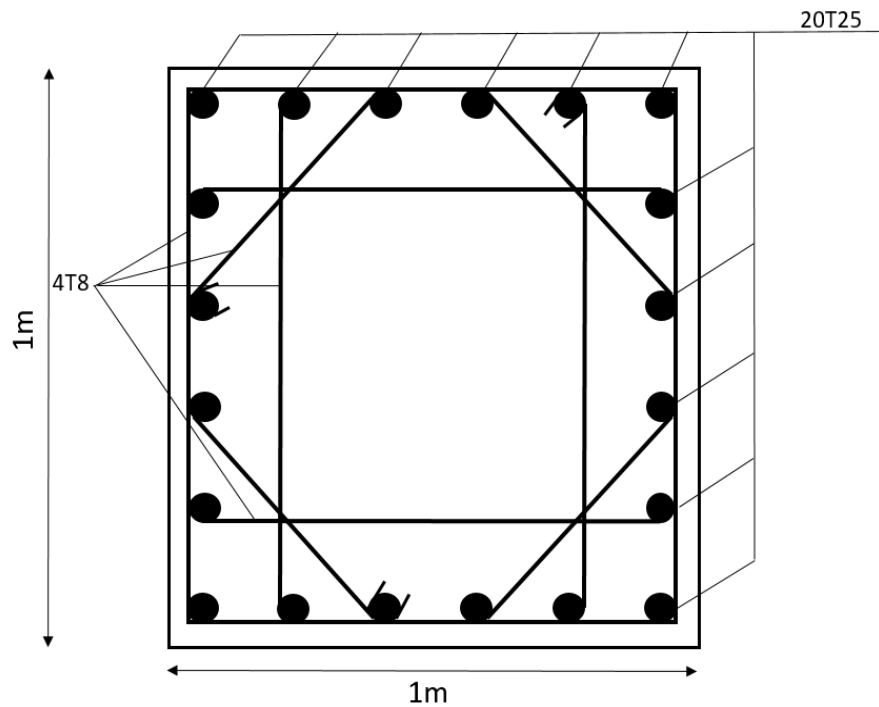


Figure X. 7: Schéma de Ferrailage des poteaux.

X.2 Étude des fondations

X.2.1 Introduction

Les fondations sont les éléments de base d'un bâtiment. Elles soutiennent la structure et transmettent son poids au sol de façon stable et équilibrée. Leur forme varie selon le type de sol et les besoins du projet (semelles, pieux, radiers, etc.). Elles sont essentielles pour garantir la solidité de l'ouvrage.

Un ouvrage quelle que soit sa forme et sa destination, prend toujours appui sur un sol d'assise. Les éléments qui jouent le rôle d'interface entre le sol s'appellent fondations.

X.2.2 Choix du type de fondation

- Le choix du type de fondation dépend de :
 - Type d'ouvrage à construire.
 - La nature du sol.
- Le choix des fondations se fait dans l'ordre suivant :
 - Semelles isolées
 - Semelles filantes
 - Radier général.

X.2.2.1 Semelle isolée

La semelle isolée est une fondation superficielle, appelée également semelle ponctuelle, son nom lui vient de sa position : elle est isolée par rapport aux autres éléments de fondation.

La semelle isolée est utilisée pour reprendre des descentes de charges concentrées de poteau.

On l'utilise pour réaliser des ouvrages à structure poteaux-poutres.

Pour déterminer la surface nécessaire de la semelle isolée il faut que : $\sigma_{\max} \leq \sigma_{\text{sol}}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N_{\text{ser}}}{S} \leq \sigma_{\text{sol}} \rightarrow S \geq \frac{N_{\text{ser}}}{\sigma_{\text{sol}}}$$

$$\text{Pour : } \begin{cases} N_{\text{ser}} = 3652,626 \text{ kN} \\ \sigma_{\text{sol}} = 2 \text{ bar} \end{cases}$$

$S = 18,26 \text{ m}^2 \rightarrow$ Les dimensions de la semelle doivent être 4.5x4.5 m

$$L_{\min} \geq 1,5 \times B$$

Avec :

$$L_{\min} = 3,11 \text{ m}$$

$$1,5 \times B = 6.75 \text{ m}$$

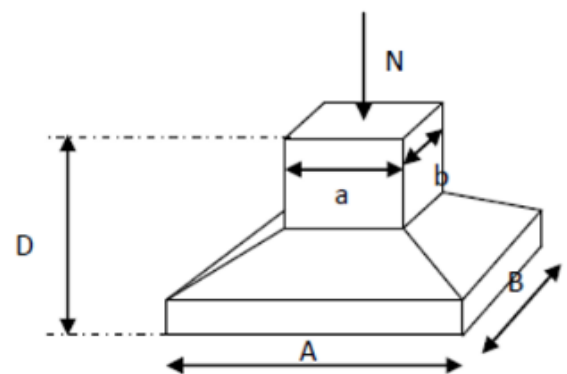


Figure X. 8: Semelle isolée.

$6,75 \text{ m} > L_{\min} = 3,11 \text{ m} \rightarrow$ Condition non vérifiée

Les semelles isolées ne peuvent pas être adoptées car l'entre axe des poteaux est de $L = 3,11 \text{ m}$, il aura un chevauchement entre les semelles on passe donc à la vérification de la semelle filante.

X.2.2.2 Semelles filantes

La semelle filante fait partie de fondations superficielles, destinée à recevoir les murs porteurs, elle se réalise en béton armé dans une continue sur tout le périmètre de la construction.

Pour déterminer la surface nécessaire de la semelle filante il faut que : $\sigma_{\max} \leq \sigma_{\text{sol}}$

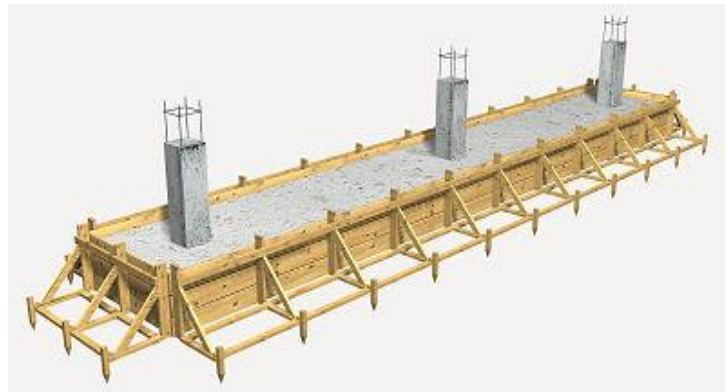


Figure X. 9: Schéma d'une semelle filante sous poteaux.

➤ 1. Semelle filante un sens (sens porteuse)

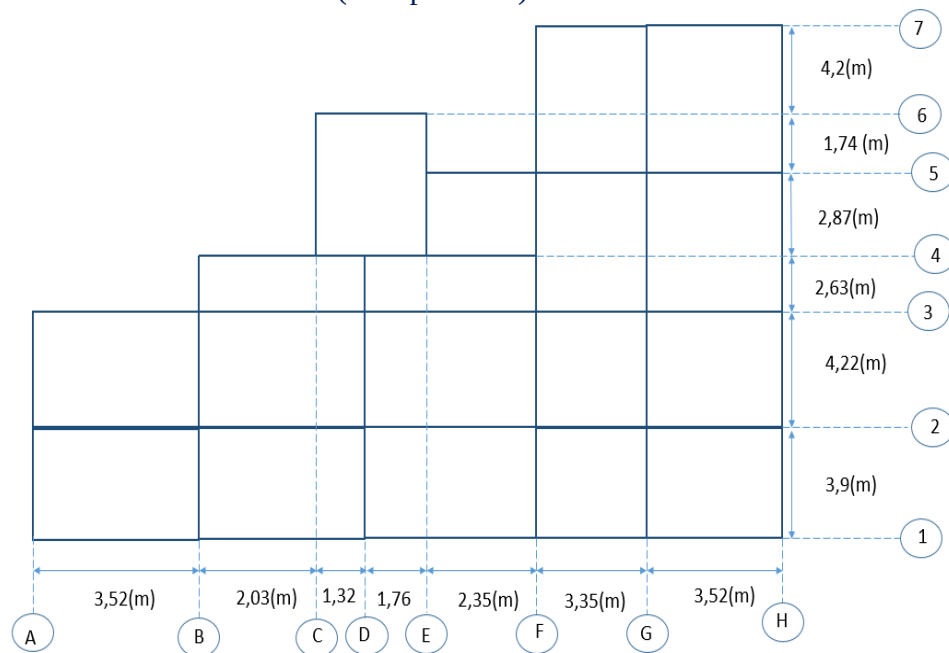


Figure X. 10: Entraxe de la vue de sous-sol.

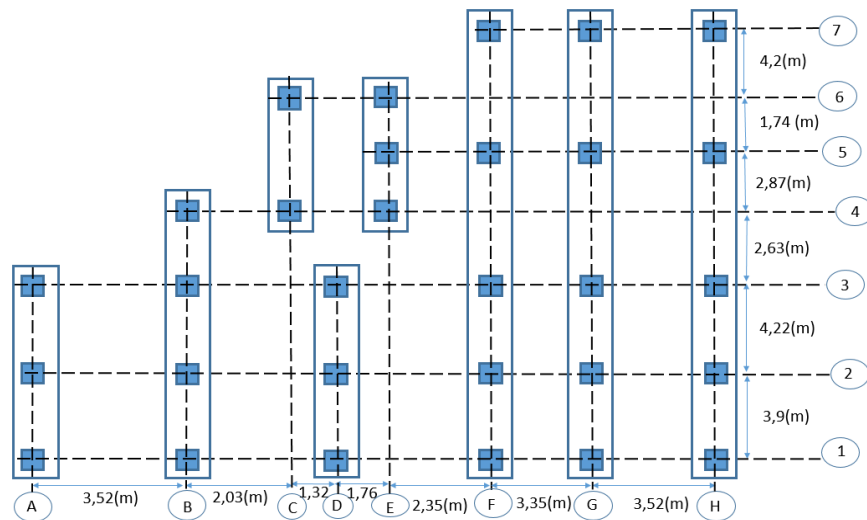


Figure X. 11: Schéma des semelles filantes un sens.

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouvent dans la même ligne.

On doit vérifier que $\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S}$. Avec $\sigma_{sol} = 2 \text{ bar}$ (rapport de sol wilaya de blida)

Tel que :

N : $\sum N$ de chaque file de poteau.

$S = B \times L$ Avec B : largeur de la semelle.

L : longueur de la file considérée.

$$\Rightarrow B = \frac{N}{L \times \sigma_{sol}} \Rightarrow S = B \times L \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \dots \dots \dots \text{Selon BAEL91.}$$

Les résultats sont résumés sur le tableau qui suit :

Tableau X. 11: Choix de la largeur et calcul la surface nécessaire pour la semelle filante

Files	Combinaison	N(KN)	L(m)	B(m)	B ^{choisi} (m)	S (m ²)
A	ELS	3700,01	10,32	1,80	2	20,64
B	ELS	5588,8	12,95	2,16	2,5	32,38
C	ELS	1406,80	6,34	1,11	1,5	9,51
D	ELS	5303,20	10,32	2,57	3	30,96
E	EL2S	2529,77	6,34	2	2	12,68
F	ELS	9720,27	21,49	2,26	2,5	53,72
G	ELS	9921,87	21,49	2,31	2,5	53,72
H	ELS	7447,2	21,49	1,73	2	42,98

On choisè :

$$B^{\max} = 3 \text{ m}$$

Et il ya $L_{\min} = 3,36 \text{ m}$ (entraxe porteuse)

$$L_{\min} \geq 1,5 \times B$$

Donc :

$$1,5 \times B = 4,5 \text{ m}$$

$$4,5 \text{ m} > L_{\min} = 3,36 \text{ m} \rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

Les semelles filante un sens ne peuvent pas être adoptées car l'entre axe des poteaux est de $L = 3,36 \text{ m}$, il aura un chevauchement entre les semelles on passe donc à la vérification de la semelle filante croisé.

➤ 2. Semelle filante croisé (deux sens) :

Our déterminer la surface nécessaire de la semelle filante il faut que : $\sigma_{\max} \leq \sigma_{\text{sol}}$

$$\sigma_{\max} = \frac{\sum N_{\text{ser}}}{L \times B} \leq \sigma_{\text{sol}} \rightarrow B \geq \frac{\sum N_{\text{ser}}}{L \times \sigma_{\text{sol}}}$$

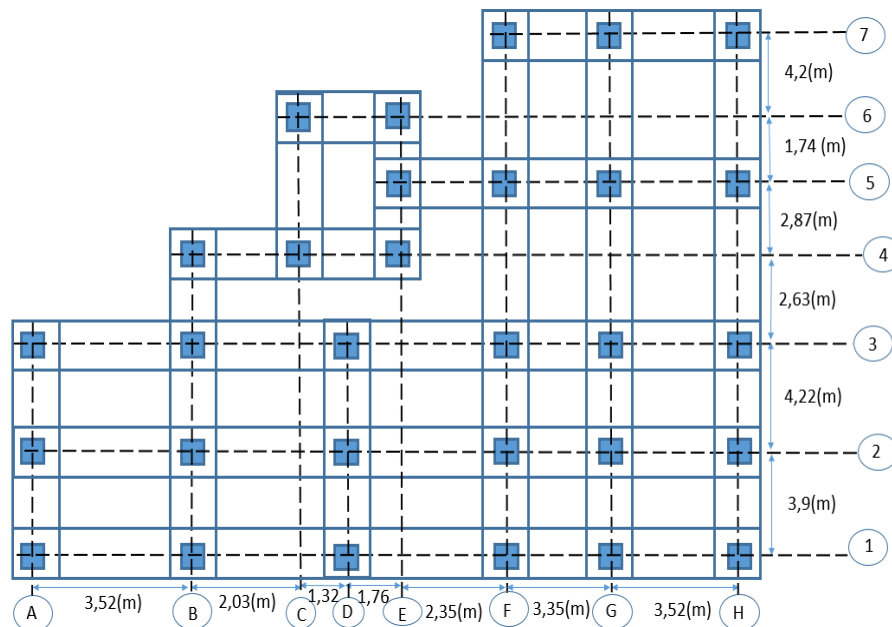


Figure X. 12: Schéma des semelles filantes croisé.

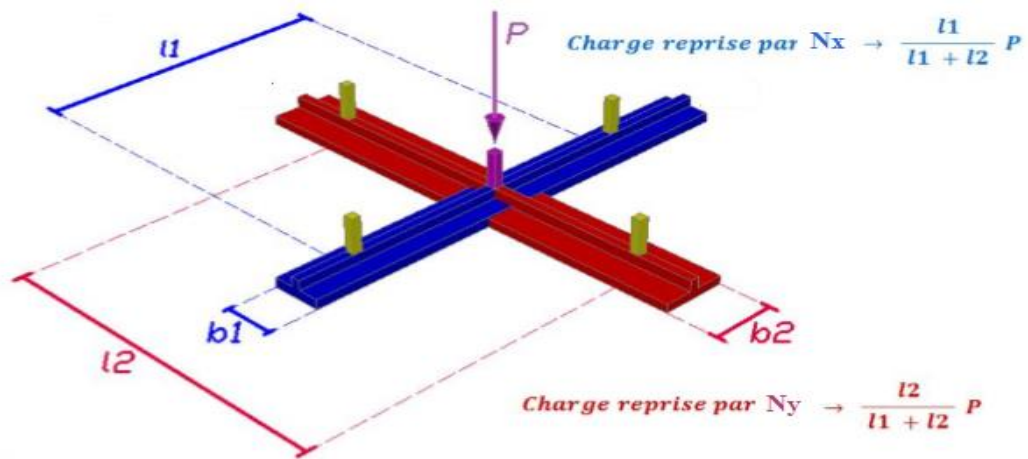


Figure X. 13: Répartition des charges pour les poteaux centraux.

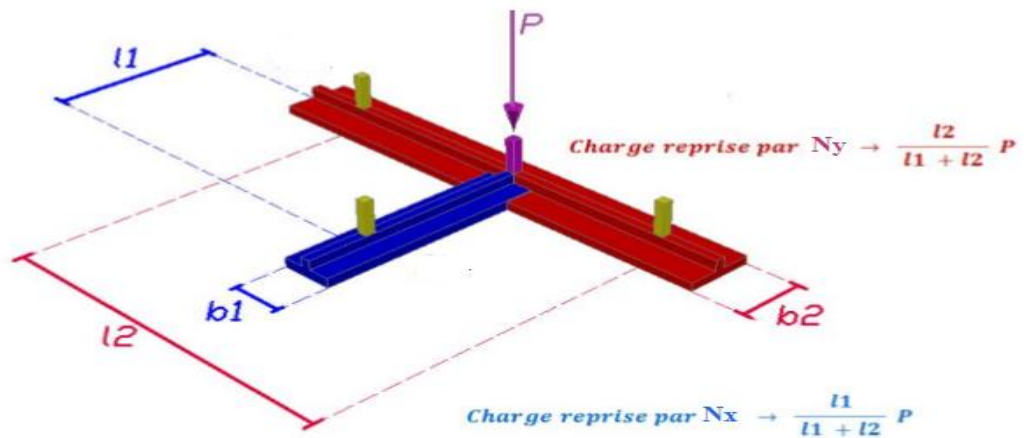


Figure X. 14: Répartition des charges pour les poteaux de rives.

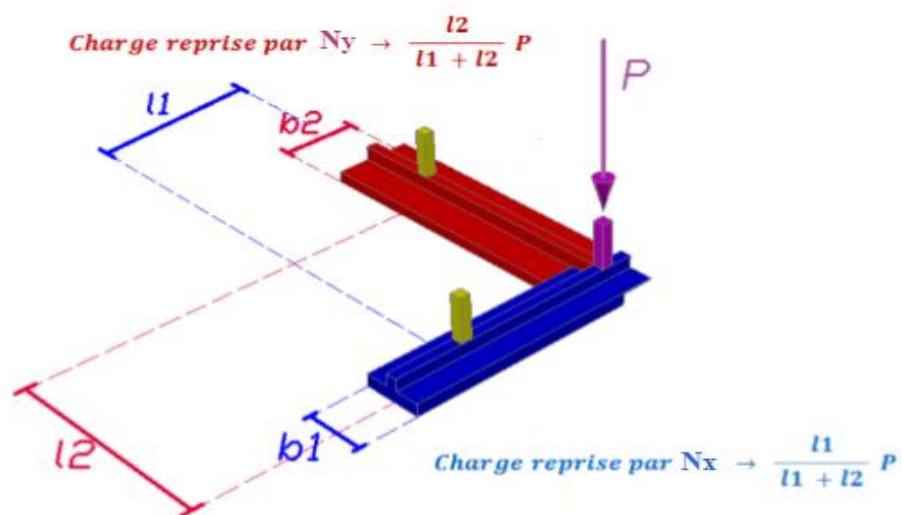


Figure X. 15: Répartition des charges pour les poteaux d'angles.

Exemple de calcul :

Le poteau le plus sollicité $P = 1379,74 \text{ kN}$

$$N_{(A-1)x} = \frac{1,76}{1,76 + 1,95} \times 1379,74 = 0,47 \times 1379,74 = 648,48 \text{ KN}$$

$$N_{(A-1)y} = \frac{1,95}{1,76 + 1,95} \times 1379,74 = 0,53 \times 1379,74 = 731,26 \text{ KN}$$

Tableau X. 12: Répartition pour les poteaux

	Central ; Rive ; Angle				
	Sens x-x	Sens y-y	P (KN)	Nx (KN)	Ny (KN)
N _{A-1}	0,47	0,53	1379,74	648,48	731,26
N _{A-2}	0,30	0,70	1344,19	403,26	940,93
N _{A-3}	0,33	0,67	976,08	322,11	653,97
N _{B-1}	0,58	0,41	1336,70	775,28	548,05
N _{B-2}	0,40	0,60	1968,35	787,34	1181,01
N _{B-3}	0,44	0,56	1458,55	641,76	816,79
N _{B-4}	0,50	0,50	825,20	412,6	412,6
N _{C-4}	0,38	0,62	852,91	324,11	528,80
N _{C-6}	0,37	0,63	553,88	204,93	348,94
N _{D-1}	0,44	0,56	1089,43	479,35	610,08
N _{D-2}	0,27	0,73	2222,51	600,08	1622,43
N _{D-3}	0,30	0,70	1991,26	597,38	1393,88
N _{E-4}	0,43	0,57	1052,77	452,69	600,08
N _{E-5}	0,49	0,51	712,95	349,35	363,60
N _{E-6}	0,42	0,58	764,75	321,20	443,55
N _{F-1}	0,59	0,41	2215,26	1307,00	908,26
N _{F-2}	0,41	0,59	1382,45	566,80	815,65
N _{F-3}	0,45	0,55	1963,97	883,78	1080,18
N _{F-4}	0,51	0,49	1479,66	754,63	725,03
N _{F-5}	0,57	0,43	1487,44	847,84	639,60
N _{F-7}	0,57	0,42	1191,50	679,16	500,43
N _{G-1}	0,64	0,36	1399,62	895,76	503,86
N _{G-2}	0,45	0,55	2057,39	925,82	1131,56
N _{G-3}	0,49	0,51	2417,64	1184,64	1232,1
N _{G-5}	0,61	0,39	2528,74	1542,53	986,21
N _{G-7}	0,62	0,38	1518,48	941,46	577,02
N _{H-1}	0,47	0,53	1510,72	710,04	800,68
N _{H-2}	0,30	0,70	1586,40	475,92	1110,48
N _{H-3}	0,33	0,67	1625,89	536,54	1089,35
N _{H-5}	0,45	0,55	1262,66	568,20	694,46
N _{H-7}	0,45	0,54	1461,53	657,69	789,23

- Suivant X :

Tableau X. 13: Sections des semelles filantes sens X

Files	N (KN)	L(m)	B(m)	B ^{choise} (m)	S (m ²)
1	4815,91	19,85	1,21	1,50	29,78
2	3759,22	19,85	0,95	1,50	29,78
3	4166,21	19,85	1,05	1,50	29,87
4	1944,03	9,46	1,03	1,50	14,19
5	3307,92	11,22	1,47	1,50	16,83
6	526,13	5,08	0,52	1,50	7,62
7	2278,31	8,87	1,28	1,50	13,30

- Suivant Y :

Tableau X. 14: Sections des semelles filantes sens Y.

Files	N (KN)	L(m)	B(m)	B ^{choise} (m)	S (m ²)
A	2326,16	10,32	1,13	1,50	15,48
B	2958,45	12,95	1,14	1,50	19,43
C	877,74	6,34	0,70	1,50	9,51
D	3626,39	10,32	1,76	2,00	20,64
E	1407,23	6,34	0,68	1,50	9,51
F	4669,15	21,49	1,09	1,50	32,23
G	4430,75	21,49	1,03	1,50	32,23
H	4484,2	21,49	1,04	1,50	32,23

$L_{\min} = 2,03$ m (sans les files en y) ; et en prend $B^{\max} = 2$ m (file D)

$$1.5B = 1,5 \times 2 = 3 \text{ m} > L_{\min} = 2,03$$

Donc :

Il ya un chevauchement entre la semelle du file C et la semelle du file D.

$L_{\min} = 1,74$ m (sans les files en X) ; et en prend $B^{\max} = 1,5$ m

$$1.5B = 1,5 \times 1,5 = 2,25 \text{ m} > L_{\min} = 1,74$$

Donc :

Il ya un chevauchement entre la semelle du file 5 et la semelle du file 6.

Donc on opte pour un radier général pour notre structure.

X.2.2.3 Radier général

On va opter pour un radier général comme type de fondation pour notre structure. Le radier travaille comme un plancher renversé.

➤ 1. Calcul la surface nécessaire

$$\sigma_{\text{ser}} = \frac{P}{S_{\text{rad}}} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}}$$

Avec :

P : poids total de bâtiment à ELS

S_{red} : surface du radier

Donc :

$$S_{\text{red}} \geq \frac{P}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} \geq \frac{48261,39}{200} = 241,31 \text{ m}^2$$

La surface réelle de radier 296,4 m²

La condition de la surface nécessaire est vérifiée (296,4 m² > 241,31 m²)

Et :

$$\frac{48261,39}{296,4} = 162,83 \text{ KN/m}^2 \leq \sigma_{\text{sol}} = 200 \text{ KN / m}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ 2. Caractéristiques géométriques du radier

Selon le logiciel **SOCOTEC (Formes)** :

- Position du centre de gravité :

- $X_G = 9,86 \text{ m}$
- $Y_G = 8,64 \text{ m}$

- Moments d'inertie :

- $I_{xx} = 8278,5 \text{ m}^4$
- $I_{yy} = 7183,9 \text{ m}^4$

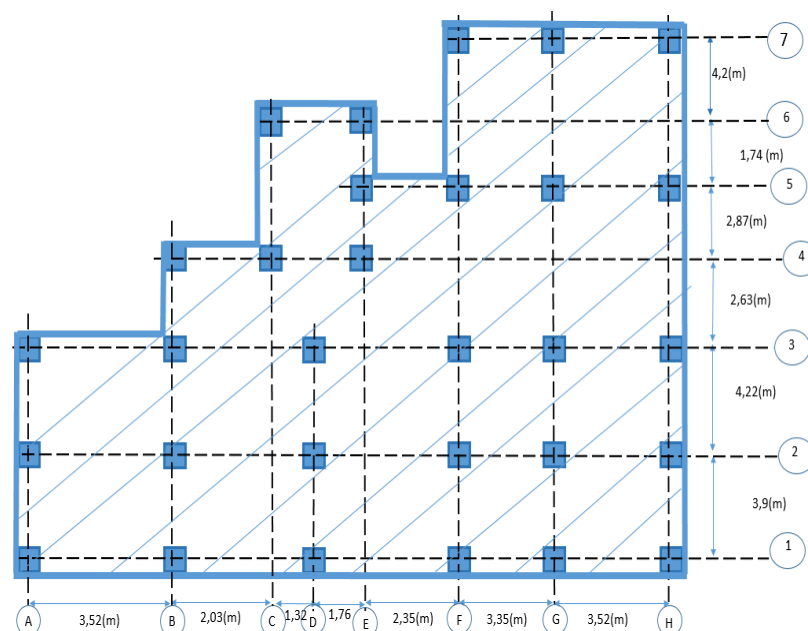


Figure X. 16: Schéma de radier réelle.

➤ 3. Les vérifications nécessaires du radier manuellement :

🔗 Pré dimensionnement

1. La dalle :

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire la condition suivante : $h_d \geq \frac{L_{\max}}{20}$

Avec :

$L_{\max}$: La longueur max entre les axes des poteaux.

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{5,94}{20} = 30 \text{ cm}$$

Alors on prend $h_d = 50 \text{ cm}$ pour l'épaisseur de la dalle.

2. La nervure :

- Hauteur de la nervure :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_{N1} \leq \frac{L_{\max}}{10} \rightarrow \frac{5,94}{15} \leq h_{N1} \leq \frac{5,94}{10} \rightarrow 39,6 \leq h_{N1} \leq 59,4$$

On prend $h_{N1} = 55 \text{ cm}$

- Largeur de la nervure :

$$b \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{5,94}{10} = 59,4 \text{ cm}$$

On prend $b = 60 \text{ cm}$

- Condition de la raideur :

Pour étudier la raideur, on utilise la notion de la longueur élastique définie par l'expression

suivante : $L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e + a$ (on utilise le radier rigide)

Avec :

$L_{\max}$: entre axe

$$\text{Avec : } L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$$

Avec :

I : L'inertie de la section transversale du radier.

b : Entre axe des poteaux.

E : Module de Yong équivalent ($E=20\,000 \text{ MPa}$).

K : Coefficient de raideur du sol ($0,5 \text{ kg/cm}^3 \leq K \leq 12 \text{ kg/cm}^3$).

$K=0,5 [\text{kg/cm}^3] \rightarrow$ pour un très mauvais sol.

$K=4 [\text{kg/cm}^3] \rightarrow$ pour un sol de densité moyenne.

$K=12 [\text{kg/cm}^3] \rightarrow$ pour un très bon sol.

Nous avons un sol de densité moyenne $\rightarrow K=4 \text{ [kg/cm}^3\text{]}$.

Tableau X. 15: Choix de la hauteur des nervures

$h_{\text{nervure}} \text{ (m)}$	0,55	0,7	1	1,5	1,7
$I \text{ (m}^4\text{)}$	0,0125	0,0226	0,063	0,214	0,310
$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$	1,432	1,66	2,146	2,913	3,196
$\left(Le \times \frac{\pi}{2}\right) + a$	3,25	3,60	4,37	5,584	6,020
$L_{\text{max}} \text{ (m)}$	5,94	5,94	5,94	5,94	5,94

Donc :

$$h_{\text{nervure}} \text{ (m)} = 1,7 \text{ m}$$

$$b_{\text{nervure}} \text{ (m)} = 0,6 \text{ m}$$

✚ Vérification vis-à-vis la stabilité au renversement :

Selon **RPA 2024(Art.5.5)** on doit vérifier que : $1,3M_R < M_s$

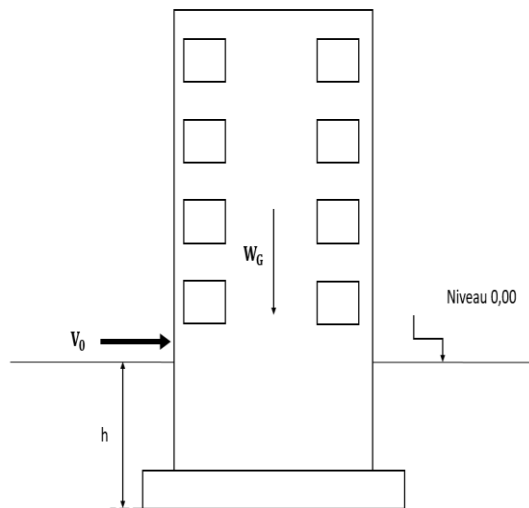


Figure X. 17: Schème statique du bâtiment.

Avec :

M_R : Moment de renversement dû aux forces sismique.

$$M_R = \sum M_0 + V_0 h$$

M_0 : Moment à la base de la structure.

V_0 : L'effort tranchant à la base de la structure.

h : Profondeur de l'ouvrage de la structure.

$$M_s = W \cdot \{X_i ; X_j\}$$

M_s : moment stabilisant

$$X_i = \min \{X_G ; (B - X_G)\}$$

$$Y_i = \min \{Y_G ; (B - Y_G)\}$$

W : Poids de la structure (y compris le radier).

$$W = W_G + W_R + W_T$$

W_G : Poids de la structure.

W_R : Poids du radier nervuré.

W_T : Poids des terres.

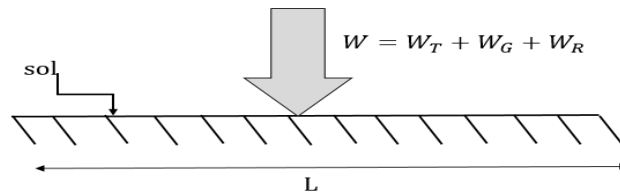


Figure X. 18: Schéma de poids de la structure.

$$W_G = 43633,13 \text{ KN}$$

$$W_R = P(\text{radier}) + P(\text{les nervures}) = [296,4 \times 0,5 \times 25] + [0,6 \times 1,2 \times (94,19 + 110,74) \times 25]$$

$$W_R = 7393,74 \text{ KN}$$

$$W_T = [(296,4 - (204,93 \times 0,6)) \times 1,2 \times 22] = 4578,89 \text{ KN}$$

$$\rightarrow W = 43633,13 + 7393,74 + 4578,89 = 55605,76 \text{ KN.}$$

$$X_i = \min \{X_G ; (B - X_G)\}$$

$$X_i = \min \{9,86 ; (17,85 - 9,86)\}$$

$$\Rightarrow X_i = 8 \text{ m}$$

$$Y_i = \min \{Y_G ; (B - Y_G)\}$$

$$Y_i = \min \{8,64 ; (19,29 - 8,64)\}$$

$$\Rightarrow Y_i = 8,64 \text{ m}$$

$$M_{s_x} = W.X_i = 55605,76 \times 8 = 444846,08 \text{ KN.m}$$

$$M_{s_y} = W.Y_i = 55605,76 \times 8,64 = 480433,77 \text{ KN.m}$$

$$M_{R_x} = M_x + (V_x \times h) = 211047,60 + (5409,64 \times 2,56) = 224896,28 \text{ KN.m}$$

$$M_{R_y} = M_y + (V_y \times h) = 178866,75 + (6108,86 \times 2,56) = 194505,43 \text{ KN.m}$$

- **Suivant X-X:**

$$1,3M_{R_x} = 1,3 \times 224896,28 = 292365,16 \text{ KN.m} < M_{s_x} = 487322,90 \text{ KN.m}$$

→ Condition vérifiée

- Suivant Y-Y :

$$1,3M_{Ry} = 1,3 \times 186197,38 = 252857,06 \text{ KN.m} < M_{Sy} = 528938,44 \text{ KN.m}$$

→ Condition vérifiée

• Vérification des contraintes :

On doit vérifier les contraintes sous le radier (σ_1 ; σ_2)

$$\text{Avec : } \sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M}{I} V; \sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M}{I} V \quad \delta_{moy} = \frac{3\sigma^{\max} + \sigma^{\min}}{4}$$

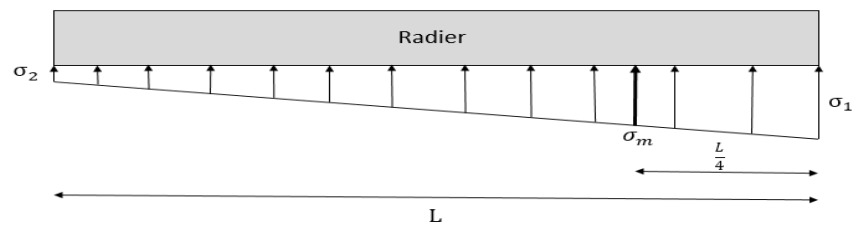


Figure X. 19: Contraintes sous le radier.

$$N_u = W_u (\text{structure}) + 1,35 \times (W_R + W_T).$$

$$N_u = 66144,62 + 1,35 \times (7393,74 + 4578,89)$$

$$N_u = 82307,67 \text{ KN}$$

$$M_{Rx} = 224896,28 \text{ KN.m}$$

$$M_{Ry} = 194505,43 \text{ KN.m}$$

$$V_x = X_G = 9,86 \text{ m.}$$

$$V_y = Y_G = 8,64 \text{ m.}$$

$$I_{xx} = 8278,5 \text{ m}^2.$$

$$I_{yy} = 7183,9 \text{ m}^2.$$

$$S_{rad} = 296,4 \text{ m}^2$$

Les résultats des vérifications sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau X. 16: Contrainte sous le radier à l'ELU

	$\sigma_1(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_2(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right)(\text{kN/m}^2)$	
Sens x-x	545,55	9,83	411,62	
Sens y-y	514,92	40,46	396,30	
Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1,5\sigma_{sol}$ =300	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right) < 1,33 \sigma_{sol} = 266$	Non Vérifiée

$$N_s = W_s \text{ (structure)} + W_R + W_T.$$

$$N_s = 48261,65 + 7393,74 + 4578,89$$

$$N_s = 60234,02 \text{ KN.}$$

Les résultats des vérifications sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau X. 17: Contrainte sous le raider à l'ELS

	$\sigma_1(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_2(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right)(\text{kN/m}^2)$	
Sens x-x	471,07	64,64	369,46	
Sens y-y	437,15	30,71	335,54	
Vérification	$\sigma_1^{\max} < \sigma_{\text{sol}} = 200$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right) < \sigma_{\text{sol}} = 200$	Non Vérifiée

- **Conclusion**

Les contraintes ne sont pas vérifiées à l'ELU et à l'ELS, donc on ajoute les débords

➤ **4.Caractéristiques géométriques du radier avec les débords**

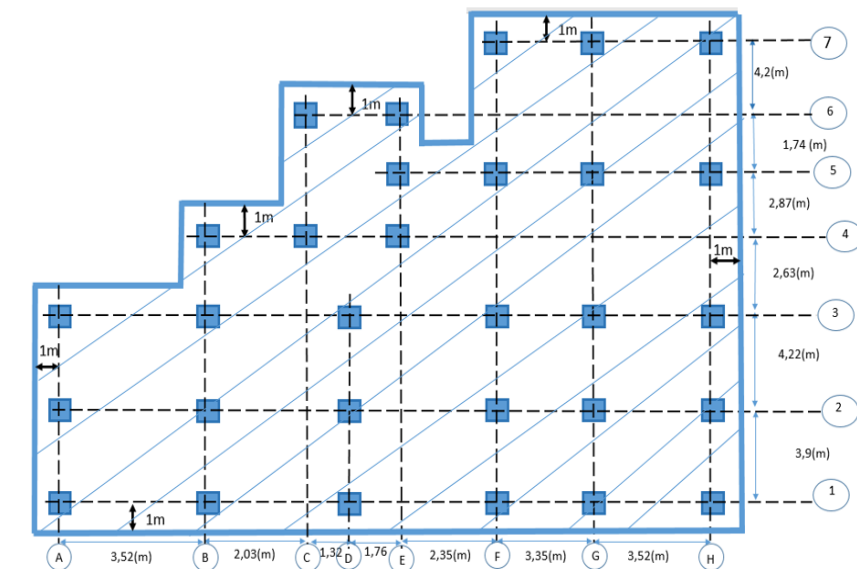


Figure X. 20: Schéma de radier avec les débords.

Selon le logiciel **SOCOTEC (Formes)** :

- **La surface nécessaire**
 - $S_{\text{rad}} = 375,1 \text{ m}^2$
- **Position du centre de gravité :**
 - $X_G = 9,8 \text{ m}$
 - $Y_G = 8,73 \text{ m}$

- **Moments d'inertie :**

- $I_{xx} = 12952,9 \text{ m}^4$
- $I_{yy} = 11319,8 \text{ m}^4$

➤ **5. Les vérifications nécessaires du radier manuellement :**

- **Vérification vis-à-vis la stabilité au renversement :**

Selon **RPA 2024(Art.5.5)** on doit vérifier que : $1,3M_R < M_s$

W : Poids de la structure (y compris le radier).

$$W = W_G + W_R + W_T$$

$$W_G = 43633,13 \text{ KN}$$

$$W_R = P(\text{radier}) + P(\text{les nervures}) = 8377,49 \text{ KN}$$

$$W_T = 6656,55 \text{ KN}$$

$$\rightarrow W = 43633,13 + 8377,49 + 6656,55 = 58667,17 \text{ KN.}$$

$$X_i = \min \{X_G ; (B - X_G)\}$$

$$\Rightarrow X_i = 8,05 \text{ m}$$

$$Y_i = \min \{Y_G ; (B - Y_G)\}$$

$$\Rightarrow Y_i = 8,73 \text{ m}$$

$$M_{sx} = W \cdot X_i = 472270,72 \text{ KN.m}$$

$$M_{sy} = W \cdot Y_i = 512164,39 \text{ KN.m}$$

$$M_{Rx} = M_x + (V_x \times h) = 224896,28 \text{ KN.m}$$

$$M_{Ry} = M_y + (V_y \times h) = 194505,43 \text{ KN.m}$$

- **Suivant X-X:**

$$1,3M_{Rx} = 1,3 \times 224896,28 = 292365,16 \text{ KN.m} < M_{sx} = 472270,72 \text{ KN.m}$$

→ Condition vérifiée

- **Suivant Y-Y :**

$$1,3M_{Ry} = 1,3 \times 186197,38 = 252857,06 \text{ KN.m} < M_{sy} = 512164,39 \text{ KN.m}$$

→ Condition vérifiée

- **Vérification des contraintes :**

$$\text{On doit vérifier que : } \sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

$$\frac{48261,39}{375,1} = 128,66 \text{ KN/m}^2 \leq \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

On doit vérifier les contraintes sous le radier (σ_1 ; σ_2)

$$\text{Avec : } \sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M}{I} V; \sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M}{I} V \quad \delta_{moy} = \frac{3\sigma^{\max} + \sigma^{\min}}{4}$$

Les résultats des vérifications sont regroupés dans les tableaux suivants :

Tableau X. 18: Contrainte sous le raider à l'ELU

	$\sigma_1(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_2(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right)(\text{kN/m}^2)$	
Sens x-x	240,60	60,29	195,52	
Sens y-y	280,45	80,44	230,45	
Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1.5\sigma_{sol}$ =300	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right) < 1.33 \sigma_{sol} = 266$	Vérifiée

Tableau X. 19: Contrainte sous le raider à l'ELS

	$\sigma_1(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_2(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right)(\text{kN/m}^2)$	
Sens x-x	138,90	14,10	107,7	
Sens y-y	118,75	18,74	93,74	
Vérification	$\sigma_1^{\max} < \sigma_{sol}$ =200	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right) < \sigma_{sol} = 200$	Vérifiée

- **Conclusion**

Les contraintes sont vérifiées à l'ELU et à l'ELS, donc pas de risque de soulèvement.

➤ **6.Ferraillage du radier :**

➤ **Ferraillage de la dalle :**

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les poutres qui sont soumises à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges.

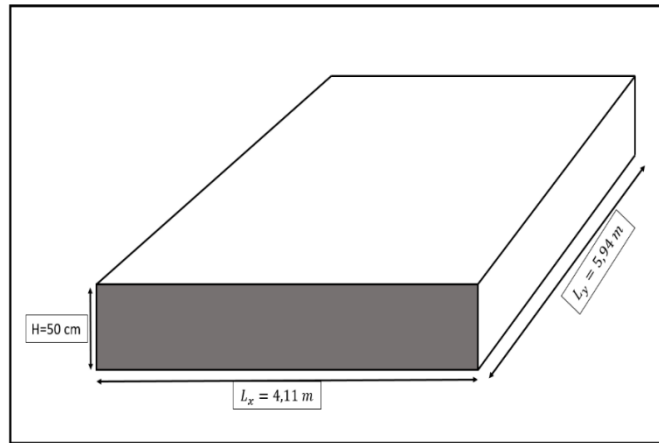


Figure X. 21: Schéma la dalle de radier.

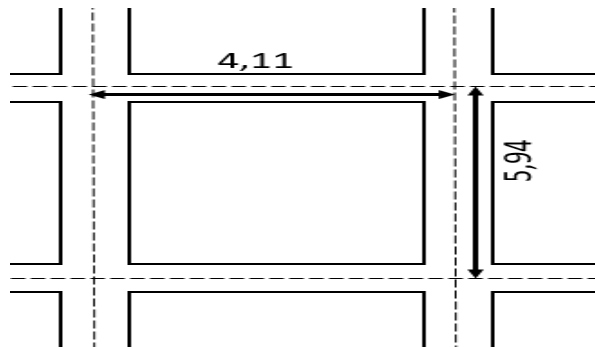


Figure X. 22: schéma du panneau le plus défavorable.

- **Détermination des efforts :**

Si $\frac{L_x}{L_y} \leq 0.4 \rightarrow$ La dalle travaille dans un seul sens.

Si $0.4 \leq \frac{L_x}{L_y} \leq 1 \rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

Pour une largeur unitaire, les moments sont définis comme :

$M_x = \mu_x q L_x^2$ Sens de la petite portée.

$M_y = \mu_y M_x$ Sens de la grande portée.

Pour le calcul, on suppose que les panneaux soient encastres au niveau des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

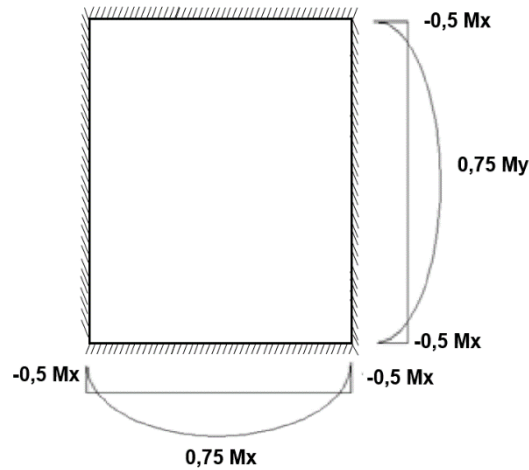
• **Panneau intermédiaire :**

- **Moment en travée :** $M_{tx} = 0.75 M_x$

$$M_{ty} = 0.75 M_y$$

- **Moment sur appui :** $M_{ax} = M_{ay} = 0.5 M_{x, y}$ (appui de rive)

$$\text{Avec } M_a = 0.5 M_0 \text{ et } M_0 = \frac{q l^2}{8}$$



- **Valeur de la pression sous radier :**

ELU : $q_u = \sigma_m \times 1\text{ml} = 245,73 \text{ kN/m}$

ELS : $q_{\text{ser}} = \sigma_m \times 1\text{ml} = 125,54 \text{ kN/m}$

$1 > \frac{L_x}{L_y} = 0,692 > 0,4$ la dalle travaille dans les deux sens.

$$\mu_x = 0,0980 ; \quad \mu_y = 0,2500 ; \quad \begin{cases} M_x = \mu_x Q_x L_x^2 = 406,78 \text{ KN / ml} \\ M_y = \mu_y M_x = 101,69 \text{ KN / ml} \end{cases}$$

Le calcul des efforts sera calculé par la méthode forfaitaire d'une dalle qui repose sur 4 appuis.

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau X. 20: Calcul des moments à l'ELU

L_x (m)	L_y (m)	L_x/L_y	μ_x	μ_y	q_u (kN/m)	M_x (kNm)	M_{tx} (kNm)	M_y (kNm)	M_{ty} (kNm)	M_a (kNm)
4,11	5,94	0,69	0,098	0,250	245,73	406,78	305,08	101,69	76,25	259,43

Tableau X. 21: Calcul des moments à l'ELS

L_x (m)	L_y (m)	L_x/L_y	μ_x	μ_y	q_{ser} (kN/m)	M_x (kNm)	M_{tx} (kNm)	M_y (kNm)	M_{ty} (kNm)	M_a (kNm)
4,11	5,94	0,69	0,098	0,250	125,54	207,82	155,87	51,96	38,97	131,64

➤ **Calcul du ferrailage :**

Le ferrailage se fait avec le moment maximum en travée et sur appuis du panneau le plus sollicité.

On applique l'organigramme d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple, avec :

$b=100 \text{ cm}$; $h=50 \text{ cm}$; $d=45 \text{ cm}$; $f_e=400 \text{ MPa}$; $f_{c28}=25 \text{ MPa}$; $f_{t28}=2,1 \text{ MPa}$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau X. 22: Ferrailage du panneau le plus sollicité du radier

	Sens	M _u (kNm)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)
Travée	X-X	305,08	16,01	8HA16	16,08
	Y-Y	76.25	5.07	8HA16	16,08
Appui	XX	259.43	9,76	6HA16	12,06
	YY	341,89	11,49	6HA16	12.06

- **Espacement :**

$$\text{Esp} \leq \min (3h ; 33\text{cm}) \rightarrow \text{Esp} \leq \min (150 ; 33)$$

Travée :

- Sens X : $\text{St} \frac{100}{7} = 14,28 < 33 \text{ cm}$
- Sens Y : $\text{St} \frac{100}{7} = 14,28 < 33 \text{ cm}$

On prend $\text{St} = 15 \text{ cm}$

Appui :

- Les deux sens : $\text{St} \frac{100}{5} = 20 < 33 \text{ cm} \rightarrow \text{on prend } \text{St} = 20 \text{ cm}$

- **Vérification nécessaire :**

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{s \min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 5,43 \text{ cm}^2 < 16,08 \text{ cm}^2$$

- **Vérification des contraintes à l'ELS :**

Il faut vérifier que :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} \quad \text{et} \quad \sigma_s < \bar{\sigma}_s$$

Tableau X. 23: Vérification des contraintes de la dalle du radier à l'ELS

	Sens	M _{ser} (kNm)	A _s ^{cal} (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ _s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérif
Travée	x-x	155,87	16,08	5,38	15	136,76	201	Oui
	y-y	51,96	16,08	1,36	15	65.4	201	Oui
App	x-x	131,64	12,06	4,54	15	198,9	201	Oui
	y-y	276,84	12,06	11,6	15	170,5	201	Oui

- **Vérification de la contrainte tangentielle du béton :**

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u = \min (0.1f_{c28} ; 4\text{MPa}) = 2.5 \text{ Mpa}$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$T_u = \frac{q_u L}{2} \rightarrow T_u = \frac{245,73 \times 5,94}{2} \rightarrow T_u = 729,82 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{729,82 \times 10^3}{1000 \times 450} = 1,62 \text{ MPa} < 2,5 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Ferraillage de nervure :**

- **Détermination des efforts :**

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire

$$\text{On a : } M_0 = \frac{qL^2}{8}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0,75M_0$$

$$\text{Sur appui : } M_a = 0,50M_0$$

$$M_0 = \frac{245,73 \times 5,94^2}{8} = 1083,78 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul des armatures :**

Le ferraillage se fait avec le moment maximum en travée et sur appui du panneau le plus sollicité.

On applique l'organigramme d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple, avec :

$$b = 60\text{cm} ; h = 170 \text{ cm} ; d = 153 \text{ cm}$$

Tableau X. 24: Calcul du ferraillage de la nervure.

	sens	M_u (kNm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)
Travée	X-X	389,15	5,42	8HA14	12,31
	Y-Y	812,83	11,54	8HA14	12,31
Appui	X-X	259,43	4,98	8HA14	12,31
	Y-Y	541,90	10,75	8HA14	12,31

• **Vérification nécessaire :**

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{s \text{ min}} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 12,21 \text{ cm}^2 < 15,39 \text{ cm}^2$$

- **Vérification des contraintes à l'ELS :**

Il faut vérifier que :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} \quad \text{et} \quad \sigma_s < \bar{\sigma}_s$$

Tableau X. 25: Vérification des contraintes de la nervure à l'ELS

	Sens	M _{ser} (kNm)	A _s ^{cal} (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ _s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérif
Travée	X-X	198,81	15,39	1,19	15	59	201	Oui
	Y-Y	415,27	15,39	2,78	15	115,3	201	Oui
App	X-X	132,53	15,39	1,07	15	98,12	201	Oui
	Y-Y	276,85	15,39	1,86	15	143,5	201	Oui

- Vérification de la contrainte tangentielle du béton :

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u = \min (0.1f_{c28} ; 4\text{MPa}) = 2,5 \text{ Mpa}$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$T_u = \frac{q_u L}{2} \rightarrow T_u = \frac{245,73 \times 5,94}{2} \rightarrow T_u = 729,82 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{729,82 \times 10^3}{1000 \times 450} = 1,62 \text{ MPa} < 2,5 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

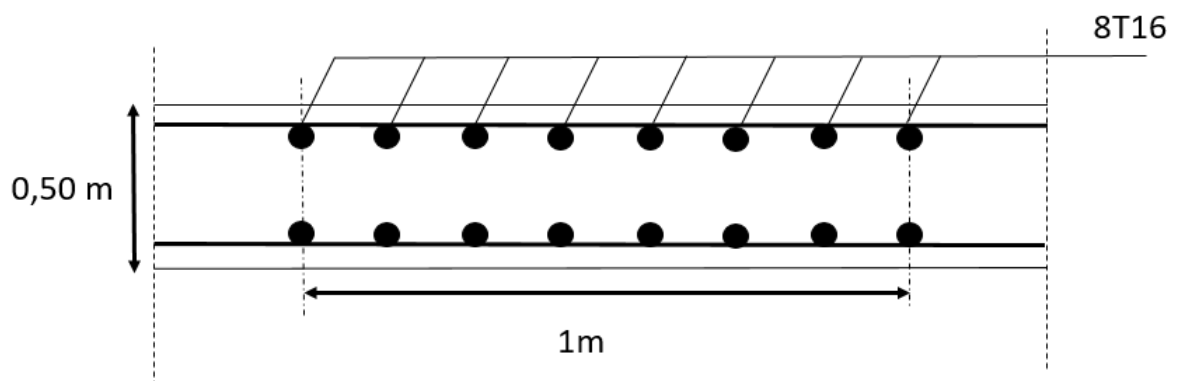
➤ Armatures de peau :

Les armatures de peau sont réparties à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur, leur section est au moins 3cm² par mètre de longueur de paroi mesuré perpendiculaire à leur direction.

Dans notre cas :

$$h = 170 \text{ cm} \rightarrow A_p = 3 \text{ cm}^2/\text{ml} \times 170 \text{ (Fissuration préjudiciable)} \rightarrow A_p = 5,1 \text{ cm}^2$$

On opte pour 6T14 comme armature de peau. $A_p = 9,24 \text{ cm}^2$

Schéma de ferrailage :**Figure X. 23:** Ferrailage de la dalle du radier.

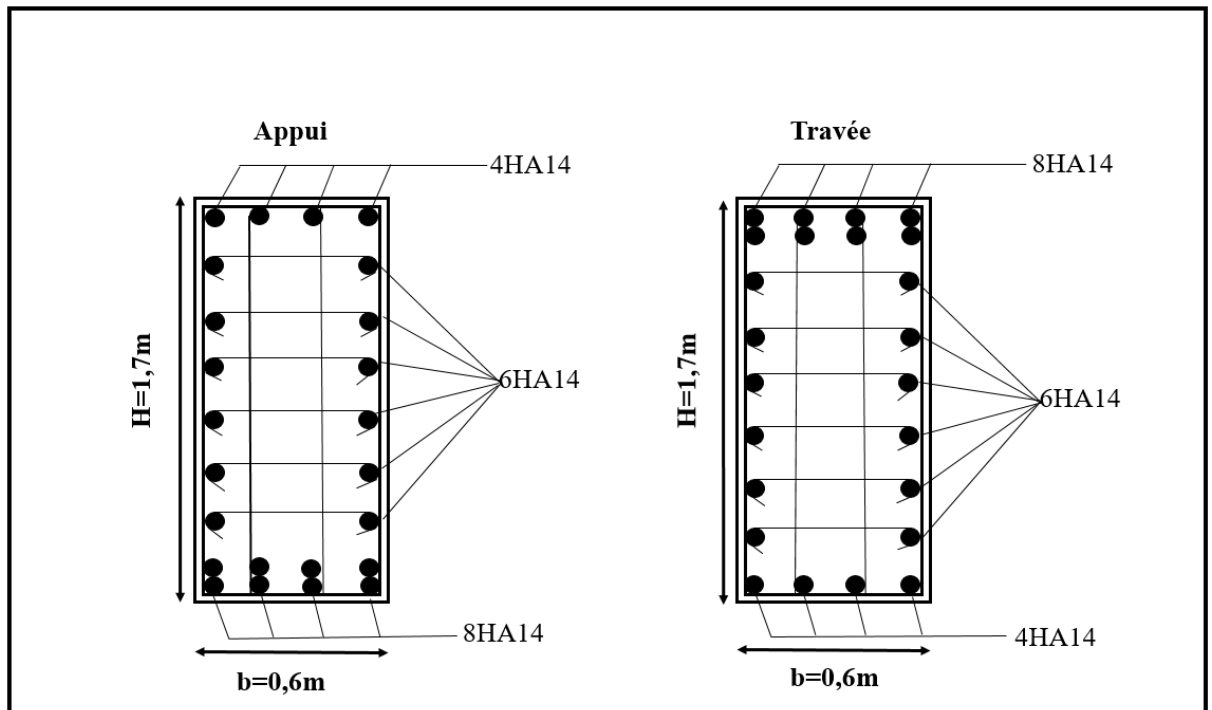


Figure X. 24: Ferrailage de la nervure de 1,7 m.

Conclusion générale

L'étude de cette structure nous a permis d'élargir nos connaissances dans le domaine de la construction qui est un domaine très vaste et d'acquérir de nouvelles connaissances complémentaires nécessaires pour notre formation

Au cours de notre étude, nous sommes parvenus à un certain nombre de conclusions :

- ❖ L'effort normal N très important qui introduit l'utilisation d'un profilé qui n'est pas disponible sur le marché, et difficile à manipuler. Pour éviter ces problèmes, on a utilisé un poteau composé de deux profils
- ❖ Durant notre étude. On a remarqué que l'action sismique est la plus défavorable que celle du vent à cause du poids considérable de la structure
- ❖ Utilisation de l'outil informatique (logiciel ETABS) permet d'obtenir des résultats précis, gagner du temps et faciliter l'étude de la structure
- ❖ Dans notre étude, nous voulions aboutir à un système contreventé type X et V
- ❖ On a pris en compte les types d'assemblage afin d'assurer la transmission des efforts
- ❖ Nous avons mieux compris les principes de conception des structures, la réglementation parasismique algérienne (édition 2024)

Cette étude a été aussi l'occasion d'approfondir nos compétences techniques, d'améliorer notre raisonnement d'ingénieur et de mieux appréhender les exigences et contraintes du monde professionnel. Nous sortons de ce travail plus confiants et mieux préparés à intégrer le domaine du bâtiment et des structures métalliques.

Références bibliographiques

- [1]: Charges permanentes et charges d'exploitation (**DTR B.C 2.2**).
- [2] : Règles de conception et de calcul des structures en acier "CCM 97 ";(Document technique réglementaire **D.T.R-B.C.2.44**).
- [3] Université Saad Dahlab de Blida ; **Guide de rédaction d'un projet de fin d'études**.
- [4] : Règles parasismique Algérienne **RPA version 2024** ; (Document technique réglementaire (**D.T.R-B.C.2.48**)).
- [5]: EC3, Calcul des structures en acier, partie 1-1, règles générales et règles pour les bâtiments.
- [6]: EC4, Conception et dimensionnement des structures mixte acier-béton partie 1-1, règles générales et règles pour les bâtiments.
- [7] : Le BAEL91, D.T.U, Béton armé aux états limites 91, modifié 99.
- [8] : Cours charpente métallique 1, **Mr MENNADI**.
- [9] : EC2, Calcul des structures en béton, partie 1-1, règles générales et règles pour les bâtiments
- [10] : document technique réglementaire algérienne D.T.R-C-2-47 ; REGLEMENT NEIGE ET VENT (RNV99), version 2013.

Annexes

Annexe 1

HI-BOND 55.750



Certificat CSTBat

Identification

Epaisseur t en cm	Masse en kg/m²
0,75	9,30
0,88	10,91
1,00	12,40
1,20	14,88

Manutention - Emballage

Epaisseur t en mm	Masse en kg/ml
0,75	6,97
0,88	8,18
1,00	9,30
1,20	11,16

Valeurs de calcul

Epaisseur t en mm	Epaisseur acier en mm	Aire d'acier en cm²/m	Position fibre neutre v _e en cm	v _e en cm	Mt d'inertie i en cm⁴	Modules de résistance i/v _e	i/v _e
0,75	0,71	11,18	2,75	2,75	57,54	20,92	20,92
0,88	0,84	13,23	2,75	2,75	68,08	24,76	24,76
1,00	0,96	15,12	2,75	2,75	77,80	28,29	28,29
1,20	1,16	18,27	2,75	2,75	94,01	34,19	34,19

PORTÉES ADMISSIBLES AU COULAGE EN MÈTRES

Distances maximales franchissables par la tôle HI-BOND, telles que mesurées selon la figure de la colonne de gauche, admissibles sans 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 admissible du coffrage de 1/180 ème de la portée. Les colonnes de droite indiquent la distance maximale de part et d'autre d'une file d'étais éventuelle.

Portée de coulage	Epaisseur plancher h (cm)	t = 0,75 mm				t = 0,88 mm				t = 1,00 mm				t = 1,20 mm			
		sans étai	étai	sans étai	étai	sans étai	étai	sans étai	étai	sans étai	étai	sans étai	étai	sans étai	étai	sans étai	étai
(acier)	10	2,70		3,35	2,85	3,66	3,39	3,48	2,85	3,81	3,53	3,71	3,02	4,03	3,73	4,06	
Portée = clair + 5 cm	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
(béton)	12	2,51	3,36	3,11	2,95	2,65	3,54	3,28	3,35	2,76	3,69	3,41	3,57	2,93	3,91	3,62	3,91
Portée = clair + 5 cm	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
(bois)	14	2,37	3,17	2,94	2,64	2,50	3,34	3,09	3,01	2,61	3,49	3,23	3,33	2,76	3,70	3,42	3,64
Portée = entraxe	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

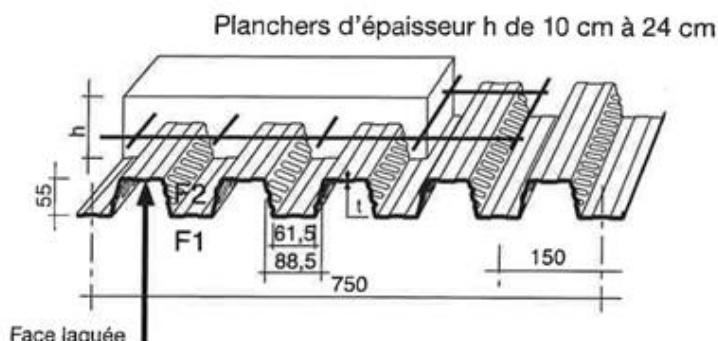
pour les valeurs en italique, l'éclatement du plancher est supérieur à 36

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.

HI-BOND 55.750

UTILISATION

Epaisseur h en cm	Litrage l/m ²	Masse en kg/m ²
10	73	185
11	83	209
12	93	233
13	103	257
14	113	281
15	123	305
16	133	329
17	143	353
18	153	377
19	163	401
20	173	425
22	193	473
24	273	521



Degré Coupe Feu	h = Ep. mini
CF 60 min	11 cm
CF 90 min	13 cm
CF 120 min	14,5 cm

Béton masse volumique 2400 kg/m³

Les planchers avec une exigence Coupe-Feu de degré CF 60 min ou davantage doivent être capables de limiter l'échauffement en surface non exposée et présenter une épaisseur minimale selon le tableau ci-contre.

Le poids propre du plancher n'est pas à déduire des valeurs de charges admissibles données dans les tableaux.

CHARGES ADMISSIBLES SUR LE PLANCHER EN daN/m²

Charges statiques comprenant les charges permanentes ajoutées et d'exploitation

t = 0,75 mm

h cm	2,00	2,20	2,40	2,50	2,60	2,80	3,00	3,20	3,40	3,60	3,80	4,00	4,20	4,40	4,60	4,80	5,00	5,20	5,40	5,60
10	1324	1146	1006	947	895	645	571	485												
11	1493	1293	1136	1070	830	730	647	578	518	368										
12	1662	1441	1267	1193	927	816	724	647	581	525	371									
13	1832	1589	1396	1095	1024	902	801	716	643	581	520	370	250							
14	2003	1738	1285	1199	1122	989	878	785	708	638	580	508	386	250	155					
15	2174	1887	1397	1304	1220	1075	956	855	769	696	632	576	495	359	247	154				
16	2346	2037	1509	1409	1318	1163	1034	925	833	753	684	624	571	479	349	319	231	156		
18	2691	2007	1735	1620	1516	1336	1190	1066	960	869	790	720	659	539	478	432	391	312	229	167
20	3038	2268	1961	1832	1715	1514	1348	1207	1088	985	896	818	744	600	543	492	445	403	364	328
22	3386	2530	2189	2045	1915	1692	1506	1350	1217	1102	1003	924	844	744	672	609	551	499	452	409
24	3272	2793	2417	2259	2116	1870	1665	1493	1346	1220	1011	912	823	745	675	611	554	502	454	414

h cm	2,00	2,20	2,40	2,50	2,60	2,80	3,00	3,20	3,40	3,60	3,80	4,00	4,20	4,40	4,60	4,80	5,00	5,20	5,40	5,60
10																				
11	1525	1369	1238	1180	1127	1031	947	872	806	622	569									
12	1711	1536	1389	1324	1264	1157	1062	979	785	696	636	584	526							
13	1897	1702	1540	1488	1402	1282	1178	1086	846	770	704	647	597	539	430					
14	2083	1869	1691	1612	1539	1406	1294	1011	927	844	773	710	655	606	548	442	353			
15	2268	2036	1842	1756	1677	1534	1410	1100	1009	919	841	773	714	661	613	555	450	380	316	
16	2454	2203	1993	1900	1814	1660	1525	1189	1091	994	910	837	773	715	664	535	492	454	400	327
18	2826	2537	2295	2188	2089	1912	1519	1369	1256	1145	1049	965	891	732	672	617	558	524	483	446
20	3197	2870	2597	2476	2364	1870	1719	1550	1421	1296	1188	1093	906	830	662	700	645	595	549	507
22	3569	3204	2899	2764	2639	2100	1919	1731	1588	1449	1328	1109	1013	928	852	784	722	666	615	568
24	3941	3539	3201	3052	2914	2320	2120	1913	1755	1602	1345	1226	1120	1027	943	868	800	738	681	633

monopanel

Rue Géo Lulbéry - BP 103 - 02301 Craunay Cedex - Tél. : 03 23 40 66 66 - Fax : 03 23 40 66 88
Internet : www.monopanel.fr

La société se réserve le droit d'apporter toutes améliorations ou modifications rendues nécessaires, à tout moment et sans préavis. - Imo, Cif - janvier 2015

HI-BOND 55.750

CHARGES ADMISSIBLES SUR LE PLANCHER EN daN/m²

Charges statiques comprenant les charges permanentes ajoutées et d'exploitation

t = 0,88 mm

h cm	2,00	2,20	2,40	2,50	2,60	2,80	3,00	3,20	3,40	3,60	3,80	4,00	4,20	4,40	4,60	4,80	5,00	5,20	5,40	5,60
10	1436	1238	1083	1018	959	859	813	544												
11	1818	1395	1221	1148	1083	785	694	618	553	417										
12	1798	1553	1360	1279	1207	876	775	691	619	558	422									
13	1981	1711	1500	1411	1102	968	857	764	685	618	559	422	290							
14	2165	1871	1640	1544	1207	1060	939	838	752	678	614	558	419	291	186					
15	2349	2031	1781	1404	1312	1153	1022	912	818	738	669	609	556	413	289	187				
16	2533	2191	1628	1517	1417	1246	1105	986	885	799	725	659	602	549	404	285	185			
18	2904	2513	1870	1743	1629	1433	1271	1136	1020	922	836	761	695	637	585	513	421	359	267	188
20	3277	2452	2113	1970	1842	1621	1439	1286	1156	1054	948	864	789	724	665	528	479	434	392	355
22	3651	2734	2357	2199	2056	1811	1608	1437	1293	1168	1061	967	884	722	654	592	537	487	441	399
24	4027	3018	2603	2428	2271	2001	1777	1589	1430	1293	1174	1070	884	800	724	657	596	540	489	443

h cm	2,00	2,20	2,40	2,50	2,60	2,80	3,00	3,20	3,40	3,60	3,80	4,00	4,20	4,40	4,60	4,80	5,00	5,20	5,40	5,60
10																				
11	1524	1368	1237	1179	1126	1030	947	873	807	747	605									
12	1710	1535	1388	1324	1264	1156	1063	980	906	742	677	620	570							
13	1896	1702	1539	1468	1401	1282	1179	1087	1005	820	748	686	631	583	487					
14	2081	1866	1690	1612	1539	1408	1294	1194	988	899	821	753	693	640	593	500	402			
15	2267	2035	1841	1756	1677	1535	1410	1301	1075	978	893	819	755	697	646	600	511	414	331	
16	2453	2202	1992	1900	1814	1661	1526	1268	1162	1057	966	886	817	755	700	650	606	519	423	372
18	2825	2536	2295	2188	2089	1913	1758	1459	1337	1217	1112	1021	941	870	807	750	609	561	518	478
20	3196	2870	2597	2476	2365	2165	1836	1651	1494	1378	1260	1157	1067	987	915	750	690	637	588	543
22	3568	3204	2899	2764	2640	2417	2050	1844	1669	1539	1408	1293	1193	894	912	839	773	713	658	608
24	3940	3537	3201	3053	2915	1932	2265	2038	1845	1701	1557	1430	1201	1100	1010	929	855	789	729	674

CHARGES ADMISSIBLES SUR LE PLANCHER EN daN/m²

Charges statiques comprenant les charges permanentes ajoutées et d'exploitation

t = 1,00 mm

h cm	2,00	2,20	2,40	2,50	2,60	2,80	3,00	3,20	3,40	3,60	3,80	4,00	4,20	4,40	4,60	4,80	5,00	5,20	5,40	5,60
10	1538	1322	1153	1083	1019	910	852	579												
11	1730	1488	1299	1220	1149	1027	737	655	586	459										
12	1924	1656	1446	1358	1280	932	823	732	655	589	466									
13	2118	1824	1594	1498	1411	1030	909	809	724	652	589	468	324							
14	2313	1993	1742	1637	1543	1127	996	887	794	715	647	587	466	327	213					
15	2509	2162	1891	1777	1397	1225	1083	965	864	778	704	640	583	461	326	215				
16	2705	2332	2041	1617	1509	1324	1171	1043	935	842	762	693	632	577	452	322	214	123		
18	3100	2674	1995	1857	1734	1522	1347	1201	1077	971	879	799	729	667	612	562	429	305	205	215
20	3497	3017	2253	2099	1960	1721	1524	1359	1220	1100	997	907	828	758	695	639	589	462	419	379
22	3895	3362	2514	2341	2187	1921	1702	1519	1363	1230	1115	1015	927	849	779	719	630	572	519	470
24	4295	3728	2775	2585	2415	2123	1881	1679	1508	1361	1234	1123	1026	940	871	809	711	654	592	543

h cm	2,00	2,20	2,40	2,50	2,60	2,80	3,00	3,20	3,40	3,60	3,80	4,00	4,20	4,40	4,60	4,80	5,00	5,20	5,40	5,60
10																				
11	1523	1367	1236	1179	1125	1030	946	873	807	748	676									
12	1709	1534	1387	1323	1263	1158	1063	980	906	840	714	653	600							
13	1895	1701	1536	1467	1401	1282	1179	1087	1006	887	790	723	664	612	536					
14	2080	1867	1690	1611	1538	1408	1295	1194	1105	949	865	792	728	672	621	552	445			
15	2266	2034	1841	1755	1676	1534	1411	1301	1204	1033	941	862	793	731	677	628	565	459	368	
16	2452	2201	1992	1899	1814	1660	1527	1409	1211	1116	1018	933	858	791	733	680	633	574	470	380
18	2824	2535	2294	2188	2089	1913	1759	1543	1393	1284	1172	1074	988	912	845	785	730	681	637	507
20	3196	2869	2596	2476	2365	2165	1991	1745	1576	1453	1327	1216	1120	1034	958	890	829	675	623	578
22	3567	3203	2899	2764	2640	2417	2171	1949	1761	1623	1482	1359	1252	1156	1072	890	819	756	698	645
24	3939	3537	3201	3053	2915	2670	2398	2153	1946	1794	1639	1503	1384	1279	1071	985	907	837	773	714

HI-BOND 55.750

CHARGES ADMISSIBLES SUR LE PLANCHER EN daN/m²

Charges statiques comprenant les charges permanentes ajoutées et d'exploitation

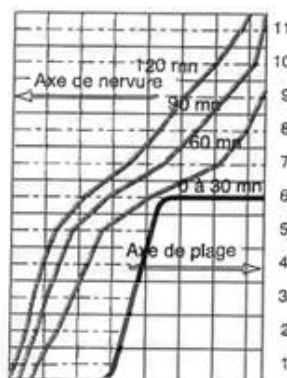
t = 1,20 mm

h cm	2,00	2,20	2,40	2,50	2,60	2,80	3,00	3,20	3,40	3,60	3,80	4,00	4,20	4,40	4,60	4,80	5,00	5,20	5,40	5,60
10	1649	1462	1270	1190	1118	995	894	836												
11	1878	1643	1429	1339	1259	1121	1007	718	640	525										
12	2107	1836	1589	1490	1401	1248	904	801	715	641	536									
13	2336	2010	1750	1641	1543	1375	998	885	790	709	639	540	378							
14	2559	2195	1912	1793	1686	1239	1092	969	866	777	701	635	540	383	256					
15	2774	2380	2074	1949	1830	1346	1187	1054	942	846	764	692	629	536	384	260				
16	2990	2566	2237	2098	1974	1454	1282	1139	1018	915	826	749	682	622	526	382	261	159		
18	3424	2941	2564	2406	1909	1670	1474	1310	1172	1054	952	864	787	718	659	604	508	370	254	156
20	3861	3317	2893	2313	2157	1888	1667	1483	1327	1194	1079	980	892	815	747	686	631	581	536	495
22	4299	3694	2775	2580	2406	2107	1861	1658	1483	1335	1207	1098	999	913	837	769	707	652	602	471
24	4739	4074	3062	2848	2656	2327	2056	1830	1639	1478	1335	1213	1108	1011	927	852	785	734	678	523

h cm	2,00	2,20	2,40	2,50	2,60	2,80	3,00	3,20	3,40	3,60	3,80	4,00	4,20	4,40	4,60	4,80	5,00	5,20	5,40	5,60
10																				
11	1521	1365	1234	1177	1124	1029	945	872	807	748	677									
12	1707	1532	1386	1321	1262	1155	1062	980	906	841	781	709	650							
13	1893	1699	1537	1465	1399	1281	1178	1087	1006	933	867	784	719	661	610					
14	2078	1866	1688	1610	1537	1407	1294	1194	1105	1025	941	859	788	725	669	620	512			
15	2264	2033	1839	1754	1675	1534	1410	1302	1205	1118	1023	934	857	789	729	675	627	529	428	
16	2450	2200	1990	1898	1813	1660	1528	1409	1304	1192	1105	1010	927	854	789	731	679	632	543	443
18	2822	2534	2293	2187	2088	1912	1759	1624	1515	1372	1272	1163	1067	969	909	842	783	729	680	636
20	3194	2868	2595	2475	2364	2165	1991	1838	1714	1582	1439	1316	1209	1114	1030	955	888	827	772	722
22	3566	3202	2898	2793	2639	2417	2224	2071	1914	1734	1607	1470	1351	1245	1152	1068	994	926	865	796
24	3937	3536	3200	3052	2915	2670	2456	2289	2114	1916	1776	1626	1494	1378	1274	1182	1100	915	846	782

DONNÉES POUR LES CALCULS DE RÉSISTANCE AU FEU

Coffrage à froid et après exposition au feu



N° tranche	Largeur équivalente : $\Phi_{e,b}$ (cm / m)			
	CF 30 min	CF 60 min	CF 90 min	CF 120 min
11	100	100	98,43	89,61
10	100	100	94,43	79,68
9	100	97,90	84,14	67,82
8	100	91,28	72,77	58,04
7	100	81,70	59,95	45,86
6	79,00	54,50	37,93	27,93
5	55,73	35,94	23,20	17,10
4	52,40	29,90	18,36	12,96
3	49,20	24,32	14,28	9,18
2	45,87	17,28	10,08	5,76
1	42,67	10,80	5,40	2,40

Température des aciers

Coefficients de la formule générale: $T = T_0 \cdot (1 - u / u_0)$ avec T et T_0 en °C, u et u_0 en mm

Degré CF min	T_0 °C	u_0 mm
60 min	703	111
90 min	898	126,2
120 min	1060	140,3

Annexe 2

Photos de sondage in-situ



*Sondage carotté
profondeur de 0,00 m à 4,00 m*



*Sondage carotté
profondeur de 4,00 m à 9,00 m*



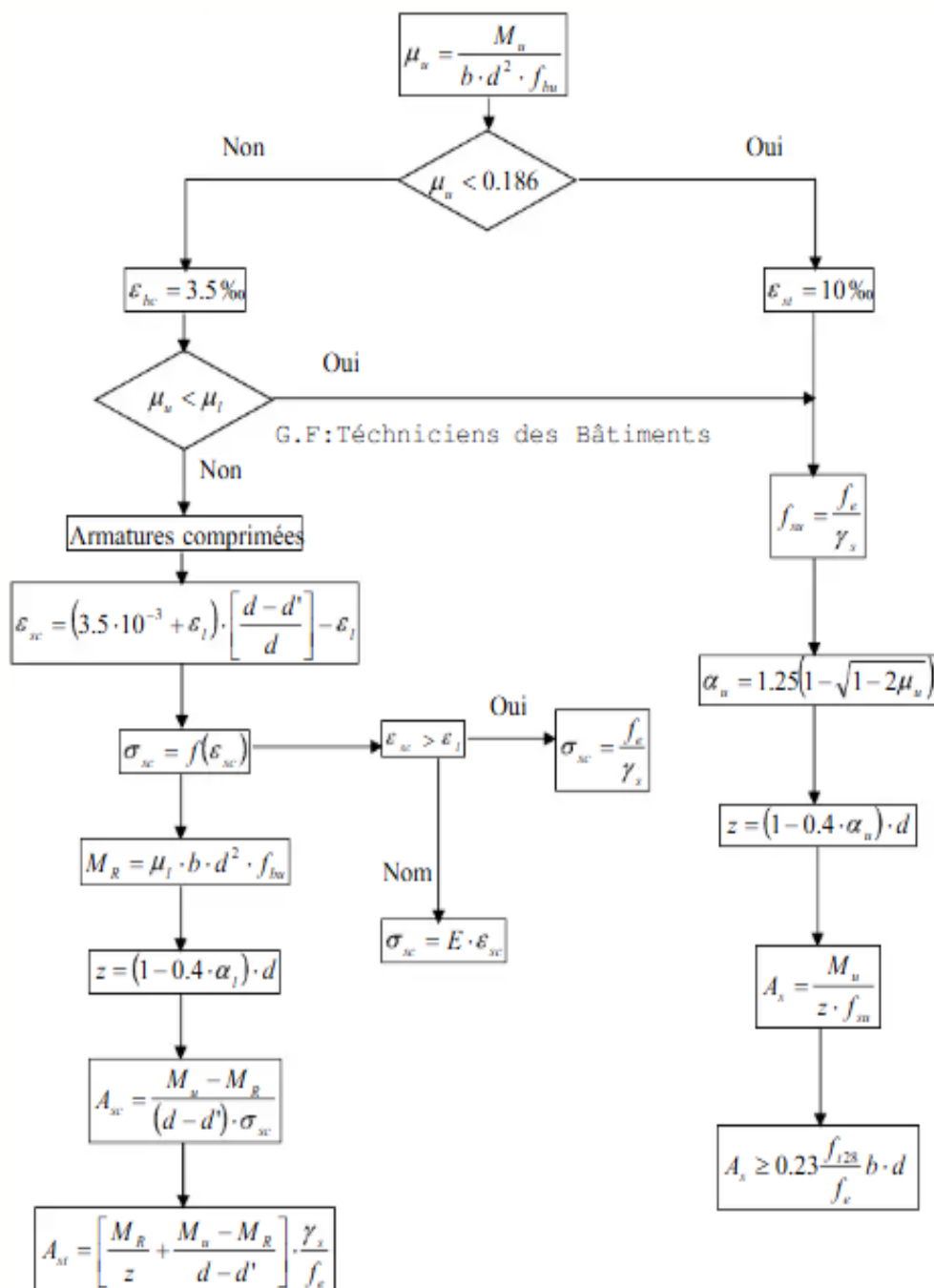
*Sondage carotté
profondeur de 9,00 m à 14,00 m*

Figure IX. 7: Photos des caisses du sondage carotté.

Annexe 3

FLEXION SIMPLE (E.L.U.) SECTION RECTANGULAIRE

Données : M_u ; b ; d ; d' ; f_{c28} ; f_e



Avec $\epsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s \cdot E}$; $E = 2.10^5 \text{ MPa}$; $\alpha_l = \frac{3.5}{3.5 + 1000\epsilon_l}$; $\mu_l = 0.8\alpha_l(1 - 0.4\alpha_l)$

Annexe 4

Matériau

Acier , S275
Béton C25/30

Poutres poteaux contreventement

No m	Section transversale	β – Direc tion [°]	γ – An gle [°]	α – Rotat ion [°]	Décal age ex [mm]	Décal age ey [mm]	Décal age ez [mm]	Effo rts dans
3	3 - General	0.0	0.0	0.0	600	0	0	Posit ion
32	7 - IPE450	0.0	0.0	0.0	0	0	0	Posit ion
61	6 - IPE330	0.0	0.0	0.0	0	0	60	Posit ion
20 63	2 - TUBO160X160X16(BoxFl 160x(160/160))	0.0	0.0	0.0	0	0	150	Posit ion
20 66	2 - TUBO160X160X16(BoxFl 160x(160/160))	0.0	0.0	0.0	0	0	0	Posit ion

Sections transversales

Nom	Matériau
3 - General	S275, S275, S275
7 - IPE450	S275
6 - IPE330	S275
2 - TUBO160X160X16(BoxFl160x(160/160))	S275

Sections transversals

Nom	Matériaux	Dessin
3 - General	S275, S275, S275	
7 - IPE450	S275	
6 - IPE330	S275	
2 - TUBO160X160X16(BoxFl160x(160/160))	S275	

Boulons

Nom	Groupe de boulons	Diamètre [mm]	fu [MPa]	Superficie brute [mm ²]
M24 8.8	M24 8.8	24	800.0	452
M20 8.8	M20 8.8	20	800.0	314

Chargements (efforts en équilibre)

Nom	Élément	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
G+0,3Q-EX-0,3EY(1)	3	5319.1	-14.5	41.4	0.0	-25.2	-17.5
	32	0.0	0.0	-18.5	0.0	-63.2	0.0
	61	0.0	0.0	11.8	0.0	-19.6	0.0
	2063	406.9	0.0	0.6	0.0	0.0	0.0
	2066	-778.2	0.0	-1.7	0.0	0.0	0.0
G+0,3Q+EX+0,3EY(2)	3	-3334.1	23.7	-41.4	0.0	26.1	-4.2
	32	0.0	0.0	-47.9	0.0	12.9	0.0
	61	0.0	0.0	-13.7	0.0	18.8	0.0
	2063	-193.1	0.0	-1.4	-0.1	0.0	0.0
	2066	600.1	-0.1	0.2	0.0	0.0	0.0
G+0,3Q-EY-0,3EX(3)	3	2782.9	-46.3	17.8	0.0	-10.6	-24.0
	32	0.0	0.0	-2.3	0.0	-105.1	0.0
	61	0.0	0.0	4.1	0.0	-8.0	0.0
	2063	273.8	0.0	0.0	0.2	0.0	0.0
	2066	-356.3	0.1	-1.1	0.0	0.0	0.0
G+0,3Q+EY+0,3EX(4)	3	-797.8	55.6	-17.8	0.0	11.5	2.3
	32	0.0	0.0	-64.1	0.0	54.8	0.0
	61	0.0	0.0	-6.0	0.0	7.2	0.0
	2063	-60.0	0.0	-0.8	-0.3	0.0	0.0
	2066	178.2	-0.1	-0.4	0.0	0.0	0.0
ELU(5)	3	1509.0	7.3	0.1	0.0	0.7	-17.2
	32	0.0	0.0	-52.4	0.0	-39.6	0.0
	61	0.0	0.0	-1.3	0.0	-0.6	0.0
	2063	162.6	0.0	-0.5	-0.1	0.0	0.0
	2066	-135.2	0.0	-1.0	0.0	0.0	0.0

Vérification

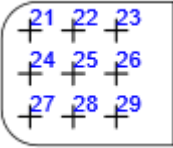
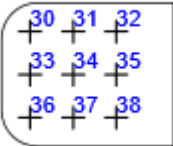
Platines

Nom	Épaisseur [mm]	Charges	σ_{Ed} [MPa]	ϵ_{Pl} [%]	σ_{Ced} [MPa]	Résultat
3-bfl 1	29.0	G+0,3Q-EX-0,3EY(1)	193.5	0.0	14.6	OK
3-tfl 1	29.0	G+0,3Q-EX-0,3EY(1)	202.6	0.0	0.0	OK
3-w 1	15.0	G+0,3Q-EX-0,3EY(1)	232.3	0.0	0.0	OK
3-tfl 2	24.0	G+0,3Q-EX-0,3EY(1)	86.3	0.0	0.0	OK
3-w 2	12.5	G+0,3Q-EX-0,3EY(1)	174.4	0.0	0.0	OK
3-tfl 3	24.0	G+0,3Q-EY-0,3EX(3)	117.8	0.0	22.7	OK
3-w 3	12.5	G+0,3Q-EX-0,3EY(1)	176.1	0.0	0.0	OK
32-bfl 1	14.6	G+0,3Q-EY-0,3EX(3)	101.4	0.0	0.0	OK
32-tfl 1	14.6	G+0,3Q-EY-0,3EX(3)	127.2	0.0	0.0	OK
32-w 1	9.4	G+0,3Q-EY-0,3EX(3)	103.4	0.0	0.0	OK
61-bfl 1	11.5	G+0,3Q-EX-0,3EY(1)	70.0	0.0	0.0	OK
61-tfl 1	11.5	G+0,3Q-EX-0,3EY(1)	95.6	0.0	0.0	OK
61-w 1	7.5	G+0,3Q-EX-0,3EY(1)	151.9	0.0	0.0	OK
2063-tfl 1	16.0	G+0,3Q-EX-0,3EY(1)	160.5	0.0	0.0	OK
2063-bfl 1	16.0	G+0,3Q-EX-0,3EY(1)	163.6	0.0	0.0	OK
2063-w 1	16.0	G+0,3Q-EX-0,3EY(1)	72.8	0.0	0.0	OK
2063-w 2	16.0	G+0,3Q-EX-0,3EY(1)	73.2	0.0	0.0	OK
2066-tfl 1	16.0	G+0,3Q-EX-0,3EY(1)	275.4	0.2	0.0	OK
2066-bfl 1	16.0	G+0,3Q-EX-0,3EY(1)	275.2	0.1	0.0	OK
2066-w 1	16.0	G+0,3Q-EX-0,3EY(1)	264.9	0.0	0.0	OK
2066-w 2	16.0	G+0,3Q-EX-0,3EY(1)	263.9	0.0	0.0	OK
EP1	15.0	G+0,3Q-EY-0,3EX(3)	275.0	0.0	40.4	OK
ÉLAR1a	12.0	G+0,3Q-EY-0,3EX(3)	78.1	0.0	0.0	OK
ÉLAR1b	10.0	G+0,3Q-EY-0,3EX(3)	85.1	0.0	0.0	OK
EP2	15.0	G+0,3Q-EX-0,3EY(1)	58.8	0.0	24.6	OK
CPL1a	15.0	G+0,3Q+EX+0,3EY(2)	268.8	0.0	7.8	OK
CPL1b	15.0	G+0,3Q-EX-0,3EY(1)	275.3	0.1	0.0	OK
CPL1c	15.0	G+0,3Q-EX-0,3EY(1)	211.8	0.0	9.7	OK
CPL1d	15.0	G+0,3Q-EX-0,3EY(1)	211.9	0.0	9.8	OK
CPL2a	15.0	G+0,3Q-EX-0,3EY(1)	159.9	0.0	4.7	OK
CPL2b	15.0	G+0,3Q-EX-0,3EY(1)	105.4	0.0	0.0	OK
CPL2c	15.0	G+0,3Q-EX-0,3EY(1)	125.3	0.0	4.7	OK
CPL2d	15.0	G+0,3Q-EX-0,3EY(1)	124.3	0.0	4.8	OK

Données de conception

Matériau	f_y [MPa]	ϵ_{lim} [%]
S275	275.0	5.0

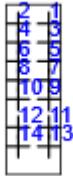
Boulons

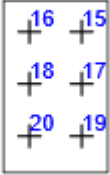
	Nom	Charges	F _{t,Ed} [kN]	V [kN]	U _t [%]	F _{b,Rd} [kN]	U _{t,s} [%]	U _{t,s} [%]	Résultat
	B21	G+0,3Q-EX-0,3EY(1)	2.1	43.5	1.5	202.3	46.2	47.3	OK
	B22	G+0,3Q-EX-0,3EY(1)	1.7	42.3	1.2	144.1	58.7	45.9	OK
	B23	G+0,3Q-EX-0,3EY(1)	5.0	43.6	3.6	144.1	60.4	48.9	OK
	B24	G+0,3Q-EX-0,3EY(1)	2.2	42.8	1.6	218.6	45.5	46.6	OK
	B25	G+0,3Q-EX-0,3EY(1)	1.7	41.1	1.2	144.1	57.0	44.6	OK
	B26	G+0,3Q-EX-0,3EY(1)	4.7	42.2	3.3	144.1	58.5	47.2	OK
	B27	G+0,3Q-EX-0,3EY(1)	2.2	45.3	1.6	213.7	48.2	49.3	OK
	B28	G+0,3Q-EX-0,3EY(1)	1.7	44.0	1.2	144.1	60.9	47.6	OK
	B29	G+0,3Q-EX-0,3EY(1)	5.1	45.2	3.6	144.1	62.7	50.7	OK
	B30	G+0,3Q-EX-0,3EY(1)	1.1	22.6	0.8	190.7	24.0	24.6	OK
	B31	G+0,3Q-EX-0,3EY(1)	0.9	22.4	0.6	144.1	30.9	24.2	OK
	B32	G+0,3Q-EX-0,3EY(1)	2.6	23.2	1.8	144.1	32.0	26.0	OK
	B33	G+0,3Q-EX-0,3EY(1)	1.1	22.2	0.8	218.6	23.5	24.1	OK
	B34	G+0,3Q-EX-0,3EY(1)	0.9	21.6	0.6	144.1	29.8	23.4	OK
	B35	G+0,3Q-EX-0,3EY(1)	2.6	22.2	1.9	144.1	30.6	24.9	OK
	B36	G+0,3Q-EX-0,3EY(1)	1.1	23.4	0.8	198.2	24.9	25.5	OK
	B37	G+0,3Q-EX-0,3EY(1)	0.9	23.1	0.6	144.1	31.9	25.0	OK
	B38	G+0,3Q-EX-0,3EY(1)	2.7	23.8	1.9	144.1	33.0	26.7	OK

Données de conception

Nom	F _{t,Rd} [kN]	B _{p,Rd} [kN]	F _{v,Rd} [kN]
M20 8.8 - 1	141.1	309.0	94.1

Boulons précontraints

	No m	Grou pe de boulo ns	Charges	F _{t,E d} [kN]	V [kN]	B _{p,Rd} [kN]	F _{t,Rd} [kN]	F _{s,R d} [kN]	U _t [%]	U _{t,s} [%]	Résult at
	B1	M24 8.8 - 2	G+0,3Q-EY- 0,3EX(3)	70. 7	26. 3	369. 5	203. 3	33. 9	34. 8	77. 6	OK
	B2	M24 8.8 - 2	G+0,3Q-EY- 0,3EX(3)	72. 6	25. 9	369. 5	203. 3	33. 5	35. 7	77. 3	OK
	B3	M24 8.8 - 2	G+0,3Q+EY+0,3E X(4)	1.0	9.9	369. 5	203. 3	47. 3	0.5	21. 0	OK
	B4	M24 8.8 - 2	G+0,3Q+EY+0,3E X(4)	1.0	9.4	369. 5	203. 3	47. 2	0.5	20. 0	OK
	B5	M24 8.8 - 2	G+0,3Q-EY- 0,3EX(3)	23. 8	8.5	369. 5	203. 3	42. 9	11. 7	19. 8	OK
	B6	M24 8.8 - 2	G+0,3Q+EY+0,3E X(4)	3.3	7.0	369. 5	203. 3	46. 8	1.6	14. 9	OK
	B7	M24 8.8 - 2	G+0,3Q+EY+0,3E X(4)	8.7	8.4	369. 5	203. 3	45. 8	4.3	18. 2	OK
	B8	M24 8.8 - 2	G+0,3Q+EY+0,3E X(4)	8.5	7.7	369. 5	203. 3	45. 8	4.2	16. 8	OK
	B9	M24 8.8 - 2	G+0,3Q+EY+0,3E X(4)	22. 6	20. 3	369. 5	203. 3	43. 1	11. 1	47. 2	OK
	B10	M24 8.8 - 2	G+0,3Q+EY+0,3E X(4)	22. 7	19. 8	369. 5	203. 3	43. 1	11. 1	46. 0	OK

	B11	M24 8.8 - 2	G+0,3Q+EY+0,3EX(4)	34.4	16.0	369.5	203.3	40.8	16.9	39.2	OK
	B12	M24 8.8 - 2	G+0,3Q+EY+0,3EX(4)	34.1	17.7	369.5	203.3	40.9	16.8	43.2	OK
	B13	M24 8.8 - 2	G+0,3Q-EY-0,3EX(3)	3.6	35.3	369.5	203.3	46.8	1.7	75.4	OK
	B14	M24 8.8 - 2	G+0,3Q-EY-0,3EX(3)	4.3	27.4	369.5	203.3	46.6	2.1	58.7	OK
	B15	M24 8.8 - 2	G+0,3Q-EX-0,3EY(1)	0.1	27.7	369.5	203.3	47.4	0.1	58.5	OK
	B16	M24 8.8 - 2	G+0,3Q-EX-0,3EY(1)	0.3	29.1	369.5	203.3	47.4	0.1	61.3	OK
	B17	M24 8.8 - 2	G+0,3Q+EX+0,3EY(2)	13.5	13.0	369.5	203.3	44.9	6.6	28.9	OK
	B18	M24 8.8 - 2	G+0,3Q-EX-0,3EY(1)	1.2	14.0	369.5	203.3	47.2	0.6	29.6	OK
	B19	M24 8.8 - 2	G+0,3Q-EY-0,3EX(3)	0.4	11.1	369.5	203.3	47.4	0.2	23.3	OK
	B20	M24 8.8 - 2	G+0,3Q-EY-0,3EX(3)	0.5	8.5	369.5	203.3	47.4	0.2	18.0	OK

Soudures (Redistribution plastique)

Éléme nt	Bord	Ép. gorge [mm]	Longu eur [mm]	Charges	$\sigma_{w,Ed}$ [MP a]	ε_{pl} [%]	$\sigma_{\perp}$ [MP a]	$\tau_{\parallel}$ [MP a]	$\tau_{\perp}$ [MP a]	Ut [%]	Ut _c [%]	Résul tat
EP1	32-bfl 1	▲8.0 ▲	190	G+0,3Q+EY+0,3EX(4)	51.0	0.0	20.9	9.3	25.2	12.6	7.8	OK
		▲8.0 ▲	190	G+0,3Q+EY+0,3EX(4)	59.8	0.0	30.8	15.3	-25.4	14.8	9.2	OK
EP1	32-tfl 1	▲8.0 ▲	190	G+0,3Q+EY+0,3EX(4)	100.1	0.0	-57.0	-1.3	-47.5	24.7	15.7	OK
		▲8.0 ▲	190	G+0,3Q-EY-0,3EX(3)	112.3	0.0	73.1	40.6	-27.9	27.8	20.1	OK
EP1	32-w 1	▲8.0 ▲	435	G+0,3Q-EY-0,3EX(3)	84.4	0.0	39.3	-23.6	36.0	20.8	9.7	OK
		▲8.0 ▲	435	G+0,3Q-EY-0,3EX(3)	89.8	0.0	35.6	27.3	-39.0	22.2	9.9	OK
EP1	ÉLAR 1a	▲8.0 ▲	250	G+0,3Q-EY-0,3EX(3)	98.5	0.0	-49.8	9.6	-48.1	24.3	12.7	OK
		▲8.0 ▲	250	G+0,3Q-EY-0,3EX(3)	102.2	0.0	-49.0	-9.7	50.9	25.3	12.5	OK
32-bfl 1	ÉLAR 1a	▲8.0 ▲	500	G+0,3Q-EY-0,3EX(3)	35.0	0.0	-7.2	-18.4	-7.1	8.6	5.8	OK
		▲8.0 ▲	500	G+0,3Q-EY-0,3EX(3)	34.8	0.0	-7.4	18.1	7.5	8.6	5.7	OK
ÉLAR 1b	ÉLAR 1a	▲8.0 ▲	559	G+0,3Q-EY-0,3EX(3)	40.1	0.0	-5.5	21.9	-6.8	9.9	2.7	OK
		▲8.0 ▲	559	G+0,3Q-EY-0,3EX(3)	40.4	0.0	-6.1	-22.5	4.9	10.0	2.7	OK
EP1	ÉLAR 1b	▲8.0 ▲	190	G+0,3Q-EY-0,3EX(3)	75.8	0.0	0.6	-10.4	-42.5	18.7	14.8	OK
		▲8.0 ▲	190	G+0,3Q-EY-0,3EX(3)	47.0	0.0	-35.8	7.0	-16.2	11.6	9.2	OK

32-bfl 1	ÉLAR 1b	▲8.0 ■	190	G+0,3Q-EY- 0,3EX(3)	142. 8	0. 0	-3.3	53.1	- 63.0	35. 3	27. 4	OK
		▲8.0 ■	190	G+0,3Q-EY- 0,3EX(3)	29.2	0. 0	- 13.8	-6.4	13.4	7.2	6.6	OK
EP2	61-bfl 1	▲8.0 ■	160	G+0,3Q-EX- 0,3EY(1)	43.6	0. 0	- 34.2	-5.6	- 14.6	11. 0	8.1	OK
		▲8.0 ■	160	G+0,3Q-EX- 0,3EY(1)	38.2	0. 0	-1.6	-5.9	21.2	9.4	5.1	OK
EP2	61-tfl 1	▲8.0 ■	160	G+0,3Q-EX- 0,3EY(1)	67.9	0. 0	0.2	- 10.4	- 37.8	16. 8	8.0	OK
		▲8.0 ■	160	G+0,3Q-EX- 0,3EY(1)	66.6	0. 0	- 54.7	- 14.4	16.6	17. 7	10. 4	OK
EP2	61-w 1	▲8.0 ■	319	G+0,3Q-EX- 0,3EY(1)	71.8	0. 0	- 18.6	35.5	- 18.5	17. 7	11. 6	OK
		▲8.0 ■	319	G+0,3Q-EX- 0,3EY(1)	70.6	0. 0	- 18.6	- 34.5	18.7	17. 4	11. 5	OK
3-bfl 1	CPL1 a	▲8.0 ■	350	G+0,3Q-EX- 0,3EY(1)	219. 1	0. 0	- 49.5	- 112. 8	- 49.7	54. 1	32. 1	OK
		▲8.0 ■	350	G+0,3Q-EX- 0,3EY(1)	219. 8	0. 0	- 48.8	113. 8	48.5	54. 3	32. 3	OK
61-tfl 1	CPL1 a	▲8.0 ■	335	G+0,3Q-EX- 0,3EY(1)	198. 4	0. 0	- 29.1	- 109. 3	29.8	49. 0	27. 7	OK
		▲8.0 ■	335	G+0,3Q-EX- 0,3EY(1)	198. 7	0. 0	- 29.9	109. 6	- 29.2	49. 1	27. 8	OK
CPL1 b	CPL1 c	▲8.0	200	G+0,3Q-EX- 0,3EY(1)	404. 1	4. 6	- 203. 3	- 11.4	- 201. 3	99. 8	91. 3	OK
CPL1 b	CPL1 d	▲8.0	200	G+0,3Q-EX- 0,3EY(1)	404. 1	4. 6	- 203. 4	11.4	201. 3	99. 9	91. 6	OK
CPL1 b	2066- tfl 1	▲10. 0■	160	G+0,3Q-EX- 0,3EY(1)	305. 8	0. 0	- 112. 5	- 33.3	- 160. 8	75. 6	42. 1	OK
		▲10. 0■	160	G+0,3Q-EX- 0,3EY(1)	318. 0	0. 0	- 164. 1	91.3	128. 0	78. 6	50. 3	OK
CPL1 b	2066- bfl 1	▲10. 0■	160	G+0,3Q-EX- 0,3EY(1)	309. 3	0. 0	- 175. 8	57.9	- 135. 0	76. 4	47. 0	OK
		▲10. 0■	160	G+0,3Q-EX- 0,3EY(1)	287. 1	0. 0	- 108. 7	34.4	149. 5	70. 9	38. 8	OK
CPL1 b	2066- w 1	▲10. 0■	128	G+0,3Q-EX- 0,3EY(1)	103. 4	0. 0	27.0	- 56.9	9.3	25. 5	19. 4	OK
		▲10. 0■	128	G+0,3Q-EX- 0,3EY(1)	121. 9	0. 0	- 93.4	- 11.3	43.8	30. 2	24. 8	OK
CPL1 b	2066- w 2	▲10. 0■	128	G+0,3Q-EX- 0,3EY(1)	121. 3	0. 0	- 93.0	11.1	- 43.6	30. 0	24. 7	OK
		▲10. 0■	128	G+0,3Q-EX- 0,3EY(1)	103. 1	0. 0	26.9	56.7	-9.2	25. 5	19. 3	OK
3-bfl 1	CPL2 a	▲8.0 ■	300	G+0,3Q+EX+0, 3EY(2)	114. 6	0. 0	56.1	- 12.9	56.2	28. 3	14. 7	OK
		▲8.0 ■	300	G+0,3Q+EX+0, 3EY(2)	117. 0	0. 0	57.5	13.1	- 57.4	28. 9	14. 9	OK

61-bfl 1	CPL2 a	▲8.0 ▲	285	G+0,3Q-EX- 0,3EY(1)	173. 2	0. 0	- 75.9	48.3	75.8	42. 8	19. 2	OK
		▲8.0 ▲	285	G+0,3Q-EX- 0,3EY(1)	173. 3	0. 0	- 76.0	- 48.0	- 76.0	42. 8	19. 3	OK
CPL2 b	CPL2 c	▲8.0 ▲	200	G+0,3Q-EX- 0,3EY(1)	357. 6	0. 0	- 179. 9	-2.3	- 178. 4	88. 4	47. 9	OK
CPL2 b	CPL2 d	▲8.0 ▲	200	G+0,3Q-EX- 0,3EY(1)	353. 7	0. 0	- 178. 1	1.8	176. 4	87. 4	47. 5	OK
CPL2 b	2063- tfl 1	▲10. 0▲	160	G+0,3Q-EX- 0,3EY(1)	166. 9	0. 0	- 75.4	- 26.3	- 81.9	41. 2	21. 5	OK
		▲10. 0▲	160	G+0,3Q-EX- 0,3EY(1)	178. 9	0. 0	- 90.6	28.8	84.3	44. 2	23. 7	OK
CPL2 b	2063- bfl 1	▲10. 0▲	160	G+0,3Q-EX- 0,3EY(1)	183. 2	0. 0	- 92.5	29.7	- 86.3	45. 3	24. 3	OK
		▲10. 0▲	160	G+0,3Q-EX- 0,3EY(1)	171. 6	0. 0	- 77.7	- 27.3	84.0	42. 4	22. 2	OK
CPL2 b	2063- w 1	▲10. 0▲	128	G+0,3Q-EX- 0,3EY(1)	27.1	0. 0	7.3	14.8	2.8	6.7	4.9	OK
		▲10. 0▲	128	G+0,3Q-EX- 0,3EY(1)	32.9	0. 0	- 23.4	-1.9	13.2	8.1	6.3	OK
CPL2 b	2063- w 2	▲10. 0▲	128	G+0,3Q-EX- 0,3EY(1)	33.2	0. 0	- 23.6	1.9	- 13.3	8.2	6.4	OK
		▲10. 0▲	128	G+0,3Q-EX- 0,3EY(1)	27.3	0. 0	7.3	- 14.9	-2.9	6.7	5.0	OK

Données de conception

	β_w [-]	$\sigma_{w,Rd}$ [MPa]	0.9σ [MPa]
S275	0.85	404.7	309.6

Annexe 5

Matériau

Acier , S275
Béton C25/30

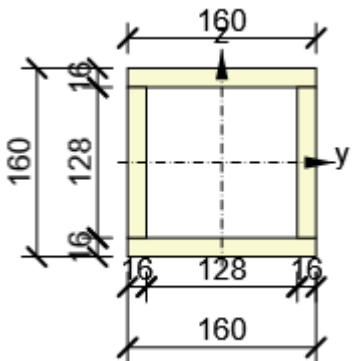
Nœuds de contreventement :

No m	Section transversale	β – Directi on [°]	γ – Ang le [°]	α – Rotati on [°]	Décala ge ex [mm]	Décala ge ey [mm]	Décala ge ez [mm]	Effort s dans
102	2 - TUBO160X160X16(BoxFl160x(160/160))	0.0	0.0	0.0	0	0	0	Positi on
106	2 - TUBO160X160X16(BoxFl160x(160/160))	0.0	0.0	0.0	0	0	0	Positi on
107	2 - TUBO160X160X16(BoxFl160x(160/160))	0.0	0.0	0.0	0	0	0	Positi on

Sections transversales

Nom	Matériau
2 - TUBO160X160X16(BoxFl160x(160/160))	S275

Sections transversales

Nom	Matériau	Dessin
2 - TUBO160X160X16(BoxFl160x(160/160))	S275	

Boulons

Nom	Groupe de boulons	Diamètre [mm]	fu [MPa]	Superficie brute [mm ²]
M20 8.8	M20 8.8	20	800.0	314

Chargements (efforts en équilibre)

Nom	Élément	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
G+0,3Q-EX-0,3EY(1)	102	411.4	-0.1	-0.4	0.0	-1.2	-0.1
	102	-408.6	0.0	-2.1	0.0	3.6	0.1
	106	827.1	0.0	0.2	0.0	-2.8	-0.1
	107	-823.9	0.0	-1.5	-0.2	2.0	0.1
G+0,3Q+EX+0,3EY(2)	102	-190.9	0.0	-1.2	0.0	1.0	0.2
	102	191.4	0.0	-0.1	0.1	-1.8	0.0
	106	-603.1	0.0	-1.8	0.0	2.6	0.1
	107	603.2	-0.1	-0.7	0.0	-0.3	-0.1
G+0,3Q-EY-0,3EX(3)	102	277.6	-0.1	-0.6	0.0	-0.7	-0.2
	102	-275.5	0.0	-1.5	-0.2	1.9	0.1
	106	394.2	0.0	-0.4	0.0	-1.2	-0.1
	107	-392.0	0.1	-1.3	-0.3	1.4	0.2
G+0,3Q+EY+0,3EX(4)	102	-57.1	0.1	-1.0	0.0	0.4	0.3
	102	58.3	0.0	-0.7	0.3	-0.2	0.0
	106	-170.2	0.0	-1.2	0.0	1.0	0.0
	107	171.2	-0.1	-0.9	0.1	0.3	-0.2

Vérification

Sommaire

Nom	Valeur	Résultat
Analyse	100.0%	OK
Platines	0.4 < 5.0%	OK
Boulons	92.8 < 100%	OK
Soudures	98.4 < 100%	OK
Voilement	Pas calculé	

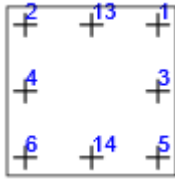
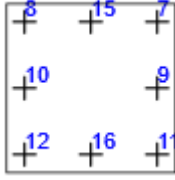
Platines

Nom	Épaisseur [mm]	Charges	σ_{Ed} [MPa]	ϵ_{Pl} [%]	$\sigma_{C_{Ed}}$ [MPa]	Résultat
102-tfl 1	16.0	G+0,3Q-EX-0,3EY(1)	82.2	0.0	0.0	OK
102-bfl 1	16.0	G+0,3Q-EX-0,3EY(1)	102.2	0.0	0.0	OK
102-w 1	16.0	G+0,3Q-EX-0,3EY(1)	179.3	0.0	0.0	OK
102-w 2	16.0	G+0,3Q-EX-0,3EY(1)	178.6	0.0	0.0	OK
106-tfl 1	16.0	G+0,3Q+EX+0,3EY(2)	207.1	0.0	0.0	OK
106-bfl 1	16.0	G+0,3Q+EX+0,3EY(2)	227.8	0.0	0.0	OK
106-w 1	16.0	G+0,3Q+EX+0,3EY(2)	256.7	0.0	0.0	OK
106-w 2	16.0	G+0,3Q+EX+0,3EY(2)	257.3	0.0	0.0	OK
107-tfl 1	16.0	G+0,3Q+EX+0,3EY(2)	214.6	0.0	0.0	OK
107-bfl 1	16.0	G+0,3Q+EX+0,3EY(2)	217.7	0.0	0.0	OK
107-w 1	16.0	G+0,3Q+EX+0,3EY(2)	246.7	0.0	0.0	OK
107-w 2	16.0	G+0,3Q+EX+0,3EY(2)	247.6	0.0	0.0	OK
STUB1-tfl 1	16.0	G+0,3Q+EX+0,3EY(2)	204.4	0.0	0.0	OK
STUB1-bfl 1	16.0	G+0,3Q+EX+0,3EY(2)	224.0	0.0	0.0	OK
STUB1-w 1	16.0	G+0,3Q+EX+0,3EY(2)	255.7	0.0	0.0	OK
STUB1-w 2	16.0	G+0,3Q+EX+0,3EY(2)	256.4	0.0	0.0	OK
STUB2-tfl 1	16.0	G+0,3Q+EX+0,3EY(2)	212.0	0.0	0.0	OK
STUB2-bfl 1	16.0	G+0,3Q+EX+0,3EY(2)	214.6	0.0	0.0	OK
STUB2-w 1	16.0	G+0,3Q+EX+0,3EY(2)	245.9	0.0	0.0	OK
STUB2-w 2	16.0	G+0,3Q+EX+0,3EY(2)	246.8	0.0	0.0	OK
STUB1-EPa	15.0	G+0,3Q+EX+0,3EY(2)	275.8	0.4	141.4	OK
STUB1-EPb	15.0	G+0,3Q+EX+0,3EY(2)	275.8	0.4	141.4	OK
STUB2-EPa	15.0	G+0,3Q+EX+0,3EY(2)	275.6	0.3	135.7	OK
STUB2-EPb	15.0	G+0,3Q+EX+0,3EY(2)	275.6	0.3	135.7	OK

Données de conception

Matériau	f_y [MPa]	ϵ_{lim} [%]
S275	275.0	5.0

Boulons

	Nom	Charges	$F_{t,Ed}$ [kN]	V [kN]	U_t [%]	$F_{b,Rd}$ [kN]	U_{ts} [%]	U_{ts} [%]	Résultat
	B1	G+0,3Q+EX+0,3EY(2)	113.3	0.3	80.3	99.4	0.3	57.6	OK
	B2	G+0,3Q+EX+0,3EY(2)	113.2	0.3	80.2	99.4	0.3	57.6	OK
	B3	G+0,3Q+EX+0,3EY(2)	128.1	0.2	90.7	158.3	0.2	65.0	OK
	B4	G+0,3Q+EX+0,3EY(2)	127.9	0.2	90.6	152.4	0.2	64.9	OK
	B5	G+0,3Q+EX+0,3EY(2)	114.9	0.3	81.4	100.5	0.3	58.4	OK
	B6	G+0,3Q+EX+0,3EY(2)	114.8	0.3	81.4	100.0	0.3	58.4	OK
	B13	G+0,3Q+EX+0,3EY(2)	124.4	0.2	88.2	117.3	0.2	63.2	OK
	B14	G+0,3Q+EX+0,3EY(2)	131.0	0.2	92.8	117.3	0.2	66.5	OK
	B7	G+0,3Q+EX+0,3EY(2)	113.9	0.0	80.7	99.4	0.0	57.7	OK
	B8	G+0,3Q+EX+0,3EY(2)	113.8	0.1	80.6	99.4	0.1	57.6	OK
	B9	G+0,3Q+EX+0,3EY(2)	127.7	0.1	90.5	125.3	0.1	64.8	OK
	B10	G+0,3Q+EX+0,3EY(2)	127.4	0.1	90.3	132.7	0.1	64.6	OK
	B11	G+0,3Q+EX+0,3EY(2)	114.1	0.2	80.8	100.4	0.2	57.9	OK
	B12	G+0,3Q+EX+0,3EY(2)	114.0	0.1	80.8	99.4	0.1	57.8	OK
	B15	G+0,3Q+EX+0,3EY(2)	127.0	0.0	90.0	117.3	0.1	64.3	OK
	B16	G+0,3Q+EX+0,3EY(2)	127.8	0.1	90.6	117.3	0.1	64.8	OK

Données de conception

Nom	$F_{t,Rd}$ [kN]	$B_{p,Rd}$ [kN]	$F_{v,Rd}$ [kN]
M20 8.8 - 1	141.1	309.0	94.1

Soudures (Redistribution plastique)

Éléme nt	Bord	Ép. gorge [mm]	Longu eur [mm]	Charges	$\sigma_{w,Ed}$ [MP a]	ε_{pl} [%]	$\sigma_{\perp}$ [MP a]	$\tau_{\parallel}$ [MP a]	$\tau_{\perp}$ [MP a]	U_t [%]	U_t^c [%]	Résul tat
STUB 1-EPa	106- tfl 1	▲10. 0	160	G+0,3Q+EX+0,3 EY(2)	397. 6	0. 6	247. 7	- 113. 3	139. 3	98. 3	52. 2	OK
STUB 1-EPa	106- bfl 1	▲10. 0	160	G+0,3Q+EX+0,3 EY(2)	398. 2	1. 0	260. 5	110. 1	- 134. 6	98. 4	56. 2	OK
STUB 1-EPa	106- w 1	▲10. 0	128	G+0,3Q+EX+0,3 EY(2)	330. 9	0. 1	301. 7	72.2	30.6	97. 5	44. 5	OK
STUB 1-EPa	106- w 2	▲10. 0	128	G+0,3Q+EX+0,3 EY(2)	328. 2	0. 1	301. 7	- 69.6	- 26.8	97. 5	44. 5	OK
STUB 1-EPb	STU B1-tfl 1	▲10. 0	160	G+0,3Q+EX+0,3 EY(2)	397. 6	0. 6	249. 8	112. 8	138. 5	98. 3	53. 0	OK
STUB 1-EPb	STU B1- bfl 1	▲10. 0	160	G+0,3Q+EX+0,3 EY(2)	398. 2	1. 0	263. 0	- 109. 4	- 133. 5	98. 4	56. 7	OK
STUB 1-EPb	STU B1-w 1	▲10. 0	128	G+0,3Q+EX+0,3 EY(2)	335. 5	0. 1	301. 7	- 78.8	31.2	97. 5	43. 9	OK

STUB 1-EPb	STU B1-w 2	▲10. 0	128	G+0,3Q+EX+0,3 EY(2)	333. 2	0. 1	301. 7	77.0	- 26.8	97. 5	43. 9	OK
102- bfl 1	STU B1-tfl 1	▲10. 0▲	160	G+0,3Q-EX- 0,3EY(1)	158. 4	0. 0	- 117. 2	24.0	- 56.7	39. 1	17. 8	OK
		▲10. 0▲	160	G+0,3Q-EX- 0,3EY(1)	261. 6	0. 0	- 60.9	- 54.1	136. 6	64. 7	26. 0	OK
102- bfl 1	STU B1- bfl 1	▲10. 0▲	160	G+0,3Q-EX- 0,3EY(1)	215. 9	0. 0	- 82.3	57.8	- 99.7	53. 4	21. 8	OK
		▲10. 0▲	160	G+0,3Q-EX- 0,3EY(1)	235. 2	0. 0	- 125. 5	- 49.1	103. 8	58. 1	26. 9	OK
102- bfl 1	STU B1-w 1	▲10. 0▲	129	G+0,3Q-EX- 0,3EY(1)	145. 2	0. 0	- 72.2	15.6	- 71.0	35. 9	33. 3	OK
		▲10. 0▲	129	G+0,3Q-EX- 0,3EY(1)	137. 1	0. 0	- 63.8	- 26.3	65.0	33. 9	29. 4	OK
102- bfl 1	STU B1-w 2	▲10. 0▲	129	G+0,3Q-EX- 0,3EY(1)	137. 7	0. 0	- 64.1	26.4	- 65.3	34. 0	29. 5	OK
		▲10. 0▲	129	G+0,3Q-EX- 0,3EY(1)	145. 8	0. 0	- 72.5	- 15.7	71.4	36. 0	33. 4	OK
STUB 2-EPa	107- tfl 1	▲10. 0	160	G+0,3Q+EX+0,3 EY(2)	397. 9	0. 8	255. 0	111. 6	136. 5	98. 3	53. 7	OK
STUB 2-EPa	107- bfl 1	▲10. 0	160	G+0,3Q+EX+0,3 EY(2)	398. 0	0. 8	255. 3	- 110. 7	- 137. 2	98. 3	53. 9	OK
STUB 2-EPa	107- w 1	▲10. 0	128	G+0,3Q+EX+0,3 EY(2)	331. 8	0. 1	301. 7	- 72.5	33.4	97. 4	44. 2	OK
STUB 2-EPa	107- w 2	▲10. 0	128	G+0,3Q+EX+0,3 EY(2)	329. 2	0. 1	301. 7	70.0	- 29.6	97. 4	44. 4	OK
STUB 2-EPb	STU B2-tfl 1	▲10. 0	160	G+0,3Q+EX+0,3 EY(2)	397. 9	0. 8	257. 6	- 110. 7	135. 6	98. 3	53. 8	OK
STUB 2-EPb	STU B2- bfl 1	▲10. 0	160	G+0,3Q+EX+0,3 EY(2)	398. 0	0. 8	257. 5	109. 7	- 136. 5	98. 3	54. 1	OK
STUB 2-EPb	STU B2-w 1	▲10. 0	128	G+0,3Q+EX+0,3 EY(2)	334. 8	0. 1	301. 6	77.3	32.6	97. 4	43. 4	OK
STUB 2-EPb	STU B2-w 2	▲10. 0	128	G+0,3Q+EX+0,3 EY(2)	332. 5	0. 1	301. 7	- 75.3	- 29.1	97. 4	43. 4	OK
102- tfl 1	STU B2-tfl 1	▲10. 0▲	160	G+0,3Q-EX- 0,3EY(1)	205. 3	0. 0	- 103. 6	- 46.2	- 91.3	50. 7	23. 1	OK
		▲10. 0▲	160	G+0,3Q-EX- 0,3EY(1)	190. 7	0. 0	- 76.2	52.1	86.4	47. 1	19. 3	OK
102- tfl 1	STU B2- bfl 1	▲10. 0▲	160	G+0,3Q-EX- 0,3EY(1)	276. 7	0. 0	- 72.2	- 60.2	- 142. 0	68. 4	27. 7	OK
		▲10. 0▲	160	G+0,3Q-EX- 0,3EY(1)	179. 6	0. 0	- 122. 0	- 34.4	67.9	44. 4	20. 2	OK

102-tfl 1	STU B2-w 1	▲10.0▲	129	G+0,3Q-EX-0,3EY(1)	140.5	0.0	-72.1	0.7	-69.6	34.7	33.5	OK
		▲10.0▲	129	G+0,3Q-EX-0,3EY(1)	134.5	0.0	-50.3	-14.5	70.5	33.2	29.7	OK
102-tfl 1	STU B2-w 2	▲10.0▲	129	G+0,3Q-EX-0,3EY(1)	134.5	0.0	-50.3	14.1	-70.6	33.2	29.8	OK
		▲10.0▲	129	G+0,3Q-EX-0,3EY(1)	140.7	0.0	-72.2	-0.9	69.7	34.8	33.6	OK

Données de conception

	β_w [-]	$\sigma_{w,Rd}$ [MPa]	0.9σ [MPa]
S275	0.85	404.7	309.6

Annexe 6

Matériau

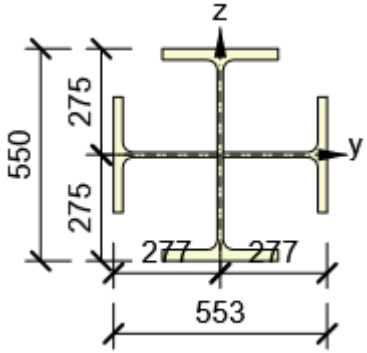
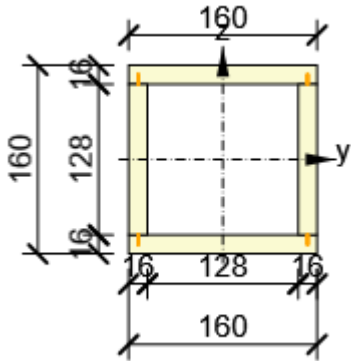
Acier	S275
Béton	C25/30

Pied de poteau :

Sections transversales

Nom	Matériau
3 - General	S275, S275, S275
2 - TUBO160X160X16(BoxFI160x(160/160))	S275

Sections transversales

Nom	Matériau	Dessin
3 - General	S275, S275, S275	
2 - TUBO160X160X16(BoxFI160x(160/160))	S275	

Tiges / Boulons

Nom	Diamètre [mm]	f_y [MPa]	f_u [MPa]	Superficie brute [mm ²]
M52 6.8	52	480,0	600,0	2124
M22 6.8	22	480,0	600,0	380

Chargements (Équilibre n'est pas exigé)

Nom	Élément	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
G+0,3Q-EX-0,3EY(1)	3 / Fin	-5334,4	14,5	-41,4	0,0	166,3	58,2
	2064 / Fin	-828,8	0,0	-1,7	0,0	0,0	0,0
G+0,3Q+EX+0,3EY(2)	3 / Fin	3318,8	-23,7	41,4	0,0	-167,0	-69,3
	2064 / Fin	601,4	0,0	0,3	0,0	0,0	0,0
G+0,3Q-EY-0,3EX(3)	3 / Fin	-2798,1	46,3	-17,8	0,0	67,5	164,7
	2064 / Fin	-395,9	0,0	-1,1	0,0	0,0	0,0
G+0,3Q+EY+0,3EX(4)	3 / Fin	782,6	-55,6	17,8	0,0	-68,2	-175,8
	2064 / Fin	168,5	0,0	-0,3	0,0	0,0	0,0

Fondation

Élément	Valeur	Unité
BdB 1		
Dimensions	1000 x 1050	mm
Profondeur	1500	mm

Verification

Platines

Nom	t _p [mm]	Charges	σ_{Ed} [MPa]	ϵ_{Pl} [%]	$\sigma_{c,Ed}$ [MPa]	Résultat
3-bfl 1	29,0	G+0,3Q+EX+0,3EY(2)	275,6	0,3	0,0	OK
3-tfl 1	29,0	G+0,3Q+EX+0,3EY(2)	260,9	0,1	0,0	OK
3-w 1	15,0	G+0,3Q-EX-0,3EY(1)	172,1	0,0	0,0	OK
3-tfl 2	24,0	G+0,3Q+EX+0,3EY(2)	275,4	0,2	0,0	OK
3-w 2	12,5	G+0,3Q+EX+0,3EY(2)	169,9	0,0	0,0	OK
3-tfl 3	24,0	G+0,3Q+EX+0,3EY(2)	276,0	0,5	0,0	OK
3-w 3	12,5	G+0,3Q+EX+0,3EY(2)	188,6	0,0	0,0	OK
2064-tfl 1	16,0	G+0,3Q-EX-0,3EY(1)	242,8	0,0	0,0	OK
2064-bfl 1	16,0	G+0,3Q-EX-0,3EY(1)	225,9	0,0	0,0	OK
2064-w 1	16,0	G+0,3Q-EX-0,3EY(1)	98,1	0,0	0,0	OK
2064-w 2	16,0	G+0,3Q-EX-0,3EY(1)	98,0	0,0	0,0	OK
BP1	30,0	G+0,3Q+EX+0,3EY(2)	276,2	0,6	0,0	OK
CPL1a	20,0	G+0,3Q+EX+0,3EY(2)	260,4	0,0	5,6	OK
CPL1b	20,0	G+0,3Q-EX-0,3EY(1)	275,3	0,1	0,0	OK
CPL1c	20,0	G+0,3Q-EX-0,3EY(1)	176,7	0,0	13,7	OK
CPL1d	20,0	G+0,3Q-EX-0,3EY(1)	176,9	0,0	13,7	OK
RIB1	20,0	G+0,3Q+EX+0,3EY(2)	266,2	0,0	0,0	OK
RIB2	20,0	G+0,3Q+EX+0,3EY(2)	275,1	0,0	0,0	OK
RIB3	20,0	G+0,3Q+EX+0,3EY(2)	275,4	0,2	0,0	OK

Données de conception

Matériau	f _y [MPa]	ϵ_{lim} [%]
S275	275,0	5,0

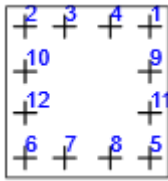
Boulons

Forme	Élément	Classe	Charges	F _{t,Ed} [kN]	F _{v,Ed} [kN]	F _{b,Rd} [kN]	U _t [%]	U _s [%]	U _{ts} [%]	Résultat
	B13	M22 6.8 - 1	G+0,3Q- EX- 0,3EY(1)	0,9	46,5	272,4	0,7	64,0	64,5	OK
	B14	M22 6.8 - 1	G+0,3Q- EX- 0,3EY(1)	1,1	45,5	158,9	0,8	62,5	63,1	OK
	B15	M22 6.8 - 1	G+0,3Q- EX- 0,3EY(1)	8,2	46,1	158,9	6,3	63,4	67,8	OK
	B16	M22 6.8 - 1	G+0,3Q- EX- 0,3EY(1)	1,1	45,8	272,4	0,8	62,9	63,5	OK
	B17	M22 6.8 - 1	G+0,3Q- EX- 0,3EY(1)	1,1	44,6	158,9	0,8	61,3	61,9	OK
	B18	M22 6.8 - 1	G+0,3Q- EX- 0,3EY(1)	7,9	45,5	158,9	6,0	62,5	66,8	OK
	B19	M22 6.8 - 1	G+0,3Q- EX- 0,3EY(1)	1,0	47,4	253,4	0,8	65,1	65,7	OK
	B20	M22 6.8 - 1	G+0,3Q- EX- 0,3EY(1)	1,1	46,5	158,9	0,8	64,0	64,6	OK
	B21	M22 6.8 - 1	G+0,3Q- EX- 0,3EY(1)	7,2	47,3	158,9	5,5	65,0	68,9	OK

Données de conception

Classe	F _{t,Rd} [kN]	F _{p,Rd} [kN]	F _{v,Rd} [kN]
M22 6.8 - 1	130,9	465,1	72,7

Tiges

Forme	Éléme nt	Charges	N _{Ed} [kN]	V _{Ed} [kN]	N _{Rd,p} [kN]	N _{Rd,cb} [kN]	U _t [%]	U _t [%]	U _t [%]	Résult at
	A1	G+0,3Q+EX+0,3EY (2)	70,9	34,0	3945,4	1566,4	82,3	8,1	74,7	OK
	A2	G+0,3Q+EX+0,3EY (2)	9,9	31,3	3945,4	1535,8	71,8	7,4	60,8	OK
	A3	G+0,3Q+EX+0,3EY (2)	351,6	37,1	3945,4	1423,5	62,1	8,8	48,9	OK
	A4	G+0,3Q+EX+0,3EY (2)	450,9	38,6	3945,4	1423,5	75,4	9,1	57,7	OK
	A5	G+0,3Q+EX+0,3EY (2)	173,5	21,0	3945,4	1522,2	88,7	5,0	83,6	OK
	A6	G+0,3Q+EX+0,3EY (2)	117,6	23,0	3945,4	1522,2	88,7	5,4	83,6	OK
	A7	G+0,3Q+EX+0,3EY (2)	526,6	29,5	3945,4	1522,2	88,7	7,0	83,6	OK
	A8	G+0,3Q+EX+0,3EY (2)	532,9	28,7	3945,4	1522,2	89,2	6,8	83,6	OK
	A9	G+0,3Q+EX+0,3EY (2)	517,2	36,9	3945,4	1566,4	86,5	8,7	75,6	OK
	A10	G+0,3Q+EX+0,3EY (2)	481,0	33,6	3945,4	1535,8	80,5	8,0	65,4	OK
	A11	G+0,3Q+EX+0,3EY (2)	527,7	27,0	3945,4	1566,4	88,3	6,4	78,4	OK
	A12	G+0,3Q+EX+0,3EY (2)	494,2	27,6	3945,4	1535,8	82,7	6,5	68,8	OK

Données de conception

Classe	N _{Rd,s} [kN]	V _{Rd,s} [kN]
M52 6.8 - 2	597,7	421,9

Soudures

Éléme nt	Bord	T _w [m m]	L [m m]	Charges	σ _{w,Ed} [MP a]	ε _{pI} [%]	σ _⊥ [MP a]	τ _⊥ [MP a]	τ [MP a]	U _t [%]	U _t [%]	Résult at
BP1	3-bfl 1	▲ 15,0 ▼	300	G+0,3Q+EX+0,3EY (2)	397,2	0,4	62,7	166,2	153,8	98,1	85,5	OK
		▲ 15,0 ▼	300	G+0,3Q+EX+0,3EY (2)	398,5	1,2	171,4	-129,5	-162,4	98,5	96,6	OK
BP1	3-tfl 1	▲ 15,0 ▼	300	G+0,3Q+EX+0,3EY (2)	396,7	0,0	183,8	114,1	167,8	98,0	81,9	OK
		▲ 15,0 ▼	300	G+0,3Q+EX+0,3EY (2)	261,6	0,0	44,5	-127,4	-77,0	64,6	52,8	OK

BP1	3-w 1	▲ 15,0 ▼	520	G+0,3Q-EX- 0,3EY(1)	139, 6	0,0	-67,6	-65,7	25,7	34, 5	17, 3	OK
		▲ 15,0 ▼	520	G+0,3Q-EX- 0,3EY(1)	142, 0	0,0	-65,7	67,6	-26,7	35, 1	16, 9	OK
BP1	3-tfl 2	▲ 15,0 ▼	300	G+0,3Q+EX+0,3E Y(2)	396, 7	0,1	182, 9	108, 8	- 171, 7	98, 0	75, 8	OK
		▲ 15,0 ▼	300	G+0,3Q+EX+0,3E Y(2)	355, 7	0,0	80,5	- 181, 6	83,9	87, 9	64, 2	OK
BP1	3-w 2	▲ 15,0 ▼	258	G+0,3Q-EX- 0,3EY(1)	89,7	0,0	-44,2	-44,3	-8,4	22, 2	15, 8	OK
		▲ 15,0 ▼	258	G+0,3Q-EX- 0,3EY(1)	95,5	0,0	-47,3	47,2	7,9	23, 6	16, 0	OK
BP1	3-tfl 3	▲ 15,0 ▼	300	G+0,3Q+EX+0,3E Y(2)	397, 6	0,6	158, 0	106, 2	181, 9	98, 2	86, 2	OK
		▲ 15,0 ▼	300	G+0,3Q+EX+0,3E Y(2)	397, 0	0,2	74,2	- 168, 7	- 149, 2	98, 1	87, 1	OK
BP1	3-w 3	▲ 15,0 ▼	258	G+0,3Q-EX- 0,3EY(1)	105, 1	0,0	-51,4	-52,6	-6,5	26, 0	16, 4	OK
		▲ 15,0 ▼	258	G+0,3Q-EX- 0,3EY(1)	96,3	0,0	-48,8	47,6	5,9	23, 8	16, 3	OK
3-bfl 1	CPL 1a	▲ 10,0 ▼	599	G+0,3Q-EX- 0,3EY(1)	327, 0	0,0	- 109, 6	- 110, 0	139, 9	80, 8	48, 5	OK
		▲ 10,0 ▼	599	G+0,3Q-EX- 0,3EY(1)	327, 8	0,0	- 110, 5	110, 1	- 140, 2	81, 0	48, 4	OK
BP1	CPL 1a	▲ 10,0 ▼	175	G+0,3Q+EX+0,3E Y(2)	396, 8	0,1	204, 1	195, 0	24,2	98, 0	81, 9	OK
		▲ 10,0 ▼	175	G+0,3Q+EX+0,3E Y(2)	396, 8	0,1	118, 8	- 135, 4	171, 6	98, 0	83, 6	OK
CPL1b	CPL 1c	▲ 10,0	198	G+0,3Q-EX- 0,3EY(1)	397, 0	0,2	- 200, 8	- 197, 6	-6,0	98, 1	89, 9	OK
CPL1b	CPL 1d	▲ 10,0	198	G+0,3Q-EX- 0,3EY(1)	397, 0	0,2	- 201, 0	197, 6	6,1	98, 1	89, 9	OK
CPL1b	2064 -tfl 1	▲ 10,0	159	G+0,3Q-EX- 0,3EY(1)	400, 9	2,7	- 196, 3	- 201, 8	0,0	99, 1	99, 1	OK
CPL1b	2064 -bfl 1	▲ 10,0	159	G+0,3Q-EX- 0,3EY(1)	399, 9	2,0	- 194, 5	201, 7	-0,1	98, 8	93, 7	OK
CPL1b	2064 -w 1	▲ 10,0	128	G+0,3Q-EX- 0,3EY(1)	195, 5	0,0	54,8	- 104, 6	-28,1	48, 3	40, 2	OK

CPL1b	2064 -w 2	▲ 10,0	128	G+0,3Q-EX- 0,3EY(1)	195, 2	0,0	54,9	104, 4	28,1	48, 2	40, 2	OK
BP1	RIB1	▲ 10,0 ▲	149	G+0,3Q+EX+0,3E Y(2)	366, 2	0,0	172, 8	164, 9	-86,9	90, 5	65, 6	OK
		▲ 10,0 ▲	150	G+0,3Q-EX- 0,3EY(1)	323, 9	0,0	- 145, 5	147, 2	-79,0	80, 0	59, 1	OK
3-tfl 1	RIB1	▲ 10,0 ▲	299	G+0,3Q-EX- 0,3EY(1)	205, 2	0,0	-55,3	-55,3	-99,8	50, 7	39, 8	OK
		▲ 10,0 ▲	299	G+0,3Q-EX- 0,3EY(1)	205, 2	0,0	-55,4	55,4	99,7	50, 7	39, 7	OK
BP1	RIB2	▲ 10,0 ▲	149	G+0,3Q+EX+0,3E Y(2)	336, 6	0,0	158, 4	171, 0	-12,8	83, 2	54, 8	OK
		▲ 10,0 ▲	149	G+0,3Q+EX+0,3E Y(2)	375, 0	0,0	188, 4	- 175, 8	64,2	92, 7	67, 5	OK
3-tfl 2	RIB2	▲ 10,0 ▲	299	G+0,3Q+EX+0,3E Y(2)	263, 1	0,0	83,9	84,7	116, 4	65, 0	51, 7	OK
		▲ 10,0 ▲	299	G+0,3Q+EX+0,3E Y(2)	261, 7	0,0	83,8	-83,0	- 116, 6	64, 7	50, 3	OK
BP1	RIB3	▲ 10,0 ▲	149	G+0,3Q+EX+0,3E Y(2)	396, 8	0,1	200, 0	181, 2	-79,6	98, 1	72, 8	OK
		▲ 10,0 ▲	149	G+0,3Q+EX+0,3E Y(2)	396, 7	0,1	177, 3	- 202, 2	32,9	98, 0	72, 5	OK
3-tfl 3	RIB3	▲ 10,0 ▲	299	G+0,3Q+EX+0,3E Y(2)	309, 9	0,0	97,4	98,0	138, 8	76, 6	58, 5	OK
		▲ 10,0 ▲	299	G+0,3Q+EX+0,3E Y(2)	313, 3	0,0	99,3	-98,7	- 140, 3	77, 4	61, 1	OK

Données de conception

Matériau	f_u [MPa]	β_w [-]	$\sigma_{w,Rd}$ [MPa]	0.9σ [MPa]
S275	430,0	0,85	404,7	309,6

Annexe 7

Matériau

Acier	S275
Béton	C25/30

Poteau Poteau

Nom	Section transversale	β – Direction [°]	γ – Angle [°]	α – Rotation [°]	Décalage ex [mm]	Décalage ey [mm]	Décalage ez [mm]	Efforts dans
1496	5 - General	0.0	0.0	0.0	0	0	0	Position
1610	3 - General	0.0	0.0	0.0	0	0	0	Position

Sections transversales

Nom	Matériau
5 - General	S275, S275, S275
3 - General	S275, S275, S275

Nom	Matériau	Dessin
5 - General	S275, S275, S275	
3 - General	S275, S275, S275	

Boulons

Nom	Groupe de boulons	Diamètre [mm]	fu [MPa]	Superficie brute [mm ²]
M27 8.8	M27 8.8	27	800.0	573

Chargements (efforts en équilibre)

Nom	Élément	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
G+0,3Q-EX-0,3EY(1)	1496	-3513.4	15.2	-7.0	0.0	30.7	26.6
	1610	4075.4	-11.9	8.2	0.0	-21.0	-35.2
G+0,3Q+EX+0,3EY(2)	1496	1808.9	-38.8	7.6	0.0	-32.5	-61.8
	1610	-2267.0	35.9	-8.8	0.0	21.4	7.6
G+0,3Q-EY-0,3EX(3)	1496	-2043.1	34.9	-2.5	0.0	11.3	62.6
	1610	2287.6	-31.0	3.2	0.0	-8.1	-47.2
G+0,3Q+EY+0,3EX(4)	1496	338.7	-58.5	3.1	0.0	-13.1	-97.8
	1610	-479.2	55.0	-3.7	0.0	8.4	19.7

Verification

Platines

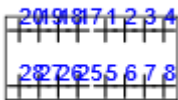
Nom	Épaisseur [mm]	Charges	σ_{Ed} [MPa]	ϵ_{Pl} [%]	σ_{Ced} [MPa]	Résultat
1496-bfl 1	29.0	G+0,3Q-EX-0,3EY(1)	133.1	0.0	4.6	OK
1496-tfl 1	29.0	G+0,3Q-EX-0,3EY(1)	115.4	0.0	3.8	OK
1496-w 1	15.0	G+0,3Q-EX-0,3EY(1)	135.9	0.0	3.2	OK
1496-tfl 2	23.0	G+0,3Q-EX-0,3EY(1)	138.7	0.0	6.1	OK
1496-w 2	12.0	G+0,3Q-EX-0,3EY(1)	142.1	0.0	6.1	OK
1496-tfl 3	23.0	G+0,3Q-EX-0,3EY(1)	159.0	0.0	7.0	OK
1496-w 3	12.0	G+0,3Q-EX-0,3EY(1)	155.1	0.0	7.0	OK
1610-bfl 1	29.0	G+0,3Q-EX-0,3EY(1)	134.6	0.0	4.5	OK
1610-tfl 1	29.0	G+0,3Q-EX-0,3EY(1)	114.6	0.0	4.0	OK
1610-w 1	15.0	G+0,3Q-EX-0,3EY(1)	135.6	0.0	3.0	OK
1610-tfl 2	24.0	G+0,3Q-EX-0,3EY(1)	105.5	0.0	4.1	OK
1610-w 2	12.5	G+0,3Q-EX-0,3EY(1)	137.1	0.0	3.3	OK
1610-tfl 3	24.0	G+0,3Q-EX-0,3EY(1)	129.9	0.0	4.8	OK
1610-w 3	12.5	G+0,3Q-EX-0,3EY(1)	153.1	0.0	3.3	OK
SPL1	20.0	G+0,3Q-EX-0,3EY(1)	109.3	0.0	5.4	OK
SPL2	20.0	G+0,3Q-EX-0,3EY(1)	118.0	0.0	2.8	OK
SPL3	20.0	G+0,3Q-EX-0,3EY(1)	168.3	0.0	4.8	OK
SPL4	20.0	G+0,3Q-EX-0,3EY(1)	149.6	0.0	4.4	OK
SP1	25.0	G+0,3Q+EX+0,3EY(2)	63.7	0.0	20.0	OK
SP2	25.0	G+0,3Q-EX-0,3EY(1)	57.8	0.0	20.5	OK
SP3	25.0	G+0,3Q-EX-0,3EY(1)	44.2	0.0	30.7	OK
SP4	25.0	G+0,3Q-EX-0,3EY(1)	45.6	0.0	31.7	OK

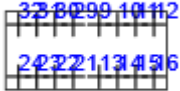
SP5	25.0	G+0,3Q-EX-0,3EY(1)	37.0	0.0	26.2	OK
SP6	25.0	G+0,3Q-EX-0,3EY(1)	35.7	0.0	25.1	OK
SP7	20.0	G+0,3Q-EX-0,3EY(1)	102.8	0.0	4.4	OK
SP8	20.0	G+0,3Q-EX-0,3EY(1)	108.9	0.0	4.5	OK
SP9	20.0	G+0,3Q-EX-0,3EY(1)	119.8	0.0	4.8	OK
SP10	20.0	G+0,3Q-EX-0,3EY(1)	126.3	0.0	4.9	OK
SP11	20.0	G+0,3Q-EX-0,3EY(1)	80.3	0.0	3.6	OK
SP12	20.0	G+0,3Q-EX-0,3EY(1)	80.1	0.0	3.9	OK
SP13	20.0	G+0,3Q-EX-0,3EY(1)	91.2	0.0	3.6	OK
SP14	20.0	G+0,3Q-EX-0,3EY(1)	90.8	0.0	3.8	OK
SP15	20.0	G+0,3Q-EX-0,3EY(1)	75.5	0.0	3.7	OK
SP16	20.0	G+0,3Q-EX-0,3EY(1)	76.0	0.0	3.8	OK
SP17	20.0	G+0,3Q-EX-0,3EY(1)	82.1	0.0	3.8	OK
SP18	20.0	G+0,3Q-EX-0,3EY(1)	81.6	0.0	3.7	OK

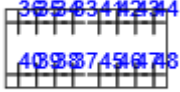
Données de conception

Matériau	f_y [MPa]	ϵ_{lim} [%]
S275	275.0	5.0

Boulons précontraints

	No m	Group e de boulon s	Charges	$F_{t,Ed}$ [kN]	V [kN]	B_{pRd} [kN]	$F_{t,Rd}$ [kN]	$F_{s,Rd}$ [kN]	U_{t1} [%]	U_{t2} [%]	Résulta t
	B1	M27 8.8 - 1	G+0,3Q- EX- 0,3EY(1)	17.6	57.3	558. 9	264. 4	58.3	6.7	98. 2	OK
	B2	M27 8.8 - 1	G+0,3Q- EX- 0,3EY(1)	7.3	59.1	558. 9	264. 4	60.3	2.8	98. 0	OK
	B3	M27 8.8 - 1	G+0,3Q- EX- 0,3EY(1)	2.3	60.1	558. 9	264. 4	61.2	0.9	98. 1	OK
	B4	M27 8.8 - 1	G+0,3Q- EX- 0,3EY(1)	2.3	60.2	558. 9	264. 4	61.3	0.9	98. 3	OK
	B5	M27 8.8 - 1	G+0,3Q- EX- 0,3EY(1)	17.8	57.2	558. 9	264. 4	58.3	6.7	98. 2	OK
	B6	M27 8.8 - 1	G+0,3Q- EX- 0,3EY(1)	7.2	59.1	558. 9	264. 4	60.3	2.7	98. 0	OK
	B7	M27 8.8 - 1	G+0,3Q- EX-	2.3	60.0	558. 9	264. 4	61.2	0.9	98. 0	OK

			0,3EY(1)								
	B8	M27 8.8 - 1	G+0,3Q- EX- 0,3EY(1)	2.4	60.2	558. 9	264. 4	61.2	0.9	98. 3	OK
	B17	M27 8.8 - 1	G+0,3Q- EX- 0,3EY(1)	18.2	57.1	558. 9	264. 4	58.2	6.9	98. 1	OK
	B18	M27 8.8 - 1	G+0,3Q- EX- 0,3EY(1)	6.3	49.7	558. 9	264. 4	60.5	2.4	82. 2	OK
	B19	M27 8.8 - 1	G+0,3Q- EX- 0,3EY(1)	2.9	57.6	558. 9	264. 4	61.1	1.1	94. 2	OK
	B20	M27 8.8 - 1	G+0,3Q- EX- 0,3EY(1)	1.4	60.3	558. 9	264. 4	61.4	0.5	98. 1	OK
	B25	M27 8.8 - 1	G+0,3Q- EX- 0,3EY(1)	18.1	57.1	558. 9	264. 4	58.2	6.9	98. 1	OK
	B26	M27 8.8 - 1	G+0,3Q- EX- 0,3EY(1)	6.2	45.8	558. 9	264. 4	60.5	2.3	75. 7	OK
	B27	M27 8.8 - 1	G+0,3Q- EX- 0,3EY(1)	2.9	54.0	558. 9	264. 4	61.1	1.1	88. 4	OK
	B28	M27 8.8 - 1	G+0,3Q- EX- 0,3EY(1)	1.4	60.2	558. 9	264. 4	61.4	0.5	98. 1	OK
	B9	M27 8.8 - 1	G+0,3Q- EX- 0,3EY(1)	15.9	57.5	558. 9	264. 4	58.6	6.0	98. 1	OK
	B10	M27 8.8 - 1	G+0,3Q- EX- 0,3EY(1)	5.8	50.2	558. 9	264. 4	60.6	2.2	82. 8	OK
	B11	M27 8.8 - 1	G+0,3Q- EX- 0,3EY(1)	1.8	54.8	558. 9	264. 4	61.4	0.7	89. 3	OK
	B12	M27 8.8 - 1	G+0,3Q- EX- 0,3EY(1)	2.2	60.1	558. 9	264. 4	61.3	0.8	98. 1	OK
	B13	M27 8.8 - 1	G+0,3Q- EX- 0,3EY(1)	16.0	57.5	558. 9	264. 4	58.6	6.0	98. 1	OK

	B14	M27 8.8 - 1	G+0,3Q- EX- 0,3EY(1)	5.8	54.2	558. 9	264. 4	60.6	2.2	89. 5	OK
	B15	M27 8.8 - 1	G+0,3Q- EX- 0,3EY(1)	1.8	58.6	558. 9	264. 4	61.3	0.7	95. 5	OK
	B16	M27 8.8 - 1	G+0,3Q- EX- 0,3EY(1)	2.4	60.1	558. 9	264. 4	61.2	0.9	98. 1	OK
	B21	M27 8.8 - 1	G+0,3Q- EX- 0,3EY(1)	15.1	57.6	558. 9	264. 4	58.8	5.7	98. 0	OK
	B22	M27 8.8 - 1	G+0,3Q- EX- 0,3EY(1)	4.9	34.7	558. 9	264. 4	60.8	1.9	57. 1	OK
	B23	M27 8.8 - 1	G+0,3Q- EX- 0,3EY(1)	2.9	40.4	558. 9	264. 4	61.1	1.1	66. 0	OK
	B24	M27 8.8 - 1	G+0,3Q- EX- 0,3EY(1)	1.4	60.2	558. 9	264. 4	61.4	0.5	98. 0	OK
	B29	M27 8.8 - 1	G+0,3Q- EX- 0,3EY(1)	15.0	57.6	558. 9	264. 4	58.8	5.7	98. 0	OK
	B30	M27 8.8 - 1	G+0,3Q- EX- 0,3EY(1)	4.7	30.7	558. 9	264. 4	60.8	1.8	50. 5	OK
	B31	M27 8.8 - 1	G+0,3Q- EX- 0,3EY(1)	3.0	36.7	558. 9	264. 4	61.1	1.1	60. 1	OK
	B32	M27 8.8 - 1	G+0,3Q- EX- 0,3EY(1)	1.4	60.2	558. 9	264. 4	61.4	0.5	98. 0	OK
	B33	M27 8.8 - 1	G+0,3Q- EX- 0,3EY(1)	8.6	54.5	558. 9	264. 4	60.0	3.2	90. 7	OK
	B34	M27 8.8 - 1	G+0,3Q- EX- 0,3EY(1)	0.0	31.0	558. 9	264. 4	61.7	0.0	50. 2	OK
	B35	M27 8.8 - 1	G+0,3Q- EX- 0,3EY(1)	2.8	34.9	558. 9	264. 4	61.2	1.0	57. 1	OK
	B36	M27 8.8 - 1	G+0,3Q- EX-	1.4	60.2	558. 9	264. 4	61.4	0.5	98. 0	OK

			0,3EY(1)								
	B37	M27 8.8 - 1	G+0,3Q- EX- 0,3EY(1)	8.9	57.1	558. 9	264. 4	60.0	3.4	95. 2	OK
	B38	M27 8.8 - 1	G+0,3Q- EX- 0,3EY(1)	0.0	32.1	558. 9	264. 4	61.7	0.0	52. 1	OK
	B39	M27 8.8 - 1	G+0,3Q- EX- 0,3EY(1)	2.8	37.8	558. 9	264. 4	61.1	1.1	61. 8	OK
	B40	M27 8.8 - 1	G+0,3Q- EX- 0,3EY(1)	1.4	60.2	558. 9	264. 4	61.4	0.5	98. 0	OK
	B41	M27 8.8 - 1	G+0,3Q- EX- 0,3EY(1)	8.5	54.6	558. 9	264. 4	60.1	3.2	90. 9	OK
	B42	M27 8.8 - 1	G+0,3Q- EX- 0,3EY(1)	0.0	30.9	558. 9	264. 4	61.7	0.0	50. 1	OK
	B43	M27 8.8 - 1	G+0,3Q- EX- 0,3EY(1)	2.7	34.0	558. 9	264. 4	61.2	1.0	55. 6	OK
	B44	M27 8.8 - 1	G+0,3Q- EX- 0,3EY(1)	1.4	60.2	558. 9	264. 4	61.4	0.5	98. 0	OK
	B45	M27 8.8 - 1	G+0,3Q- EX- 0,3EY(1)	8.8	57.5	558. 9	264. 4	60.0	3.3	95. 9	OK
	B46	M27 8.8 - 1	G+0,3Q- EX- 0,3EY(1)	0.0	32.4	558. 9	264. 4	61.7	0.0	52. 5	OK
	B47	M27 8.8 - 1	G+0,3Q- EX- 0,3EY(1)	2.8	37.8	558. 9	264. 4	61.1	1.1	61. 9	OK
	B48	M27 8.8 - 1	G+0,3Q- EX- 0,3EY(1)	1.4	60.2	558. 9	264. 4	61.4	0.5	98. 0	OK
52 49 48 47 46 45 44 43 42 41 40 39 38 37 36 35 34 33 32 31 30 29 28 27 26 25 24 23 22 21 20 19 18 17 16 15 14 13 12 11 10 9 8 7 6 5 4 3 2 1	B49	M27 8.8 - 1	G+0,3Q- EX- 0,3EY(1)	9.9	58.6	558. 9	264. 4	59.8	3.7	98. 0	OK
	B50	M27 8.8 - 1	G+0,3Q- EX- 0,3EY(1)	0.3	40.0	558. 9	264. 4	61.6	0.1	64. 9	OK

	B51	M27 8.8 - 1	G+0,3Q- EX- 0,3EY(1)	2.7	46.8	558. 9	264. 4	61.2	1.0	76. 4	OK
	B52	M27 8.8 - 1	G+0,3Q- EX- 0,3EY(1)	1.3	60.3	558. 9	264. 4	61.4	0.5	98. 1	OK
	B61	M27 8.8 - 1	G+0,3Q- EX- 0,3EY(1)	9.9	58.6	558. 9	264. 4	59.8	3.7	98. 0	OK
	B62	M27 8.8 - 1	G+0,3Q- EX- 0,3EY(1)	0.3	39.6	558. 9	264. 4	61.6	0.1	64. 3	OK
	B63	M27 8.8 - 1	G+0,3Q- EX- 0,3EY(1)	2.7	46.4	558. 9	264. 4	61.2	1.0	75. 9	OK
	B64	M27 8.8 - 1	G+0,3Q- EX- 0,3EY(1)	1.3	60.3	558. 9	264. 4	61.4	0.5	98. 1	OK
56 55 54 53 52 51 50	B53	M27 8.8 - 1	G+0,3Q- EX- 0,3EY(1)	10.1	58.6	558. 9	264. 4	59.7	3.8	98. 0	OK
	B54	M27 8.8 - 1	G+0,3Q- EX- 0,3EY(1)	0.4	42.5	558. 9	264. 4	61.6	0.1	69. 0	OK
	B55	M27 8.8 - 1	G+0,3Q- EX- 0,3EY(1)	2.7	49.8	558. 9	264. 4	61.2	1.0	81. 5	OK
	B56	M27 8.8 - 1	G+0,3Q- EX- 0,3EY(1)	1.3	60.3	558. 9	264. 4	61.4	0.5	98. 1	OK
	B57	M27 8.8 - 1	G+0,3Q- EX- 0,3EY(1)	10.2	58.5	558. 9	264. 4	59.7	3.9	98. 0	OK
	B58	M27 8.8 - 1	G+0,3Q- EX- 0,3EY(1)	0.4	42.6	558. 9	264. 4	61.6	0.2	69. 2	OK
	B59	M27 8.8 - 1	G+0,3Q- EX- 0,3EY(1)	2.7	50.5	558. 9	264. 4	61.2	1.0	82. 5	OK
	B60	M27 8.8 - 1	G+0,3Q- EX- 0,3EY(1)	1.3	60.3	558. 9	264. 4	61.4	0.5	98. 1	OK
	B65	M27 8.8 - 1	G+0,3Q- EX-	4.9	45.6	558. 9	264. 4	60.7	1.9	75. 1	OK

72 71 70 69 65 66 67 68			0,3EY(1)								
	B66	M27 8.8 - 1	G+0,3Q- EX- 0,3EY(1)	0.1	25.9	558. 9	264. 4	61.7	0.0	42. 0	OK
	B67	M27 8.8 - 1	G+0,3Q- EX- 0,3EY(1)	2.0	32.1	558. 9	264. 4	61.3	0.8	52. 4	OK
	B68	M27 8.8 - 1	G+0,3Q- EX- 0,3EY(1)	0.9	60.3	558. 9	264. 4	61.5	0.3	98. 0	OK
	B69	M27 8.8 - 1	G+0,3Q- EX- 0,3EY(1)	4.9	44.3	558. 9	264. 4	60.7	1.9	73. 0	OK
	B70	M27 8.8 - 1	G+0,3Q- EX- 0,3EY(1)	0.2	26.2	558. 9	264. 4	61.7	0.1	42. 5	OK
	B71	M27 8.8 - 1	G+0,3Q- EX- 0,3EY(1)	2.0	33.5	558. 9	264. 4	61.3	0.8	54. 7	OK
	B72	M27 8.8 - 1	G+0,3Q- EX- 0,3EY(1)	0.9	60.3	558. 9	264. 4	61.5	0.3	98. 0	OK
76 75 74 73 77 78 79 80	B73	M27 8.8 - 1	G+0,3Q- EX- 0,3EY(1)	5.6	50.5	558. 9	264. 4	60.6	2.1	83. 3	OK
	B74	M27 8.8 - 1	G+0,3Q- EX- 0,3EY(1)	0.4	30.2	558. 9	264. 4	61.6	0.1	49. 0	OK
	B75	M27 8.8 - 1	G+0,3Q- EX- 0,3EY(1)	1.9	42.6	558. 9	264. 4	61.3	0.7	69. 5	OK
	B76	M27 8.8 - 1	G+0,3Q- EX- 0,3EY(1)	0.6	60.4	558. 9	264. 4	61.6	0.2	98. 1	OK
	B77	M27 8.8 - 1	G+0,3Q- EX- 0,3EY(1)	5.7	52.9	558. 9	264. 4	60.6	2.2	87. 4	OK
	B78	M27 8.8 - 1	G+0,3Q- EX- 0,3EY(1)	0.4	29.9	558. 9	264. 4	61.6	0.2	48. 6	OK
	B79	M27 8.8 - 1	G+0,3Q- EX- 0,3EY(1)	1.8	41.2	558. 9	264. 4	61.3	0.7	67. 1	OK

	B80	M27 8.8 - 1	G+0,3Q- EX- 0,3EY(1)	0.7	60.4	558. 9	264. 4	61.6	0.2	98. 1	OK
88 87 86 85 81 82 83 84	B81	M27 8.8 - 1	G+0,3Q- EX- 0,3EY(1)	4.8	42.6	558. 9	264. 4	60.8	1.8	70. 0	OK
	B82	M27 8.8 - 1	G+0,3Q- EX- 0,3EY(1)	0.1	22.2	558. 9	264. 4	61.7	0.0	36. 0	OK
	B83	M27 8.8 - 1	G+0,3Q- EX- 0,3EY(1)	2.3	29.0	558. 9	264. 4	61.3	0.9	47. 4	OK
	B84	M27 8.8 - 1	G+0,3Q- EX- 0,3EY(1)	1.1	60.3	558. 9	264. 4	61.5	0.4	98. 0	OK
	B85	M27 8.8 - 1	G+0,3Q- EX- 0,3EY(1)	4.8	42.7	558. 9	264. 4	60.8	1.8	70. 3	OK
	B86	M27 8.8 - 1	G+0,3Q- EX- 0,3EY(1)	0.1	22.2	558. 9	264. 4	61.7	0.0	36. 1	OK
	B87	M27 8.8 - 1	G+0,3Q- EX- 0,3EY(1)	2.3	29.1	558. 9	264. 4	61.3	0.9	47. 5	OK
	B88	M27 8.8 - 1	G+0,3Q- EX- 0,3EY(1)	1.1	60.3	558. 9	264. 4	61.5	0.4	98. 0	OK
96 95 94 93 89 90 91 92	B89	M27 8.8 - 1	G+0,3Q- EX- 0,3EY(1)	5.2	46.3	558. 9	264. 4	60.7	2.0	76. 4	OK
	B90	M27 8.8 - 1	G+0,3Q- EX- 0,3EY(1)	0.3	24.3	558. 9	264. 4	61.6	0.1	39. 4	OK
	B91	M27 8.8 - 1	G+0,3Q- EX- 0,3EY(1)	2.2	34.4	558. 9	264. 4	61.3	0.8	56. 1	OK
	B92	M27 8.8 - 1	G+0,3Q- EX- 0,3EY(1)	0.9	60.3	558. 9	264. 4	61.5	0.3	98. 0	OK
	B93	M27 8.8 - 1	G+0,3Q- EX- 0,3EY(1)	5.2	46.1	558. 9	264. 4	60.7	2.0	76. 0	OK
	B94	M27 8.8 - 1	G+0,3Q- EX-	0.2	24.4	558. 9	264. 4	61.7	0.1	39. 5	OK

			0,3EY(1)								
	B95	M27 8.8 - 1	G+0,3Q- EX- 0,3EY(1)	2.2	34.3	558. 9	264. 4	61.3	0.8	56. 0	OK
	B96	M27 8.8 - 1	G+0,3Q- EX- 0,3EY(1)	0.9	60.3	558. 9	264. 4	61.5	0.3	98. 0	OK