

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

جامعة أبي بكر بلقايد - تلمسان -

Université Aboubakr Belkaïd – Tlemcen –

Faculté de TECHNOLOGIE



MEMOIRE

Présenté pour l'obtention du **diplôme de MASTER**

En : Génie civil

Spécialité : Structures

Par : MEZIANE Fatema Zohra & MAHROUG Fatiha

Sujet

Etude d'un hangar métallique à usage industriel : comparaison de l'application du PRA99 version 2003 et du nouveau RPA2024

Soutenu publiquement, le / 06 / 2025, devant le jury composé de :

Mme. BENADLA Zahera	Professeur	Univ. Tlemcen	Président
M. TABET-DERRAZ Moulay Idriss	Maitre de conférences B	Univ. Tlemcen	Directeur de mémoire
M. MISSOUM Abdelghani	Maitre de conférences B	Univ. Tlemcen	Examineur

2024/2025

DEDICACE

J'ai le plaisir à dédie ce travail à mes chers parents qui m'ont

toujours encouragé et qui ont tout sacrifié pour mes études.

A mes chères sœurs.

À ma grande mère, à mon oncle et à toute ma famille.

À mon binôme Fatema.

MAHROUG Fatiha

DEDICACE

Je dédie ce mémoire avec une immense gratitude :

À mes chers parents, piliers de ma vie, pour leur affection constante, leur patience et le soutien qu'ils m'ont offert. Je leur adresse toute ma reconnaissance. Puisse Dieu leur accorder une longue vie pleine de santé et de tranquillité.

À mes chères sœurs, pour leur présence rassurante et leurs encouragements tout au long de ce parcours.

À toute ma famille, pour leur affection et leur confiance en moi.

À mon binôme et amie Fatiha, avec qui j'ai partagé les défis et les réussites de ce parcours.

À mes amis les plus proches Loubna Ikram et Narimane, ainsi qu'à mes camarades de la filière génie civil, en particulier ceux de l'option structure.

À tous mes enseignants, pour leur présence et leurs conseils précieux.

Au club universitaire C.E.C, pour les expériences vécues, les liens tissés et les valeurs partagées.

À l'ingénieur WAHRANI Chakib, pour son accompagnement, sa générosité et ses conseils précieux qui m'ont été d'une grande aide tout au long de ce mémoire.

Enfin, à toutes les personnes qui, de près ou de loin, m'ont tendu la main, soutenu, ou simplement cru en moi.

MEZIANE Fatema Zohra

REMERCIEMENT

Louange à ALLAH, Le Tout-Puissant, Le Clément et Le Miséricordieux, qui nous a accordé la force, la patience et la persévérance pour accomplir ce travail.

On tient à exprimer notre profonde gratitude à notre encadrant Dr. TABET-DERRAZ Moulay Idriss, pour sa disponibilité, ses conseils éclairés et son accompagnement bienveillant tout au long de la réalisation de ce mémoire. Son soutien constant a été d'une grande valeur.

Mes remerciements les plus sincères vont également aux membres du jury, Pr. BENADLA Zahera et Dr. MISSOUM Abdelghani, qui ont accepté d'évaluer ce travail et d'enrichir notre réflexion par leurs remarques pertinentes.

On n'oublie pas de remercier l'ensemble des enseignants qui ont contribué à notre formation, en partageant généreusement leur savoir, leur expertise et leur passion pour l'ingénierie.

Enfin, nos remerciements vont à toutes les personnes qui, de près ou de loin, nous ont apporté leur aide, leurs encouragements ou leur soutien tout au long de ce travail. Qu'elles trouvent ici l'expression de notre sincère et profonde gratitude.

MEZIANE et MAHROUG

Résumé

Ce projet de fin d'études réalise une analyse structurelle et comparative d'un hangar métallique industriel situé à Oran. L'objectif principal est de confronter la conception de cet ouvrage aux exigences de l'ancien règlement parasismique algérien RPA99v2003 et du nouveau RPA 2024, afin d'évaluer l'impact des évolutions normatives.

L'étude débute par la présentation du projet et l'évaluation détaillée des charges et surcharges, incluant les actions climatiques (neige et vent) selon le RNV99v2013. S'ensuit le prédimensionnement des éléments secondaires conformément au règlement CCM97. Le cœur de l'étude est l'analyse sismique comparative, réalisée via une modélisation complète de la structure sur Autodesk Robot 2024, où les deux versions du RPA sont appliquées en parallèle.

Cette phase est suivie du dimensionnement des éléments principaux et de la vérification des assemblages selon les recommandations du CCM97. Enfin, l'étude se termine par le dimensionnement des fondations, en se basant sur le BAEL91 et en intégrant les nouvelles exigences du RPA 2024.

Cette démarche rigoureuse permettra de mettre en lumière les différences et les implications pratiques des mises à jour réglementaires sur la conception et la sécurité des structures métalliques en zone sismique.

Mots clés : Construction métallique, Assemblages métalliques, Etudes sismiques, Règlements parasismiques.

Abstract

This final-year project involves a structural and comparative analysis of an industrial steel hangar located in Oran. The primary objective is to compare the design of this structure with the requirements of the old Algerian seismic code RPA99v2003 and the new RPA 2024, to assess the impact of regulatory changes.

The study begins with a project overview and a detailed assessment of loads and surcharges, including climatic actions (snow and wind) according to RNV99v2013. This is followed by the pre-dimensioning of secondary elements in accordance with the CCM97 code. The core of the study is the comparative seismic analysis, performed through a comprehensive structural model in Autodesk Robot 2024, where both versions of the RPA are applied in parallel.

This phase is succeeded by the dimensioning of main elements and the verification of connections, both adhering to CCM97 recommendations. Finally, the study concludes with the foundation design, based on BAEL91 and incorporating the new requirements of RPA 2024.

This rigorous approach will highlight the differences and practical implications of regulatory updates on the design and safety of steel structures in seismic zones.

Keywords: Steel Construction, Steel Connections, Seismic Analysis, Seismic Regulations.

الملخص

يهدف مشروع التخرج هذا إلى إجراء تحليل إنشائي ومقارن لهنجر معدني صناعي يقع في وهران. ويتمثل الهدف الرئيسي في مقارنة تصميم هذا المنشأ بمتطلبات النظام الجزائري القديم المقاوم للزلازل (RPA99v2003) والنظام الجديد (RPA 2024) ، وذلك لتقييم تأثير التطورات المعيارية.

تبدأ الدراسة بعرض المشروع وتقييم مفصل للأحمال الزائدة والأحمال الحية، بما في ذلك تأثيرات العوامل المناخية (الثلوج والرياح) وفقاً لـ RNV99v2013. يلي ذلك التحديد الأولي لأبعاد العناصر الثانوية وفقاً للائحة CCM97. يكمن جوهر الدراسة في التحليل الزلزالي المقارن، والذي يتم إجراؤه من خلال نمذجة كاملة للمنشأ على برنامج Autodesk Robot 2024، حيث يتم تطبيق نسختي RPA بالتوازي.

تتبع هذه المرحلة تحديد أبعاد العناصر الرئيسية والتحقق من التجميعات وفقاً لتوصيات CCM97. أخيراً، تختتم الدراسة بتحديد أبعاد الأساسات، بالاعتماد على BAEL91 ودمج المتطلبات الجديدة لـ RPA 2024.

ستسمح هذه المنهجية الصارمة بتسليط الضوء على الاختلافات والآثار العملية للتحديثات التنظيمية على تصميم وسلامة المنشآت المعدنية في المناطق الزلزالية.

الكلمات المفتاحية: الإنشاءات المعدنية، التوصيلات المعدنية، الدراسات الزلزالية، اللوائح الزلزالية

TABLE DE MATIERE

Etude d'un hangar métallique à usage industriel : comparaison de l'application du PRA99 version 2003 et du nouveau RPA2024.....	1
INTRODUCTION GENERALE.....	1
Chapitre I : Généralités.....	2
I.2. PRESENTATION DE L'OUVRAGE	3
I.3. SITUATION DE PROJET	3
I.4. LES DONNEES GEOMETRIQUES	4
I.5. LES DONNEES CONCERNANT LE SITE	4
I.6. REGLEMENTS UTILISE	5
I.7. LOGICIELS UTILISE	5
I.8. MATERIAUX UTILISE	5
I.8.1. L'acier de construction	5
I.8.2. Le béton	5
I.9. CONCEPTION STRUCTURELLE	6
I.9.1. Partie horizontale (les toitures)	6
I.9.2. Partie verticale (les façades)	6
Chapitre II : Évaluation des charges.....	7
II.1. INTRODUCTION.....	8
II.2. CHARGE PERMANANT (G)	8
II.3. CHARGE EXPLOITATION (Q)	8
II.4. ACTION DE NEIGE	9
II.4.1. Object.....	9
II.4.2. Calcule des charges de neige	9
II.4.3. Calcul de la charge de neige sur le sol	9
II.4.4. Coefficient de forme de la toiture	9
II.5. L'EFFET DU VENT	11

II.5.1. Direction du vent	11
II.5.2. Détermination de la pression dynamique de pointe	12
II.5.3. Détermination de la pression du vent q_j	15
II.6. DETERMINATION DE LA FORCE DE FROTTEMENT FFR.....	28
Chapitre III : Calcul des éléments Secondaires.....	30
III.1 INTRODUCTION	31
III.2. LES PANNES	31
III.2.1 Définition.....	31
III.2.2 Calcule l'espacement entre les pannes	31
III.2.3 Les charges et les surcharges climatiques	32
III.2.4 Décomposition des charges et des surcharges	32
III.2.5. Pré dimensionnement des pannes	33
III.2.6. La Vérification à ELS	33
III.2.7. La Vérification à ELU	34
III.3. DES LISSES DE BARDAGES	39
III.3.1. Définition	39
III.3.2. Des charges et surcharges	39
III.3.3. La Vérification à ELS	40
III.3.4. La Vérification à ELU	40
III.4. DES POTELETS.....	43
III.4.1. Définition	43
III.4.2. Des charges et surcharges	43
III.4.3. Les vérifications à ELU	45
Chapitre IV : Analyse Sismique Comparative	48
IV.1. INTRODUCTION	49
IV.2. RPA99 V2003	49
IV.2.1. Principe de la méthode	49
VI.2.2. Détermination des paramètres du spectre de réponse de calcul	49

VI.2.3. Analyse dynamique de la structure.....	51
VI.2.4. Modélisation de la structure.....	52
VI. 2.5. Analyse modale.	53
VI. 2.6. Vérification de la structure	55
VI.3. RPA 2024	59
VI.3.1. Détermination des paramètres du spectre de réponse de calcul	59
VI.3.2. Analyse modale.....	62
VI.3.3. Vérification de la structure	64
VI.4. COMPARESON ENTRE RPA 2003 ET RPA 2024	67
VI.4.1. Paramètre sismique	67
VI.4.2. Les spectres	67
VI.4.3. Calcule effort sismique	68
VI.4.4. Vérification des déplacements	69
VI.4.5. Les combinaisons	69
VI.4.6. Les éléments principaux	70
Chapitre V : Dimensionnement des éléments principaux.....	71
V.1. INTRODUCTION	72
V.2. LES POTEAUX	72
V.2.1. la vérification	72
V.3. CALCUL DES TRAVERSESES	75
V.3.1. les vérification	75
V.4.CALCUL DES Palliées STABILITES.....	78
V.4.1. Les vérifications.....	78
V.5. CALCUL DES CONTREVENTEMENTS	79
V.5.1. Les vérifications	79
Chapitre VI : Étude des Assemblages Métalliques.....	81
VI.1. INTRODUCTION.....	82
VI.2. ASSEMBLAGE POTEAUX –TRAVERSE (HEA240-IPE330)	82

VI.2.1. Soudure de la platine	82
VI.2.2. Disposition constructive	83
VI.2.3. Les vérifications	84
VI.3. ASSEMBLAGE TRAVERSE –TRAVERSE (IPE 330-IPE330)	86
VI.3.1. Soudure de la platine	86
VI.3.2. Disposition constructive	87
VI.3.3. Les Vérification	87
VI.4. ASSEMBLAGE DES STABILITES (CAE 60×60×5)	88
VI.4.1. Soudure du gousset	88
VI.4.2. Disposition constructive.....	89
VI.4.3. Les Vérifications	89
Chapitre VII : Dimensionnement des Fondations.....	90
VII.1. INTRUCTION	91
VII.2. TYPE DE FONDATION	91
VII.3. LES PIEDS DE POTEAUX	91
VII.3.1. Efforts sollicitant	92
VIII.3.3. Calcule des boulons d’ancrage	96
VII.4. CALCUL DES FONDATIONS	98
VII.4.1 Caractéristiques géotechniques.....	98
VII.4.2. Efforts maximaux (obtenus par le logiciel ROBOT).....	98
VII.4.3. Dimensionnement des semelles.....	98
VII.4.4. Vérification la stabilité au renversement	99
VII.4.5. Calcul du ferrailage	99
VII.4.6. Détermination de la hauteur du patin « e »	100
VII.5. CALCUL DES LONGRINES	100
VII.5.1. Dimensionnement des longrines	101
VI.5.2. Calcul du ferrailage	101
VII.5.3. Vérification de condition de non fragilité	101

VII.5.4. Calcul d'armatures transversales	102
VII.5.5. Calcul d'espacement des cadres	102
CONCLUSION GENERALE.....	103
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....	104
ANNEXES.....	105
ANNEXE A : MODELISATION (ROBOT).....	106
ANNEXE B : Étude climatique.....	108
ANNEXE C : Calcule les éléments secondaires	110
ANNEXE D : Analyse Sismique Comparative	112
ANNEXE E : Étude des Assemblages Métalliques	121
ANNEXE F : Dimensionnement des Fondations	123

LISTE DES FIGURES :

Chapitre I : Généralités

Figure I.1 : Localisation du site de projet	3
Figure I.2 : Dimensions de l'hangar métallique	4

Chapitre II : Etude climatique

Figure II.1 : outre soumise à une charge d'exploitation	8
Figure II.2 : Coefficient de forme de toiture à versant multiple	10
Figure II.3 : Charge de la neige	11
Figure II.4 : Les directions principales du vent.	12
Figure II.5 : Hauteur de référence.	13
Figure II.6 : Vue en plan des zones de pression sent (V_1 et V_3).	16
Figure II.7: Répartition du coefficient de pression extérieur sur les parois verticales (V_1 et V_3).	17
Figure II.8: Répartition du coefficient de pression extérieur Répartition du coefficient de pression extérieur Répartition du coefficient de pression extérieur sur la toiture (V_1 et V_3).	19
Figure II.9: Répartition du coefficient de pression extérieur Répartition du coefficient de pression extérieur sur les parois verticales (V_2 et V_4).	20
Figure II.10 : Légende pour les versants de toitures sent (V_2 et V_4)	20
Figure II.11 : Légende pour les toitures à versants multiples.	21
Figure II.12: Répartition du coefficient de pression extérieur sur la toiture (V_2 et V_4).	22
Figure II.13 : Coefficient de pression intérieure C_{pi} des bâtiments sans face dominante.	23
Figure II.14 : Répartition des pressions sur les parois dans le sens V_1 avec $C_{pi}=0,25$	24
Figure II.15 : Répartition des pressions sur la toiture dans le sens V_1 avec $C_{pi}=0,25$	25
Figure II.16 : Répartition des pressions sur les parois dans le sens V_3 avec $C_{pi}=0,3$	26
Figure II.17 : Répartition des pressions sur la toiture dans le sens V_3 avec $C_{pi}=0,3$	26
Figure II.18 : Répartition des pressions sur les parois dans le sens V_2 avec $C_{pi}=0,35$	27
Figure II.19 : Répartition des pressions sur la toiture dans le sens V_2 avec $C_{pi}=0,35$	28
Figure II.20 : Prise en compte l'effet de frottement.	28

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Figure III.1: Poutre soumise à une charge d'exploitation	31
Figure III.2: Positon de panne	32
Figure III.3: espacement entre les pannes.....	33
Figure III.4: Position des lises de bardages.....	39
Figure III.5: Disposition des potelets.....	43
Chapitre IV : Analyse Sismique Comparative	
Figure VI.1 : Modélisation 3D de la structure.....	52
Figure V.2 : Spectre de réponse en fonction de l'axe X.....	54
Figure V. 3 : Spectre de réponse en fonction de l'axe Y.....	54
Figure VI.4 : mode 1 translation sens X.....	54
Figure VI.5 : mode 2 translation sens Y.....	55
Figure VI.6 : mode 3 torsion.....	55
Figure VI.7 : Spectre de réponse en fonction de l'axe X.....	62
Figure VI.8 : Spectre de réponse en fonction de l'axe Y.....	63
Figure VI.9 : Les éléments principaux le plus sollicité.....	70
Chapitre VI : Étude des Assemblages Métalliques	
Figure VI.1 : Assemblage poteau-traverse.....	82
Figure VI.2. : Assemblage traverse – traverse.....	86
Figure VI.3 : Assemblage stabilité.....	88
Chapitre VII : Dimensionnement des Fondations	
Figure VII.1 : Vue 3D de la jonction poteau-fondation	92
Figure VII.2 : compression sur le cote droite et la traction sur le cote gauche	93
Figure VII.3 : les détails de de la plaque d'assise	94
Figure VII.4 : les dimensions de la plaque d'assise	94
Figure VII.5 : Schéma montre l'effort traction dans les goujons	95
Figure VII.6 : tige d'encrage	97
Figure VII.7 : ferrailage des semelles isolées	100
Figure VII.8 : ferrailage des longrines.....	102

LISTE DES TABLEAUX :

Chapitre I : Généralités

Tableau I.1 : Les zones selon RPA 99 ver 2003 et RPA2024.....	4
---	---

Chapitre II : Etude climatique

Tableau II.2 : coefficient de la forme - toiture à versants multiple	9
Tableau II.2 : les valeurs des paramètres associés à la catégorie de terrain III.....	14
Tableau II.3 : les valeurs la pression dynamique de pont.....	15
Tableau II.4 : Les valeurs des surfaces des zones de vent des parois dans le sens (V_1 et V_3).....	17
Tableau II.5 : Les valeurs des C_{pe} sur les parois dans le sens (V_1 et V_3)	17
Tableau II.6 : Valeurs de surface et de coefficient C_{pe} de chaque zone de la toiture.....	18
Tableau II.7 : Les valeurs des C_{pe} sur La toiture dans le sens (V_1 et V_3)	19
Tableau II.8 Les valeurs des surfaces des zones de vent des parois dans le sens(V_2 et V_4).....	20
Tableau II.9 : Les valeurs des C_{pe} sur les parois dans le sens (V_2 et V_4).....	20
Tableau II.10 Les valeurs des surfaces des zones de vent pour la toiture dans le sens (V_2 et V_4)	22
Tableau II.11 : Les valeurs des C_{pe} sur le t dans le sens (V_2 et V_4)	23
Tableau II.12 : Valeurs des pressions sur les parois dans le sens V_1 avec $C_{pi}=0,25$	25
Tableau II.13 : Valeurs des pressions sur la toiture dans le sens V_1 avec $C_{pi} =0,25$	26
Tableau II.14 : Valeurs des pressions sur les parois dans le sens V_3 avec $C_{pi} =-0,3$	26
Tableau II.15 : Valeurs des pressions sur la toiture dans le sens V_3 avec $C_{pi} =-0,3$	27
Tableau II.16 : Valeurs des pressions sur les parois dans le sens V_2 avec $C_{pi} =0,35$	28
Tableau II.17 : Valeurs des pressions sur la toiture dans le sens V_2 avec $C_{pi} = 0,35$	28
Chapitre III : Calcul des éléments secondaires	
Tableau III.1 : Caractéristiques du profilé IPE140.....	33
Tableau III.2 : Les dimensions de la panne de profile IPE140	35
Tableau III.3 : Caractéristiques du profilé IPE120.....	40

Tableau III.4 : Les dimensions de la panne de profile IPE120	40
Tableau III.5 : Caractéristiques du profilé IPE220.....	44
Tableau III.6 : Les dimensions de la panne de profile IPE220	44
Chapitre IV : Analyse Sismique Comparative	
Tableau VI.1 : le tableau presente la valeur de A.....	50
Tableau VI.2: Valeurs de ξ (%).....	50
Tableau VI.3 : le tableau presente les valeurs de T_1 , T_2	50
Tableau VI.4: Valeurs des pénalités P_q	51
Tableau VI.5: présenté le Les 3 premières périodes.	52
Tableau VI.6: Valeur de la période (T_0)	56
Tableau VI.7: Résultante des forces sismiques à la base.....	57
Tableau VI.8: Déplacements relatifs dans le sens (x-x).	58
Tableau VI.9: Déplacements relatifs dans le sens (y-y).	58
Table VI.10: Définition de zones de sismicité et coefficient d'accélération de zone au rocher.....	59
Table VI.11: Valeurs des paramètres décrivant les spectres de réponse élastique de Type I (Zones sismiques IV, V et VI)	60
Tableau VI.12 : Valeurs de pénalités P_q (suivant X).....	60
Tableau VI.13 : Valeurs de pénalités P_q (suivant Y).	61
Tableau VI.14 : Coefficient d'importance I.....	61
Tableau VI.15 : Valeurs de ξ (%).....	61
Tableau VI.16 : présenté le Les 3 premières périodes.....	61
Table VI.17 : L'action sismique vertical e A_v est obligatoire lorsque ($A_v \cdot I \cdot g$) depasse 0.25 g..	64
Table VI.18 : Valeur de la période (T_0)	64
Tableau VI.19 : Résultante des forces sismiques à la base.....	65
Tableau VI.20 : Déplacements relatifs dans le sens (x-x).	66
Tableau VI.21 : Déplacements relatifs dans le sens (y-y).	66
Tableau VI.22 : comparaison les paramètres sismiques entre RPA 2003 et RPA 2024.....	67
Tableau VI.23 : comparaison spectre entre RPA 2003 ET RPA 2024.....	68
Tableau VI.24 : comparaison effort sismique entre RPA 2003 ET RPA 2024.....	68

Tableau VI.25 : comparaison déplacements entre RPA 2003 ET RPA 2024.....	69
Tableau VI.26 : comparaison Les combinaisons entre RPA 2003 ET RPA 2024.....	69
Chapitre V : Dimensionnement des éléments principaux	
Tableau V.1 : Caractéristiques du profilé HEA240.....	72
Tableau V.2 : Les dimensions de la panne de profile IPE330	75
Chapitre VII : Dimensionnement des Fondations	
Tableau VII.1 : les efforts maximaux en ELU et ELS.....	98

LISTE DE NOTATION :

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

S : Surcharge climatique de la neige.

S_k : La charge de neige sur sol

V : Surcharge climatique du vent.

P : la charge d'entretien

b: la longueur de la semelle

d: la hauteur de l'âme.

h: Hauteur du profilé.

t_w : Epaisseur de l'âme

t_f : Epaisseur de la semelle

A : Section brute

A_{net} : Section nette.

I : Moment d'inertie

W_{pl} : Module de résistance plastique

G : poids propre de profil

M_{sd} : Moment sollicitant

N_{sd} : Effort normal sollicitant

N_{pIRd} : Effort normal de la résistance plastique

λ : Élancement

χ : Coefficient de réduction pour le mode de flambement approprié

γ_m : Coefficient de sécurité

f_y : Limite d'élasticité

L : Longueur

L_f : Longueur de flambent

α : Facteur d'imperfection

C_T : Coefficient de topographie

q_p : Pression dynamique de pointe

q_{ref} : Pression dynamique moyen de référence

C_r : Coefficient de rugosité

F : la flèche

C_d : Coefficient dynamique.

INTRODUCTION GENERALE

La construction métallique fait partie du génie civil et se concentre sur la conception, la fabrication et l'assemblage de structures en acier. Ce projet de fin d'études est dédié à l'étude d'un hangar métallique industriel destiné au stockage de matériaux. L'objectif central de cette démarche est d'effectuer une analyse sismique comparative de l'ouvrage, en évaluant sa conception selon les exigences de l'ancien règlement parasismique algérien (RPA99v2003) et celles du nouveau RPA 2024. Cette comparaison permettra de mettre en lumière l'impact des évolutions normatives sur le comportement et la sécurité des structures en zone sismique. Le travail est structuré en plusieurs chapitres, chacun abordant une phase spécifique de l'étude :

- **Chapitre 1 : Généralités.** Ce chapitre expose la démarche méthodologique adoptée pour la réalisation du projet. Il inclut la présentation de la localisation du hangar, de ses données géométriques, ainsi que des règlements et matériaux employés, et enfin, les logiciels de calcul utilisés.
- **Chapitre 2 : Détermination des Charges et Surcharges.** Cette section détaille la méthodologie de calcul des charges permanentes et d'exploitation, conformément aux directives du document réglementaire DTR BC.2.2. Elle couvre également la quantification des surcharges climatiques (neige et vent) selon la norme « RVN 99 version 2013 ».
- **Chapitre 3 : Prédimensionnement des éléments secondaires.** Ce chapitre est dédié aux calculs de dimensionnement des éléments secondaires de la structure, tels que les pannes, les lisses de bardage et les potelets. Des formules spécifiques sont appliquées pour les vérifications nécessaires selon les indications du règlement CCM97.
- **Chapitre 4 : Analyse Sismique Comparative.** Ce chapitre fondamental analyse la réponse du hangar face aux risques sismiques. Il applique les principes du RPA99v2003 et du RPA 2024 en parallèle, permettant une comparaison directe des changements introduits par le nouveau règlement. La modélisation et les calculs sont effectués à l'aide du logiciel Autodesk Robot 2024.
- **Chapitre 5 : Dimensionnement des éléments principaux.** Ce chapitre détaille le dimensionnement des éléments principaux de la structure, incluant les poteaux, les traverses, les éléments de stabilité et les contreventements, le tout conformément aux normes du « CCM97 ».
- **Chapitre 6 : Étude des Assemblages Métalliques.** Cette section est consacrée à l'étude des différents types d'assemblages métalliques (par exemple, poteaux-traverses, traverses-traverses, stabilités), en se basant sur les critères définis par le CCM97.
- **Chapitre 7 : Dimensionnement des Fondations.** Le chapitre final présente le calcul des assemblages de pied de poteaux et détermine les dimensions ainsi que le ferrailage des fondations conformément au BAEL91, assurant l'ancrage sécurisé de la structure au sol.

Chapitre I

Généralités

I.1. INTRODUCTION :

Cette étude se propose de comparer un hangar métallique industriel selon l'application du RPA99 version 2003 et du nouveau RPA2024.

Le but est de voir l'effet des nouvelles dispositions sur la stabilité du hangar vis-à-vis des tremblements de terre et son niveau de sécurité. Les différences en question portent sur le rapport de la charge sismique, des coefficients de comportement, et les méthodes de calcul. Cela aidera à faire un choix pertinent entre les deux règlements pour concevoir la meilleure conception du hangar métallique.

I.2. PRESENTATION DE L'OUVRAGE :

Ce projet de fin d'étude qui consiste à étudier un hangar en charpente métallique destiné au stockage industriel avec une toiture à deux versants symétriques en charpente métallique.

L'ouvrage est situé à Hassi Ameur (Wilaya d'ORAN). Il se caractérise par une surface de 1224 m², avec une largeur de 36 m et une longueur de 34 m. La structure comprend un espacement de 6 m entre portiques, totalisant ainsi 8 portiques.

I.3. SITUATION DE PROJET :

Le territoire de Hassi Ameur est situé au niveau de la commune de Hassi Bounif qui dépend de la daïra de Bir El Djir dans la wilaya d'Oran située au Nord-Ouest de l'Algérie.

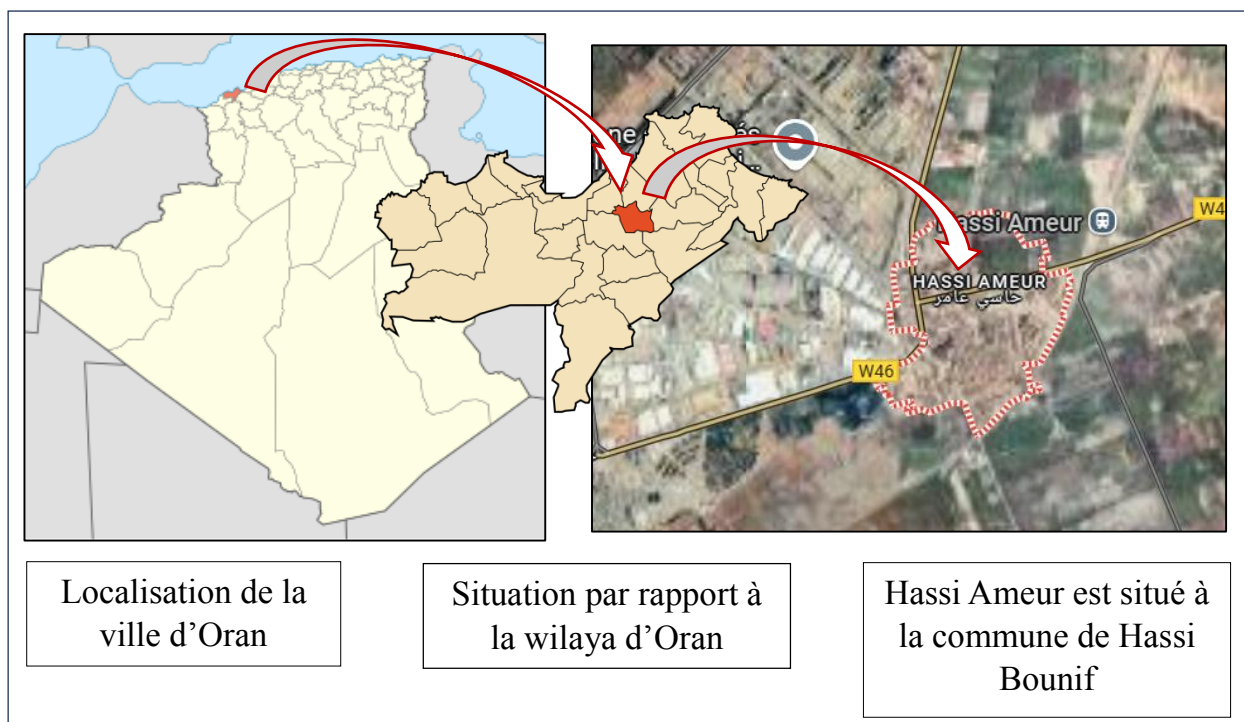


Figure I.1 : Localisation du site de projet

I.4. LES DONNEES GEOMETRIQUES :

L'ouvrage a une forme en plan rectangulaire caractérisé par les dimensions comme suit :

- La longueur de la structure : $L_1 = 34.00$ m
- La largeur de la structure : $L_2 = 36.00$ m
- La hauteur totale (au faitage) : $H_1 = 7.5$ m
- La hauteur des poteaux (à la poutre sablière) : $H_2 = 6.00$ m
- La pente de versant : $\alpha = 9.46^\circ$

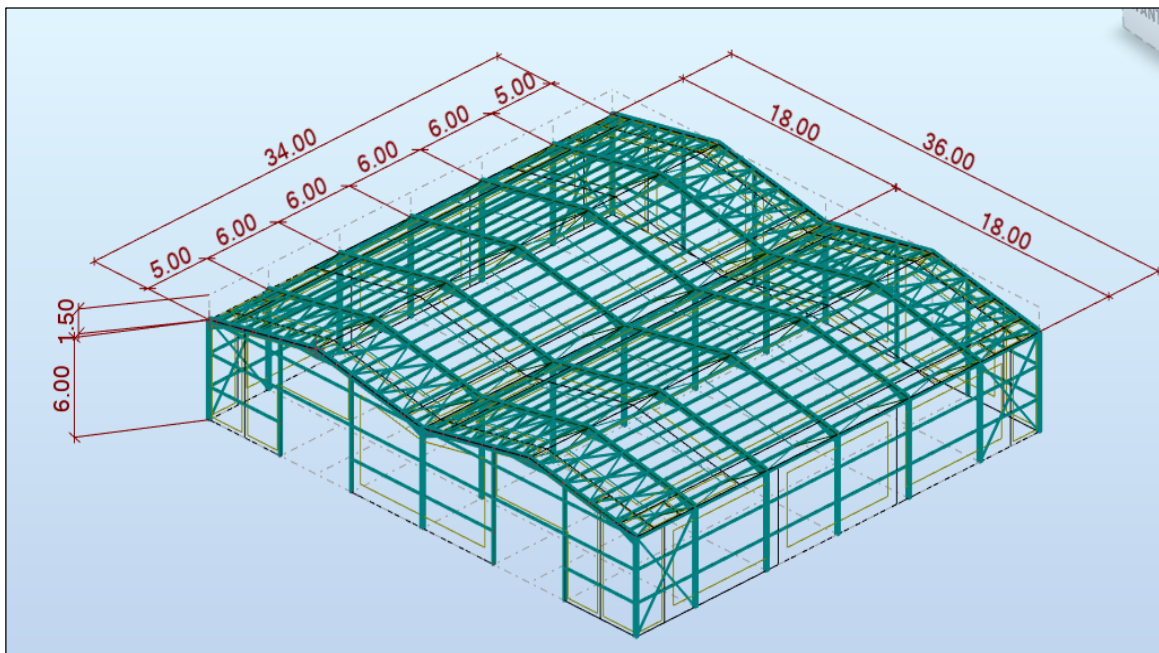


Figure I.2 : Dimensions de hangar métallique

I.5. LES DONNEES CONCERNANT LE SITE :

Le projet est un Hangar implanté dans un terrain plat à la commune de Hassi Ameur, Wilaya de « ORAN ». Les données du site sont :

- La contrainte admissible du sol (rapport géotechnique du sol) : $\sigma_{sol} = 2$ bars
- Altitude : 131 m
- Zone de neige : Zone **B**
- Zone du vent : Zone **II**

	RPA 99 ver. 2003	RPA2024
Zone sismique	Zone II a	Zone VI (Groupe de communes A)

Tableau 1 : les zones selon RPA 99 ver. 2003 et RPA2024

I.6. REGLEMENTS UTILISE :

Les règlements techniques appliqués à l'étude de ce projet sont les suivants :

- **RPA 99 version 2003** : Règles parasismiques algériennes version 2003.
- **RNV99 version 2013** : Règles définissant les effets de la neige et du vent.
- **DTR B.C.2.2** : Document technique règlement des charges permanentes et surcharges d'exploitations.
- **RPA2024** : Règlement parasismique Algérienne version 2024.
- **CCM 97** : Règles et calcul des structures en acier
- **BAEL91** : Règlement relatif au dimensionnement du béton armé aux états limites.
- **Eurocode03** : Règles de calcul des structures en acier.

I.7. LOGICIELS UTILISE :

Pour ce projet, on utilise les logiciels suivants :

- **AutoCAD2013** : pour l'élaboration des différents plans et figures.
- **Robot 2024** : pour la modélisation de la structure.

I.8. MATERIAUX UTILISE :

Pour notre projet, on a choisi les matériaux de construction suivants :

I.8.1. L'acier de construction :

L'acier est un matériau par transformation qui associe le fer et le charbon dont le fer est l'élément prédominant entrant dans sa composition.

- Nuance d'acier : $f_e = 360$ MPA.
- La limite élastique : $f_y = 235$ MPA.
- La résistance à la traction : $f_u = 360$ MPA.
- La masse volumique : $\rho = 7850$ Kg/m³
- Module d'élasticité longitudinale : $E = 210000$ MPA.
- Module d'élasticité transversale : $G = E/2(1+\nu) = 84000$ MPA.
- Coefficient de poisson : $\nu = 0,3$.

I.8.2. Le béton :

Le béton est un matériau composé de ciment, de granulats (sable et gravier) et d'eau. Il est utilisé ce matériau à cause de sa résistance à la compression mieux qu'à l'effort de traction.

- Le béton armé est formulé avec un dosage de 350kg/m³.

- Le béton de propreté est préparé avec un dosage de 150 kg/m^3 .

-Ces caractéristiques sont :

- La résistance à la compression à 28 jours : $f_{c28} = 25 \text{ MPA}$.
- La résistance à la traction : $f_{t28} = (0,06 f_{c28} + 0,6) = 2,1 \text{ MPA}$.
- Poids volumique $\rho = 2500 \text{ kg/m}^3$
- Module d'élasticité : $E = 14000 \text{ MPA}$.

I.9. CONCEPTION STRUCTURELLE :

La conception de ce hangar industriel a été réalisée en tenant compte des critères suivants :

- Optimisation économique.
- Faisabilité du projet.
- Stabilité globale de la structure.
- Résistance aux phénomènes d'instabilité.

I.9.1. Partie horizontale (les toitures) :

La toiture représente la partie supérieure d'une structure et remplit deux fonctions principales : elle supporte les charges (fonction porteuse) et assure la protection de l'ensemble.

Dans notre projet, la toiture a une forme trapézoïdale avec quatre versants identiques, dont un exposé au vent. Elle se compose des éléments suivants :

- Panne.
- Panneaux Sandwich

I.9.2. Partie verticale (les façades) :

Le bardage est fixé et maintenu en place à l'aide de lisses.

Chapitre II

Evaluation des charges

II.1. INTRODUCTION :

Les actions climatiques, notamment le vent et la neige, influencent la stabilité des structures métalliques. Il est donc essentiel de les analyser afin de garantir la sécurité de l'ouvrage. Ce chapitre présente l'évaluation de ces charges conformément au RNV 2013, en considérant les différentes configurations possibles.

II.2. CHARGE PERMANANT (G)

- Le Poids propre de la couverture (les pannes sandwichent)12.80kg/m²
- Le Poids propre de Bardage.....12.80kg/m²
- Accessoires de pose.....5kg/m²

II.3. CHARGE EXPLOITATION (Q) :

- D'après le document technique réglementaire de charges **et surcharges**

- Les charges d'entretien sont conventionnellement assimilées à deux charges concentrées de 1KN appliquées au 1/3 et aux 2/3 des portés.

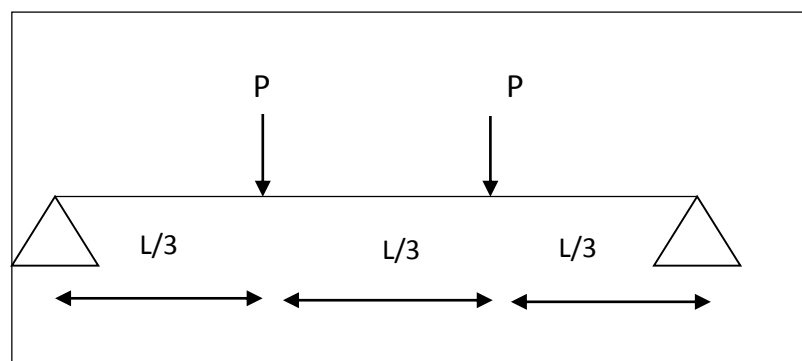


Figure II.1: Poutre soumise à une charge d'exploitation

On calcule la charge Q par la formule suivante :

$$M_{max} = P \times \frac{L}{3} = Q \times \frac{L^2}{8}$$

L : longueur de la poutre est égale 6m

P : la charge d'entretien est égale 1KN

$$Q = \frac{1 \times 8}{3 \times 6} = 0.444 \text{ KN/m}^2$$

II.4. ACTION DE NEIGE :

II.4.1. Object :

Le présent règlement a pour objet de définir les valeurs représentatives de la charge statique de neige sur toute surface située au-dessus du sol et soumise à l'accumulation de la neige et notamment sur les toitures.

II.4.2. Calcule des charges de neige :

La charge caractéristique de neige S (KN/m²) par unité de surface en projection horizontale de toiture s'obtient par la formule suivante :

$$S = \mu \cdot s_k \quad [\text{KN/m}^2]$$

D'où s_k : Valeur de la charge de neige sur le sol.

μ : coefficient d'ajustement de la charge

II.4.3. Calcul de la charge de neige sur le sol :

La valeur de s_k en KN/m² est déterminé par les lois de variation suivants en fonction d'altitude H (par rapport au niveau de la mer) en m

$$\text{Zone A} \quad s_k = \frac{0.07.H+15}{100}$$

$$\text{Zone B} \quad s_k = \frac{0.04.H+10}{100}$$

$$\text{Zone C} \quad s_k = \frac{0.0325.H}{100}$$

Zone B Pas de charge de neige dans cette région une charge représentant l'ensablement des terrasses

Wilaya d'Oran situé à la zone B avec d'altitude $H=131$ donc :

$$s_k = \frac{0.04 \times 131 + 10}{100} \longrightarrow s_k = 0.152 \text{ KN/m}^2.$$

II.4.4. Coefficient de forme de la toiture :

Dans le cas de toiture à versants multiples :

(α) d'angle de versant par rapport à l'horizontale (en°)	$0 \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30 \leq \alpha \leq 60^\circ$	$\alpha \leq 60^\circ$
Coefficient μ_1	0.8	$0.8 \cdot \left(\frac{60-\alpha}{30}\right)$	0.0
Coefficient μ_2	$0.8 + 0.8 \cdot \left(\frac{\alpha}{30}\right)$	1.6	-

Tableau II.1 : coefficient de la forme - toiture à versants multiple

Dans ce cas $\alpha = 9.46^\circ$

Donc : $\mu_1 = 0.8$

$$\mu_2 = 0.8 + 0.8 \cdot \left(\frac{9.46}{30}\right) \longrightarrow \mu_2 = 1.052$$

D'après RNNV Les dispositions de charge à considérer correspondent :

- Cas (i) : sans accumulation de neige
- Cas (ii) : avec accumulation de neige

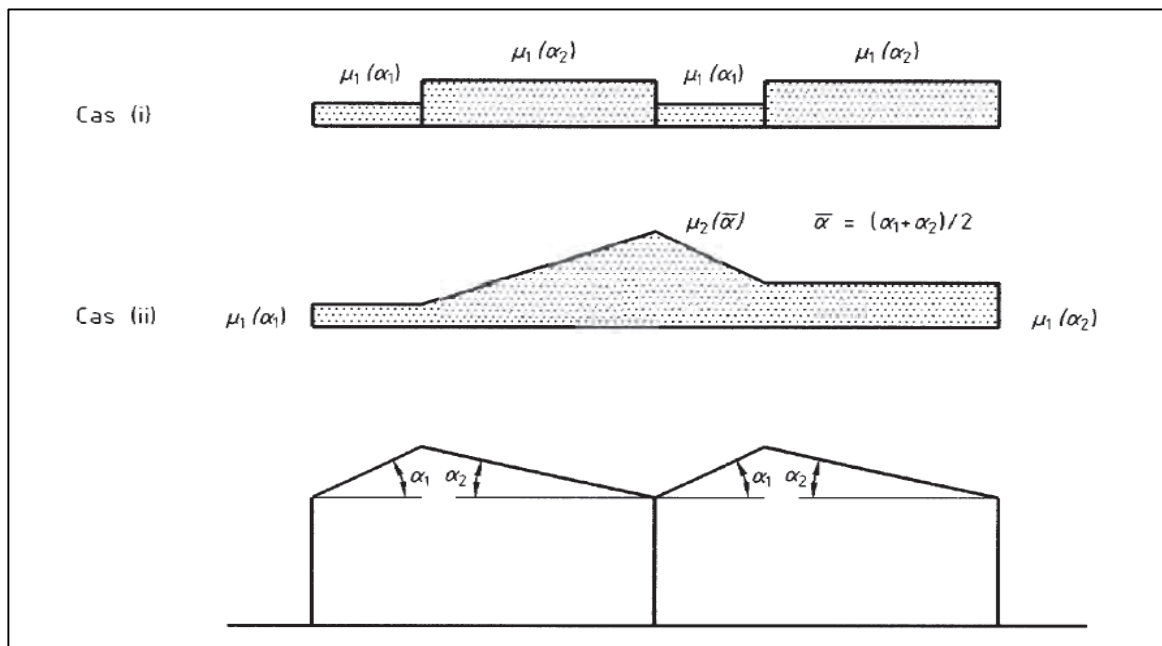


Figure II.2 : Coefficient de forme de toiture à versant multiple

Donc :

- Cas (i) : la charge de neige est : $S = \mu_1 \times s_k = 0.8 \times 0.152 \longrightarrow S = 0.122 \text{ KN/m}^2$

- Cas (ii) : la charge de neige est : $S = \mu_2 \times s_k = 1.052 \times 0.152 \longrightarrow S = 0.160 \text{ KN/m}^2$

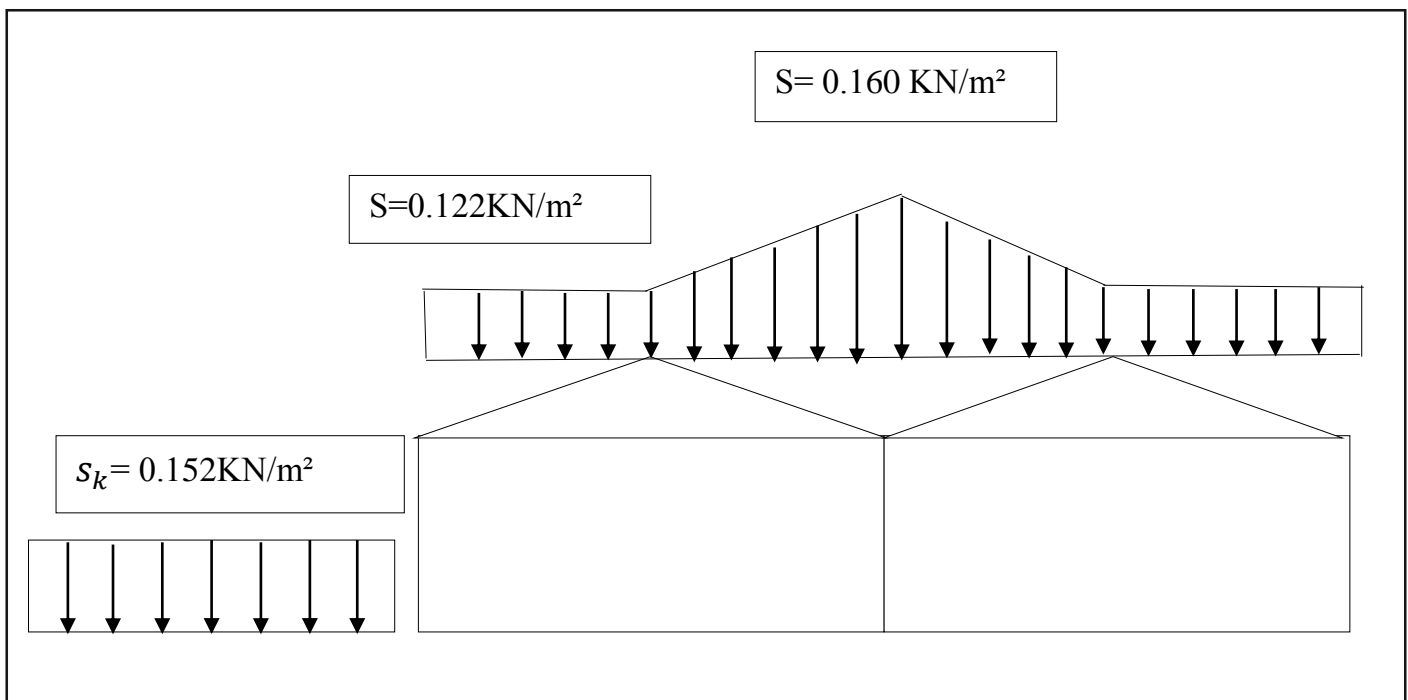


Figure II.3 : Charge de la neige

II.5. L'EFFET DU VENT :

L'effet du vent sur une construction métallique représente l'ensemble des forces exercées par le vent sur la structure, influençant directement sa stabilité et sa résistance. Ces actions, qui varient en fonction de la direction et de l'intensité du vent, dépendent de plusieurs paramètres, notamment :

- La direction du vent,
- La région,
- Le site d'implantation du hangar,
- La forme géométrique du hangar,
- Les ouvertures du hangar.

Une étude approfondie est essentielle pour analyser ces sollicitations et garantir la sécurité de l'ouvrage, conformément aux normes en vigueur, notamment les règles neige et vent RNV99-version 2013.

II.5.1. Direction du vent :

En fonction de la direction du vent et de l'état des ouvertures, quatre scénarios sont pris en compte pour l'analyse des effets du vent sur les parois et la toiture :

- Vent perpendiculaire au long-pan avec une surpression intérieure.
- Vent perpendiculaire au long-pan avec une dépression intérieure.

- Vent perpendiculaire au pignon avec une surpression intérieure.
- Vent perpendiculaire au pignon avec une dépression intérieure.

Ces configurations permettent d'évaluer précisément l'impact du vent sur la structure en tenant compte des conditions de pressions internes et externes.

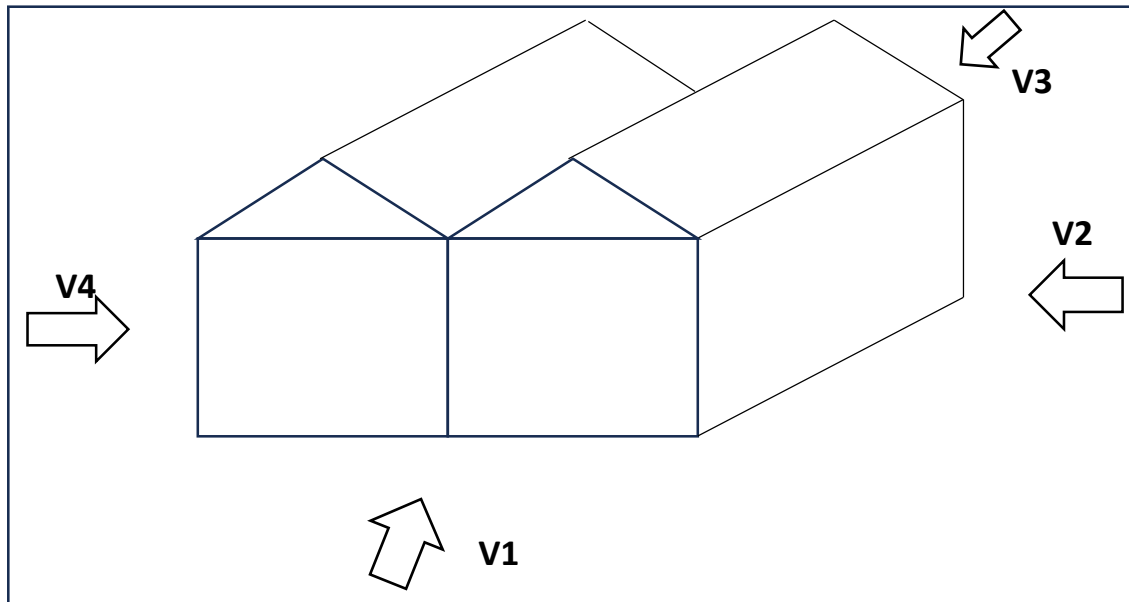


Figure II.4 : Les directions principales du vent.

II.5.2. Détermination de la pression dynamique de pointe :

La formule donne par :

$$q_p(z_e) = q_{réf} \times C_e(z_e) \quad [N/m^2] \quad [Formule 2.1 RNV/2013]$$

z_e : hauteur

C_e : Coefficient d'exposition au vent

$q_{réf}$: La pression référence

1) Détermination la pression référence :

Notre structure est située à Oran, classée en zone II. La pression de référence est déterminée conformément au tableau 2-2 du RNVA 2013 comme suit :

$$q_{réf} = 435 \text{ N/m}^2$$

2) Hauteur de référence z_e :

Pour les deux directions du vent et selon le « RNV 2013 », le z_e est défini conformément à la figure ci-dessous :

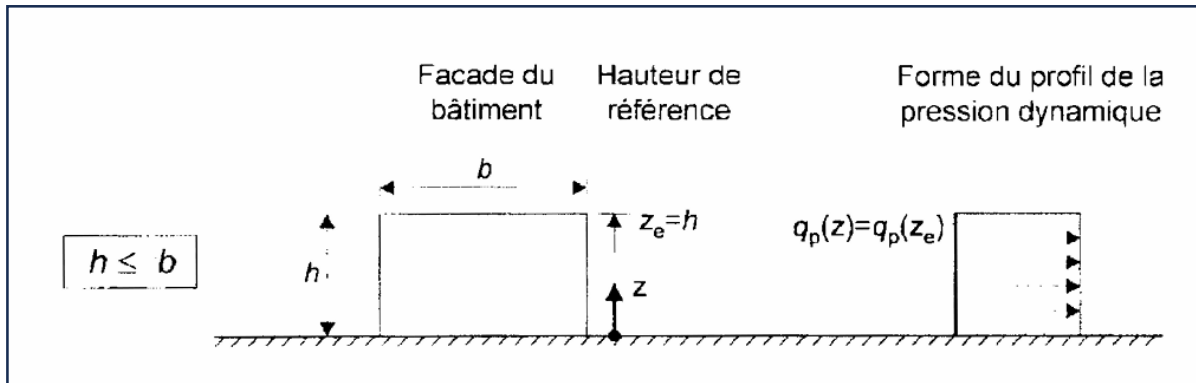


Figure II.5 : Hauteur de référence

Comme dans notre cas, la hauteur des parois est $h = 6$ m et la largeur $b = 36$ m, nous avons donc :

$$h = 7,5 \text{ m} < b = 36 \longrightarrow Z_e = h = 6 \text{ m}$$

Pour les toitures, Z_e est pris égal à la hauteur maximale des bâtiments, conformément au (RNVA 2013, Chapitre 2, Article 2.3.2) :

$$Z_e = h = 7,5 \text{ m}$$

3) Détermination du coefficient d'exposition $C_e(Z_e)$

$$C_e(z) = C_t^2(z) \times C_r^2 + (1 + 7I_v(z)) \quad [\text{Formule 2.2-RNV/2013}]$$

C_r : Coefficient de rugosité.

C_t : Coefficient de topographie.

$I_v(z)$: L'intensité de la turbulence.

Z : La hauteur considérée.

a) Coefficient de topographie

Étant donné que le site est plat et que ($\phi < 0,05$), le coefficient de topographie est pris égal à :

$$C_t(Z) = 1 \quad [\text{Formule 2.4-RNV/2013}]$$

b) Calcul de coefficient dynamique C_d :

Selon (chapitre III du RNVA 2013 sur le coefficient dynamique), une valeur simplifiée est applicable aux structures métalliques. Dans le cas de notre projet, la

hauteur totale du hangar étant de $H=7,5$ m, soit inférieure à 15 m, nous adoptons la valeur simplifiée de $C_d = 1$.

c) Détermination du coefficient de la rugosité C_r :

Le coefficient de rugosité C_r est un paramètre clé dans le calcul du coefficient d'exposition au vent. Il est déterminé en fonction de la hauteur Z et de la catégorie du terrain selon la formule suivante :

$$C_r(z) = K_T \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) \quad \text{si } Z_{\min} \leq Z \leq 200 \text{ m}$$

$$C_r(z) = K_T \times \ln\left(\frac{Z}{Z_{\min}}\right) \quad \text{si } Z \leq Z_{\min}$$

D'après [Formule 2.3-RNV/2013]

d) Détermination du coefficient d'exposition :

Le coefficient d'exposition est influencé par plusieurs facteurs, notamment : Le coefficient de rugosité C_r , Le coefficient de topographie et La catégorie de terrain.

Notre structure étant implantée en zone industrielle, elle est classée en catégorie III, conformément au [RNV A2013, Tableau 2.4].

- Paramètres de la catégorie III

Catégorie de terrain	K_T (Facteur de terrain)	Z_0 (Paramètre de rugosité en m)	Z_{\min} (Hauteur minimale en m)	ξ (Le coefficient)
III	0,215	0,3	5	0,61

Tableau II.2 : les valeurs des paramètres associés à la catégorie de terrain III.

Donc on peut déterminer le coefficient de la rugosité C_r

- **La toiture :**

$$Z = 7,5 \text{ m} \rightarrow Z_{\min} = 5 \text{ m} \leq Z = 7,5 \text{ m} \leq 200 \text{ m}$$

$$C_r(Z = 7,5 \text{ m}) = K_T \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) = 0,215 \times \ln\left(\frac{7,5}{0,3}\right) \Rightarrow C_r(z) = 0,692$$

- **La paroi verticale :**

$$Z = 6 \text{ m.} \rightarrow Z_{\min} = 5 \text{ m} \leq Z = 6 \text{ m} \leq 200 \text{ m}$$

$$C_r(Z = 6 \text{ m}) = K_T \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) = 0,215 \times \ln\left(\frac{6}{0,3}\right) \Rightarrow C_r(z) = 0,644$$

e) **Intensité de turbulence I_v :**

D'après le RNV/2013 on la formule :

$$\left\{ \begin{array}{l} I_v(z) = \frac{1}{C_t(z) \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \quad \text{pour } z > z_{\min} \\ I_v(z) = \frac{1}{C_t(z) \times \ln\left(\frac{z_{\min}}{z_0}\right)} \quad \text{pour } z \leq z_{\min} \end{array} \right.$$

➤ **Paroi verticale :**

$$Z = 6 \text{ m} > Z_{\min} = 2 \text{ m}$$

$$I_v(z) = \frac{1}{1 \times \ln\left(\frac{6}{0,3}\right)} \longrightarrow I_v(z) = 0,334$$

➤ **Toiture :**

$$Z = 7,5 \text{ m} > Z_{\min} = 2 \text{ m}$$

$$I_v(z) = \frac{1}{1 \times \ln\left(\frac{7,5}{0,3}\right)} \longrightarrow I_v(z) = 0,310$$

Donc on peut déterminer le coefficient d'exposition $C_e(z)$:

➤ **Paroi verticale :**

$$C_e(6) = 1^2 \times (0,644)^2 \times (1 + 7 \times 0,334) \rightarrow C_e(6) = 1,384$$

➤ **Toiture :**

$$C_e(7,5) = 1^2 \times (0,692)^2 \times (1 + 7 \times 0,310) \rightarrow C_e(6) = 1,518$$

La pression dynamique de ponté :

	C_e	$q_{\text{réf}}[\text{N/m}^2]$	$q_p[\text{N/m}^2]$
Paroi vertical	1,384	435	602,04
Toiture	1,518	435	660,33

Tableau II.3 : les valeurs la pression dynamique de ponté.

II.5.3. Détermination de la pression du vent q_j :

Dans notre structure, une face de la paroi est intérieure à la construction tandis que l'autre est extérieure. La pression nette appliquée sur un élément de surface j à une hauteur z_j est donc calculée à l'aide de la formule suivante :

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

- $W(z_j)$ [N/m^2] : pression nette exercée sur l'élément de surface j à la hauteur z_j .
- C_{pe} : coefficient de pression extérieure.

- C_{pi} : coefficient de pression intérieure.
- C_d : coefficient dynamique de la construction.

II.5.3.1. Détermination du coefficient de pression extérieure C_{pe} :

Le coefficient de pression extérieure C_{pe} est un paramètre influencé par la forme géométrique de la structure et la dimension de la surface chargée.

Les dimensions clés à prendre en compte sont :

b : la dimension perpendiculaire à la direction du vent.

d : la dimension parallèle à la direction du vent.

Les conditions de détermination de C_{pe}

- $C_{pe} = C_{pe1}$ $S \leq 1m^2$
- $C_{pe} = C_{pe1} + (C_{pe10} - C_{pe1}) \times \log_{10}(S)$ $1 m^2 \leq S \leq 10 m^2$
- $C_{pe} = C_{pe1}$ $S \geq 10 m^2$

Avec : S : Surface chargée de la paroi considérée.

a) Vent perpendiculaire au pignon V1 et V3 :

➤ Direction du vent $\Theta = 90^\circ$

• Parois verticales :

On utilise : Pour cette direction du vent on a : $b = 36 m$; $d = 34 m$; $h = 6 m$
 $e = \min [b, 2h] = \min [36 ; 6 \times 2] = \min [36 ; 12] = 12m \rightarrow e = 12 m$.

Donc on a : $d = 34 m > e = 12 m$.

Donc on utilise la légende suivante : (5.2. du chapitre V (RNV2013 p80)).

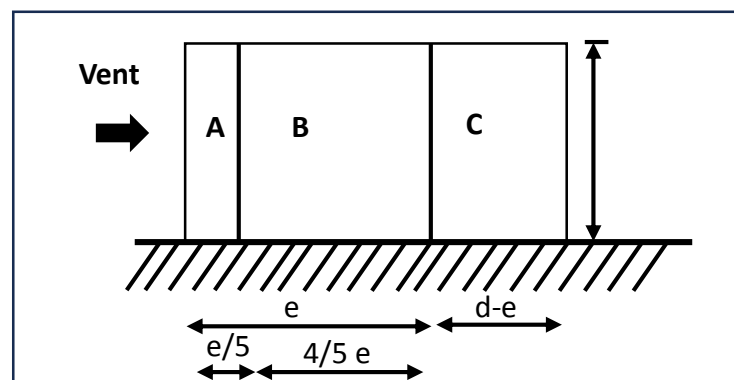


Figure II.6 : Vue en plan des zones de pression sent V1 et V3.

· Calcul des surfaces pour chaque zone :

Zone	A		B		C		D		E	
Dimensions	$\frac{e}{5}$	h	$\frac{4e}{5}$	h	d-e	h	b	h	b	h
Géométriques (m)	2,4	6	9,6	6	22	6	36	7,5	36	7,5
Surfaces (m ²)	14,6		57,6		132		270		270	

Tableau II.4 : Les valeurs des surfaces des zones de vent des parois dans le sens (V1 et V4)

Remarque : Toutes les surfaces de chaque zone sont supérieures à 10 m².

Donc : $C_{pe} = C_{pe,10}$ (Selon RNVA 2013 chap5, article 5.1.1.2)

D'après le tableau 5.1 du RNVA 2013, les valeurs de C_{pe} seront déterminées pour chaque zone :

Zone	A	B	C	D	E
C_{pe}	-1	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

Tableau II.5 : Les valeurs des C_{pe} sur les parois dans le sens (V1 et V3)

La figure ci-dessous représente la distribution des coefficients C_{pe} sur les parois verticales.

➤ **Toiture :**

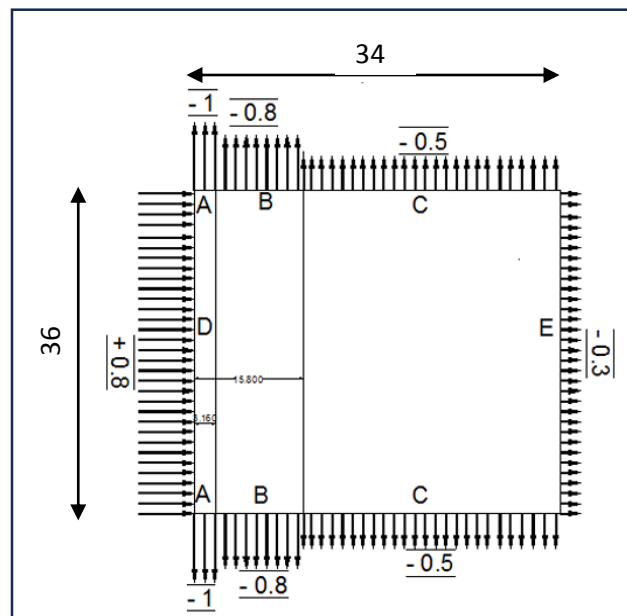


Figure II.7: Répartition du coefficient de pression extérieure sur les parois verticales (V1et V3)

On a toiture multiple a quatre versant

Pour cette direction du vent on a: $b = 36 \text{ m}$; $d = 34 \text{ m}$; $h = 7,5 \text{ m}$

$e = \min [b, 2h] = \min [18 ; 7,5 \times 2] = \min [18 ; 15] = 15 \text{ m} \rightarrow e = 15 \text{ m}$.

Donc on a : $d = 34 \text{ m} > e = 15 \text{ m}$.

Les différentes zones de pression ainsi que les coefficients associés sont présentées dans le tableau ci-dessous :

Zone	F		G		H		I	
Dimensions	$\frac{e}{10}$	$\frac{e}{4}$	$\frac{e}{10}$	$b - \frac{2e}{4}$	$\frac{e}{2} - \frac{e}{10}$	b	$d - \frac{e}{2}$	b
Géométriques (m)	1,5	3,75	1,5	28,5	6	36	26,5	36
Surfaces (m ²)	11,25		42,75		216		954	

Tableau II.6 : Valeurs de surface et de coefficient C_{pe} de chaque zone de la toiture.

La surface de chaque zone est $S > 10 \text{ m}^2$ donc :

$$C_{pe} = C_{pe.10}$$

Pour à versants multiples lorsque le vent souffle parallèlement aux génératrices, les coefficients de pression de chaque versant sont déterminés en appliquant les valeurs des toitures inclinées à un versant pour $\theta=90^\circ$

Puisque : $\alpha = 9,46^\circ$, donc les valeurs de C_{pe} sont déterminées par l'interpolation linéaire entre les deux valeurs de $C_{pe}(5^\circ)$ et $C_{pe}(15^\circ)$ par la formule suivante :

$$C_{pe}(9,46^\circ) = C_{pe}(5^\circ) - \left(\frac{9,46 - 5}{15 - 5} \right) \times [C_{pe}(15^\circ) - C_{pe}(5^\circ)]$$

$$C_{pe}(9,46^\circ) = -2,1 - \left(\frac{9,46 - 5}{15 - 5} \right) \times [-2,1 + 2,4]$$

$$C_{pe}(9,46^\circ) = -2,23$$

Zone	F_{sup}	F_{inf}	G	H	I
$C_{pe}(5^\circ)$	-2,1	-2,1	-1,8	-0,6	-0,5
$C_{pe}(9,46^\circ)$	-2,23	-1,9	-1,8	-0,7	-0,6
$C_{pe}(15^\circ)$	-2,4	-1,6	-1,9	-0,8	-0,7

Tableau II.7 : Les valeurs des C_{pe} sur La toiture dans le sens (V1 et V3

b) Vent perpendiculaire au long pan (sens V2, V4)

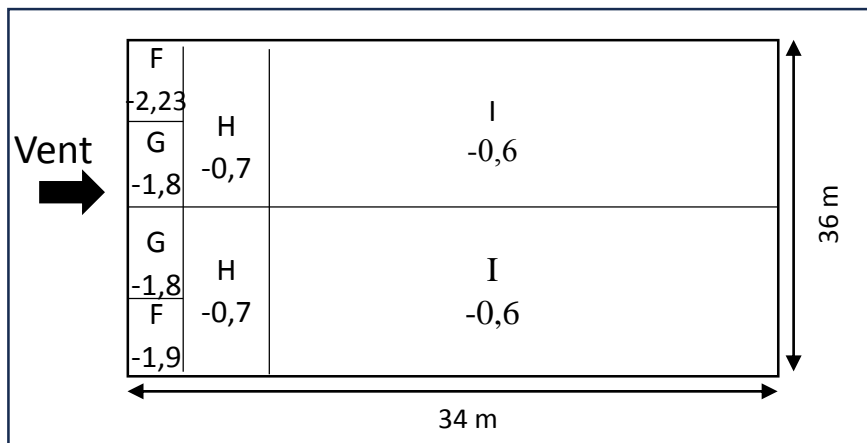


Figure II.8: Répartition du coefficient de pression extérieure Répartition du coefficient de pression extérieure Répartition du coefficient de pression extérieure sur la toiture (V1et V3).

➤ **Direction du vent $\theta = 0$:**

• **Pour les parois verticales :**

Pour cette direction du vent on a: $b = 34 \text{ m}$; $d = 36 \text{ m}$; $h = 7,5 \text{ m}$

$e = \min [b, 2h] = \min [34 ; 7,5 \times 2] = \min [34 ; 15]=15\text{m} \rightarrow e = 15 \text{ m}.$

Donc on a : $d = 24 \text{ m} > e = 15 \text{ m}.$

on utilise la légende suivante : (5.2. du chapitre V (RNV2013 p80)).

· Calcul des surfaces pour chaque zone :

Zone	A		B		C		D		E	
Dimensions	$\frac{e}{5}$	H	$\frac{4e}{5}$	h	d-e	h	b	h	b	h
Géométriques (m)	3	7,5	12	7,5	21	7,5	34	6	34	6
Surfaces (m ²)	22,5		90		157,5		204		204	

Tableau II.8 Les valeurs des surfaces des zones de vent des parois dans le sens (V2 et V4)

Remarque : Toutes les surfaces de chaque zone sont supérieures à 10 m².

donc : $C_{pe} = C_{pe.10}$ (Selon RNVA 2013 chap5, article 5.1.1.2)

D'après le tableau 5.1 du RNVA 2013, les valeurs de C_{pe} seront déterminées pour chaque zone :

Zone	A	B	C	D	E
C_{pe}	-1	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

Tableau II.9 : Les valeurs des C_{pe} sur les parois dans le sens (V2 etV4)

La figure ci-dessous représente la distribution des coefficients C_{pe} sur les parois verticales.

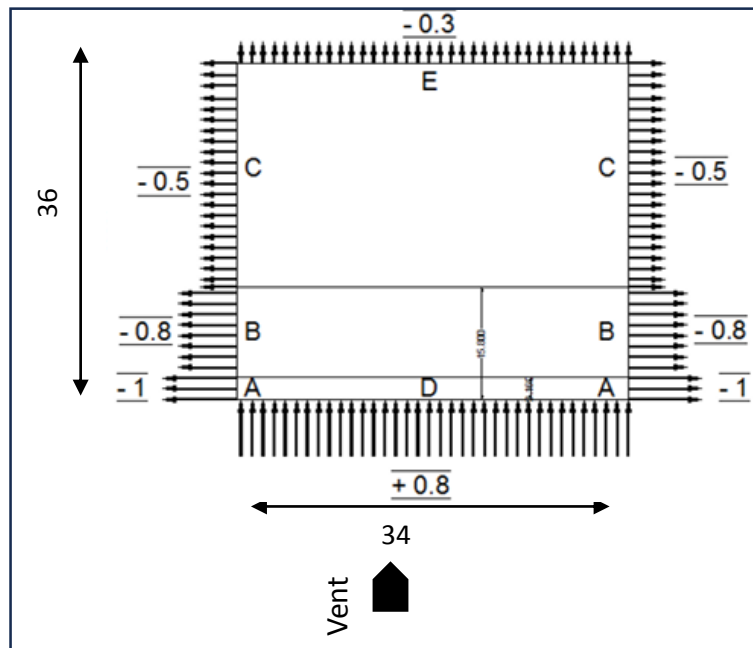


Figure II.9: Répartition du coefficient de pression extérieure Répartition du coefficient de pression extérieure sur les parois verticales (V2 et V4).

➤ Pour la toiture :

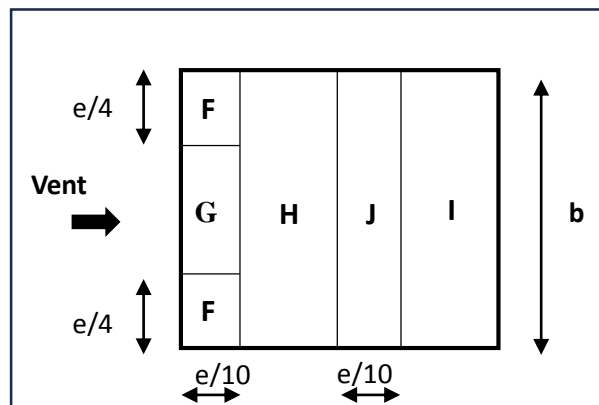


Figure II.10 : Légende pour les versants de toitures sens (V2 et V4)

On à : $\alpha = 9,46^\circ$, $b = 34\text{m}$, $d = 36\text{m}$, $h = 7,5\text{m}$

$e = \min (b, 2h) = \min [34 ; 7,5 \times 2] = \min [34 ; 15] = 15\text{m} \rightarrow e = 15 \text{ m}$.

Les différentes zones de pression ainsi que les coefficients associés sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Zone	F		G		H		J		I	
Dimensions	$\frac{e}{10}$	$\frac{e}{4}$	$\frac{e}{10}$	$b - \frac{2e}{4}$	$\frac{d}{2} - \frac{e}{10}$	b	$\frac{e}{10}$	b	$\frac{d}{2} - \frac{e}{10}$	b
Géométriques (m)	1,5	3,75	1,5	26,5	16,5	34	1,5	34	16,5	34
Surfaces (m ²)	11,25		39,75		561		51		561	

Tableau II.10 Les valeurs des surfaces des zones de vent pour la toiture dans le sens (V2 et V4)

La surface de chaque zone est $S > 10 \text{ m}^2$ donc :

$$C_{pe} = C_{pe.10}$$

Dans le cas de notre hangar, La direction du vent perpendiculaire au long-pan (sens V2 et V4) ainsi qu’aux génératrices ($\theta=0^\circ$ et $\theta=180^\circ$) les valeurs de C_{pe} seront celles des toitures inclinées à deux versants pour $\alpha < 0^\circ$, ajustées en fonction de leur position, conformément aux figures 10a et 10b, et selon le signe de C_{pe} .

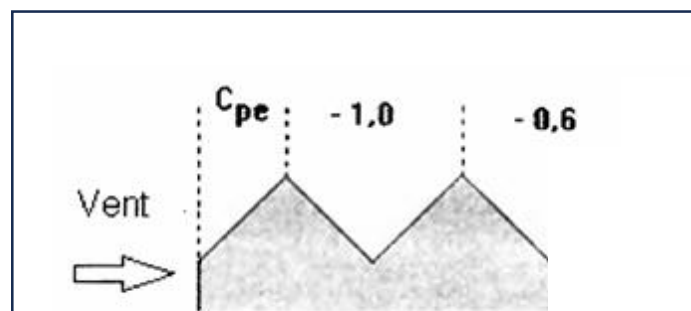


Figure II.11 : Légende pour les toitures à versants multiples

Puisque : $\alpha = -9,46^\circ$, donc les valeurs de C_{pe} sont déterminées par l’interpolation linéaire entre les deux valeurs de C_{pe} (-5°) et C_{pe} (-15°) par la formule suivante :

$$C_{pe} (-9,46^\circ) = C_{pe} (-5^\circ) - \left(\frac{-9,46-5}{-5-15} \right) \times [C_{pe} (-5^\circ) - C_{pe} (15^\circ)]$$

$$C_{pe} (-9,46^\circ) = -2,3 - \left(\frac{9,46-5}{-5-15} \right) \times [-2,3 + 2,5]$$

$$C_{pe} (-9,46^\circ) = -2,4$$

Dans la figure suivante les indices I J représentent des C_{pi} indiqués dans la figure 5.7 du RNV 2013, et leurs surfaces représentent la surface de chaque versant.

Zone	F	G	H	I	J
$C_{pe} (-15^\circ)$	-2,5	-1,3	-0,9	-0,5	-0,7
$C_{pe} (-9,46^\circ)$	-2,4	-1,3	-0,87	-0,53	-0,67
$C_{pe} (-5^\circ)$	-2,3	-1,2	-0,8	-0,6	-0,6

Donc :

Zone	F	G	H	I	J
$C_{pe} (-9,46^\circ)$	-2,4	-1,3	-0,87	-0,32	-0,67

Tableau II.11 : Les valeurs des C_{pe} sur le t dans le sens V2 et V4

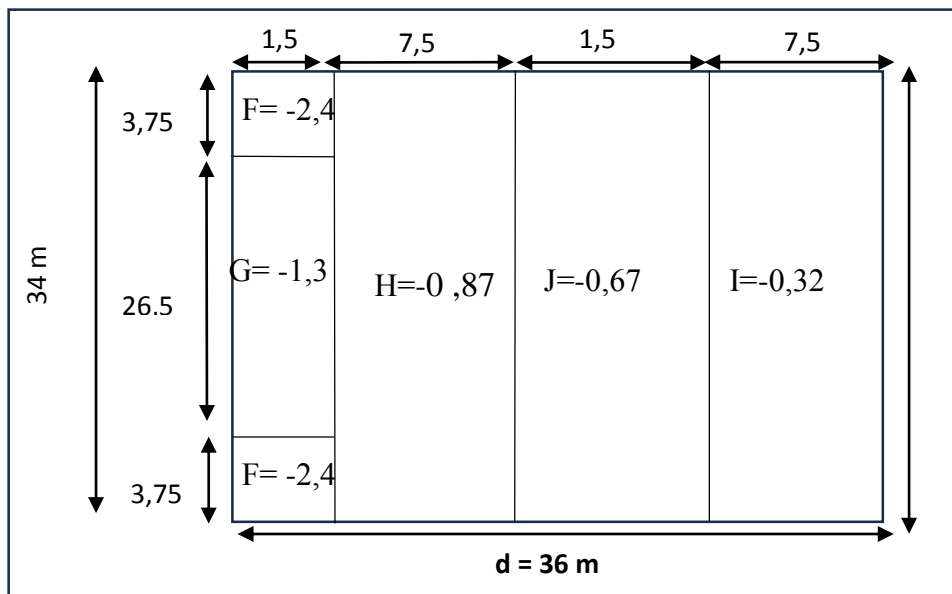


Figure II.12: Répartition du coefficient de pression extérieur sur la toiture (V2 et V4)

II.5.2.2 Coefficient de pression Coefficient de pression intérieure C_{pi} :

Le Coefficient de pression intérieure C_{pi} est fonction du pourcentage des ouvertures dans la structure considérée, et en fonction de l'indice de perméabilité qui est définie comme suit :

$$\mu_p = \frac{\sum \text{des surface des ouverture sous le vent et paralleles au vent}}{\sum \text{des surface de toutes les ouvertures}}$$

On peut tirer les valeurs des coefficients C_{pi} du diagramme :

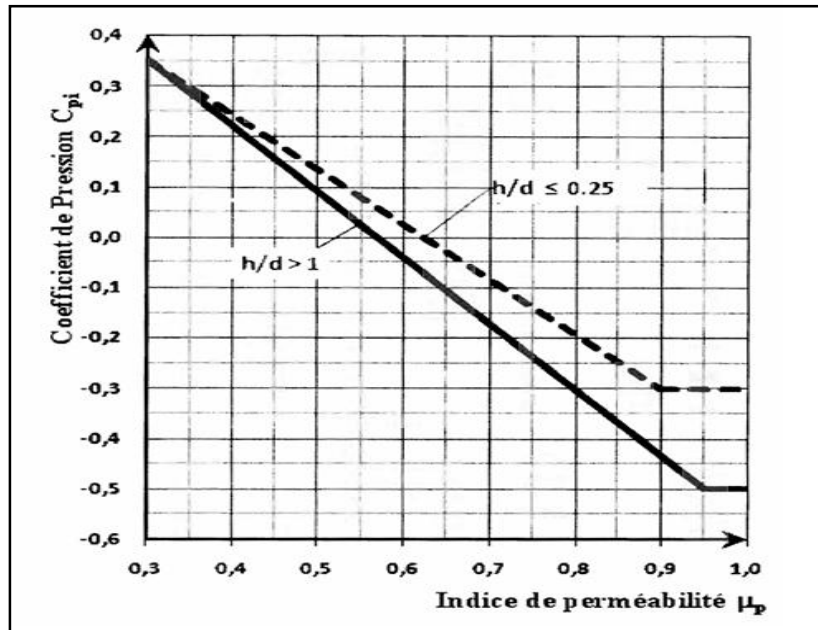


Figure II.13 : Coefficient de pression intérieure C_{pi} des bâtiments sans face dominante, (Figure 5.14 du RNVA 2013)

Notre hangar possède :

- 6 fenêtres sur le long pan 60 cm de hauteur et de 180 cm de largeur.
- 2 Portails sur la face avant.
- 2 Portails sur la face arrière.

a) Cas de vent perpendiculaire au pignon (sens V1) :

$$\mu_p = \frac{(2 \times 2) \times 2 + (0,8 \times 1,8) \times 12}{((0,8 \times 1,8) \times 12) + ((2 \times 1) \times 2) + ((4 \times 4,5) \times 2)} = 0,371$$

Le rapport : $\frac{h}{d} = \frac{7,5}{34} = 0,22 \Rightarrow \frac{h}{d} \leq 0,25$

On utilise les valeurs de C_{pi} correspondant à $(\frac{h}{d} \leq 0,25)$ de la figure 5.14 de RNVA 2013

Donc : $C_{pi} = 0,25$

b) Cas de vent perpendiculaire au pignon (sens V3) :

$$\mu_p = \frac{((4,5 \times 4) \times 2) + (0,8 \times 1,8) \times 12}{((0,8 \times 1,8) \times 12) + ((2 \times 1) \times 2) + ((4 \times 4,5) \times 2)} = 0,930$$

Le rapport $\frac{h}{d} = \frac{7,5}{34} = 0,20 \Rightarrow \frac{h}{d} \leq 0,25$

On utilise les valeurs de C_{pi} correspondant à $(\frac{h}{d} \leq 0,25)$ de la figure 5.14 de RNVA 2013

Donc : $C_{pi} = -0,3$

c) Cas de vent perpendiculaire au long pan (sens V2 et V4) :

$$\mu_p = \frac{(0,8 \times 1,8) \times 12}{((0,8 \times 1,8) \times 12) + ((2 \times 1) \times 2) + ((4 \times 4,5) \times 2)} = 0,301$$

Le rapport $\frac{h}{d} = \frac{7,5}{34} = 0,22 \Rightarrow \frac{h}{d} \leq 0,25$

On utilise les valeurs de C_{pi} correspondant à $(\frac{h}{d} \leq 0,25)$ de la figure 5.14 de RNVA 2013

Donc: $C_{pi} = 0,35$

• **Détermination de la pression du vent q_j :**

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

➤ **Parois verticales pignon V1:**

Zones	C_d	q_p (N/m ²)	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	q_j (N/m ²)
A	1	660,33	-1	0,25	-1,25	-825,41
B	1	660,33	-0,8	0,25	-1,05	-693,35
C	1	660,33	-0,5	0,25	-0,75	-495,25
D	1	660,33	+0,8	0,25	0,55	363,18
E	1	660,33	-0,3	0,25	-0,55	-363,18

Tableau II.12 : Valeurs des pressions sur les parois dans le sens v1 avec $C_{pi}=0,25$

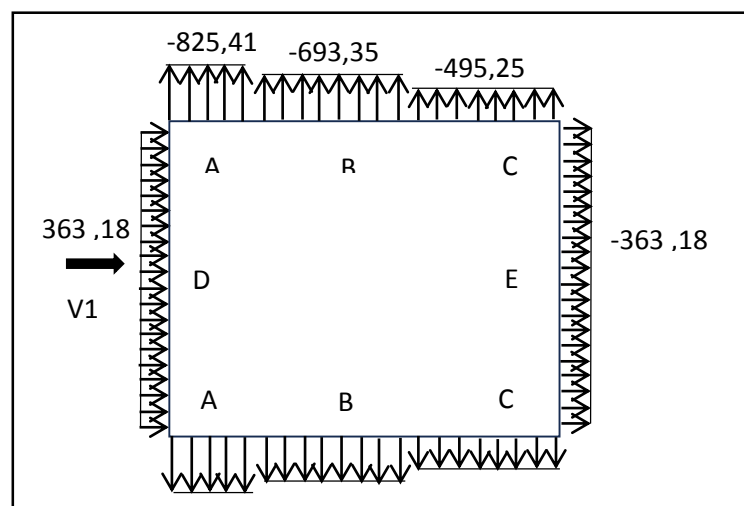
➤ **Toiture :**

Figure II.14 : Répartition des pressions sur les parois dans le sens V1 avec $C_{pi} = 0,25$

Zones	C_d	q_p (N/m^2)	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	q_j (N/m^2)
F_{sup}	1	660,33	-2,23	0,25	-2,48	-1637,62
F_{inf}	1	660,33	-1,9	0,25	-2,15	-1419,71
G	1	660,33	-1,8	0,25	-2,05	-1353,68
H	1	660,33	-0,7	0,25	-0,95	-627,31
I	1	660,33	-0,6	0,25	-0,85	-561,28

Tableau II.13 : Valeurs des pressions sur la toiture dans le sens V1 avec $C_{pi} = 0,25$

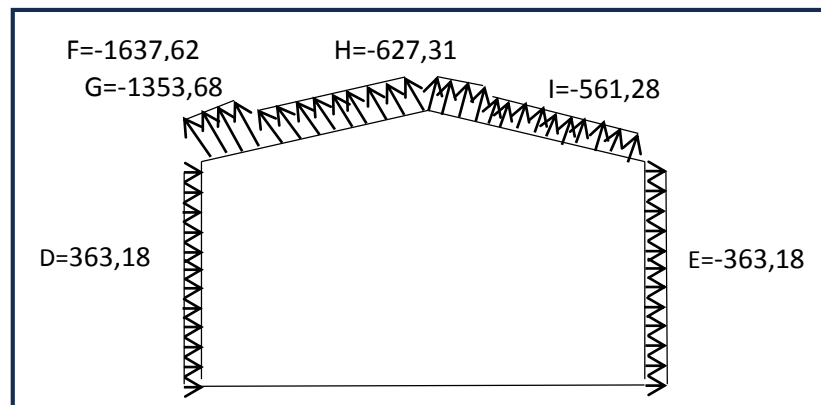


Figure II.15 : Répartition des pressions sur la toiture dans le sens V1 avec $C_{pi} = 0,25$

➤ **Vent perpendiculaire au pignon (sens V3) :**

Zones	C_d	q_p (N/m^2)	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	q_j (N/m^2)
A	1	660,33	-1	-0,3	-0,7	-462,23
B	1	660,33	-0,8	-0,3	-0,5	-330,17
C	1	660,33	-0,5	-0,3	-0,2	-132,07
D	1	660,33	+0,8	-0,3	1,1	726,36
E	1	660,33	-0,3	-0,3	0	0

Tableau II.14 : Valeurs des pressions sur les parois dans le sens v3 avec $C_{pi} = -0,3$

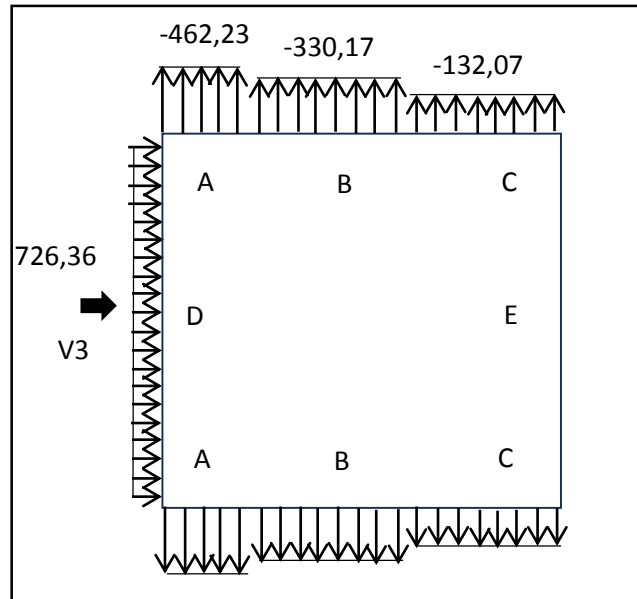


Figure II.16 : Répartition des pressions sur les parois dans le sens V3 avec $C_{pi} = -0,3$

➤ **Toiture :**

Zones	C_d	q_p (N/m ²)	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	q_j (N/m ²)
F_{sup}	1	660,33	-2,23	-0,3	-1,93	-1274,44
F_{inf}	1	660,33	-1,9	-0,3	-1,6	-1056,53
G	1	660,33	-1,8	-0,3	-1,5	-990,49
H	1	660,33	-0,7	-0,3	-0,4	-264,13
I	1	660,33	-0,6	-0,3	-0,3	-198,10

Tableau II.15 : Valeurs des pressions sur la toiture dans le sens V3 avec $C_{pi} = -0,3$

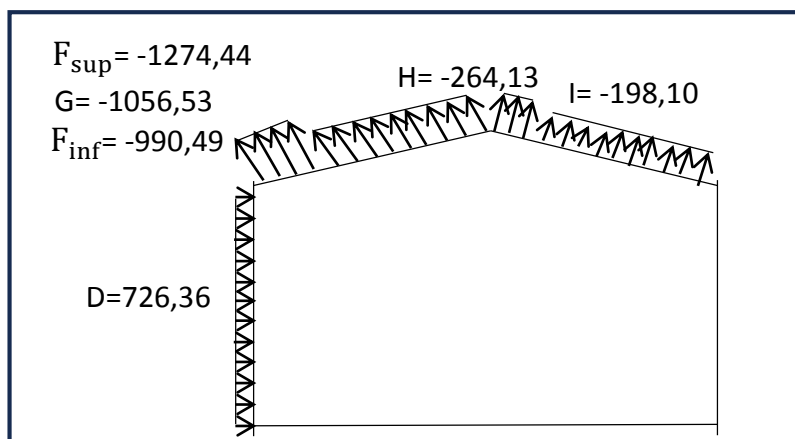


Figure II.17 : Répartition des pressions sur la toiture dans le sens V3 avec $C_{pi} = -0,3$

➤ Vent perpendiculaire au longpan(sens V2 et V4) :

Zones	C_d	q_p (N/m ²)	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	q_j (N/m ²)
A	1	602,04	-1	0,35	-1,35	-812,75
B	1	602,04	-0,8	0,35	-1,15	-692,35
C	1	602,04	-0,5	0,35	-0,85	-511,73
D	1	602,04	+0,8	0,35	0,45	270,92
E	1	602,04	-0,3	0,35	-0,65	-391,33

Tableau II.16 : Valeurs des pressions sur les parois dans le sens V2 et V4 avec $C_{pi} = 0,35$

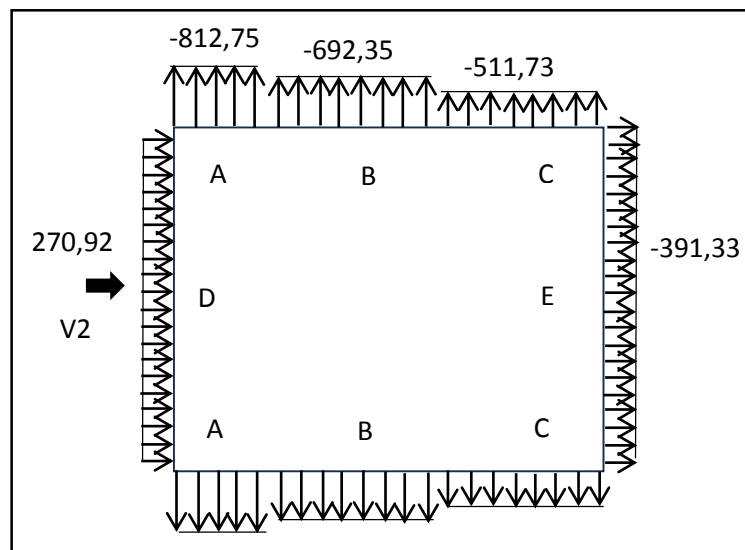


Figure II.18 : Répartition des pressions sur les parois dans le sens (V2 et V4) avec $C_{pi} = 0,35$

➤ Toiture :

Zones	C_d	q_p (N/m ²)	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	q_j (N/m ²)
F	1	660,33	-2,4	0,35	-2,1	-1815,91
G	1	660,33	-1,3	0,35	-1	-1089,54
H	1	660,33	-0,87	0,35	-0,7	-805,60
I	1	660,33	-0,32	0,35	-0,7	-442,42
J	1	660,33	-0,67	0,35	-0,3	-673,54

Tableau II.17 : Valeurs des pressions sur la toiture dans le sens (V2 et V4) avec $C_{pi} = 0,35$

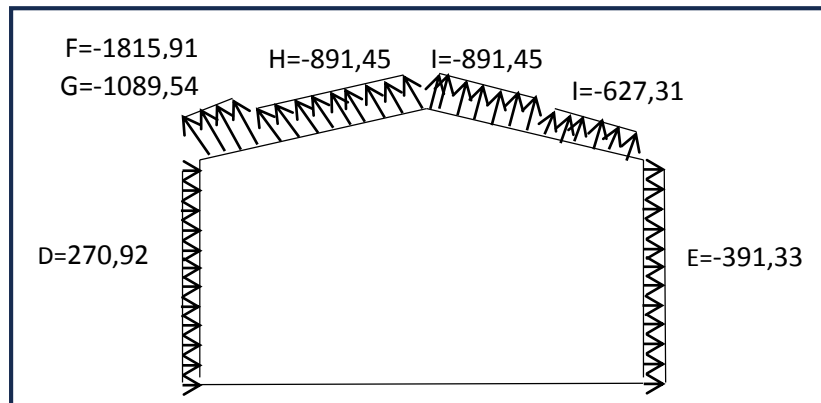


Figure II.19 : Répartition des pressions sur la toiture dans le sens V2 avec $C_{pi} = 0,35$

II.6. DETERMINATION DE LA FORCE DE FROTTEMENT F_{fr}

Les effets de frottement du vent sur la surface sont négligeables lorsque l'aire totale des surfaces parallèles au vent (ou légèrement inclinées par rapport à sa direction) ne dépasse pas quatre fois l'aire totale des surfaces extérieures perpendiculaires au vent (au vent et sous le vent), conformément au RNVA 2013, Chapitre 2, Article 2.6.3.

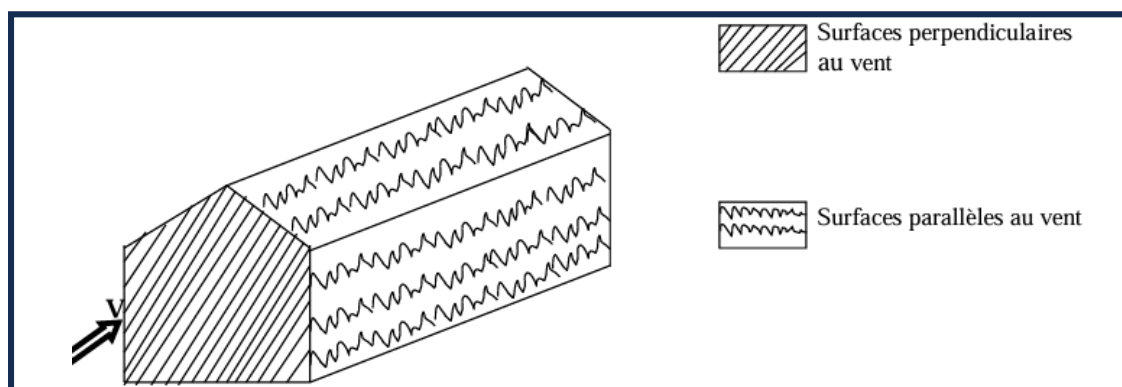


Figure II.19 : Prise en compte l'effet de frottement

La force du frottement F_{fr} est donnée par :

$$\mathbf{F}_{fr} = C_d \Sigma q_{dyn}(z_j) \times C_{fr,j} \times A_{frj} \quad [N] \quad (\text{Article 1.4.3 RNV 2013})$$

Avec :

$C_{fr,j}$: Le coefficient du frottement pour l'élément de surface j.

A_{frj} : L'aire de l'élément de surface j en (m^2).

➤ Les surfaces parallèles au vent

• La surface des deux parois verticales (long pan) :

$$S_{long\ pan} = [(34 \times 6)] \times 2 = 408\ m^2$$

- La toiture qui est faiblement inclinée par rapport de la direction du vent

$$S_{\text{toiture}} = \left[\left(\frac{1.5}{\sin 9,46} \right) \times 4 \times 34 \right] = (9 \times 4 \times 34) = 1240,32 \text{ m}^2$$

- Total des surfaces parallèles au vent

$$S = 408 + 1240,32 = 1648,32 \text{ m}^2.$$

➤ **Les surfaces perpendiculaires au vent :**

- La surface des deux pignons :

$$S_{\text{Pignons}} = [(36 \times 6) + (9 \times 1.5) \times 2] \times 2 = 486 \text{ m}^2$$

- Vérification de la condition (article 2.6.3 RNVA2013) :

L'aire totale des surfaces parallèles au vent $\leq 4 \times$ l'aire totale des surfaces perpendiculaires au vent.

$$S = 1648,32 \text{ m}^2 < 4 \times 486 = 1944 \text{ m}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

=> Donc on a négligé l'effet de frottement.

Chapitre III

Calcul des éléments Secondaires

III.1 INTRODUCTION :

Dans ce chapitre, on va calculer les éléments secondaires (les pannes ; les lisses de bardages et les potelets) et vérifier la résistance et la stabilité des profilés.

III.2. LES PANNES :

III.2.1 Définition :

Les pannes sont des éléments structuraux conçus pour supporter et transférer les charges, ainsi que les surcharges, exercées sur la toiture vers les traverses. De plus, elles peuvent fonctionner comme des pièces comprimées au sein du système de couverture, contribuant ainsi à la stabilité du bâtiment en prévenant les risques de déversement au niveau des traverses.

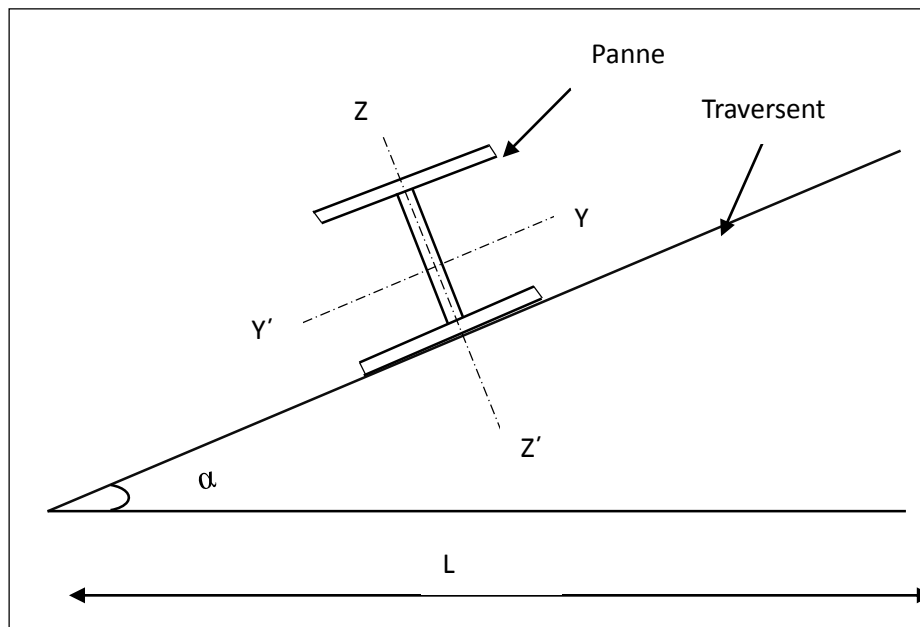


Figure III.2 : Position de panne

III.2.2 Calcule l'espacement entre les pannes :

On calcule l'espacement entre les pannes comme suivants :

$$\cos(9.46^\circ) = 9/X \longrightarrow X = 9.12\text{m}$$

Donc on prend :

- un espacement entre les pannes de **1.1m**.
- un espacement dans les deux extrémités de **0.71m**.
- les nombre des pannes est 7 pannes

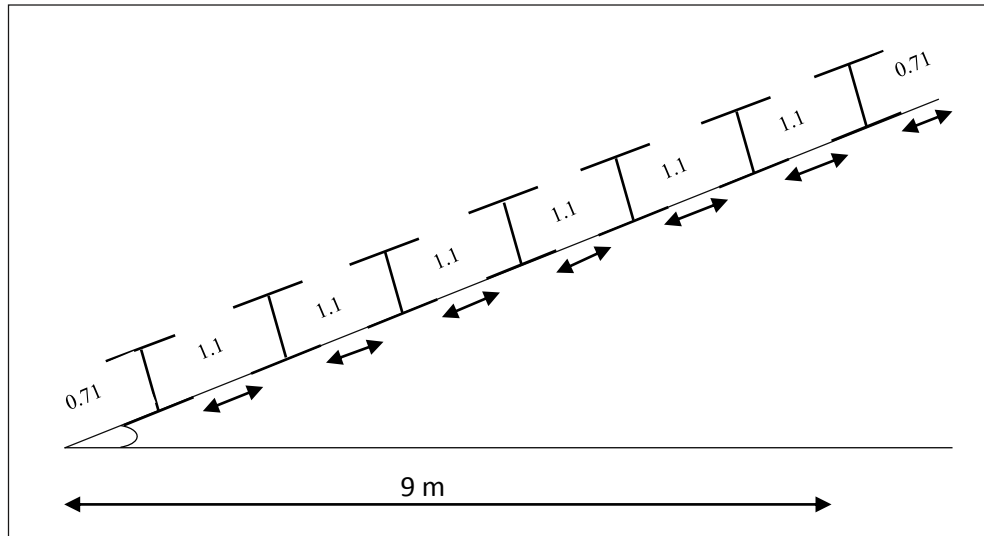


Figure III.3 : espacement entre les pannes

III.2.3 Les charges et les surcharges climatiques :

- La surcharge de vent : $V = 1.815 \times 1.1 = -1.996 \text{ KN/m}$
- La surcharge de neige : $S = 0.138 \times 1.1 = 0.152 \text{ KN/m}$
- Charge permanent (G) : $G = 12.80 \times 1.1 + 5 = 19.08 \text{ kg/m}^2$

Donc les charges sont :

- $G = 0.191 \text{ KN/m}$
- $Q = 0.444 \text{ KN/m}$
- $V = -1.996 \text{ KN/m}$
- $S = 0.152 \text{ KN/m}$

III.2.4 Décomposition des charges et des surcharges :

Suivant l'axe Z-Z :

- $G_z = G \times \cos \alpha = 0.188 \text{ KN/m}$
- $Q_z = Q \times \cos \alpha = 0.438 \text{ KN/m}$
- $S_z = S \times \cos \alpha = 0.1499 \text{ KN/m}$
- $V_z = V = -1.996 \text{ KN/m}$

Suivant l'axe Y-Y :

- $G_y = G \times \sin \alpha = 0.0314 \text{ KN/m}$
- $Q_y = Q \times \sin \alpha = 0.073 \text{ KN/m}$
- $S_y = S \times \sin \alpha = 0.025 \text{ KN/m}$
- $V_y = 0$

III.2.5. Pré dimensionnement des pannes :

- On cherche le profile :

En propose que le profil de classe 1 ou 2 on vérifier par la formule suivante :

$$M_{sd} \leq M_{crd} = \frac{w_{pl} \times f_y}{\gamma_{m1}}$$

$$\text{Donc } w_{pl} \geq \frac{M_{sd} \times \gamma_{m1}}{f_y}$$

- $G_z = G \times \cos \alpha = 0.188 \text{ KN/m}$
- $Q_z = Q \times \cos \alpha = 0.438 \text{ KN/m}$
- $S_z = S \times \cos \alpha = 0.1499 \text{ KN/m}$
- $V_z = V = -1.996 \text{ KN/m}$

❖ ELU :

Suivant l'axe Z-Z :

$$Q_{1Z} = 1.35 \times G_z + 1.5 \times Q_z = 0.911 \text{ KN/m}$$

$$Q_{2Z} = 1.35 \times G_z + 1.5 \times S_z = 0.479 \text{ KN/m}$$

$$Q_{3Z} = G_z + 1.5 \times V_z = -2.806 \text{ KN/m}$$

$$M_{sd} = \frac{Q_{3Z} \times l^2}{8} = \frac{2.806 \times 6^2}{8} = 12.627 \text{ KN.m}$$

$$w_{pl,y} \geq \frac{12.627 \times 1.1}{235} = 59.10 \text{ KN.m}$$

Donc on prend le profilé : **IPE 140**

	G (kg/m)	I _y (mm ⁴) ×10 ⁴	i _y (mm) ×10	w _{pl,y} (mm ³) ×10 ³	I _z (mm ⁴) ×10 ⁴	A _{vz} (mm ²) ×10 ²	w _{pl,z} (mm ³) ×10 ³	i _z (mm) ×10
IPE 140	12.9	541.2	5.74	88.34	44.92	7.64	18.25	1.65

Tableau III.1 : Les Caractéristiques du profil IPE140

III.2.6. La Vérification à ELS :

➤ Vérifications à la fléché :

- On cherche le poids propre réel (G) :

G = (poids propre de la couverture × e) + poids propre de IPE 140 + Accessoires de pose

e= espacement entre les pannes.

$$G = (12.80 \times 1.1) + 12.9 + 5 = 32.48 \text{ Kg/m}$$

$$G_z = 0.32 \text{ KN/m}$$

$$G_y = 0.0534 \text{ KN/m}$$

❖ **ELS :**

➤ **Suivant l'axe Z-Z :**

$$Q_{1z} = G_z + Q_z = 0.758 \text{ KN/m}$$

$$Q_{2z} = G_z + S_z = 0.4769 \text{ KN/m}$$

$$Q_{3z} = G_z + V_z = -1.676 \text{ KN/m}$$

➤ **Suivant l'axe Y-Y :**

$$Q_{1y} = G_y + Q_y = 0.126 \text{ KN/m}$$

$$Q_{2y} = G_y + S_y = 0.0788 \text{ KN/m}$$

$$Q_{3y} = G_y + V_y = 0.0538 \text{ KN/m}$$

Donc la Vérifications de la fléché donne par la formule : $f \leq f_{adm}$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{Q \times L^4}{E \times I_y} < \frac{l}{200}$$

➤ Suivant l'axe Z-Z :

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{1.673 \times 10^{-2} \times 600^4}{21000 \times 541.2} < \frac{600}{200} \longrightarrow f = 2.48 \text{ cm} < 3 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

➤ Suivant l'axe Y-Y:

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{0.127 \times 10^{-2} \times 300^4}{21000 \times 44.92} < \frac{600}{200} \longrightarrow f = 0.142 \text{ cm} < 3 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

III.2.7. La Vérification à ELU :

➤ **Vérification à la flexion déviée :**

Calcul en plasticité : (section de classe 1 et 2)

$$\left[\frac{M_{y\text{sd}}}{M_{pl\text{yrd}}} \right] \alpha + \left[\frac{M_{z\text{sd}}}{M_{pl\text{zrd}}} \right] \beta \leq 1$$

Pour les sections en I :

$$\alpha = 2 \quad ; \quad \beta = 5n \quad \text{mais} \quad \beta \geq 1 \quad \text{avec} \quad n = N_{sd} / N_{plrd}$$

et donc $N_{sd}=0 \longrightarrow \beta = 1$

-Les dimensions de la panne de profile IPE140

	h (mm)	b (mm)	t_w (mm)	t_f (mm)	d (mm)	A (mm ²) 10 ²
IPE140	140	73	4.7	6.9	112.2	16.4

Tableau III.2 : Les dimensions du profil IPE140

Classe de la semelle :

$$\frac{c}{t_f} \leq 10 \varepsilon$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} = \frac{36.5}{6.9} = 5.289$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \longrightarrow \varepsilon = 1 \quad ; \quad f_y = 235$$

$$5.289 \leq 10 \longrightarrow \text{semelle de classe 1}$$

Classe de l'âme :

$$\frac{d}{t_w} = \frac{112.2}{4.7} = 23.872$$

$$\frac{d}{t_w} \leq 72 \varepsilon \longrightarrow \text{(Ame de classe 1)}$$

❖ **ELU** :

Suivant l'axe Z-Z :

$$Q_{1z} = 1.35 \times G_z + 1.5 \times Q_z = 1.09 \text{ KN/m}$$

$$Q_{2z} = 1.35 \times G_z + 1.5 \times S_z = 0.657 \text{ KN/m}$$

$$Q_{3z} = G_z + 1.5 \times V_z = -2.674 \text{ KN/m}$$

Suivant l'axe Y-Y :

$$Q_{1y} = 1.35 \times G_y + 1.5 \times Q_y = 0.182 \text{ KN/m}$$

$$Q_{2y} = 1.35 \times G_y + 1.5 \times S_y = 0.11 \text{ KN/m}$$

$$Q_{3y} = 1.35 \times G_y = 0.0721 \text{ KN/m}$$

$$M_{plyrd} = \frac{w_{ply} \times f_y}{\gamma_{mo}} = \frac{88.34 \times 235 \times 10^{-3}}{1.1} = 18.872 \text{ KN.m}$$

$$M_{plzrd} = \frac{w_{plz} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{19.25 \times 235 \times 10^{-3}}{1.1} = 4.112 \text{ KN.m}$$

➤ Cas1: pour la surcharge de vent.

$$M_{ysd} = \frac{Q_{3Z} \times L^2}{8} = \frac{2.674 \times 6^2}{8} = 12.033 \text{ KN.m}$$

$$M_{zsd} = \frac{Q_{3Y} \times L^2}{8} = \frac{0.0721 \times 6^2}{8} = 0.0811 \text{ KN.m}$$

$$\left[\frac{12.033}{18.872} \right]^2 + \left[\frac{0.0811}{4.112} \right] = 0.426 \leq 1 \dots\dots\dots \text{CV}$$

➤ Cas1: pour la charge exploitation

$$M_{ysd} = \frac{Q_{1Z} \times L^2}{8} = \frac{1.09 \times 6^2}{8} = 4.905 \text{ KN.m}$$

$$M_{zsd} = \frac{Q_{1Y} \times L^2}{8} = \frac{0.182 \times 3^2}{8} = 0.205 \text{ KN.m}$$

$$\left[\frac{4.905}{18.872} \right]^2 + \left[\frac{0.205}{4.112} \right] = 0.267 \leq 1 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Vérification au déversement :

La formule est donnée par :

$$\frac{M_{ysd}}{M_{bRd}} + \frac{M_{zsd}}{M_{plzrd}} \leq 1$$

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

Où : $\beta_w = 1$ pour les sections de classe 1 ou 2

La valeur de χ_{LT} pour l'élanement réduit $\bar{\lambda}_{LT}$ peut-être déterminé par la formule :

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} \quad \text{mais} \quad \chi_{LT} \leq 1$$

Calcule Φ_{LT} par la formule

$$\Phi_{LT} = 0.5 [1 + \alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$$

$\alpha_{LT} = 0.21$ pour les profils laminés

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[\sqrt{\frac{\beta_w w_{ply} f_y}{M_{cr}}} \right] = [\lambda_{LT} / \lambda_1] \sqrt{\beta_w}$$

Où : $\lambda_1 = \pi \sqrt{[E/f_y]} = 93.9 \epsilon$

Pour toute sections courantes on I ou H à semelles égales, l'approximation ci-après place en sécurité :

$$\lambda_{LT} = \frac{L/i_z}{C_1^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L/i_z}{h/t_f}\right)^{2.5}\right]}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{300/1.65}{1.879^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{300/1.65}{14/0.69}\right)^{2.5}\right]} = 88.635$$

$$\lambda_1 = 93.9 \longrightarrow \bar{\lambda}_{LT} = [88.635/93.9]$$

$$\text{Donc } \bar{\lambda}_{LT} = 0.944$$

$$\Phi_{LT} = 0.5 [1 + 0.21 (0.944 - 0.2) + 0.944^2] = 1.024$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{1.024 + \sqrt{1.024^2 - 0.944^2}} = 0.704$$

$$M_{bRd} = 0.704 \times \frac{88.34 \times 235 \times 10^{-2}}{1.1} = 13.286$$

➤ **Cas1** : pour la surcharge de vent.

$$M_{ysd} = \frac{Q_{3Z} \times L^2}{8} = \frac{2.674 \times 6^2}{8} = 12.033 \text{ KN.m}$$

$$M_{zsd} = \frac{Q_{3Y} \times L^2}{8} = \frac{0.0721 \times 3^2}{8} = 0.0811 \text{ KN.m}$$

$$\frac{12.033}{13.286} + \frac{0.0811}{4.112} = 0.925 \leq 1 \quad \dots\dots\dots CV$$

➤ **Cas2** : pour la charge exploitation

$$M_{ysd} = \frac{Q_{1Z} \times L^2}{8} = \frac{1.09 \times 6^2}{8} = 4.905 \text{ KN.m}$$

$$M_{zsd} = \frac{Q_{1Y} \times L^2}{8} = \frac{0.182 \times 3^2}{8} = 0.205 \text{ KN.m}$$

$$\frac{4.905}{13.286} + \frac{0.205}{4.112} = 0.868 \leq 1 \quad \dots\dots\dots CV$$

Vérification au cisaillement :

La vérification de cisaillement donné par la formule suivante :

$$V_Z \leq V_{plzRd} \quad \text{et} \quad V_{plzRd} = \frac{A_{vz} \times (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{m0}}$$

$$V_Y \leq V_{plyRd} \quad \text{et} \quad V_{plyRd} = \frac{A_{vy} \times (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{m0}}$$

Par le tableau de section IPE140 on a : $A_{vz} = 7.64 \text{ cm}^2$ (tableau de profilés en I)

$$A_{vy} = 2 \times b \times t_f \longrightarrow A_{vy} = 2 \times 7.3 \times 0.69$$

$$A_{vy} = 10.074 \text{ cm}^2$$

$$V_{plzRd} = \frac{7.64 \times (2350 / \sqrt{3})}{1.1} = 94.234 \text{ KN}$$

$$V_{plyRd} = \frac{10.074 \times (2350 / \sqrt{3})}{1.1} = 124.256 \text{ KN}$$

➤ **Cas1:** pour la surcharge de vent.

$$V_Z = \frac{Q_{3z} \times L}{2} = \frac{2.674 \times 6}{2} = 7.941 \text{ KN.m} \leq V_{plzRd} = 94.234 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$V_Y = \frac{Q_{3y} \times L}{2} = \frac{0.0721 \times 3}{2} = 0.108 \text{ KN.m} \leq V_{plyRd} = 124.256 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{CV}$$

➤ **Cas2:** pour la charge exploitation.

$$V_Z = \frac{Q_{1z} \times L}{2} = \frac{1.09 \times 6}{2} = 3.27 \text{ KN.m} \leq V_{plzRd} = 94.234 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$V_Y = \frac{Q_{1y} \times L}{2} = \frac{0.182 \times 3}{2} = 0.273 \text{ KN.m} \leq V_{plyRd} = 124.256 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{CV}$$

III.3. DES LISSES DE BARDAGES :

III.3.1. Définition :

Les lisses de bardage se composent de poutrelles ou de profils minces repliés, disposés horizontalement. Elles reposent sur les poteaux des portiques, voire sur des potelets intermédiaires lorsqu'ils sont nécessaires.

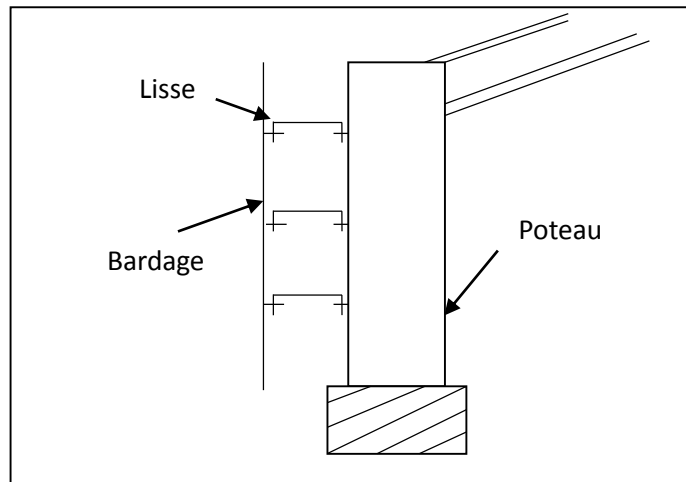


Figure III.4 : Position des lisses de bardages

III.3.2. Des charges et surcharges :

- Le Poids propre de bardage12.8kg/m²
- La surcharge de vent (-0.825) KN/m² grand façade (pignon)

e=espacement entre les lisses 2m

La longueur de lisse 6m

$$V=0.825 \times 2= -1.65\text{KN/ml}$$

$$G= (0.128+0.05) \times 2= 0.356 \text{ KN/m}^2$$

- **On cherche le profile :**

On vérifie par la formule suivante : $f \leq f_{adm}$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{Q \times L^4}{E \times I_y} < \frac{1}{200} \longrightarrow I_y \geq \frac{5}{384} \times \frac{1.294 \times 6^3 \times 10^{-2} \times 200}{21000} = 346.607\text{mm}^4$$

Donc on prend le profilé : **IPE 140**

	G (kg/m)	I _y (mm ⁴) ×10 ⁴	i _y (mm) ×10	W _{ply} (mm ³) ×10 ³	I _z (mm ⁴) ×10 ⁴	A _{vz} (mm ²) ×10 ²	W _{pl,z} (mm ³) ×10 ³	i _z (mm) ×10
IPE 140	12.9	541.2	5.74	88.34	44.92	7.64	18.25	1.65

Tableau III.3 : Les Caractéristiques du profil IPE140

On cherche le poids propre réel (G) :

$$G = (12.8 + 5) \times 2 + 12.9 = 48.5 \text{ Kg/m}^2$$

III.3.3. La Vérification à ELS :

- **Vérifications à la flèche :**

Donc la Vérifications de la flèche :

➤ Suivant z-z

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{1.17 \times 10^{-2} \times 600^4}{21000 \times 541.2} < \frac{600}{200} \longrightarrow f = 1.73 \text{ cm} < 3 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

➤ Suivant y-y

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{1.57 \times 10^{-2} \times 300^4}{21000 \times 44.92} < \frac{600}{200} \longrightarrow f = 1.75 \text{ cm} < 3 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

III.3.4. La Vérification à ELU :

- **Vérification à la flexion déviée :**

Calcule en plasticité :(section de classe 1 et 2)

$$\left[\frac{M_{ysd}}{M_{plyrd}} \right] \alpha + \left[\frac{M_{zsd}}{M_{plzrd}} \right] \beta \leq 1$$

Pour les sections en I : $\alpha = 2$; $\beta = 1$

-Les dimensions de la panne de profile IPE 120

	h (mm)	b (mm)	t _w (mm)	t _f (mm)	d (mm)	A (mm ²) 10 ²
IPE140	140	73	4.7	6.9	112.2	16.4

Tableau III.4: Les dimensions du profil IPE140

Classe de la semelle :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} = \frac{36.5}{6.9} = 5.289$$

$$\frac{c}{t_f} \leq 10 \varepsilon \longrightarrow \text{semelle de classe 1}$$

Classe de l'âme :

$$\frac{d}{t_w} = \frac{112.2}{4.7} = 23.87$$

$$\frac{d}{t_w} \leq 72 \varepsilon \longrightarrow \text{(Ame de classe 1)}$$

❖ **ELU :**

$$Q_y = 1.35 G = 0.621 \text{ KN/m}$$

$$Q_z = 1,5 V = 1.854 \text{ KN/m}$$

$$M_{plyrd} = \frac{w_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{88.34 \times 235 \times 10^{-3}}{1.1} = 18.872 \text{ KN.m}$$

$$M_{plzrd} = \frac{w_{plz} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{19.25 \times 235 \times 10^{-3}}{1.1} = 4.112 \text{ KN.m}$$

$$M_{ysd} = \frac{Q_z \times L^2}{8} = \frac{1.854 \times 6^2}{8} = 8.343 \text{ KN.m}$$

$$M_{zsd} = \frac{Q_y \times L^2}{8} = \frac{0.621 \times 3^2}{8} = 0.699 \text{ KN.m}$$

$$\left[\frac{8.343}{18.872} \right]^2 + \left[\frac{0.699}{4.112} \right] = 0.368 \leq 1 \dots\dots\dots \text{CV}$$

• **Vérification au déversement :**

La formule est donnée par :

$$\frac{M_{ysd}}{M_{bRd}} + \frac{M_{zsd}}{M_{plzrd}} \leq 1$$

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

Pour toute sections courantes on I ou H à semelles égales, l'approximation ci-après place en sécurité :

$$\lambda_{LT} = \frac{L/i_z}{C_1^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L/i_z}{h/t_f} \right)^{2.5} \right]}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{300/1.65}{1.879^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{300/1.65}{12/0.69} \right)^{2.5} \right]} = 83.18$$

$$\lambda_1 = 93.9 \longrightarrow \bar{\lambda}_{LT} = [83.18/93.9]$$

$$\text{Donc } \bar{\lambda}_{LT} = 0.885$$

$$\Phi_{LT} = 0.5 [1 + 0.21 (0.885 - 0.2) + 0.885^2] = 0.963$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{0.963 + \sqrt{0.963^2 - 0.885^2}} = 0.744$$

$$M_{bRd} = 0.744 \times \frac{88.34 \times 235 \times 10^{-3}}{1.1} = 14.04 \text{ KN.m}$$

$$\frac{8.343}{14.04} + \frac{0.699}{4.112} = 0.719 \leq 1 \quad \dots\dots\dots \text{CV}$$

• **Vérification au cisaillement :**

La vérification de cisaillement donné par la formule suivante :

$$A_{vz} = 6.31 \text{ cm}^2 \text{ (tableau de profilés en I)}$$

$$A_{vy} = 2 \times b \times t_f = 8.064 \text{ cm}^2$$

$$V_{plzRd} = \frac{6.31 \times (2350/\sqrt{3})}{1.1} = 77.829 \text{ KN}$$

$$V_{plyRd} = \frac{8.064 \times (2350/\sqrt{3})}{1.1} = 99.464 \text{ KN}$$

$$V_z = \frac{1.854 \times 6}{2} = 5.562 \text{ KN.m}$$

$$V_y = \frac{0.621 \times 3}{2} = 0.931 \text{ KN.m}$$

$$V_z = 5.562 \text{ KN.m} \leq V_{plzRd} = 94.23 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$V_y = 0.931 \text{ KN.m} \leq V_{plyRd} = 124.20 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{CV}$$

III.4. DES POTELETS :

III.4.1. Définition :

Les potelets sont généralement des profils en I ou en H, conçus pour renforcer la structure du bardage et résister aux forces horizontales exercées par le vent. Leurs dimensions et caractéristiques varient en fonction du type de bardage et de la hauteur du bâtiment.

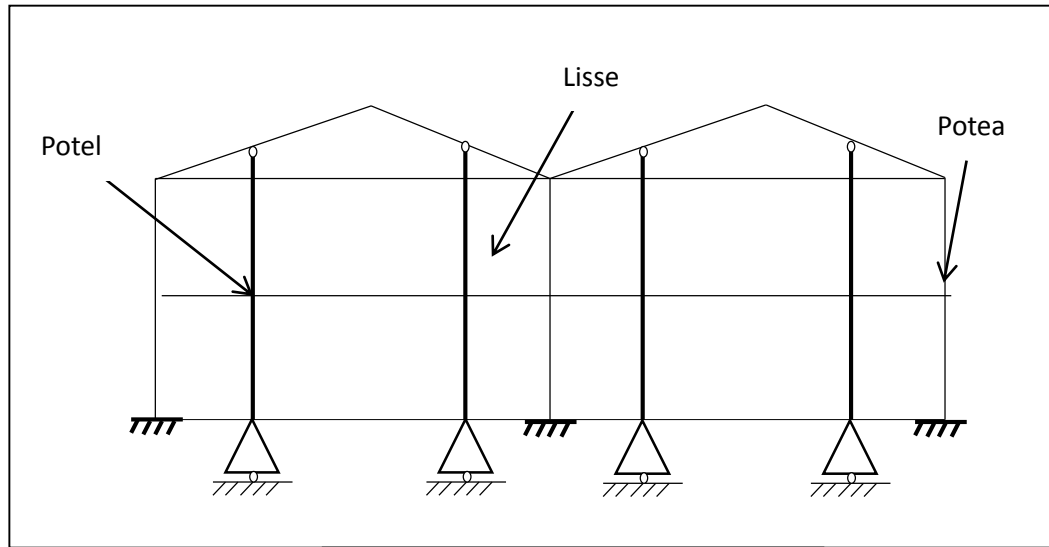


Figure : Disposition des potelets

III.4.2. Des charges et surcharges :

- Charge permanent (**G**) :

G = (poids propre des lisses + poids propre de bardage + poids propre de potelet)

- Surcharge climatique :

Le vent sur le pignon (**V**) : $V = -0.825 \text{ KN/m}^2$

$e = 6 \text{ m}$ (espacement entre les potelets)

Donc $V = -0.825 \times 6 = -4.95 \text{ KN/m}^2$

La longueur du potelet : $L = 7 \text{ m}$

- **On cherche le profile :**

On utilise la condition de la flèche :

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{Q_z \times L^4}{E \times y} < \frac{l}{200} \quad \text{et} \quad f_{\text{adm}} = \frac{L}{200}$$

$$I_y \geq \frac{5}{384} \times \frac{4.95 \times 10^{-2} \times 700^3 \times 200}{21000} \longrightarrow I_y \geq 2105.468 \text{ cm}^4$$

Donc on prend le profilé : **IPE 220**

	G (kg/m)	I _y (mm ⁴) ×10 ⁴	A _{vz} (mm ²) ×10 ²	w _{pl,y} (mm ³) ×10 ³	I _z (mm ⁴) ×10 ⁴	w _{pl,z} (mm ³) ×10 ³
IPE 220	26.2	2772	15.88	285.4	204.9	58.11

Tableau III.5 : Les Caractéristiques du profil IPE220

- **Effort tranchant :**

On utilise la formule suivante :

$$V_{sd} = \frac{Q \times l}{2} \leq 0.5 V_{plrd}$$

$$V_{sd} = \frac{4.95 \times 7}{2} = 17.325 \text{ KN}$$

A_{vz} = 15.88 cm² (tableau de profile I)

$$V_{plRd} = \frac{15.88 \times (2350 / \sqrt{3})}{1.1} = 195.869 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 17.325 \text{ KN} \leq 0.5 V_{plrd} = 97.93 \text{ KN}$$

- **Effort normal :**

$$N_{sd} \leq \min (0.25 N_{plRd} ; 0.5 A_w f_y / \gamma_{m0})$$

$$N_{sd} = 1.35G$$

- **On cherche le poids propre (G) :**

On a 3 lisses supporté sur le potelet

$$G = (0.104 \times 3 \times 6) + (0.128 \times 7 \times 6) + (0.262 \times 6) = 9.444 \text{ KN/m}^2$$

	h (mm)	b (mm)	t _w (mm)	t _f (mm)	d (mm)	A (mm ²) × 10 ²
IPE 220	220	110	5.9	9.2	177.6	33.4

Tableau III.6: Les dimensions du profil IPE220

$$N_{sd} = 1.35 \times 9.444 = 12.749 \text{ KN}$$

$$N_{plRd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{33.4 \times 2350}{1.1} = 713.55 \text{ KN}$$

$$A_w = A - 2b \times t_f = 33.4 - 2 \times 11 \times 0.92 = 13.16 \text{ cm}^2$$

$$\min(0.25 N_{plRd}; 0.5 A_w f_y / \gamma_{m0}) = \min(178.39; 140.572) = 140.572 \text{ KN}$$

$N_{sd} = 12.749 \text{ KN} \leq 140.572 \text{ KN}$ n'est pas réduction du moment résistance plastique

$$M_{y,sd} \leq M_{cy,Rd}$$

$$M_{cy,Rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{285.4 \times 235 \times 10^{-3}}{1.1} = 60.971 \text{ KN.m}$$

$$M_{y,sd} = \frac{Q_{z,sd} \times l^2}{8} = 22.275 \text{ KN}$$

$$M_{y,sd} = 22.275 \text{ KN} \leq M_{cy,Rd} = 60.971 \text{ KN.m}$$

III.4.3. Les vérifications à ELU :

Donne par la formule suivante :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_{LT} \cdot M_{y,sd}}{\chi_{LT} \times \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m1}}} \leq 1$$

Classe de la semelle :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} = \frac{55}{9.2} = 5.978$$

$$\frac{c}{t_f} \leq 10 \longrightarrow \text{(semelle de classe 1)}$$

Classe de l'âme :

Dans ce cas $\alpha = 0.47 < 0.5$ (ANNEXE G)

$$\frac{d}{t_w} = 30.10 \leq \frac{36 \varepsilon}{\alpha} = 76.59 \longrightarrow \text{(Ame de classe 1)}$$

• Vérifié le risque de déversement :

Moment critique élastique de déversement.

$$M_{cr} = c_1 \pi^2 \frac{E I_z}{L^2} \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 G I_t}{\pi^2 E I_z}}$$

$$M_{cr} = 1.132 \times 3.14^2 \frac{21 \times 10^6 \times 20.4}{700^2} \sqrt{\frac{2.267 \times 10^3}{20.4} + \frac{700^2 \times 8.08 \times 10^6 \times 9.07}{\pi^2 \times 21 \times 10^6 \times 20.49}} = 903625.625 \text{ N.cm}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_w \times W_{ply} \times f_y}{M_{cr}}} = 7.422$$

$$\Phi_{LT} = 0.5 [1 + 0.21 (7.422 - 0.2) + 7.422^2] = 28.80$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{28.80 + \sqrt{28.80^2 - 7.422^2}} = 0.176$$

• **Vérification de flambement :**

Les courbes de flambement considérée :

Axe de flambement (Z-Z) : courbe (b) $\alpha = 0.34$

$$\lambda_y = \frac{0.5L}{i_z} = \frac{350}{9.11} = 38.419$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{38.419}{93.9} = 0.409 \geq 0.2 \quad \text{il y a un risqué de flambement}$$

$$\Phi = 0.5 [1 + 0.34 (0.409 - 0.2) + 0.409^2] = 0.619$$

$$\chi = \frac{1}{0.619 + [0.619^2 - 0.409^2]^{0.5}} = 0.922$$

$$K_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \cdot N_{sd}}{\chi_z \cdot A \cdot f_y} = 1 - \frac{0.66 \times 12.749 \times 10^3}{0.922 \times 3340 \times 235} = 0.992$$

$$\mu_{LT} = 0.15 \bar{\lambda}_z \cdot \beta_{MLT} - 0.15 = 0.15 \times 3 \times 1.8 - 0.15 = 0.66$$

$$\frac{12.749 \times 10^3}{0.176 \times \frac{3340 \times 235}{1.1}} + \frac{0.992 \times 22.275 \times 10^6}{0.704 \times \frac{285.4 \times 10^3 \times 235}{1.1}} = 0.616 \leq 1 \dots \dots \dots CV$$

Chapitre IV

Analyse Sismique Comparative

IV.1. INTRODUCTION :

Les règlements parasismiques évoluent pour intégrer les progrès scientifiques et les retours d'expérience liés aux séismes récents. Dans cette optique, le RPA 2024 est venu actualiser et renforcer les dispositions du RPA 2003, en introduisant de nouvelles exigences de conception et d'analyse des structures.

Ce chapitre a pour objectif de présenter une comparaison entre le RPA 2003 et le RPA 2024, en mettant en évidence les principales différences au niveau des méthodes de calcul, des classifications sismiques, des coefficients d'importance, et des exigences de dimensionnement.

Cette analyse comparative permettra de mieux comprendre l'impact des nouvelles dispositions sur la conception parasismique des structures métalliques, notamment pour le hangar étudié.

IV.2. RPA99 V2003 :

IV.2.1. Principe de la méthode :

La méthode d'analyse modale spectrale consiste à déterminer les modes propres de vibration d'une structure, en tenant compte de sa masse, de sa raideur et de son amortissement. Pour chaque mode, on évalue les effets maximaux engendrés par l'action sismique représentée par un spectre de réponse. La réponse globale est ensuite obtenue par la combinaison des effets modaux.

VI.2.2. Détermination des paramètres du spectre de réponse de calcul :

Le RPA99 V2003 définit les paramètres du spectre de réponse par des valeurs spécifiques pour évaluer les sollicitations sismiques.

1. Spectre de réponse de calcul :

$$\frac{S_a}{g} \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1\right)\right) & 0 < T < T_1 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \left(\frac{Q}{R} - 1\right) & T_1 < T < T_2 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \left(\frac{Q}{R}\right) \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_1 < T < 0.3 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R}\right) & T > 0.3 \end{cases}$$

A. Coefficient d'accélération A

Zone sismique : II

Groupe d'usage : 3

Le tableau presente la valeur de A

Group	Zone		
	I	II	III
1	0.12	0.25	0.35
1B	0.10	0.20	0.30
2	0.08	0.15	0.25
3	0.05	0.10	0.15

Tableau VI.1 : le tableau presente la valeur de A

D'après le groupe d'usage on prend la valeur $A = 0.10$

B. Coefficient de comportement global de la structure R

On a : Ossature contreventement par palées triangulées en X

Donc on prendre

Pour le (sens x) : la structure est contreventée par portiques autostables ordinaires :

$R=4$

Pour le (sens y) : la structure est contreventée par palées triangulées en X : $R=4$

C. Le pourcentage d'amortissement critique ξ

La valeur ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Tableau VI.2: Valeurs de ξ (%)

On a : $\xi = 5\%$,

D. Facteur de correction d'amortissement η

La valeur η facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7$$

$$\eta = 1.$$

E. Périodes T_1 , T_2 du site

Site	S_1	S_2	S_3	S_4
$T_1(\text{sec})$	0.15	0.15	0.15	0.15
$T_2(\text{sec})$	0.30	0.40	0.50	0.70

Tableau VI.3 : le tableau presente les valeurs de T_1 , T_2

D'après le site meuble on a trouvé les périodes :

$$\left\{ \begin{array}{l} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.50 \text{ s} \end{array} \right.$$

F. Facteur de qualité Q

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q=1+\sum P_q$$

Avec P_q est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité « q » est satisfait ou non". Sa valeur est donnée au tableau 4.4

Critère q	P_q	
	Suivant X	Suivant Y
Conditions minimales sur les files de contreventement	0.05	0
Redondance en plan	0	0
Régularité en plan	0	0
Régularité en élévation	0	0
Contrôle de la qualité des matériaux	0.05	0.05
Contrôle de la qualité de l'exécution	0.10	0.10
ΣP_q	$\Sigma P_q = 0.20$	$\Sigma P_q = 0.15$
Facteur de qualité	Qx=1.2	Qy=1.15

Tableau VI.4: Valeurs des pénalités P_q .

VI.2.3. Analyse dynamique de la structure

L'objectif principal de l'étude dynamique d'une structure est d'analyser ses caractéristiques dynamiques. Cela implique de modéliser son comportement en vibration libre, sans amortissement, afin de déterminer ses réponses aux sollicitations, notamment lors d'un séisme. Grâce à cette analyse, il devient possible de calculer les efforts internes ainsi que les déplacements maximaux sous l'effet d'un chargement dynamique.

Cependant, l'étude dynamique d'une structure réelle est souvent complexe et nécessite des calculs longs et détaillés. Pour simplifier cette analyse, on recourt fréquemment à des modélisations adaptées qui permettent de réduire la complexité du problème tout en conservant la précision nécessaire à son étude.

VI.2.4. Modélisation de la structure

La modélisation consiste à créer un modèle numérique représentant une structure réelle, en intégrant des ajustements afin de reproduire au mieux son comportement dynamique. Pour ce projet, nous avons utilisé le logiciel ROBOT, un outil performant de calcul et de conception structurelle.

Ce logiciel est particulièrement adapté aux bâtiments et ouvrages de génie civil, offrant une interface graphique pour la saisie des éléments de la structure. Grâce à sa bibliothèque d'éléments, il permet de simuler précisément le comportement des structures et d'effectuer des analyses des effets statiques et dynamiques, tout en facilitant la conception et la vérification des différentes configurations.

La structure a été représentée à l'aide d'un modèle tridimensionnel, comme illustré dans la figure suivante :

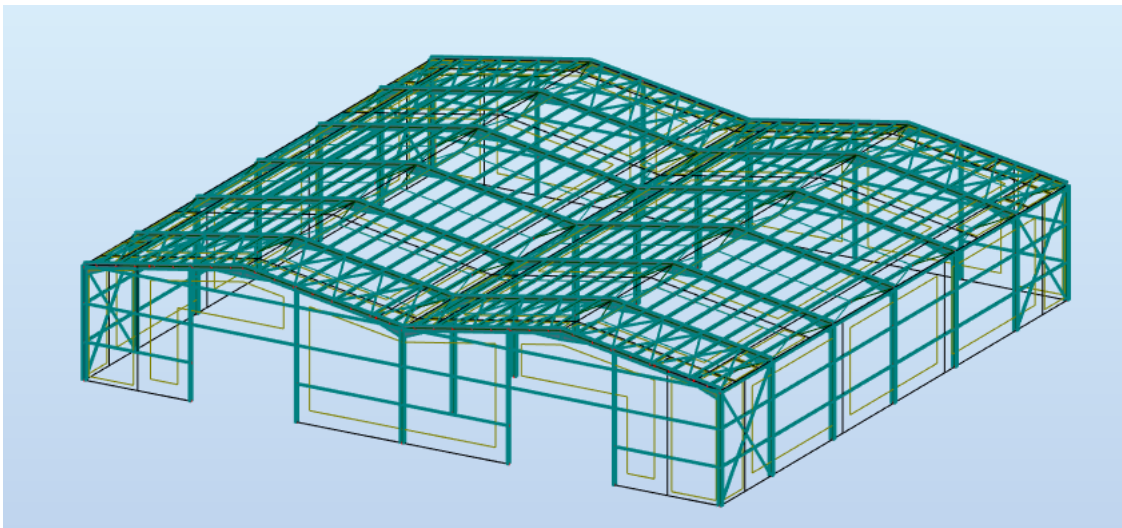


Figure VI.1 : Modélisation 3D de la structure

Les premières périodes propres de vibration correspondant aux trois premiers modes de la structure sont présentées dans le tableau ci-dessous :

Mode	Période(sec)
1	0.48
2	0.45
3	0.43

Tableau VI.5: présenté le Les 3 premières périodes.

VI. 2.5. Analyse modale

L'analyse modale spectrale est une méthode qui permet de calculer les effets maximaux d'un séisme sur une structure. Elle repose sur l'application d'une sollicitation sismique représentée sous la forme d'un spectre de réponse.

Cette méthode est applicable à différents types de structures, offrant des résultats généralement précis et satisfaisants, à condition que la modélisation de la structure soit correctement réalisée.

Le spectre de réponse est défini par un ensemble de paramètres spécifiques qui caractérisent les mouvements et effets sismiques, notamment :

- Zone : II (Oran)
- Groupe d'usage : 3
- Pourcentage d'amortissement : $\xi=5\%$
- Coefficient de comportement :

$$\left\{ \begin{array}{l} R_x=4 \\ R_y=4 \end{array} \right.$$

- Facteur de qualité :

$$\left\{ \begin{array}{l} Q_x=1,2 \\ Q_y=1,15 \end{array} \right.$$

- Site meuble : S3

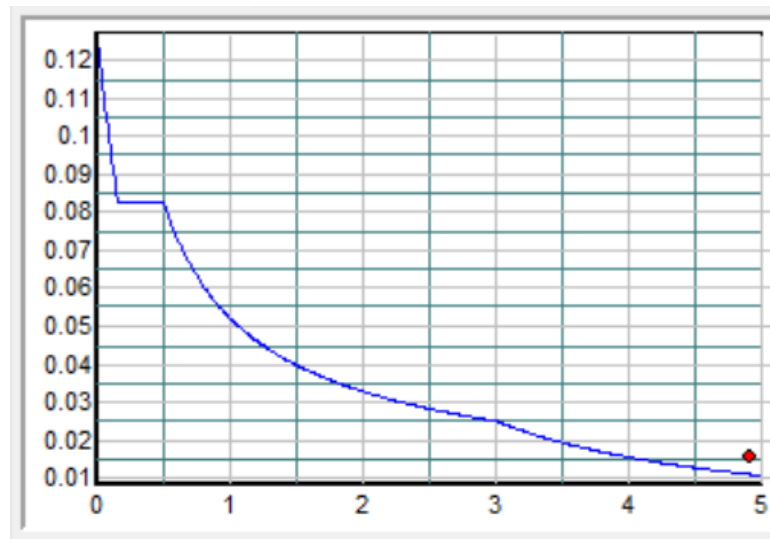


Figure V.2 : Spectre de réponse en fonction de l'axe X.

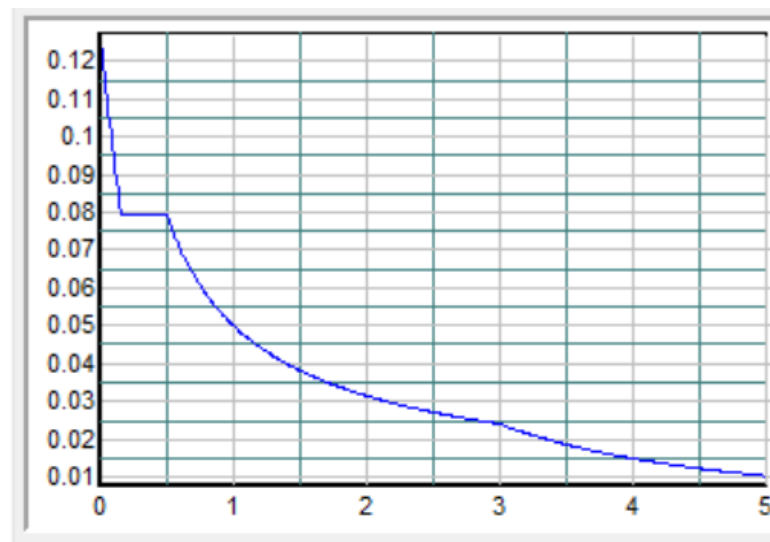


Figure V. 3 : Spectre de réponse en fonction de l'axe Y.

➤ **Les 3 premiers modes de vibration lors du séisme :**

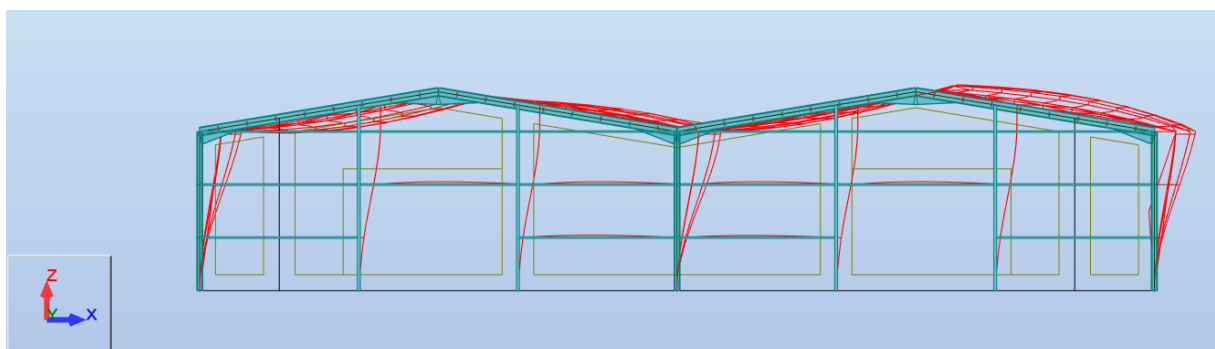


Figure VI.4 : mode 1 translation sens X

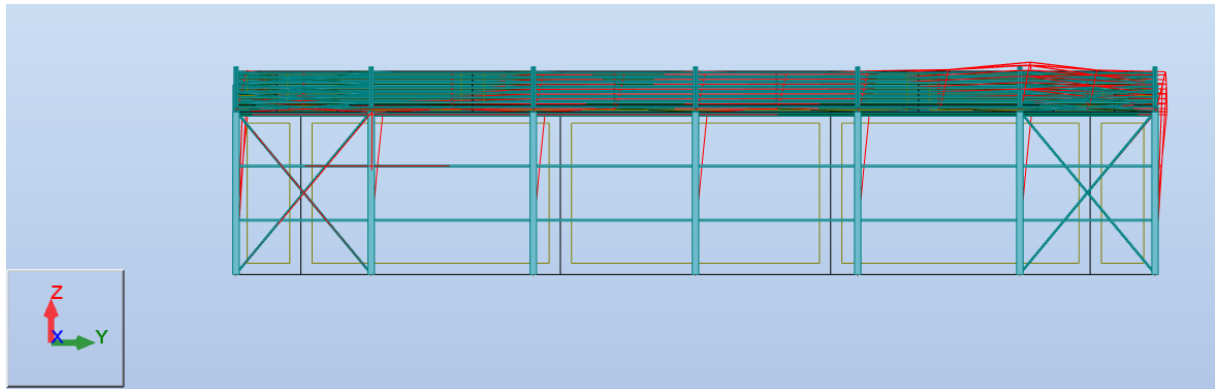


Figure VI.5 : mode 2 translation sens Y

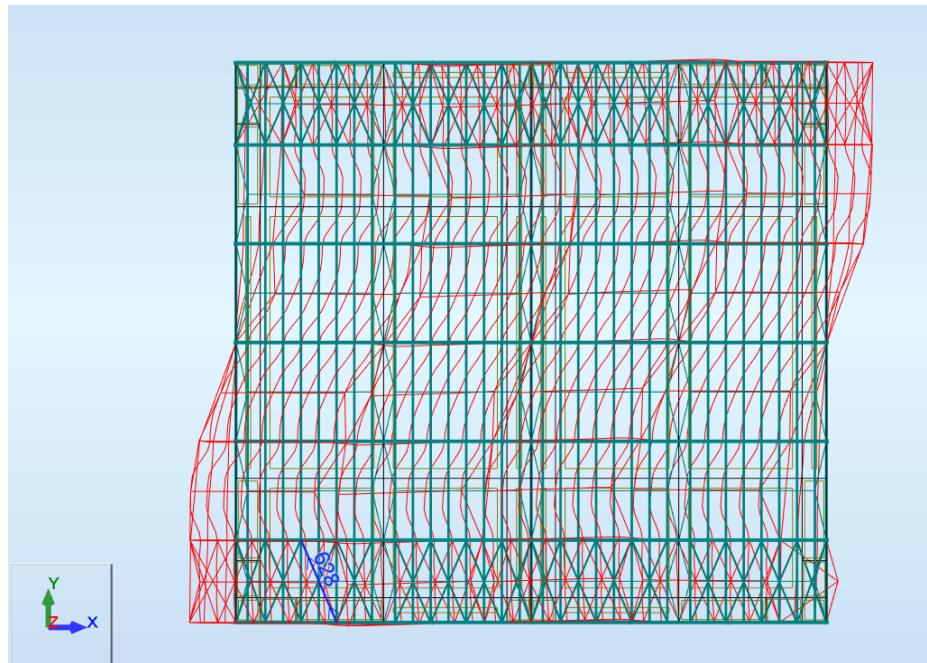


Figure VI.6 : mode 3 torsion

VI. 2.6. Vérification de la structure :

1. Vérification de la période fondamentale de la structure

La période fondamentale, calculée à l'aide du logiciel ROBOT, ne doit pas excéder la valeur estimée à partir de la formule empirique du RPA99 de plus de 30%.

Dans notre étude, la période fondamentale obtenue par ROBOT est de **T = 0,48 s**. La période empirique est calculée à partir de la formule suivante :

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

- h_N : hauteur mesurée en mètres depuis la base de la structure jusqu'au dernier niveau, soit $h_N = 7.5$ m.

- C_T : coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage. Pour un contreventement assuré par des palées triangulées, $C_T = 0.05$.

$$T = 0.05 \times (7.5)^{\frac{3}{4}} = 0.23 \text{ s}$$

$$T + 30\%T = 0.3 \text{ s}$$

Cas	Valeur T_0 à utiliser
$T_{\text{calcul}} < T_{\text{empirique}}$	$T_0 = T_{\text{empirique}}$
$T_{\text{empirique}} < T_{\text{calcul}} < 1.3 T_{\text{empirique}}$	$T_0 = T_{\text{calcul}}$
$T_{\text{calcul}} \geq 1.3 T_{\text{empirique}}$	$T_0 = 1.3 T_{\text{empirique}}$

Tableau VI.6: Valeur de la période (T_0)

Donc :

$$0.48 \text{ s} > T + 30\%T \Rightarrow T_0 = 0.3 \text{ s}$$

2. Vérification de la force sismique à la base

➤ Calcul de la force sismique totale

La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W$$

A : Coefficient d'accélération de la zone, avec une valeur de 0,10

D : Facteur d'amplification dynamique moyen, dépendant de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η), et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3\text{s} \\ 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & T \geq 0.3 \text{ s} \end{cases}$$

$$\text{On a : } 0 \leq 0.3 \leq T_2 = 0.5$$

$$\text{Donc : } D = 2.5 \eta \Rightarrow 2.5$$

Q : Facteur de qualité, en X : 1,15
en Y : 1,2

R : Coefficient de comportement global de la structure 4

W : Poids total de la structure (calculée par ROBOT)

$$W = W_G + \beta W_Q$$

On a : Type d'ouvrage hangar : $\beta = 0.5$

$$\text{Donc : } W = 59720 + 0.5 \times 38400 = 78920 \text{ daN}$$

Alors :

$$V_x = \frac{0,10 \times 2,5 \times 1,2}{4} \times 78920 \Rightarrow V = 5919 \text{ daN}$$

$$V_y = \frac{0,10 \times 2,5 \times 1,15}{4} \times 78920 \Rightarrow V = 5672.375 \text{ daN}$$

Il est à noter que pour que la structure soit correctement dimensionnée, la force sismique doit satisfaire la condition $V_t > 0,8V$. Suite à l'application du spectre de réponse dans les deux directions de la structure, les efforts sismiques obtenus sont les suivants :

– Effort sismique dans le sens X : $V_t = 5610 \text{ daN}$

– Effort sismique dans le sens Y : $V_t = 5171 \text{ daN}$

	V_t(daN)	V(daN)	80 %V(daN)	V_t> 80%V
V_x	5610	5919	4735.2	Vérifiée
V_y	5171	5672.375	4537.9	Vérifiée

Tableau VI.7: Résultante des forces sismiques à la base

3. Vérification des déplacements :

Les déplacements horizontaux à chaque niveau (k) de la structure sont déterminés à l'aide de la formule suivante :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek}$$

Avec :

R : Coefficient de comportement.

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques.

Les déplacements latéraux ne doivent pas dépasser 1 % de la hauteur de l'étage, conformément aux exigences du règlement.

Etage	δ_{ek}	R	δ_k	$1\%h_k(cm)$	Condition
Toiture	1.4	4	5.6	7.5	Vérifiée

Tableau VI.8: Déplacements relatifs dans le sens (x-x).

Etage	δ_{ek}	R	δ_k	$1\%h_k(cm)$	Condition
Toiture	1.2	4	4.8	7.5	Vérifiée

Tableau VI.9: Déplacements relatifs dans le sens (y-y).

VI.3. RPA 2024 :

VI.3.1. Détermination des paramètres du spectre de réponse de calcul :

Le RPA V2024, définit les paramètres du spectre de réponse par des valeurs spécifiques pour évaluer les sollicitations sismiques.

1. Spectre de calcul horizontal

Spectre de réponse élastique normalise par rapport a la valeur de l' accélération de la pesanteur, g

$$\frac{S_{ad}}{g}(T) = \begin{cases} A. l. S. \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_1} \cdot \left(2.5 \frac{Q_F}{R} - \frac{2}{3} \right) \right] & si: 0 \leq T < T_1 \\ A. l. S. \left[2.5 \frac{Q_F}{R} \right] & si: T_1 \leq T < T_2 \\ A. l. S. \left[2.5 \frac{Q_F}{R} \right] \cdot \left[\frac{T_2}{T} \right] & si: T_2 \leq T < T_3 \\ A. l. S. \left[2.5 \frac{Q_F}{R} \right] \cdot \left[\frac{T_2 T_3}{T^2} \right] & si: T_3 \leq T < 4s \end{cases}$$

A. Coefficient d'accélération A

- Zone sismique : VI
- Groupe d'usage : 3

Zone de sismicité	Niveau de sismicité	A
0	Très faible	-
I	Faible	0.07
II	Faible a moyenne	0.10
III	Moyenne	0.15
IV	Moyenne à élevée	0.20
V	Elevée	0.25
VI	Elevée	0.30

Table VI.10: Définition de zones de sismicité et coefficient d'accélération de zone au rocher

D'après le la zone sismique VI on prend la valeur **A = 0.30**

B. Coefficient de comportement global de la structure R

on a : Ossature en portiques avec palées de contreventement a barres centrées en X
Donc on prendre :

(Sens x) : La structure ossatures en portiques sans remplissage ou avec remplissage isole : $R = 6.5^{(a)}$

(Sens y) : Ossature en portiques avec palées de contreventement a barres centrées en X : $R = 4.5^{(b)}$

C. Périodes T_1 , T_2 , T_3 , S du site

Le spectre, selon la zone sismique, est de :

- **Type 1 : applique au zone sismiques IV, V et VI ;**

Spectre Type 1 (IV, V et VI)	S	$T_1(s)$	$T_2(s)$	$T_3(s)$
Site S_1	1.0	0.10	0.40	2.0
Site S_2	1.2	0.10	0.50	2.0
Site S_3	1.3	0.15	0.60	2.0
Site S_4	1.35	0.15	0.70	2.0

Table VI.11: Valeurs des paramètres décrivant les spectres de réponse élastique de Type I (zones sismiques IV, V et VI)

D'après le site meuble on a trouvé les périodes :

$$\left\{ \begin{array}{l} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.60 \text{ s} \\ T_3 = 2.0 \text{ s} \\ S = 1.3 \end{array} \right.$$

D. Facteur de qualité Q

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q=1+\sum P_q$$

Avec P_q est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité « q » est satisfait ou non". Sa valeur est donnée au tableau 4.4

➤ **Suivant X :**

Catégorie	Critère q	Observé	N/observé
(a)	Régularité en plan	0	
	Régularité en élévation	0	
	Conditions minimales sur le nombre étage	0	
	Conditions minimales sur les travées	0	
		$\sum P_q = 0$	

Tableau VI.12 : Valeurs de pénalités P_q (suivant X).

Donc : $Q=1+\sum P_q = 1$

➤ **Suivant Y :**

Catégorie	Critère q	Observé	N/observé
(b)	Régularité en plan	0	
	Régularité en élévation	0	
	Redondance en plan		0.05
		$\Sigma P_q = 0.05$	

Tableau VI.13 : Valeurs de pénalités P_q (suivant Y).

Donc : $Q=1+\Sigma P_q = 1+(0.05)=1.05$

E. Coefficient d'importance I

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

Tableau VI.14 : Coefficient d'importance I.

Donc on a: $I=0.80$

F. Le pourcentage d'amortissement critique ξ

La valeur ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Tableau VI.15 : Valeurs de ξ (%)

On a : $\xi = 5\%$,

G. Facteur de correction d'amortissement η

La valeur η facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0.7 \quad , \quad \eta = 1$$

Les premières périodes propres de vibration correspondant aux trois premiers modes de la structure sont présentées dans le tableau ci-dessous :

Mode	Période(sec)
1	0.48
2	0.46
3	0.42

Tableau VI.16 : présenté le Les 3 premières périodes.

VI.3.2. Analyse modale

L'analyse modale spectrale est une méthode qui permet de calculer les effets maximaux d'un séisme sur une structure. Elle repose sur l'application d'une sollicitation sismique représentée sous la forme d'un spectre de réponse.

Cette méthode est applicable à différents types de structures, offrant des résultats généralement précis et satisfaisants, à condition que la modélisation de la structure soit correctement réalisée.

Le spectre de réponse est défini par un ensemble de paramètres spécifiques qui caractérisent les mouvements et effets sismiques, notamment :

- Zone : VI (Oran)
- Groupe d'usage : 3
- Pourcentage d'amortissement : $\xi=5\%$
- Coefficient de comportement : $\left\{ \begin{array}{l} R_x=6.5^{(a)} \\ R_y=4.5^{(b)} \end{array} \right.$
- Facteur de qualité : $\left\{ \begin{array}{l} Q_x=1 \\ Q_y=1,05 \end{array} \right.$
- Site meuble : S3

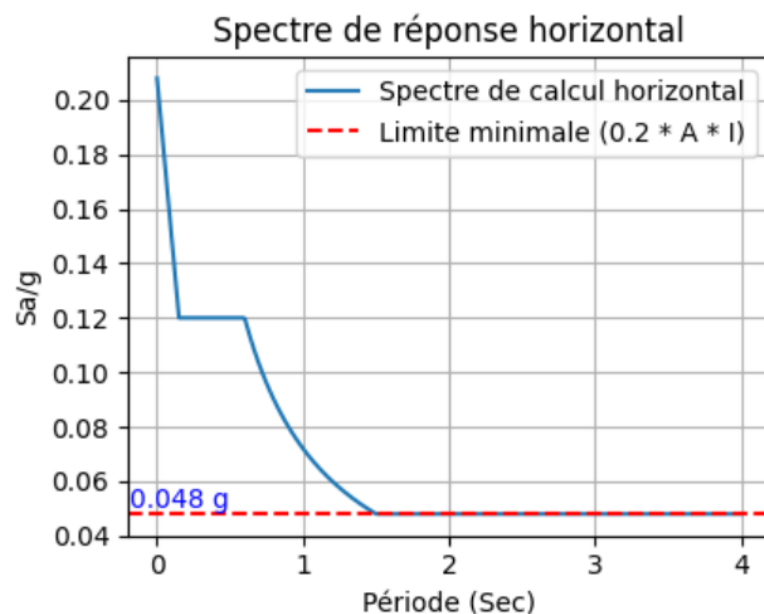


Figure VI.7 : Spectre de réponse en fonction de l'axe X.

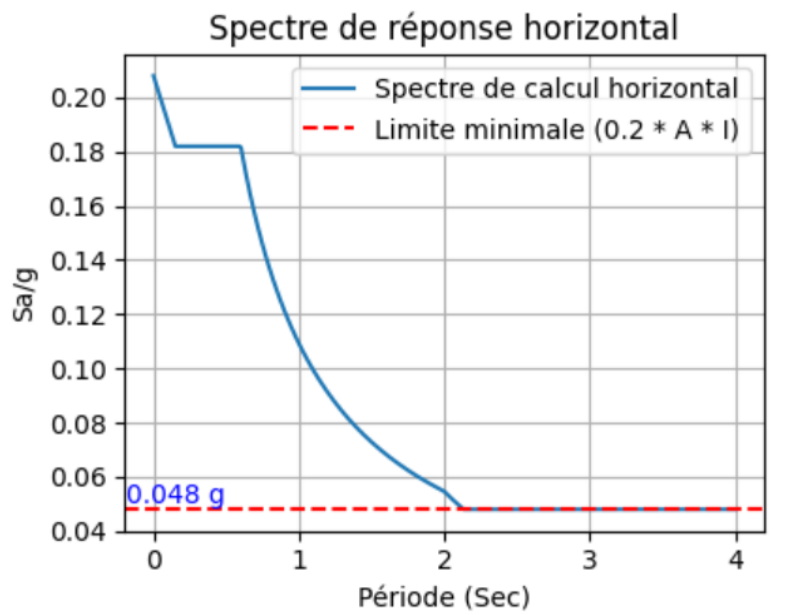


Figure VI.8 : Spectre de réponse en fonction de l'axe Y.

1. Calcul du spectre

➤ Horizontal

On a : $T_1 = 0.15 \leq T < T_2 = 0.60$

$$\text{Sens x : } \frac{S_{ad}}{g}(T) = A.l. S. \left[2.5 \times \frac{Q_F}{R} \right] = 0.3 \times 0.8 \times 1.3 \times \left[2.5 \times \frac{1}{6.5} \right]$$

$$\frac{S_{ad}}{g}(T) = 0.12$$

$$\text{Sens y : } \frac{S_{ad}}{g}(T) = A.l. S. \left[2.5 \times \frac{Q_F}{R} \right] = 0.3 \times 0.8 \times 1.3 \times \left[2.5 \times \frac{1.05}{4.5} \right]$$

$$\frac{S_{ad}}{g}(T) = 0.182$$

➤ Vertical :

Les efforts de la composante verticale sont pris en compte dans les calculs si : $A_v \cdot I \cdot g > 0.25 g$

	Zonage sismique	Coefficient d'accélération			
		A.I (horizontal)	A _v .I (vertical)		
			Catégorie d'Importance		
		1A	1B	2	3
I	0.07 I	0.054	0.046	0.039	0.031
II	0.10 I	0.077	0.066	0.055	0.044
III	0.15 I	0.116	0.099	0.083	0.066
IV	0.20 I	0.252	0.216	0.180	0.144
V	0.25 I	0.315	0.270	0.225	0.180
VI	0.30 I	0.378	0.324	0.270	0.216

L'action sismique verticale, A_v, est obligatoire lorsque (A_v.I.g) dépasse **0.25 g**

Table VI.17 : L'action sismique vertical e A_v est obligatoire lorsque (A_v. I. g) depasse 0.25 g

Dans notre cas, A_v. I. g < 0.25 g, ce qui justifie l'absence de calcul de la composante verticale conformément aux exigences du règlement.

VI.3.3. Vérification de la structure :

1. Vérification de la période fondamentale de la structure

Selon les exigences du RPA 2024, la période fondamentale déterminée à l'aide du logiciel ROBOT est de T=0,48 s.

La période empirique est calculée à l'aide de la formule suivante :

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

- h_N : Hauteur exprimée en mètres, mesurée depuis la base de la structure jusqu'au le dernier niveau , soit h_N = 7.5 m.
- C_T : Coefficient dépendant du système de contreventement et du type de remplissage., C_T = 0.05.

$$T = 0.05 \times (7.5)^{3/4} = 0.23 \text{ s}$$

Cas	Valeur T ₀ à utiliser
T _{calcul} < 1.3 T _{empirique}	T ₀ = T _{calcul}
T _{calcul} ≥ 1.3 T _{empirique}	T ₀ = 1.3 T _{empirique}

Table VI.18: Valeur de la période (T₀)

$$T + 30\%T = 0.3 \text{ s}$$

Donc :

$$0.48 \text{ s} > T + 30\% T = 0.3 \text{ s}$$

Donc la valeur de T_0 utilisée est : 0.3 s

2. Vérification de la force sismique à la base

- Calcul de la force sismique totale

La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure :

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

A : Coefficient d'accélération de la zone, avec une valeur de 0,10

$$\lambda = 1$$

Q : Facteur de qualité, pris égal à 1,15

R : Coefficient de comportement global de la structure 4

W : Poids total de la structure (calculée par ROBOT) $W = 78920 \text{ daN}$

Alors :

$$V_x = \lambda \cdot \frac{S_{ad}}{g}(T_0) \cdot W = 1 \times 0.12 \times 78920 \Rightarrow V_x = 9470.4 \text{ daN}$$

$$V_y = \lambda \cdot \frac{S_{ad}}{g}(T_0) \cdot W = 1 \times 0.182 \times 78920 \Rightarrow V_y = 14363.44 \text{ daN}$$

Il convient de souligner que, pour assurer un dimensionnement adéquat de la structure, l'effort sismique total doit respecter la condition $V_t > 0,8V$. Après application du spectre de réponse dans les deux directions principales de la structure, les efforts sismiques correspondants ont été déterminés comme suit :

– Effort sismique dans le sens (X) : $V_t = 10252 \text{ daN}$

– Effort sismique dans le sens (Y) : $V_t = 12817 \text{ daN}$

	$V_t(\text{daN})$	$V(\text{daN})$	$80\%V(\text{daN})$	$V_t > 80\%V$
V_x	8780	9470.4	7576.32	Vérifiée
V_y	12817	14363.44	11490.752	Vérifiée

Tableau VI.19: Résultante des forces sismiques à la base

3. Vérification des déplacements :

Le déplacement horizontal à chaque niveau (k) est calculé par la formule suivante :

$$\delta_k = \frac{R}{Q_F} \times \delta_{ek}$$

Avec : R : Coefficient de comportement.

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques.

Les déplacements latéraux ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage

Etage	δ_{ek}	R	Q_F	δ_k	0.02 h_k (cm)	Condition
Toiture	0.02	6.5	1	0.13	0.15	Vérifiée

Tableau VI.20: Déplacements relatifs dans le sens (x-x).

Etage	δ_{ek}	R	Q_F	δ_k	0.02 h_k (cm)	Condition
Toiture	0.03	4.5	1.05	0.12	0.15	Vérifiée

Tableau VI.21: Déplacements relatifs dans le sens (y-y).

VI.4. COMPARESON ENTRE RPA 2003 ET RPA 2024 :**VI.4.1. Paramètre sismique :**

	RPA 2003		RPA 2024	
Zone sismique	IIa		VI	
Coefficient d'accélération	A=0.1		A=0.3	
Coefficient de comportement	R _x =4	R _y =4	R _x =6.5	R _y =4.5
Facteur de qualité	QF _y =1.2	QF _y =1.15	QF _y =1	QF _y =1.05
La période	T ₁ = 0.15 s ; T ₂ = 0.50 s		T ₁ = 0.15 s ; T ₂ = 0.60 s T ₃ = 2.0 s	
coefficient d'importance	/		I = 0.8	
Coefficient de site	/		S = 1.3	

Tableau VI.22: comparaison les paramètres sismiques entre RPA 2003-2024**On remarque :**

Le tableau montre une évolution claire des paramètres sismiques entre le RPA 2003 et le RPA 2024. Le passage de la zone sismique IIa à VI s'accompagne d'une hausse du coefficient d'accélération A (de 0.1 à 0.3), ce qui reflète une intensité sismique plus élevée.

Le RPA 2024 introduit également de nouveaux paramètres tels que les coefficients d'importance (I) et de site (S), ainsi qu'une période propre supplémentaire (T₃), permettant une modélisation plus précise du comportement dynamique des structures.

Ces changements traduisent une volonté d'améliorer la prise en compte du risque sismique dans les nouvelles conceptions.

VI.4.2. Les spectres :

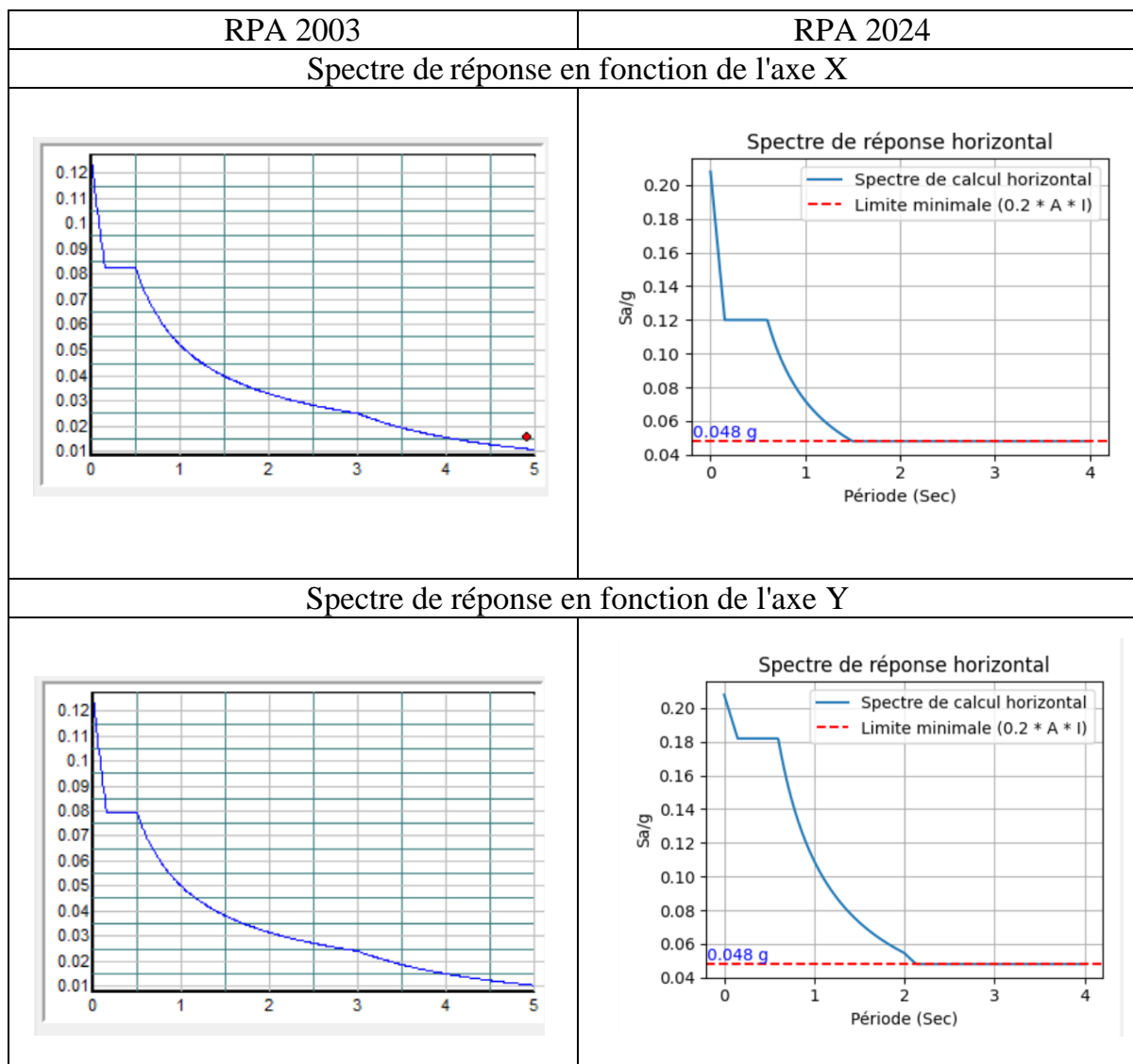


Tableau VI.23: comparaison spectre entre RPA 2003 et RPA 2024

On remarque :

En comparant les spectres de réponse définis par le RPA 2003 et le RPA 2024 selon les axes X et Y, plusieurs différences importantes sont observées.

Le spectre du RPA 2024 présente une forme plus structurée avec des plateaux constants suivis d'une décroissance nette, contrairement au RPA 2003 dont le spectre décroît de manière plus progressive. De plus, les valeurs maximales d'accélération spectrale sont plus élevées dans le RPA 2024 (environ 0.20 g) que dans le RPA 2003 (environ 0.12 g), ce qui reflète une exigence sismique renforcée. Il est aussi important de noter l'introduction d'une limite minimale d'accélération ($0.2 \times A \times I$) dans le RPA 2024, garantissant un niveau de sécurité de base, indépendamment des conditions locales.

Ces différences traduisent une évolution vers une approche plus rigoureuse et plus prudente dans la prise en compte de l'action sismique dans le RPA 2024.

VI.4.3. Calcule effort sismique :

RPA 2003		RPA 2024	
$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W$		$V = \lambda \cdot \frac{S_{ad}}{g} (T_0) \cdot W$	
V_x (daN)	V_y (daN)	V_x (daN)	V_y (daN)
5919	5672.375	9470.4	14363.44

Tableau VI.24: comparaison effort sismique entre RPA 2003 ET RPA 2024**On remarque :**

En comparant les équations et les valeurs calculées de la force sismique statique V calculées selon les règlements RPA 2003 et RPA 2024, on observe une augmentation significative des efforts sismiques dans le cas du RPA 2024.

Cette hausse notable est principalement due à la modification de la formule de calcul des actions sismiques entre les deux règlements. Le RPA 2024 introduit de nouveaux coefficients de comportement, une révision du coefficient d'importance, ainsi qu'un spectre de réponse modifié et plus exigeant. Ainsi, même dans une zone sismique plus sévère (Zone IV au lieu de IIa), cette différence traduit une volonté d'améliorer la sécurité des structures en tenant compte des évolutions des connaissances en génie parasismique.

VI.4.4. Vérification des déplacements :

RPA 2003		RPA 2024	
$\delta_k = R \times \delta_{ek}$		$\delta_k = \frac{R}{Q_F} \times \delta_{ek}$	
$\delta_{x,k}$	$\delta_{y,k}$	$\delta_{x,k}$	$\delta_{y,k}$
5.6	4.8	0.13	0.12

Tableau VI.25: comparaison déplacements entre RPA 2003 ET RPA 2024**On remarque :**

Les déplacements ont été déterminés à l'aide du logiciel Robot Structural Analysis pour les deux versions du règlement, RPA 2003 et RPA 2024. Une vérification a ensuite été effectuée selon les formules réglementaires spécifiques à chaque version. On constate que les déplacements vérifiés selon le RPA 2024 sont inférieurs à ceux du RPA 2003, en raison de l'introduction du facteur de qualité, ce qui permet une évaluation plus précise et réaliste du comportement sismique de la structure.

VI.4.5. Les combinaisons :

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations de calcul sont :

RPA 2003	RPA 2024
<ul style="list-style-type: none"> • G + Q + E • 0.8 G ± E • G + Q + 1.2 E G 	<ul style="list-style-type: none"> • $G + \varphi Q + E_1 \Rightarrow E_1 = \pm E_x \pm 0.3E_y$ • $G + \varphi Q + E_2 \Rightarrow E_2 = \pm 0.3E_x \pm E_y$ $G + \varphi Q + 1.4E_1$ } Fondation $G + \varphi Q + 1.4E_2$ }

Tableau VI.26: comparaison les combinaisons entre RPA 2003 ET RPA 2024

La comparaison entre les combinaisons d'actions définies dans le RPA 2003 et celles proposées dans le RPA 2024 met en évidence une évolution vers une approche plus rigoureuse et réaliste de l'action sismique.

Alors que le RPA 2003 présente des combinaisons simplifiées, le RPA 2024 introduit une prise en compte directionnelle plus détaillée des efforts sismiques à travers les composantes E1 et E2, intégrant des coefficients pour moduler l'influence des actions dans les deux directions (x et y).

Cette évolution traduit une volonté d'améliorer la précision des sollicitations appliquées aux structures et donc leur comportement réel en cas de séisme.

VI.4.6. Les éléments principaux :

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
Famille : 1 poteaux						
979 Poteau 1_979	HEA 240	S 235	29.85	69.97	0.56	46 G+1,5V2
Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
Famille : 2 traverse						
123 TRAVERSE 1	IPE 330	S 235	28.80	128.20	0.91	8 1,35G+1,5Q

Figure VI.9 : Les éléments principaux le plus sollicité.

Remarque :

Lors de l'analyse des résultats issus des deux modélisations (selon le RPA 2003 et le RPA 2024), il a été constaté que les éléments principaux de la structure, notamment les poteaux, ne sont que peu influencés par l'action sismique. Ces éléments sont principalement sollicités par l'action du vent.

Malgré les différences entre les deux règlements (changement de zone sismique de IIa à VI, spectres de réponse différents, etc.), la combinaison de charges la plus défavorable demeure la même pour les éléments porteurs principaux.

Cela peut s'expliquer par la forme presque carrée du hangar, sa hauteur relativement faible et sa masse structurelle légère, qui rendent l'effet du vent plus critique que celui du séisme sur les éléments verticaux.

Chapitre V

Dimensionnement des éléments principaux

V.1. INTRODUCTION :

Après le pré-dimensionnement des éléments présentés au chapitre III, la structure a été modélisée à l'aide du logiciel Robot, conformément aux exigences du RPA 2024. Divers cas de charges ont été appliqués, notamment les charges permanentes, les surcharges d'exploitation, les charges de neige, de vent ainsi que les efforts sismiques, puis combinés selon les règles en vigueur. Les vérifications des éléments (traction, flambement, etc.) ont ensuite été effectuées en se basant sur les cas les plus défavorables identifiés par le logiciel.

V.2. LES POTEAUX :

Le choix de profile : **HEA240**

En trouver par logiciel (robot) les efforts de combinaison $1.35G+1.5V_3$:

$$N_{sd} = 49.77 \text{KN}$$

$$M_{ysd} = 94.52 \text{KN.m}$$

$$M_{zsd} = 0.01 \text{KN.m}$$

$$V_{sd} = 875.54 \text{KN}$$

On prend les calculs M_{ysd}

V.2.1. la vérification :

On doit vérifier par les formules suivantes :

	h (mm)	b (mm)	t_w (mm)	t_f (mm)	d (mm)	A (mm ²) ×10 ²	$W_{pl,y}$ (mm ³) ×10 ³
HEA240	230	240	7.5	12	164	76.8	744.6

Tableau V.1: Les Caractéristiques du profil HEA240

Condition de résistance (moment fléchissant + effort normal):

On vérifie par la formule suivante : $\left[\frac{N_{sd}}{N_{plrd}}\right]^2 + \left[\frac{M_{sd}}{M_{plrd}}\right] \leq 1$

$$M_{plyrd} = \frac{w_{pl} \times f_y}{\gamma_{mo}} = \frac{744.6 \times 235 \times 10^{-3}}{1.1} = 159.073 \text{KN.m}$$

$$N_{plyrd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{mo}} = \frac{76.8 \times 2350 \times 10^{-2}}{1.1} = 1640.72 \text{KN}$$

$$\left[\frac{49.77}{1640.72} \right]^2 + \left[\frac{94.52}{159.073} \right] = 0.6 \leq 1 \dots\dots\dots CV$$

Vérification ELU :

Donne par la formule suivante :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_{LT} \cdot M_{y,sd}}{\chi_{LT} \times \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m1}}} \leq 1$$

Classe de l'âme :

Dans ce cas $\alpha = 0.47 < 0.5$

$$\frac{d}{t_w} = 21.866 \leq \frac{36 \varepsilon}{\alpha} = 76.59 \longrightarrow (\text{Ame de classe 1})$$

Classe de la semelle :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} = \frac{120}{12} = 10$$

$$\frac{c}{t_f} \leq 10 \longrightarrow (\text{semelle de classe 1})$$

• Vérifié le risque de déversement :

Calcul de l'élanement :

➤ Suivant l'axe y-y:

$$\lambda_{LT} = \frac{300/6}{1.879^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left[\frac{300/6}{23/0.75} \right]^2 \right]^{0.25}} = 35.35$$

$$\lambda_1 = 93.9 \longrightarrow \overline{\lambda}_{LT} = [35.35/93.9]$$

Donc $\overline{\lambda}_{LT} = 0.376 \leq 0.4$ il n'est pas le risque de déversement

➤ Suivant l'axe Z-Z :

$$\lambda_{LT} = \frac{L/i_z}{C_1^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left[\frac{L/i_z}{h/t_f} \right]^2 \right]^{0.25}}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{600/6}{1.879^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left[\frac{600/6}{22/0.92} \right]^2 \right]^{0.25}} = 62.34$$

$$\lambda_1 = 93.9 \longrightarrow \overline{\lambda}_{LT} = [62.34/93.9]$$

Donc $\overline{\lambda}_{LT} = 0.663 \geq 0.4$ il ya un risque de déversement

$$\Phi_{LT} = 0.5 [1 + 0.21 (0.663-0.2) + 0.663^2] = 0.768$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{0.768 + \sqrt{0.768^2 - 0.663^2}} = 0.865$$

• Vérification de flambement :

Les courbes de flambement considérée :

Axe de flambement (Y-Y) : courbe (a) $\alpha=0.21$

Axe de flambement (Z-Z) : courbe (b) $\alpha=0.34$

➤ Suivant l'axe Z-Z

$$\lambda_z = \frac{0.7L}{i_z} = \frac{420}{10.05} = 41.79$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{41.79}{93.9} = 0.44 \geq 0.2 \text{ il ya un risqué de flambement}$$

$$\Phi = 0.5 [1 + 0.21 (0.44 - 0.2) + 0.44^2] = 0.622$$

$$\chi = \frac{1}{0.897 + [0.897^2 - 0.622^2]^{0.5}} = 0.647$$

➤ Suivants l'axe (Y-Y)

$$\lambda_y = \frac{0.5L}{i_z} = \frac{300}{6} = 50$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{50}{93.9} = 0.532 \geq 0.2 \text{ il ya un risqué de flambement}$$

$$\Phi = 0.5 [1 + 0.34 (0.532 - 0.2) + 0.532^2] = 0.698$$

$$\chi = \frac{1}{0.698 + [0.698^2 - 0.532^2]^{0.5}} = 0.869$$

$$\chi = \max(\chi_Z; \chi_Y) = 0.869$$

$$K_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \cdot N_{sd}}{\chi_z \cdot A \cdot f_y} = 1 - \frac{-0.033 \times 49.77 \times 10^3}{0.869 \times 76.80 \times 235} = 0.998$$

$$\mu_{LT} = 0.15 \bar{\lambda}_z \cdot \beta_{MLT} - 0.15 = 0.15 \times 0.6 \times 1.3 - 0.15 = -0.033$$

$$\frac{49.77 \times 10^3}{0.869 \times \frac{7680 \times 235}{1.1}} + \frac{0.998 \times 94.52 \times 10^6}{0.865 \times \frac{744.6 \times 10^3 \times 235}{1.1}} = 0.720 \leq 1 \dots \dots \dots CV$$

V.3. CALCUL DES TRAVERSES :**Le choix de profile : IPE330**

En trouver par logiciel (robot) les efforts de combinaison 1.35G+1.5Q :

$$N_{sd} = 35.24 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 46.75 \text{ KN}$$

$$M_{sd} = 154.44 \text{ KN.m}$$

V.3.1. les vérification :

On doit vérifier par les formules suivantes :

	h (mm)	b (mm)	t _w (mm)	t _f (mm)	d (mm)	A (mm) × 10 ²	W _{pl,y} (mm ³) × 10 ³
IPE330	330	160	7.5	11.5	271	62.6	804.3

Tableau V.2: Les Caractéristiques du profil IPE330

Classe de la semelle :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} = \frac{80}{11.5} = 6.95$$

$$\frac{c}{t_f} \leq 10 \longrightarrow \text{(semelle de classe 1)}$$

Classe de l'âme :

$$\frac{d}{t_w} = \frac{271}{7.5} = 36.13$$

$$\frac{d}{t_w} \leq 72 \varepsilon \longrightarrow \text{(Ame de classe 1)}$$

Condition de résistance : (moment fléchissant + effort normal) :

On vérifier par la formule suivantes :

$$\left[\frac{N_{sd}}{N_{plrd}} \right]^2 + \left[\frac{M_{sd}}{M_{plrd}} \right]^1 \leq 1$$

$$M_{plrd} = \frac{w_{pl} \times f_y}{\gamma_{mo}} = \frac{804.3 \times 235 \times 10^{-3}}{1.1} = 171.827 \text{ KN.m}$$

$$N_{plrd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{mo}} = \frac{62.6 \times 2350 \times 10^{-2}}{1.1} = 1337.36 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 35.24 \text{ KN}$$

$$M_{sd} = 154.44 \text{ KN.m}$$

$$\left[\frac{35.24}{1337.36} \right]^2 + \left[\frac{154.44}{171.827} \right] = 0.9 \leq 1 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Vérification au déversement :

Vérification ELU :

Donne par la formule suivante :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_{LT} \cdot M_{y, sd}}{\chi_{LT} \times \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m1}}} \leq 1$$

Classe de la semelle :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} = \frac{80}{11.5} = 6.656$$

$$\frac{c}{t_f} \leq 10 \longrightarrow \text{(semelle de classe 1)}$$

Classe de l'âme :

$$\frac{d}{t_w} = \frac{271}{7.5} = 36.13$$

$$\frac{d}{t_w} \leq 72 \varepsilon \longrightarrow \text{(Ame de classe 1)}$$

• Vérifié le risque de diversement :

➤ Suivant l'axe Z-Z

$$\lambda_{LT} = \frac{912/3.55}{1.879^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left[\frac{912/3.55}{33/11.5} \right]^2 \right]^{0.25}} = 41.861$$

$$\lambda_1 = 93.9 \longrightarrow \overline{\lambda}_{LT} = [41.861/93.9]$$

Donc $\overline{\lambda}_{LT} = 0.445 \geq 0.4$ il est le risque de diversement

$$\Phi_{LT} = 0.5 [1 + 0.21 (0.445 - 0.2) + 0.445^2] = 0.624$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{0.624 + \sqrt{0.624^2 - 0.445^2}} = 0.942$$

➤ Suivant l'axe y-y

$$\lambda_{LT} = \frac{456/3.55}{1.879^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left[\frac{456/3.55}{33/11.5} \right]^2 \right]^{0.25}} = 29.545$$

$$\lambda_1 = 93.9 \longrightarrow \overline{\lambda}_{LT} = [29.545/93.9]$$

Donc $\bar{\lambda}_{LT} = 0.314 \leq 0.4$ il n'est pas le risque de diversement

• Vérification de flambement :

Les courbes de flambement considérée :

Axe de flambement (Y-Y) : courbe (a) $\alpha=0.21$

Axe de flambement (Z-Z) : courbe (b) $\alpha=0.34$

➤ Suivant l'axe Z-Z

$$\lambda_z = \frac{0.7L}{i_z} = \frac{638.4}{3.55} = 179.83$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{256.90}{93.9} = 2.735 \geq 0.2 \text{ il ya un risqué de flambement}$$

$$\Phi = 0.5 [1 + 0.21 (2.735 - 0.2) + 2.735^2] = 4.506$$

$$\chi = \frac{1}{4.506 + [4.506^2 - 2.735^2]^{0.5}} = 0.123$$

➤ Suivants l'axe (Y-Y)

$$\lambda_y = \frac{0.5L}{i_z} = \frac{456}{3.55} = 128.45$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{128.45}{93.9} = 1.367 \geq 0.2 \text{ il ya un risqué de flambement}$$

$$\Phi = 0.5 [1 + 0.34 (1.367 - 0.2) + 1.367^2] = 1.6327$$

$$\chi = \frac{1}{1.6327 + [1.6327^2 - 1.367^2]^{0.5}} = 0.395$$

$$\chi = \max(\chi_z; \chi_y) = 0.395$$

$$K_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \cdot N_{sd}}{\chi_z \cdot A \cdot f_y} = 1 - \frac{0.383 \times 35.24 \times 10^3}{0.395 \times 7270 \times 235} = 0.979$$

$$\mu_{LT} = 0.15 \bar{\lambda}_z \cdot \beta_{MLT} - 0.15 = 0.15 \times 2.735 \times 1.3 - 0.15 = 0.383$$

$$\frac{35.24 \times 10^3}{0.395 \times \frac{7270 \times 235}{1.1}} + \frac{0.979 \times 154.44 \times 10^6}{0.942 \times \frac{804.3 \times 10^3 \times 235}{1.1}} = 0.99 \leq 1 \dots \dots \dots CV$$

Condition de résistance : effort tranchant :

On vérifier par la formule suivante : $V_{sd} \leq V_{plRd}$

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

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

$$A_v = 6260 - (2 \times 160 \times 11.5 + (7.5 + 2 \times 18) \cdot 11.5) = 2079.75 \text{ mm}^2$$

$$V_{plRd} = \frac{20.79 \times (2350 / \sqrt{3})}{1.1} \times 10^{-2} = 256.43 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 46.75 \text{ KN} \leq V_{plRd} = 256.43 \text{ KN}$$

V.4. CALCUL DES Palliées STABILITES :

On choisit une cornière CAE 60×5

En trouver par logiciel (robot) effort sollicité de combinaison 1.35G+1.5V₃:

$$N_{sd} = 29.61 \text{ KN}$$

V.4.1. Les vérifications :

On doit vérifier par les formules suivantes :

Les éléments tendus :

La vérification doit être : $N_{sd} \leq N_{t,rd} = \min (N_{pl,rd} ; N_{net,rd} ; N_{u,rd})$

- Résistance plastique de calcul de section brute :

$$N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{5820 \times 235 \times 10^{-3}}{1.1} = 1243.36 \text{ KN}$$

- Résistance ultime de calcul de la section nette au droit des trous de fixations :

$$N_{u,rd} = \frac{0.9 A_{net} \times f_u}{\gamma_{m2}} = \frac{0.9 \times 5170 \times 360 \times 10^{-3}}{1.25} = 1340.064 \text{ KN}$$

- Résistance plastique de calcul de section nette :

$$N_{net,rd} = \frac{A_{net} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{5170 \times 235 \times 10^{-3}}{1.1} = 1104.5 \text{ KN}$$

Donc:

$$N_{sd} = 29.61 \text{ KN} \leq N_{t,rd} = \min (1243.36 \text{ KN}; 1340.064 \text{ KN}; 1104.5 \text{ KN}) \dots \dots \dots \text{CV}$$

V.5. CALCUL DES CONTREVENTEMENTS :

En trouver par logiciel (robot) effort sollicité de combinaison 1.35G+1.5Q :

$$N_{sd} = 34.13 \text{ KN}$$

On choisit une cornière CAE 60×5

V.5.1. Les vérifications :

On doit vérifier par les formules suivantes :

Les éléments tendus :

La vérification doit être : $N_{sd} \leq N_{t,rd} = \min (N_{pl,rd} ; N_{net,rd} ; N_{u,rd})$

- Résistance plastique de calcul de section brute :

$$N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{5820 \times 235 \times 10^{-3}}{1.1} = 1243.36 \text{ KN}$$

- Résistance ultime de calcul de la section nette au droit des trous de fixations :

$$N_{u,rd} = \frac{0.9 A_{net} \times f_u}{\gamma_{m2}} = \frac{0.9 \times 5170 \times 360 \times 10^{-3}}{1.25} = 1340.064 \text{ KN}$$

- Résistance plastique de calcul de section nette :

$$N_{net,rd} = \frac{A_{net} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{5170 \times 235 \times 10^{-3}}{1.1} = 1104.5 \text{ KN}$$

Donc:

$$N_{sd} = 34.13 \text{ KN} \leq N_{t,rd} = \min (1243.36 \text{ KN}; 1340.064 \text{ KN}; 1104.5 \text{ KN}) \dots \dots \dots \text{CV}$$

Chapitre VI

Étude des Assemblages Métalliques

VI.1. INTRODUCTION :

Les assemblages jouent un rôle aussi fondamental que le dimensionnement des éléments porteurs. Ils assurent la liaison entre les différentes pièces de la structure et permettent la transmission des efforts tout en garantissant la stabilité de l'ensemble. Une défaillance au niveau d'un assemblage peut compromettre le fonctionnement global de la structure, notamment en raison de l'absence de redondance dans la majorité des ossatures métalliques. Ainsi, la conception et le calcul rigoureux des assemblages sont essentiels pour assurer la sécurité de l'ouvrage. Plusieurs méthodes sont utilisées à cet effet, telles que le soudage, le boulonnage ou encore le rivetage

VI.2. ASSEMBLAGE POTEAUX –TRAVERSE (HEA240-IPE330) :

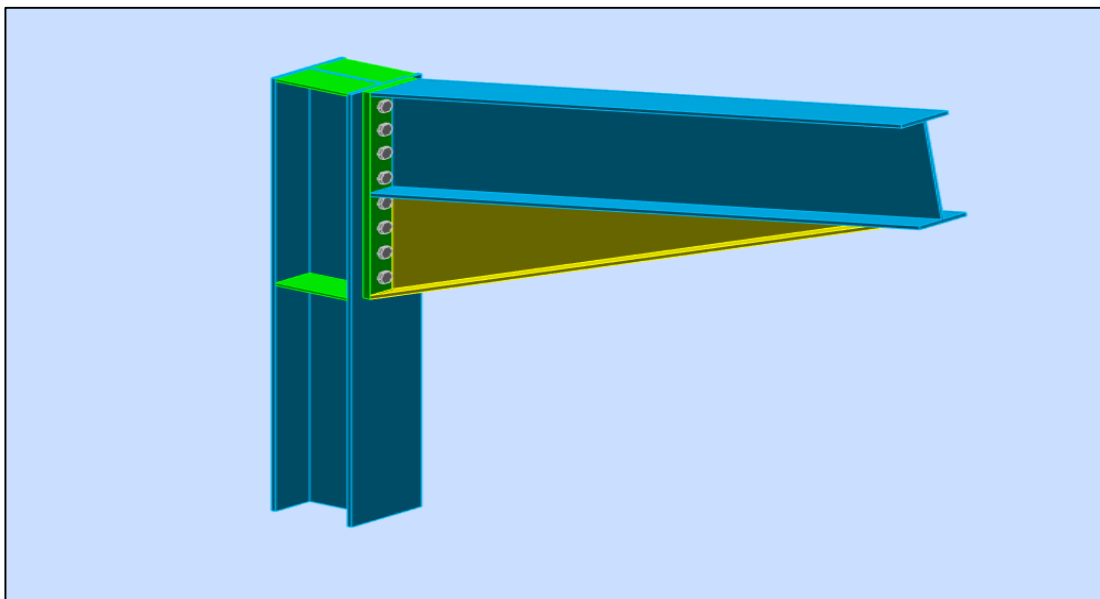


Figure VI.1. Assemblage poteau-traverse

Les efforts sollicitant de combinaison $G+0.5Q+E_1$:

$$N_{sd} = 15.38 \text{ KN}$$

$$M_{sd} = 17.18 \text{ KN.m}$$

$$V_{sd} = 9.53 \text{ KN}$$

VI.2.1. Soudure de la platine :

Cordon de soudure :

Epaisseur de la platine: $t_p = 20 \text{ mm}$

$$18 \text{ mm} \leq t_{\max} \leq 25 \text{ mm}$$

$$a_{\min} = 5 \text{ mm}$$

$$a_{\max} = 0.7t = 14 \text{ mm}$$

Donc on prendre :

- l'épaisseur de cordon de soudeur semelle : $a = 9 \text{ mm}$

- l'épaisseur de cordon de soudeur âme : $a = 5 \text{ mm}$

Soudure de la semelle tendue :

La vérification de : $N_d \leq F_{w;rd}$

$$N_d = \frac{M_{sd}}{h} + N_{sd} = \frac{17.18}{0.330} + 15.38 = 67.44 \text{ KN}$$

$$F_{w;rd} = \frac{a \times \Sigma l \times f_u}{\sqrt{2} \times \gamma_{mw} \times \beta_w} = \frac{9 \times 299.5 \times 360}{\sqrt{2} \times 1.25 \times 0.8} = 686.16 \text{ KN}$$

On a : $\beta_w = 0.80$; $\gamma_{mw} = 1.25$; $\Sigma l = 299.5$

$$N_d = 67.44 \text{ KN} \leq F_{w;rd} = 686.16 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{CV}$$

Soudure de l'âme :

La vérification de : $V_{sd} \leq F_{v;rd}$

$$F_{v;rd} = \frac{a \times \Sigma l \times f_u}{\sqrt{3} \times \gamma_{mw} \times \beta_w} = \frac{5 \times 614 \times 360}{\sqrt{3} \times 0.8 \times 1.25} = 638.08 \text{ KN}$$

On a : $\Sigma l = 614 \text{ mm}$

$$V_{sd} = 9.53 \text{ KN} \leq F_{v;rd} = 638.08 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{CV}$$

VI.2.2. Disposition constructive :

Le diamètre des boulons :

On a : $d_0 = d + 2$ Donc : $d_0 = 20 + 2 = 22 \text{ mm}$; $t = 14 \text{ mm}$

- Pince (e_1 ; e_2) :

$$1.2 d_0 = 26.4 \text{ mm} \leq e_1 \leq 12t = 168 \text{ mm} \longrightarrow e_1 = 97.2 \text{ mm}$$

$$1.5 d_0 = 33 \text{ mm} \leq e_2 \leq 12t = 168 \text{ mm} \longrightarrow e_2 = 100 \text{ mm}$$

- Entraxes (p_1 , p_2) :

$$2.2 d_0 = 48.4 \text{ mm} \leq p_1 \leq 12t = 168 \text{ mm} \longrightarrow p_1 = 108.2 \text{ mm}$$

$$3d_0 = 66 \text{ mm} \leq p_2 \leq 12t = 168 \text{ mm} \longrightarrow p_2 = 117 \text{ mm}$$

Détermination de la zone tendue de la poutre :

$$X = t_f \cdot \sqrt{\frac{b}{t_w}} = 11.5 \cdot \sqrt{\frac{160}{7.5}}$$

Donc : $X=53.11\text{mm}$

Les diamètres des boulons dans les boulons :

On prend uniquement les boulons tendus suivantes :

$d_1=603\text{mm}$; $d_2=528\text{mm}$; $d_3=453\text{mm}$; $d_4=373\text{mm}$; $d_5=293\text{mm}$; $d_6=213\text{mm}$;
 $d_7=133\text{mm}$

On a des boulons H.R de class 10.9 ; $A_s=245\text{ mm}^2$; M_{20}

VI.2.3. Les vérifications :

On doit vérifier par les formules suivantes :

Vérification au glissement :

On doit vérifier par la formule suivante : $\frac{V_{sd}}{14} \leq F_s$

$$F_s = K_s \cdot \mu \cdot m \cdot \frac{F_p}{\gamma_{ms}}$$

F_p : Force de précontrainte

μ : Coefficient de frottement

m : Nombre d'interface de glissement

K_s : Coefficient de dimension des trous

$$F_s = 1 \times 1 \times 0.3 \frac{171.5}{1.25} = 123.48\text{KN}$$

$$\frac{V_{sd}}{14} = 0.68\text{ KN} \leq F_s = 123.48\text{KN}$$

Vérification de la résistance de l'âme du poteau dans la zone tendue :

$$F_v \leq F_{t,Rd}$$

$$F_{t,Rd} = t_w \cdot p_1 \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = 7.5 \times 80 \times \frac{235}{1.1} = 128.18\text{ KN}$$

$$F_v = \frac{M_{sd}}{h-t_f} = \frac{17.18}{0.33-0.012} = 54.025\text{KN}$$

$$F_v = 54.025\text{KN} \leq F_{t,Rd} = 128.18\text{ KN} \dots\dots\dots\text{CV}$$

Vérification de la résistance de l'âme du poteau dans la zone comprimée :

$$N_{sd} \leq F_{c,Rd}$$

$$F_{c,Rd} = \frac{f_y \cdot t_w \cdot b_{eff}}{\gamma_{m0}} = \frac{235 \times 7.5 \times 211.95}{1.1} = 339.60 \text{ KN}$$

$$b_{eff} = t_f + 2a\sqrt{2} + 5(t_p + r) = 11.5 + 25.45 + 5(14 + 21) = 211.95 \text{ mm}$$

$$N_{sd} = 15.38 \text{ KN} \leq F_{c,Rd} = 339.60 \text{ KN} \dots\dots\dots CV$$

Vérification de la résistance de l'âme du poteau dans la zone cisillée :

$$F_v \leq V_{Rd}$$

$$V_{Rd} = \frac{0.58 \cdot A_v \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{0.58 \times 3081 \times 235}{1.1} = 381.764 \text{ KN}$$

$$F_v = \frac{M_{sd}}{h - t_f} = \frac{17.18}{0.33 - 0.0115} = 53.94 \text{ KN}$$

$$F_v = 53.94 \text{ KN} \leq V_{Rd} = 381.764 \text{ KN} \dots\dots\dots CV$$

VI.3. ASSEMBLAGE TRAVERSE –TRAVERSE (IPE 330-IPE330) :

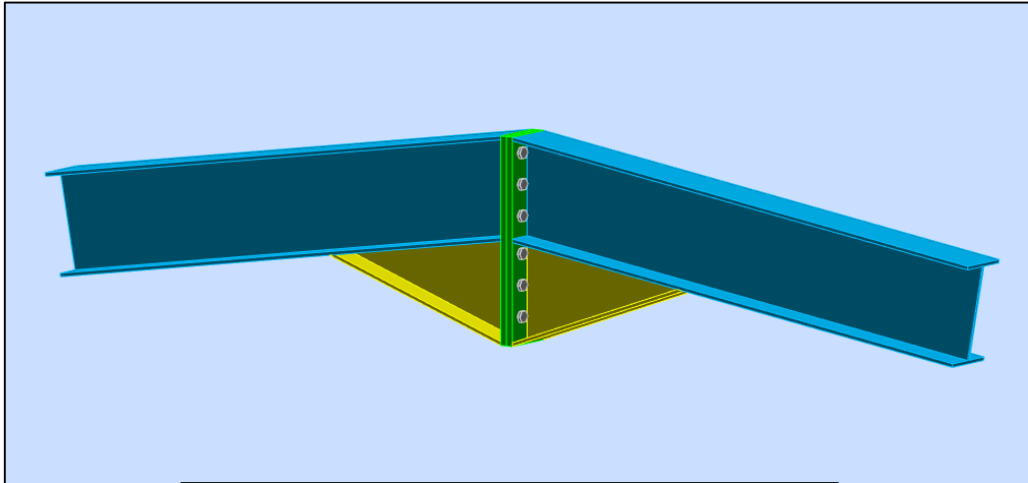


Figure VI.2. Assemblage traverse -traverse

Les efforts sollicitant de combinaison 1.35G+1.5Q sont :

$$N_{sd} = 69.46 \text{ KN}$$

$$M_{sd} = 32.60 \text{ KN.m}$$

$$V_{sd} = 0.16 \text{ KN}$$

VI.3.1. Soudure de la platine :

Cordon de soudure :

Épaisseur de la platine: $e_p = 20 \text{ mm}$

$$18 \text{ mm} \leq t_{\max} \leq 25 \text{ mm}$$

$$a_{\min} = 5 \text{ mm}$$

$$a_{\max} = 0.7t = 14 \text{ mm}$$

- l'épaisseur de cordon de soudeur semelle : $a = 9 \text{ mm}$

- l'épaisseur de cordon de soudeur âme: $a = 6 \text{ mm}$

Soudure de la semelle tendue :

La vérification de : $N_d \leq F_{w,rd}$

$$N_d = \frac{M_{sd}}{h} = \frac{32.60}{0.330} = 98.78 \text{ KN}$$

$$F_{v,rd} = \frac{a \times \Sigma l \times f_u}{\sqrt{3} \times \gamma_{mw} \times \beta_w} = \frac{9 \times 299.5 \times 360}{\sqrt{3} \times 0.8 \times 1.25} = 560.249 \text{ KN}$$

On a: $\beta_w = 0.80$; $\gamma_{mw} = 1.25$; $\Sigma l = 299.5$

$N_d = 98.78 \text{ KN} \leq F_{v,rd} = 560.249 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{CV}$

Soudure de l'âme :

La vérification de : $V_{sd} \leq F_{v,rd}$

$$F_{v,rd} = \frac{a \times \Sigma l \times f_u}{\sqrt{3} \times \gamma_{mw} \times \beta_w} = \frac{6 \times 307 \times 360}{\sqrt{3} \times 0.8 \times 1.25} = 382.852 \text{ KN}$$

On a: $\Sigma l = 307 \text{ mm}$

$V_{sd} = 8.73 \text{ KN} \leq F_{v,rd} = 382.852 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{CV}$

VI.3.2. Disposition constructive :

Le diamètre des boulons :

On a : $d_0 = d + 2$ Donc : $d_0 = 20 + 2 = 22 \text{ mm}$; $t = 14 \text{ mm}$

- Pince (e_1 ; e_2) :

$$1.2 d_0 = 26.4 \text{ mm} \leq e_1 \leq 12t = 168 \text{ mm} \longrightarrow e_1 = 97.2 \text{ mm}$$

$$1.5 d_0 = 33 \text{ mm} \leq e_2 \leq 12t = 168 \text{ mm} \longrightarrow e_2 = 100 \text{ mm}$$

- Entraxes (p_1 , p_2) :

$$2.2 d_0 = 48.4 \text{ mm} \leq p_1 \leq 12t = 168 \text{ mm} \longrightarrow p_1 = 108.2 \text{ mm}$$

$$3d_0 = 66 \text{ mm} \leq p_2 \leq 12t = 168 \text{ mm} \longrightarrow p_2 = 117 \text{ mm}$$

Détermination de la zone tendue de la poutre :

$$X = t_f \cdot \sqrt{\frac{b}{t_w}} = 11.5 \cdot \sqrt{\frac{160}{7.5}}$$

Donc : $X = 53.11 \text{ mm}$

Les diamètres des boulons dans les boulons :

On prend uniquement les boulons tendus suivantes :

$$d_1 = 569 \text{ mm}; d_2 = 469 \text{ mm}; d_3 = 369 \text{ mm}; d_4 = 249 \text{ mm}; d_5 = 149 \text{ mm}$$

On a : $d = 20 \text{ mm}$ donc on choisit des boulons M_{20} de class 10.9 ; $A_s = 245 \text{ mm}^2$

VI.3.3. Les Vérification :

On doit vérifier par les formules suivantes :

Vérification de moment résistant :

$$M_{sd} \leq M_{Rd}$$

$$M_{Rd} = \frac{n \times F_p \times \Sigma d_i^2}{d_1} = \frac{2 \times 0.7 \times 245 \times 1000 \times 10^{-3} \times 0.764}{0.569} = 263.17 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 32.60 \text{ KN.m} \leq M_{Rd} = 263.17 \text{ KN.m}$$

Vérification l'effort tranchant :

$$V_t \leq F_{s;rd}$$

$$F_{s;rd} = K_s \cdot \mu \cdot m \cdot \frac{F_p \times n}{\gamma_{m2}} = 1 \times 1 \times 0.3 \cdot \frac{171.5}{1.25} = 41.16 \text{ KN}$$

$$\frac{V_t}{10} = 6.946 \text{ KN} \leq F_{s;rd} = 41.16 \text{ KN}$$

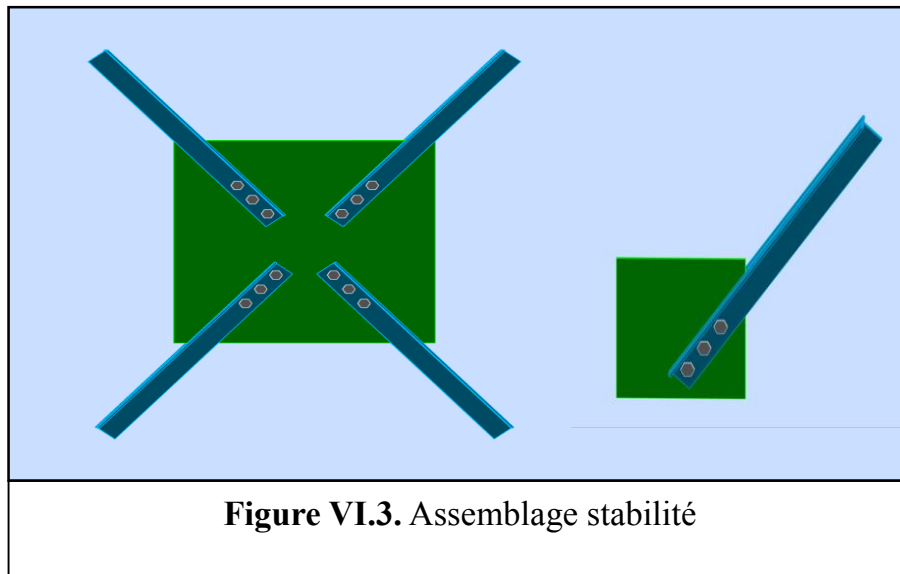
VI.4. ASSEMBLAGE DES STABILITES 2(CAE 60×60×5) :

Figure VI.3. Assemblage stabilité

L'effort sollicitant de combinaison $G+0.5Q+E_2$:

$$N_{sd} = 28.68 \text{ KN}$$

Épaisseur du gousset : $t = 10 \text{ mm}$

VI.4.1. Soudure du gousset :

On va Vérifier la soudure à la traction par la formule :

$$N_{sd} \leq F_{w;rd} = \frac{a \times \Sigma l \times f_u}{\sqrt{2} \times \gamma_{mw} \times \beta_w}$$

On a: $\beta_w=0.80$; $\gamma_{mw}=1.25$; $\Sigma l=120\text{mm}$; $a=5\text{mm}$

$$N_{sd} = 28.68\text{KN} \leq F_{w;rd} = \frac{5 \times 120 \times 360}{\sqrt{2} \times 0.8 \times 1.25} = 152.73\text{KN} \dots \text{CV}$$

VI.4.2. Disposition constructive

On a : des boulons ordinaires de class 4.8 ; $A_s=157 \text{ mm}^2$; M_{16}

- Pince e_1 :

$$1.2 d_0 = 21.6\text{mm} \leq e_1 \leq 12t = 120 \text{ mm} \longrightarrow e_1 = 30\text{mm}$$

- Entraxe p_1 :

$$2.2 d_0 = 39.6 \text{ mm} \leq p_1 \leq 12t = 120\text{mm} \longrightarrow p_1 = 40 \text{ mm}$$

VI.4.3. Les Vérifications :

On doit vérifier par les formules suivantes :

Vérification au cisaillement :

$$\frac{V_{sd}}{2} \leq nF_{v;rd}$$

$$F_{v;rd} = 0.5F_{ub} \frac{A_s}{\gamma_{mb}} = 0.5 \times 400 \times \frac{157}{1.25} = 25.12$$

$$\frac{V_{sd}}{2} = 14.34\text{KN} \leq 3F_{v;rd} = 75.36\text{KN} \dots \text{CV}$$

Vérification de la pression diamétrale :

$$\frac{V_{sd}}{3} \leq F_p$$

$$F_p = 2.5\alpha F_u d_0 \frac{t_p}{\gamma_m} = F_p = 2.5 \times 0.49 \times 360 \times 22 \times \frac{10}{1.25} = 77.616 \text{ KN}$$

$$\alpha = \min \left(\frac{e_1}{3 d_0}, \frac{p_1}{3 d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1 \right) = \min(0.55 ; 0.49 ; 1.11, 1) = 0.49$$

$$\frac{V_{sd}}{3} = 9.56\text{KN} \leq F_p = 77.616 \text{ KN} \dots \text{CV}$$

Chapitre VII

Dimensionnement des Fondations

VII.1. INTRUCTION :

Les fondations ont pour fonction de transférer l'ensemble des charges de la superstructure vers le sol, ce qui en fait un élément clé garantissant la stabilité globale de la construction.

Le calcul commence par la définition des dimensions et des paramètres des pieds de poteaux, avant d'aborder l'étude de l'infrastructure. Cette dernière nécessite une analyse géologique et géotechnique approfondie du terrain, car les caractéristiques physiques et mécaniques du sol influencent directement la conception et les dimensions des fondations.

VII.2. TYPE DE FONDATION :

Le choix du type de fondation repose sur plusieurs critères fondamentaux, notamment :

- La garantie de la stabilité globale de la structure.
- La recherche d'une solution à la fois économique et réalisable facilement.
- La nature et les spécificités de la construction.
- Les propriétés géotechniques du sol d'assise.
- L'importance des charges transmises par la structure.

VII.3. LES PIEDS DE POTEAUX :

Les pieds de poteaux assurent la continuité entre la superstructure métallique et les fondations en béton armé, en permettant la transmission des efforts verticaux et horizontaux vers le sol. Ils sont généralement composés d'une platine soudée à la base du poteau, reliée à des tiges d'ancrage noyées dans le béton, assurant ainsi la stabilité de l'ouvrage.

On distingue principalement deux types de liaisons : articulée ou encastree, selon les exigences de conception et le comportement recherché de la structure. Dans le cadre de notre étude, le choix s'est porté sur un pied encastree afin de garantir une rigidité accrue et une meilleure reprise des moments.

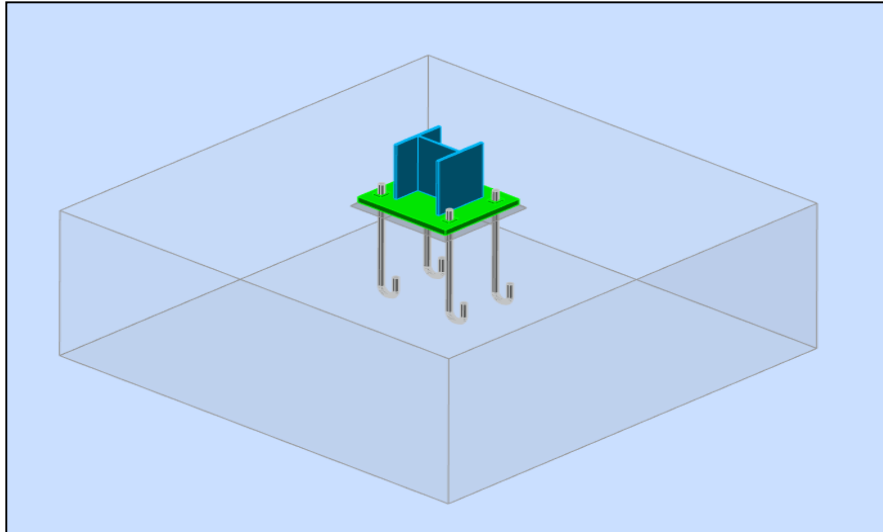


Figure VII.1: Vue 3D de la jonction poteau-fondation fondation.

VII.3.1. Efforts sollicitant :

$$N_{Sd} = 6637 \text{ daN}$$

$$M_{Sd} = 5306 \text{ daN.m}$$

$$V_{Sd} = 21.17 \text{ daN}$$

VIII.3.2. Dimensionnement de la plaque d'assise :

➤ Choix des résistances de calcul des matériaux

Resistance de l'acier de la plaque d'assise :

$$f_{jd} = \alpha \times \beta_j \times f_{cd}$$

β_j : Coefficient relative à la liaison pris égal à 2/3

α : Le facteur de concentration peut être pris égal à 1.5

f_{cd} : La résistance du béton à la compression égal a : $f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{25}{1.5} = 16.67 \text{ MPa}$

$$f_{jd} = 1.5 \times \frac{2}{3} \times 16.67 = 16.67 \text{ MPa}$$

➤ Calcul de la largeur d'appui additionnelle c

En posant : $t = 30 \text{ mm}$ comme épaisseur de la plaque d'assise :

$$c = t \left(\frac{f_{yp}}{3f_{jd} \gamma_{M0}} \right)^{0.5} = 30 \left(\frac{235}{3 \times 16.67 \times 1.1} \right)^{0.5} = 62 \text{ mm}$$

Soit $c = 65 \text{ mm}$

$$c = 65 \text{ mm} < \frac{h_c - 2t_{fc}}{2} = 103 \text{ mm}$$

Il n'y a pas de recouvrement des aires en compression pour les tronçons des deux semelles

➤ **Détermination des dimensions en plan minimales requises de la plaque d'assise**

$$b_p \geq b_{fc} - 2c = 370 \text{ mm} \Rightarrow b_p = 400 \text{ mm}$$

$$h_p \geq h_c - 2c = 360 \text{ mm} \Rightarrow h_p = 400 \text{ mm}$$

➤ **Estimation des efforts maximaux de compression et de traction exercés sur la fondation :**

$e = \frac{M_{Sd}}{N_{Sd}} < \frac{a'}{6} \rightarrow$ Cas (a) La force de compression est intérieure au noyau central et la plaque d'assise est entièrement comprimée.

$e = \frac{M_{Sd}}{N_{Sd}} > \frac{a'}{6} \rightarrow$ Cas (b) la force de compression est extérieure au noyau central et la plaque d'assise est partiellement comprimée.

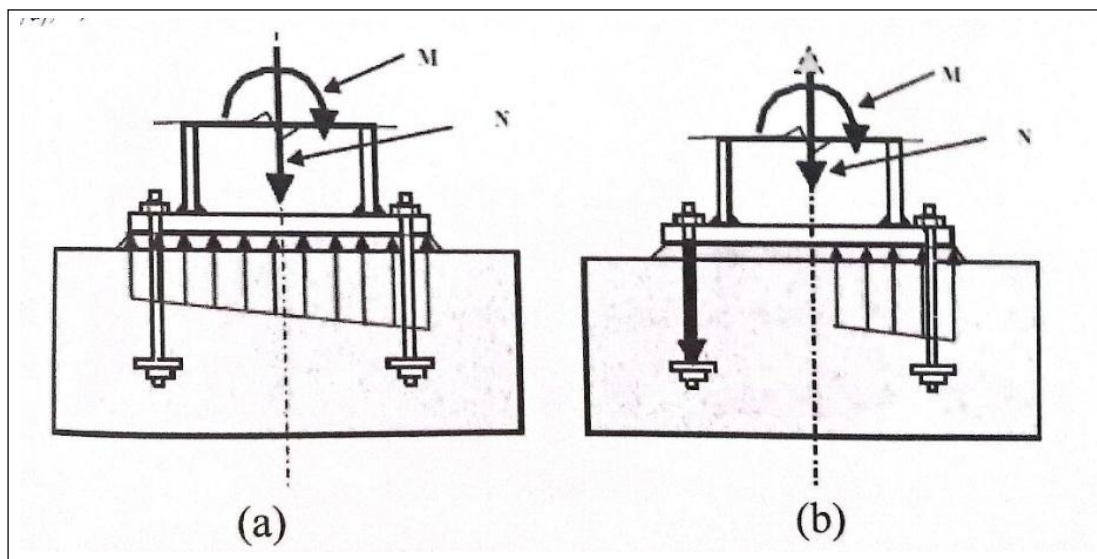


Figure VII.2 : (a) compression sur les deux côtés de l'assemblage (b) Compression sur le cote droit et traction sur le côté gauche.

$$e = \frac{M_{Sd}}{N_{Sd}} = \frac{53.06}{66.37} = 0.79 \text{ m} = 790 \text{ mm} \Rightarrow \frac{a'}{6} = \frac{230 + 2 \times 65}{6} = 60 \text{ mm}$$

Donc la force de compression est extérieure au noyau central et la plaque d'assise est partiellement comprimée. Donc on a le cas (b) Compression sur le cote droit et traction sur le côté gauche.

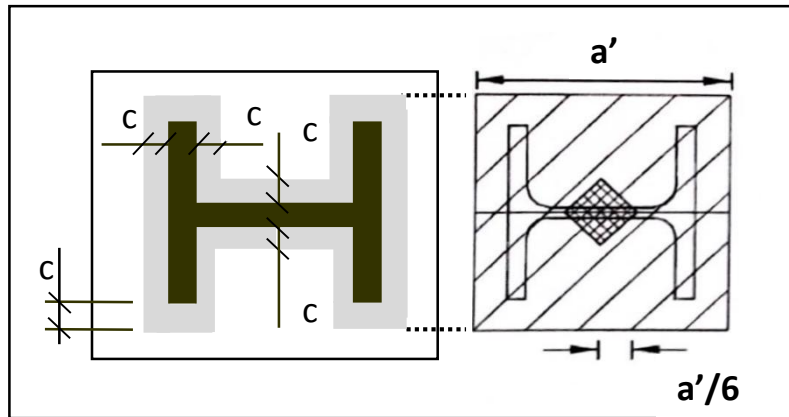


Figure VII.3 : les détails de de la plaque d'assise

➤ Vérification de la plaque d'assise

Afin d'obtenir la partie comprimée dans la plaque d'assise et la force de traction dans les boulons d'ancrage on procède à l'aide des équations d'équilibre de la charge de compression et du moment fléchissant.

Équation d'équilibre :

$$\sum F_{\text{verticales}} = 0 \Rightarrow N_{Sd} + T - C = 0$$

Avec : $C = xb'f_{jd} = x \times 370 \times 16.67 = 6167.9x$

$$\sum M_z = 0 \Rightarrow M_{Sd} + N_{Sd} \left(\frac{a}{2} - g \right) - C \left(\frac{a}{2} - g + \frac{h_c}{2} + c - \frac{x}{2} \right) = 0$$

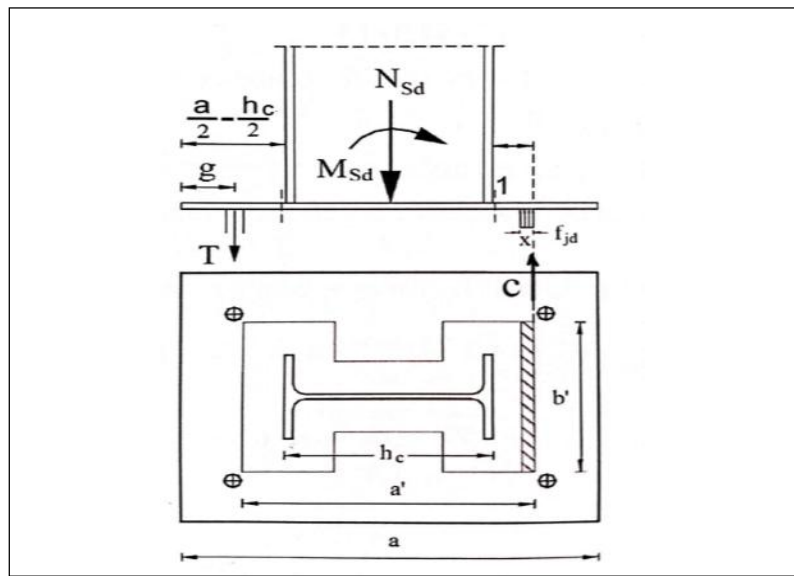


Figure VII.4 : les dimensions de la plaque d'assise

$$66370 + T - 6167.9x = 0$$

$$53.06 \times 10^6 + 66370 \left(\frac{400}{2} - 42 \right) - 6167.9x \left(\frac{400}{2} - 42 + \frac{230}{2} + 65 - \frac{x}{2} \right) = 0$$

$$63546460 - 2084750.2x + 3083.95x^2 = 0$$

$$3083.95x^2 - 2084750.2x + 63546460 = 0$$

Solution de l'équation du 2eme degré : $ax^2 + bx + c = 0$

$$a = 3083.95; \quad b = -2084750.2; \quad c = 63546460$$

$$x_1 = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a} \quad \text{et} \quad x_2 = \frac{-b - \sqrt{\Delta}}{2a} \quad \text{avec} \quad \Delta = b^2 - 4ac$$

$$\Delta = (-2084750.2)^2 - 4 \times 3083.95 \times 63546460 = 3.56 \times 10^{12}$$

$$X_1 = \frac{-(-2084750.2) + \sqrt{3.56 \times 10^{12}}}{2 \times 3083.95} = 31.99 \text{ mm}$$

$$X_2 = \frac{-(-2084750.2) - \sqrt{3.56 \times 10^{12}}}{2 \times 3083.95} = 644 \text{ mm}$$

Donc on a trouvé : $X_1 = 31.99 \text{ mm}$

➤ **Calcul de l'effort de traction dans les goujons :**

L'effort de traction dans les goujons est déterminé en remplaçant de la valeur de $X_1 = 31.99 \text{ mm}$ dans l'équation d'équilibre pour les forces verticales.

$$T = 6167.9x - 66370 = 6167.9 \times 31.99 - 66370 = 130941 \text{ N}$$

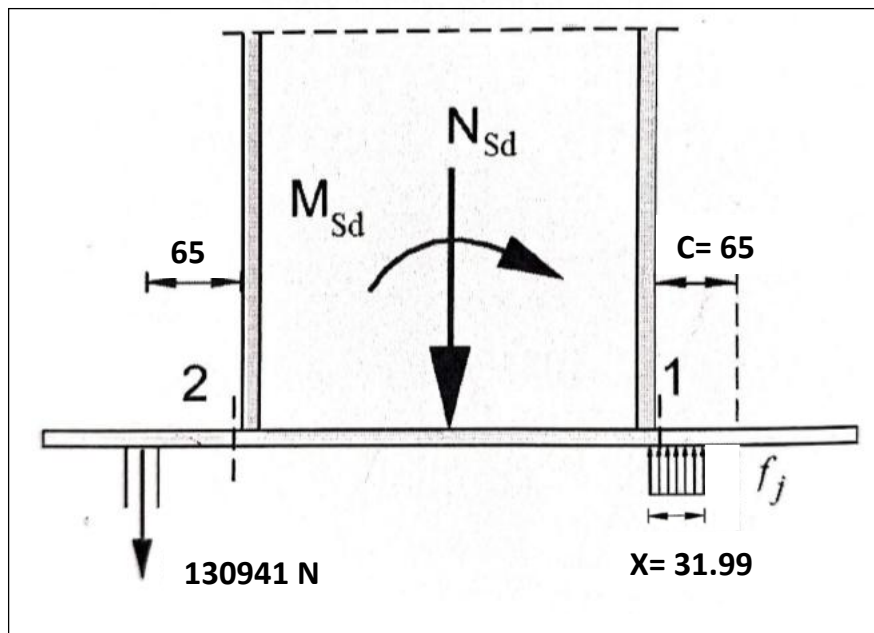


Figure VII.5 : Schéma montre l'effort traction dans les goujons

➤ **Vérification de l'épaisseur de la plaque :**

$$M_{Sd} \leq M_{pl.Rd}$$

➤ **Moment fléchissant au niveau de la section 1 :**

$$x = 31.99 \text{ mm} < C = 65 \text{ mm}$$

$$M_{1.Sd} = b' f_{jd} x \frac{x}{2} = 370 \times 16.67 \times 31.99 \times \frac{31.99}{2} = 3155991 \text{ Nmm}$$

➤ **Moment fléchissant au niveau de la section 2 :**

$$\text{Bras de levier : } \frac{a}{2} - \frac{h_c}{2} - g = 43 \text{ mm}$$

$$M_{2.Sd} = T \times 35 = 130941 \times 43 = 5630463 \text{ Nmm}$$

$$M_{Sd} = \max(M_{1.Sd} ; M_{2.Sd}) = 5630463 \text{ Nmm}$$

➤ **Le moment fléchissant par unité de longueur :**

$$M_{Sd} = \frac{M_{2.Sd}}{l_{eff}} = \frac{5630463}{370} = 15217 \text{ Nmm/mm}$$

$$l_{eff} = 370 \text{ mm}$$

➤ **Le moment résistant plastique :**

$$M_{pl.Rd} = \frac{t^2 f_y}{4 \gamma_{M0}} = \frac{30^2 \times 235}{4 \times 1.1} = 48068 \text{ Nmm/mm}$$

$$M_{Sd} = 15217 \text{ Nmm/mm} < M_{pl.Rd} = 48068 \text{ Nmm/mm}$$

VIII.3.3. Calcul des boulons d'ancrage :

Les goujons doivent transmettre à la fondation en béton une force de traction égale à :
 $T = 130941 \text{ N}$

Pour deux tiges **M27** de classe **10.6**

La résistance à la traction d'un boulon s'exprime sous la forme suivante :

$$F_{t.Sd} = \frac{T}{2} \leq F_{t.Rd}$$

Où :

$$F_{t.Rd} = \frac{0.9 f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}} : \text{Résistance à la traction}$$

$$F_{t.Sd} = \frac{130941}{2} = 65470.53 \text{ N}$$

$$F_{t.Rd} = \frac{0.9 f_{ub} A_s}{\gamma_{M2}} = F_{t.Rd} = \frac{0.9 \times 900 \times 459}{1.25} = 297432 \text{ N}$$

$$F_{t.Sd} \leq F_{t.Rd} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Vérification de la tige d'ancrage à l'adhérence :**

Pour un boulon d'ancrage :

$$\frac{T}{2} \leq F_{\text{anc.Rd}}$$

La résistance d'ancrage en traction d'une tige d'ancrage est :

$$F_{\text{anc.Rd}} = \pi \cdot d \cdot f_{\text{bd}} (l_1 + 6.4 r + 3.5 l_2)$$

Les valeurs courantes sont données comme suit :

$$r = 3d \quad ; \quad l_2 = 2d \quad ; \quad l_1 = 20d$$

$$\left\{ \begin{array}{l} r = 3 \times 27 = 81 \text{ mm} \\ l_2 = 2 \times 27 = 54 \text{ mm} \\ l_1 = 20 \times 27 = 540 \text{ mm} \end{array} \right.$$

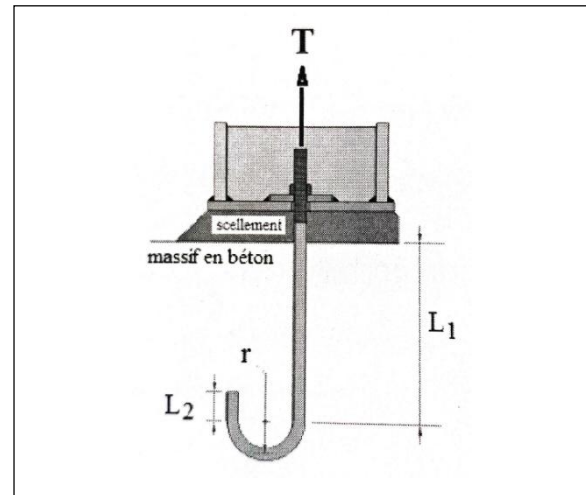


Figure VII.6 : Tige d'encrage.

La longueur totale de la tige :

$$l_b = l_1 + 6.4r + 3.5l_2$$

$$l_b = 540 + 6.4 \times 81 + 3.5 \times 54 = 1247 \text{ mm}$$

En utilisant la formule suivant donnée dans le guide de l'EUROCODE de CTICM.

$$\text{La longueur totale de la tige requise est : } l_{b.rqd} = 0.144 d \frac{f_{ub}}{f_{bd}}$$

f_{ub} : résistance ultime du boulon d'ancrage.

f_{bd} : contrainte d'adhérence de calcul.

d : diamètre du boulon d'ancrage.

- **Calcul de la contrainte d'adhérence f_{bd} :**

Classe de béton C25/30 :

$f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$: résistance à la compression du béton

$\gamma_c = 1.15$: coefficient partiel de sécurité

$$f_{bd} = \frac{0.36\sqrt{25}}{1.5} = 1.20 \text{ N/mm}^2$$

$$l_{b.rqd} = 0.144 \times 27 \times \frac{900}{1.20} = 2916 \text{ mm}$$

La résistance d'ancrage en traction 'd'une tige d'ancrage est :

$$F_{anc.Rd} = \pi \cdot d \cdot l_{b.rqd} \cdot f_{bd}$$

$$F_{anc.Rd} = \pi \times 27 \times 2916 \times 1.20 = 296813 \text{ N} = 296.8 \text{ kN}$$

$$\frac{T}{2} = 130.941 \text{ kN} < F_{anc.Rd} = 296.8 \text{ kN} \quad \text{Condition vérifier}$$

VII.4. CALCUL DES FONDATIONS :

Les fondations représentent l'interface directe entre la structure et le sol. Leur rôle principal est de transférer les charges de la superstructure vers le terrain. Leur conception et exécution soignées sont donc essentielles pour assurer la stabilité et la durabilité de l'ensemble de l'ouvrage.

VII.4.1 Caractéristiques géotechniques

D'après le rapport géotechnique on a : $\overline{\sigma}_{sol} = 2 \text{ bars}$

VII.4.2. Efforts maximaux (obtenus par le logiciel ROBOT)

	ELU (1.35G+1.5Q)	ELS (G+Q)
N_{sd}(daN)	10941	7725
M_{sd}(daN. m)	5447	3672

Tableau VII.1: les efforts maximaux en ELU et ELS.

VII.4.3. Dimensionnement des semelles

A. Détermination de A et B :

Dimensions de la plaque d'assise : a=400 mm ; b= 400 mm

Donc : A = B => Semelle carré

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} \Rightarrow A = \frac{a}{b} \times B = 1 \times B$$

On doit vérifier que : $\sigma_{cal} \leq \overline{\sigma}_{sol}$

Avec :

$$\overline{\sigma}_{sol} = \frac{N_s}{A \times B} \Rightarrow A \times B \geq \frac{N_s}{\overline{\sigma}_{sol}}$$

$$B^2 \geq \frac{N_s}{\overline{\sigma}_{sol}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\overline{\sigma}_{sol}}}$$

$$\Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{7725}{20000}} \times \frac{1}{1} = 0.62 \text{ m}$$

Donc, on prend les dimensions de la semelle : $A = 2 \text{ m}$; $B = 2 \text{ m}$

B. Détermination de d et h :

$$h = d + 5 \text{ cm}$$

$$\frac{B - b}{4} \leq d \leq A - a \quad \Rightarrow \quad \frac{2 - 0.4}{4} \leq d \leq 2 - 0.4$$

$$40 \text{ cm} \leq d \leq 1.55 \text{ m}$$

Donc on prend : $d = 55 \text{ cm}$

Alors $h = 55 + 5 \text{ cm} = 60 \text{ cm}$

VII.4.4. Vérification la stabilité au renversement :

Pour garantir la stabilité d'une fondation, il est nécessaire de vérifier que la résultante des forces verticales, qu'elles soient gravitaires ou sismiques, reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base.

Cette vérification permet d'éviter tout risque de renversement.

$$e_0 = \frac{M_S}{N_S} \leq \frac{B}{4}$$

$$e_0 = 0.475 \text{ m} < 0.50 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifier}$$

VII.4.5. Calcul du ferrailage :

➤ ELU

$$A_U = \frac{N_U \times (B - b)}{8 \times d \times \sigma_{st}}$$

$$N_U = 10941 \text{ daN}$$

$$A_U = \frac{109.41 \times 10^{-3} \times (2 - 0.4)}{8 \times 0.60 \times 347.82} = 1.05 \text{ cm}^2$$

➤ ELS

$$A_S = \frac{N_S \times (B - b)}{8 \times d \times \bar{\sigma}_{sol}}$$

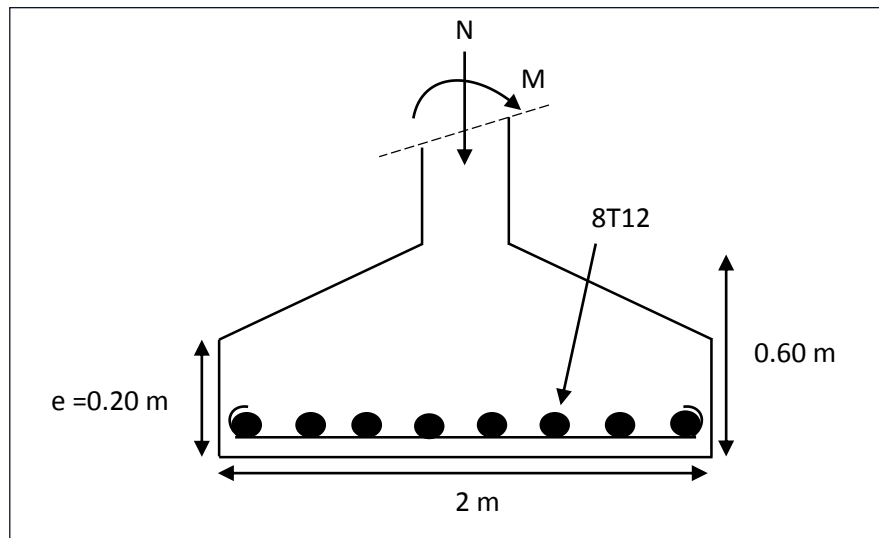


Figure VII.7: Ferrailage des semelles isolées

$$N_s = 7725 \text{ daN}$$

$$A_s = \frac{77.25 \times 10^{-3} \times (2 - 0.4)}{8 \times 0.60 \times 201.63} = 1.28 \text{ cm}^2$$

- On a trouvé que $A_s > A_u$ donc on adopte un ferrailage de **8T12 = 9,05 cm²**

VII.4.6. Détermination de la hauteur du patin « e » :

$$e \geq \max(6\phi + 6 \text{ cm}, 15 \text{ cm})$$

$$e \geq \max(13.2, 15 \text{ cm})$$

Donc on prend : $e = 20 \text{ cm}$

VII.5. CALCUL DES LONGRINES :

Les longrines assurent la liaison entre les différentes semelles d'une structure, et travaillent principalement en traction.

Elles sont généralement mises en place sur une couche de béton de propreté, ce qui permet d'éviter la contamination du béton frais par le sol, tout en garantissant une assise régulière et stable lors du coulage.

VII.5.1. Dimensionnement des longrines :

Selon le RPA 2024, pour un sol classé en catégorie S3, les longrines doivent avoir une section transversale de **25 cm x 30 cm**.

VI.5.2. Calcul du ferrailage :

Les longrines ou le dispositif équivalent doivent être calculés pour résister à une force axiale égale à :

$$(F = \pm \alpha(A.I.S).N) \geq 20\text{kN} \quad (\text{RPA 2024.Art.10.1.1.b})$$

A : 0.3

I : 0.8

S : 1.3

α : coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée. Il est donné par : $\alpha = 0.4$ pour S3

N : valeur moyenne des charges verticales apportées par les points d'appui solidarisés en situation sismique.

➤ **ELU**

$$F = \alpha (A.I.S).N = 0.4 \times (0.3 \times 0.8 \times 1.3) 10941 = 1365 \text{ daN}$$

➤ **ELS**

$$F = \alpha (A.I.S).N = 0.4 \times (0.3 \times 0.8 \times 1.3) 7725 = 964 \text{ daN}$$

$$\Rightarrow F = \max[13.65 ; 9.64 ; 20] \text{ KN}$$

On prend : **F = 20kN**

$$A_{st} = \frac{F}{\sigma_{st}}$$

$$A_{stu} = \frac{F}{\sigma_{stu}} = \frac{0.02}{347.82} = 0.57 \text{ cm}^2$$

$$A_{sts} = \frac{F}{\sigma_{sts}} = \frac{0.02}{201.6} = 0.99 \text{ cm}^2$$

Le RPA 2024 exige une section minimale :

$$A_{\min} = 0.6\%B = 0.6\%(25 \times 30) = 4.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } A_{st} = 6T12 = 6.79 \text{ cm}^2$$

VII.5.3. Vérification de condition de non fragilité :

$$A_{st} \leq 0.23b \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e} \quad (\text{BAEL91. Art. A. 4. 2. 1})$$

$$A_{st} = 6.79 \text{ cm}^2$$

$$0.23b \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e} = 0.23 \times 25 \times 30 \times \frac{25}{400} = 10.78 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

VII.5.4. Calcul d'armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_{\min}\right)$$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{300}{35}; 12; \frac{250}{10}\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(8.5; 12; 25)\text{mm}$$

Alors on prend : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

VII.5.5. Calcul d'espacement des cadres :

Le RPA 2024 impose que l'espacement des cadres ne dépasse pas :

$$S_t \leq (20 \text{ cm}; 15 \phi_t)$$

$S_t \leq (20 \text{ cm}; 12 \text{ cm})$ Alors on prend un espacement : $S_t = 10 \text{ cm}$

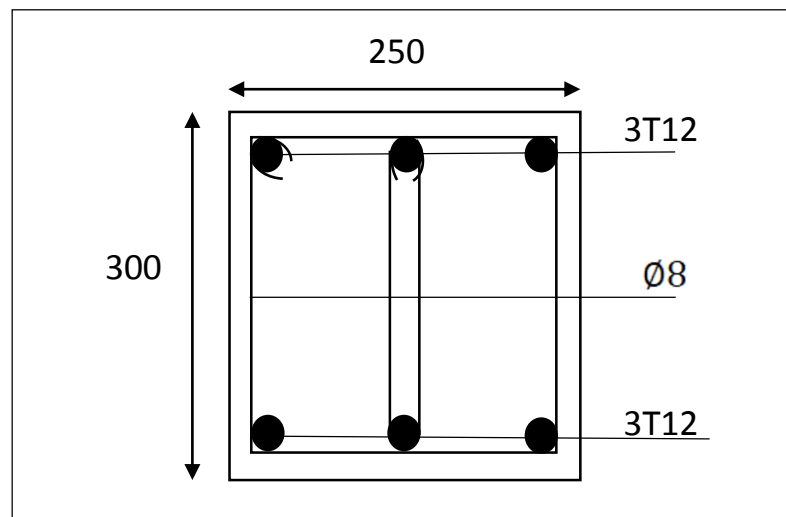


Figure VII.8: Ferrailage des longrines.

CONCLUSION GENERALE

Ce projet de fin d'étude nous a permis de consolider et de mettre en œuvre les différentes connaissances acquises durant notre formation universitaire en génie civil, tout en nous familiarisant avec les méthodes de calcul et les règlements techniques en vigueur dans le domaine de la construction métallique et parasismique.

À travers cette étude, nous avons analysé et dimensionné un hangar industriel métallique en nous basant sur deux règlements parasismiques algériens : le RPA99 version 2003 et le nouveau RPA2024, afin de comparer l'impact des nouvelles exigences sur le comportement de la structure. Malgré certaines difficultés rencontrées, notamment dans l'interprétation des nouvelles dispositions réglementaires, nos recherches documentaires et l'encadrement pédagogique nous ont permis de surmonter les obstacles techniques rencontrés.

Le RPA2024, par sa rigueur accrue et ses paramètres révisés, montre une réelle avancée dans la prise en compte des effets sismiques. Son application sur notre structure a mis en évidence une augmentation des efforts sismiques, exigeant un dimensionnement plus robuste mais garantissant un meilleur niveau de sécurité. En comparaison avec le RPA99v2003, il offre une approche plus réaliste des phénomènes dynamiques.

Les résultats les plus marquants peuvent être résumés comme suit :

- Une augmentation des efforts sismiques globaux conduisant à des sections d'éléments plus importantes.
- Des déplacements mieux maîtrisés grâce à des coefficients de comportement revus.
- Une amélioration des performances en termes de stabilité globale de la structure.

L'évolution des règlements parasismiques en Algérie, à travers l'introduction du RPA2024, reflète l'importance accordée à la sécurité des ouvrages face aux risques sismiques. Ce mémoire nous a permis d'appréhender cette transition réglementaire et ses implications concrètes sur un projet réel.

Enfin, il reste encore beaucoup à découvrir et à perfectionner dans le domaine de la charpente métallique et de l'ingénierie parasismique. Seule la persévérance dans la recherche, l'apprentissage continu et l'expérience de terrain permettront d'enrichir davantage nos compétences et de relever les défis techniques de demain.

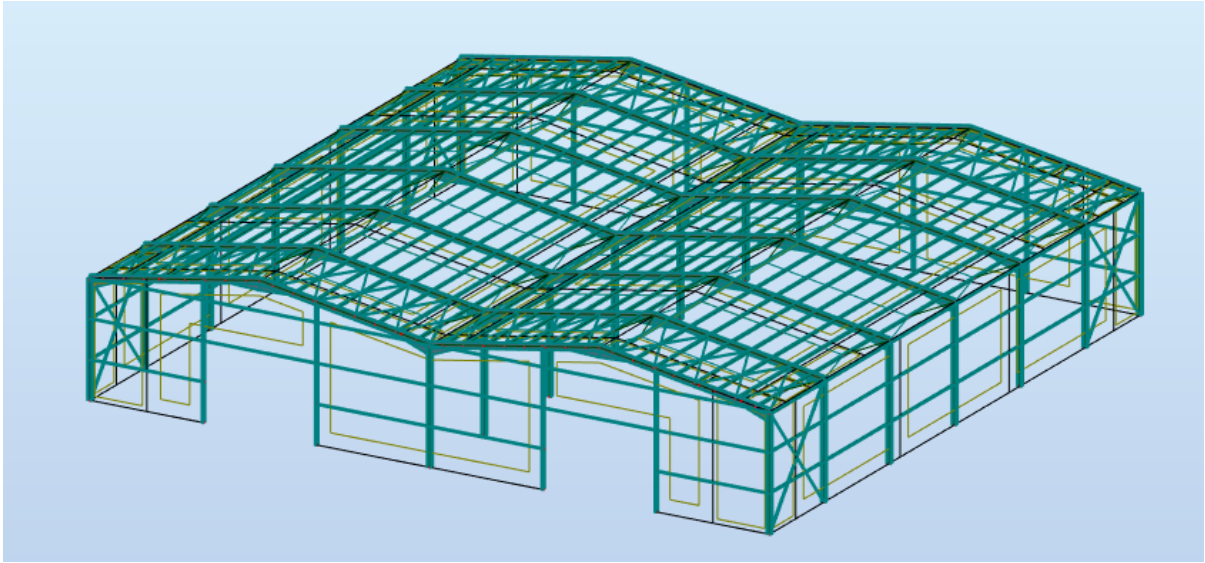
Nous espérons que ce travail servira de base utile aux futures promotions intéressées par l'évolution des pratiques en génie civil.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

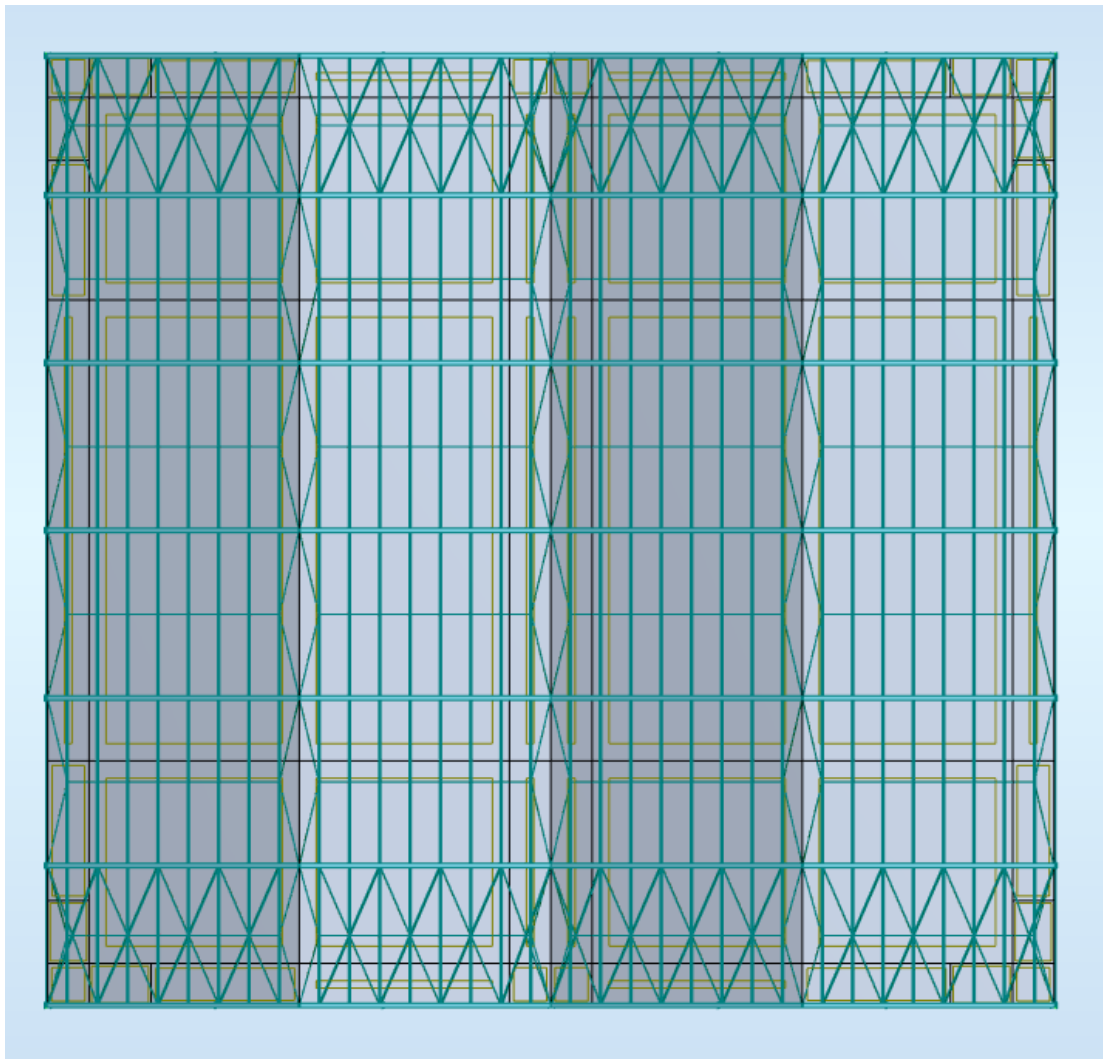
- [1] Charges permanentes et charges d'exploitation. « D.T.R B.C2.2 ».
- [2] Lahlou Dahmani, 2022, « « CALCUL DES ELEMENTS DE CONSTRUCTION METALLIQUE SELON L'EUROCODE 3 ».» Ed. IMAL.
- [3] Règles de conception et de calcul des structures en acier « CCM97»
MINISTERE DE L'HABITAT ET DE L'URBANISME, (Algérie)
- [4] Règlement Neige et Vent « R.N.V 99 version 2013 » (D.T.R.C 2-4.7)
MINISTERE DE L'HABITAT ET DE L'URBANISME, (Algérie)
- [5] Règles parasismiques algériennes « RPA 99 version 2003 » MINISTERE DE
L'HABITAT ET DE L'URBANISME, (Algérie)
- [6] EUROCODE 3 « Calcul des structures en acier, document d'application
national partie 1-1 ».
- [7] Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et des
constructions en béton armé suivant la méthode des états limites « BAEL 91
révisées 99 »
- [8] BENSALAH Hassen, LAHMER Islem, 2017, étude et dimensionnement
d'un hangar métallique de stockage à Ain Temouchent Université Abou Bekr
Belkaid de Tlemcen
- [9] RAHOUI Ibrahim, AHMED BRAHIM Mohamed, 2017, étude technico-
économique de deux solutions d'un hangar métallique Université Abou Bekr
Belkaid de Tlemcen

ANNEXES

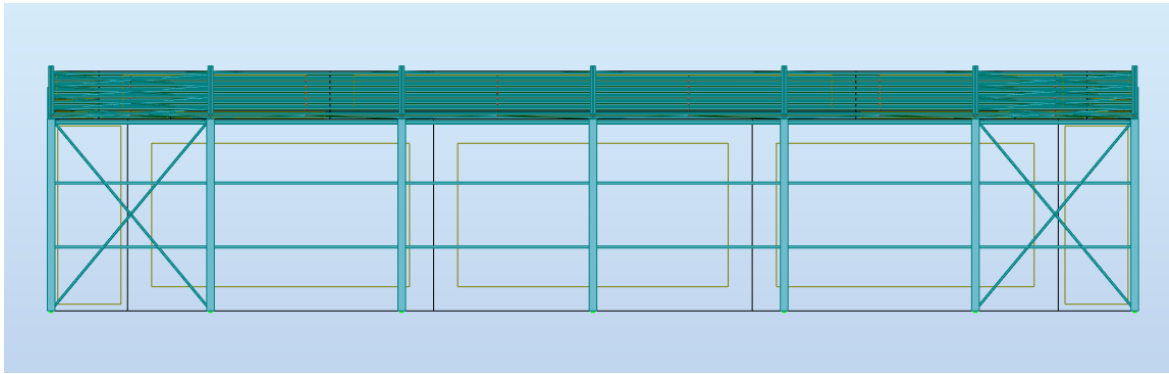
ANNEXE A : MODELISATION (ROBOT)



Vue en 3D



Disposition des contreventements



Disposition de palies de stabilités

ANNEXE B : Étude climatique

1.Effet de la neige :

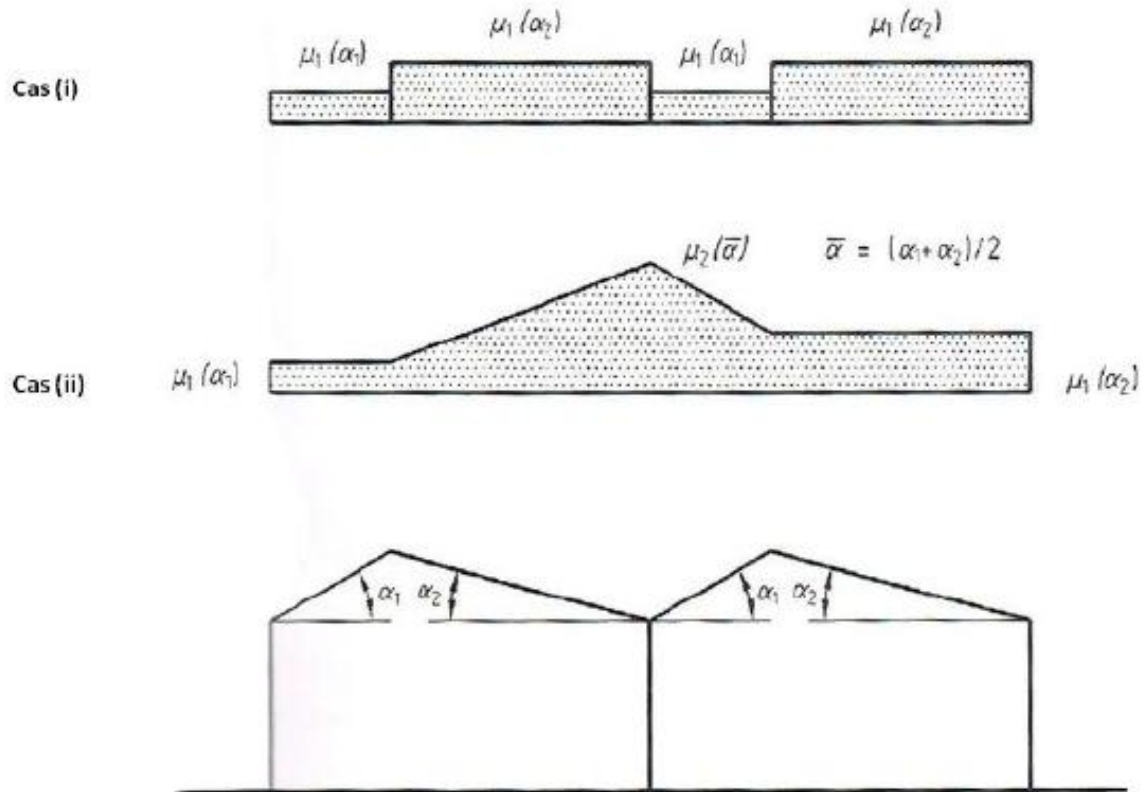


Figure 9 : Coefficients de forme - Toitures à versants multiples

(α) angle du versant par rapport à l'horizontale (en °)	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
coefficient μ_1	0.8	$0.8 \cdot \left(\frac{60 - \alpha}{30} \right)$	0.0
coefficient μ_2	$0.8 + 0.8 \left(\frac{\alpha}{30} \right)$	1.6	-

Tableau 3 : Coefficients de forme - Toitures à versants multiples

2.Effet du vent :

Zone	$V_{réf}$ (m/s)
I	25
II	27
III	29
IV	31

Tableau A1 : Valeurs de la vitesse de référence du vent

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

Tableau 2.2 : Valeurs de la pression dynamique de référence

Catégories de terrain	K_r	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

Tableau 2.4 : Définition des catégories de terrain

Annexe C : Calcule les éléments secondaires

CARACTÉRISTIQUES TECHNIQUES

Ep. mm	Coefficient de transmission thermique : $W/m^2 \cdot ^\circ C$	Poids Kg/m^2	Charges non pondérées daN/m^2								
			50	60	80	100	120	140	160	180	200
50	0.75	12.80	3.45	3.15	2.70	2.40	2.15	1.95	1.90	1.75	1.55
60	0.62	13.90	4.00	3.65	3.15	2.80	2.50	2.30	2.10	1.90	1.85
80	0.49	15.50	4.75	4.40	3.80	3.45	3.10	2.85	2.70	2.45	2.30
100	0.39	17.30	5.45	4.95	4.30	3.80	3.50	3.25	3.00	2.85	2.75
120	0.33	19.50	6.40	5.45	4.70	4.20	3.80	3.55	3.35	3.15	2.95
150	0.27	22.70	6.65	6.10	5.25	4.70	4.30	3.95	3.75	3.50	3.35

Ep. mm	Coefficient de transmission thermique : $W/m^2 \cdot ^\circ C$	Poids Kg/m^2	Charges non pondérées daN/m^2								
			50	60	80	100	120	140	160	180	200
50	0.75	12.80	4.00	3.55	3.05	2.70	2.25	2.10	1.90	1.85	1.65
60	0.62	13.90	4.60	4.20	3.55	3.05	2.75	2.45	2.25	2.05	1.90
80	0.49	15.50	5.25	4.75	4.10	3.65	3.25	3.00	2.80	2.65	2.45
100	0.39	17.30	5.55	5.35	4.50	4.00	3.65	3.35	3.05	2.85	2.75
120	0.33	19.50	6.40	5.70	4.85	4.30	3.90	3.55	3.30	3.05	2.90
150	0.27	22.70	6.95	6.30	5.35	4.70	4.20	3.80	3.55	3.30	3.10

Les valeurs indiquées dans les tableaux ci-dessus prévoient une flèche $f < l/200$ des écartements des appuis $l(m)$ et se réfèrent aux panneaux avec épaisseurs des parements aciers 0.5 mm.

EXECUTION STANDARD ET TOLERANCES

(Selon la norme EN 14509) :

Longueur	$L \leq 3000$ mm	± 5 mm
De 2000 à 12 000 mm	$L > 3000$ mm	± 10 mm
Largeur utile 1000 mm	± 2 mm	
Épaisseur		
50 – 60 – 80 – 100 mm	± 2 mm	
120 – 150 mm	± 2 %	

- Longueurs supérieures à 12 000 mm disponibles sur demande.

FIXATION

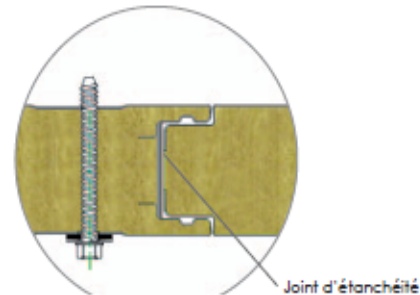



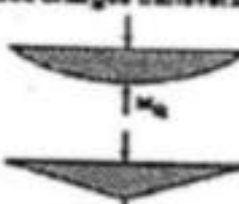
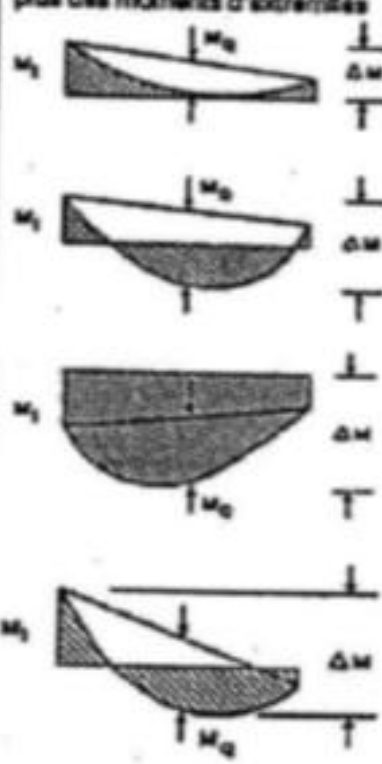
Diagramme de moment	Facteur de moment uniforme équivalent β_M
<p>Moments d'extrémités</p>  <p>$-1 \leq \psi \leq 1$</p>	$\beta_{M,\psi} = 1,8 - 0,7\psi$
<p>Moments dus à des charges transversales</p> 	$\beta_{M,Q} = 1,3$ $\beta_{M,Q} = 1,4$
<p>Moments dus à des charges transversales plus des moments d'extrémités</p> 	$\beta_M = \beta_{M,\psi} + \frac{M_0}{\Delta M} (\beta_{M,Q} - \beta_{M,\psi})$ $M_0 = [\max M] \quad \text{dû aux charges transversales seulement}$ $\Delta M = \begin{cases} [\max M] & \text{pour diagramme de moment sans changement de signe} \\ [\max M] + [\min M] & \text{pour diagramme de moment avec changement de signe} \end{cases}$

Figure 55.4 : Valeurs des facteurs de moment uniforme équivalent

ANNEXE D : Analyse Sismique Comparative RPA 2003

Coefficient d'accélération

Groupe	Zone		
	I	II	III
1A	0,12	0,25	0,35
1B	0,10	0,20	0,30
2	0,08	0,15	0,25
3	0,05	0,10	0,15

Tableau 4.2 : Valeurs de ξ (%)

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Tableau 4.4.: valeurs des pénalités P_q

Critère q »	P_q	
	Observé	N/observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0,05
2. Redondance en plan	0	0,05
3. Régularité en plan	0	0,05
4. Régularité en élévation	0	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,10

Tableau 4.7 : Valeurs de T_1 et T_2

Site	S_1	S_2	S_3	S_4
$T_{1(sec)}$	0,15	0,15	0,15	0,15
$T_{2(sec)}$	0,30	0,40	0,50	0,70

Tableau 4.3 : valeurs du coefficient de comportement R

Cat	Description du système de contreventement (voir chapitre III § 3.4)	Valeur de R
A	Béton armé	
1a	Portiques autostables sans remplissages en maçonnerie	5
1b	rigide	3,5
2	Portiques autostables avec remplissages en maçonnerie	3,5
3	rigide	3,5
4a	Voiles porteurs	5
4b	Noyau	4
5	Mixte portiques/voiles avec interaction	2
6	Portiques contreventés par des voiles Console verticale à masses réparties Pendule inverse	2
B	Acier	
7	Portiques autostables ductiles	6
8	Portiques autostables ordinaires	4
9a	Ossature contreventée par palées triangulées en X	4
9b	Ossature contreventée par palées triangulées en V	3
10a	Mixte portiques/palées triangulées en X	5
10b	Mixte portiques/palées triangulées en V	4
11	Portiques en console verticale	2
C	Maçonnerie	
12	Maçonnerie porteuse chaînée	2,5

Tableau 4.6 : valeurs du coefficient C_T

Cas n°	Système de contreventement	C_T
1	Portiques autostables en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0,075
2	Portiques autostables en acier sans remplissage en maçonnerie	0,085
3	Portiques autostables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0,050
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie	0,050

RPA2024

Coefficient d'accélération

Zone de sismicité	Niveau de sismicité	A
0	Très faible	-
I	Faible	0.07
II	Faible à moyenne	0.10
III	Moyenne	0.15
IV	Moyenne à élevée	0.20
V	Elevée	0.25
VI	Elevée	0.30

Coefficient d'importante(I)

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

Table 3.11: Valeurs du coefficient d'importance

Coefficient de site (S)

La Figure (3.3) montre les formes des spectres de type 1 et de type 2, pour 5 % d'amortissement et normalisé par A.

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
site: S_2	1.20	0.10	0.50
site: S_3	1.30	0.15	0.60
site: S_4	1.35	0.15	0.70

Table 3.3: Valeurs des paramètres décrivant les spectres de réponse élastique de type 1 (Zones IV, V et VI)

Facteur de qualité

Catégorie	Critère, q	P_q	
		Observé	N/observé
(a)	1. Régularité en plan	0	0.05
	2. Régularité en élévation	0	0.20
	3. Conditions minimales sur le nombre étage	0	0.20
	4. Conditions minimales sur les travées	0	0.10
(b)	1. Régularité en plan	0	0.05
	2. Régularité en élévation	0	0.20
	3. Redondance en plan	0	0.05

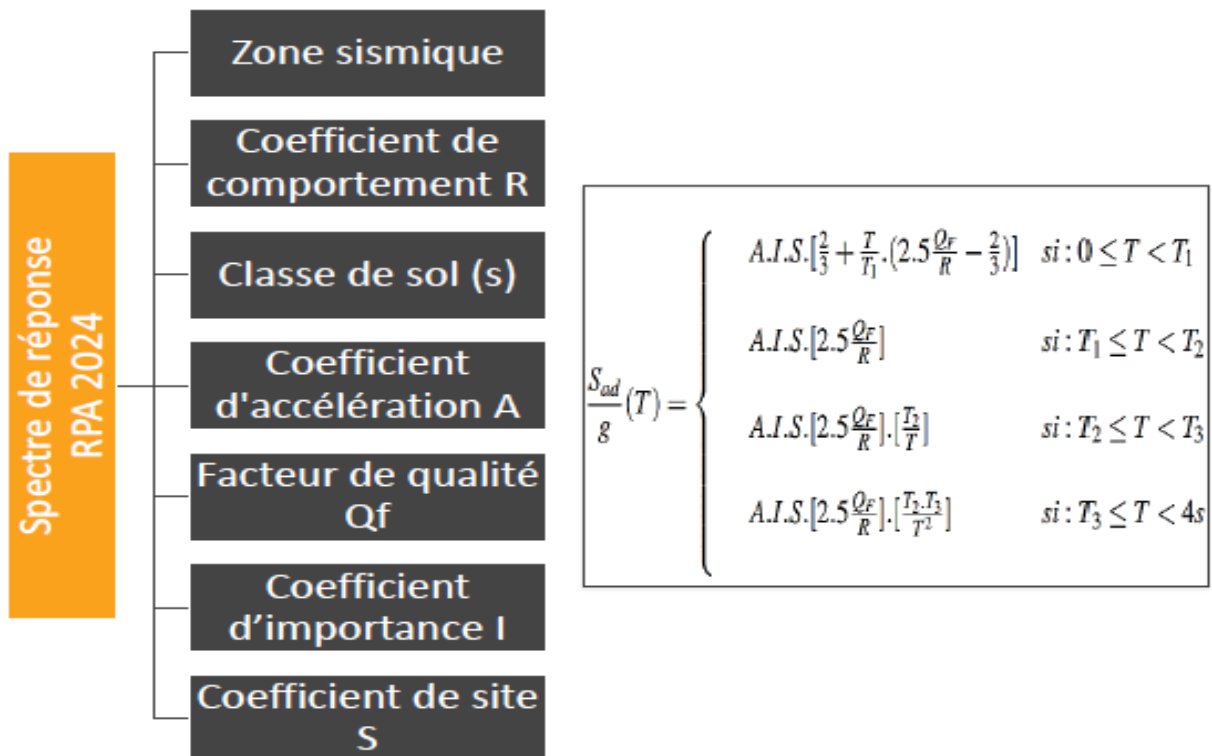
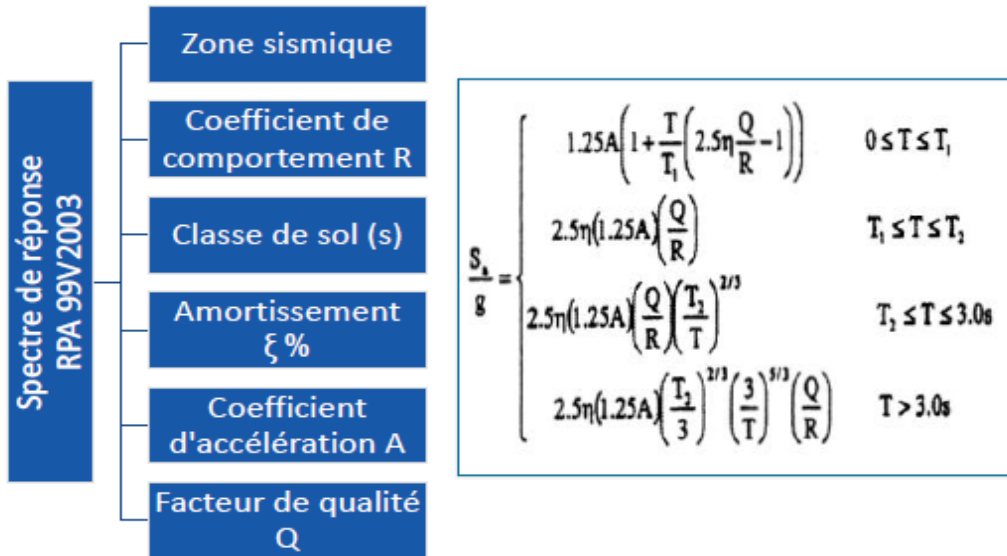
Table 3.18: Valeurs des Pondérations P_q

Cat	Description du système de contreventement	Valeur de R
A) Structures en béton armé		
1	Système à ossature	5.5 ^(a)
2	Système à contreventement mixte, équivalent à une ossature	5.5 ^(a)
3	Système à ossature ou mixte équivalent à ossature avec remplissage en maçonnerie rigide	3.5 ^(a)
4	Système à contreventement mixte, équivalent à des voiles	4.5 ^(b)
5	Système de contreventement constitué par des voiles	4.5 ^(b)
6	Système à ossature à noyau ou à effet noyau	3 ^(b)
7	Système fonctionnant en console verticale à masses réparties prédominantes	3 ^(b)
8	Système en pendule inversé	2 ^(c)
9	Système de voiles de grandes dimensions en béton peu armé	1.5 ^(c)
B) Structures en acier		
10	Ossatures en portiques sans remplissage ou avec remplissage isolé	6.5 ^(a)
11	Ossature en portiques avec remplissages maçonnerie rigide	3 ^(a)
12a	Ossature avec palées de contreventement à barres centrées en X	4 ^(b)
12b	Ossature avec palées de contreventement à barres centrées en V	2.5 ^(b)
13a	Ossature en portiques avec palées de contreventement à barres centrées en X	4.5 ^(b)
13b	Ossature en portiques avec palées de contreventement à barres centrées en V	3.5 ^(b)
14	Système en pendule inversé	2 ^(b)
C) Structures associant les profilés formés à froid (PAF)		
15	Système de contreventement en panneaux en PAF	2 ^(b)
16	Système de contreventement en PAF, en diagonales tendues	1.5 ^(c)
D) Structures en maçonnerie		
17	Structures en maçonnerie porteuse chaînée	2.5 ^(b)
E) Structures en bois		
18	Consoles ; poutres à joints cantilevers	1.5 ^(c)
19	Poutres, Arcs à deux ou trois articulations, Treillis assemblés par connecteurs à dents	1.5 ^(c)
20	Voiles en ossature et diaphragmes collés assemblés entre eux par clous et boulons, Treillis avec assemblage broché et boulonné, Ossatures avec remplissage non porteur	2 ^(b)
21	Portique hyperstatique avec assemblages boulonnés et brochés, Treillis avec assemblages cloués	2.5 ^(b)
F) Autres structures		
22	Structure à ossature métallique avec contreventement par diaphragme	2 ^(b)
23	Structure à ossature métallique avec contreventement par noyau ou à effet noyau en béton armé	2.5 ^(b)
24	Structure à ossature métallique avec contreventement par voiles en béton armé	3.5 ^(b)
25	Structure à ossature métallique avec contreventement mixte composé d'un noyau en béton armé et de palées métalliques en périphérie	2.5 ^(b)
26	Structure à ossature métallique avec contreventement mixte composé d'un noyau en béton armé et de portiques métalliques en périphérie	3.5 ^(b)
<i>Les exposants ^(a), ^(b) et ^(c) font référence aux trois catégories de pondérations à prendre en compte selon le système structurel, la redondance, la géométrie des éléments constitutifs de la structure, ainsi que la régularité en plan et en élévation.</i>		

Table 3.17: Valeurs du coefficient de comportement, R

Comparaison

Données de spectre de réponse Horizontal



Données de spectre de réponse Vertical

Composante verticale

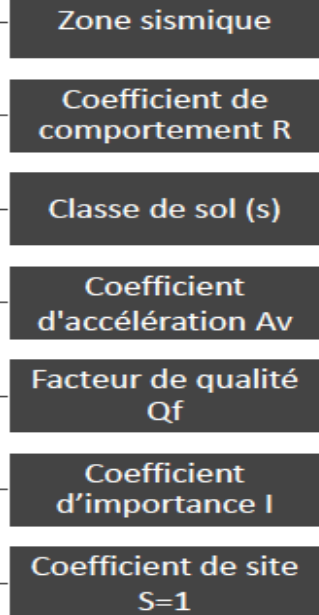
Les effets de la composante verticale de l'action sismique, doivent être pris en compte, si la valeur du produit ($A_v \cdot I \cdot g$) est supérieure à (0.25g), dans les cas suivants:

- Eléments de structure horizontaux ou presque horizontaux de 15 m de portée ou plus ;
- Eléments horizontaux ou presque horizontaux en console de plus de 2.00 m de long ;
- Eléments précontraints horizontaux ou presque horizontaux ;
- Poutres supportant des poteaux ;
- Structures sur appuis parasismiques.

Zonage sismique	Coefficient d'accélération				
	A.I (horizontal)	$A_v \cdot I$ (vertical)			
		Catégorie d'Importance			
		1A	1B	2	3
I	0.07 I	0.054	0.046	0.039	0.031
II	0.10 I	0.077	0.066	0.055	0.044
III	0.15 I	0.116	0.099	0.083	0.066
IV	0.20 I	0.252	0.216	0.180	0.144
V	0.25 I	0.315	0.270	0.225	0.180
VI	0.30 I	0.378	0.324	0.270	0.216

L'action sismique verticale, A_v , est obligatoire lorsque ($A_v \cdot I \cdot g$) dépasse **0.25 g**

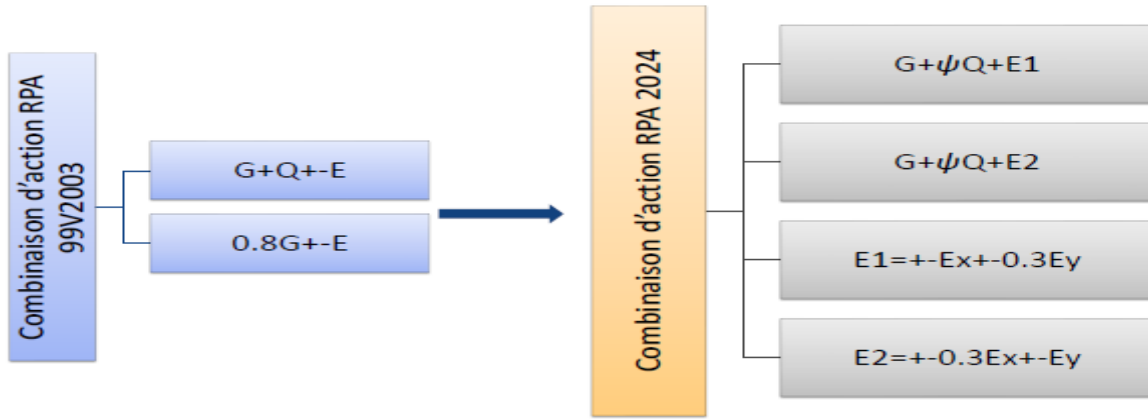
Spectre de réponse
RPA 2024



$$\frac{S_{vd}}{g}(T) = \begin{cases} A_v \cdot I \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_1} \cdot \left(\frac{2.5}{R} - \frac{2}{3} \right) \right] & \text{si } 0 \leq T < T_1 \\ A_v \cdot I \cdot \left[\frac{2.5}{R} \right] & \text{si } T_1 \leq T < T_2 \\ A_v \cdot I \cdot \left[\frac{2.5}{R} \right] \cdot \left[\left(\frac{T_2}{T} \right)^\alpha \right] & \text{si } T_2 \leq T < T_3 \\ A_v \cdot I \cdot \left[\frac{2.5}{R} \right] \cdot \left[\left(\frac{T_2 \cdot T_3}{T^2} \right)^\alpha \right] & \text{si } T_3 \leq T < 4s \end{cases}$$

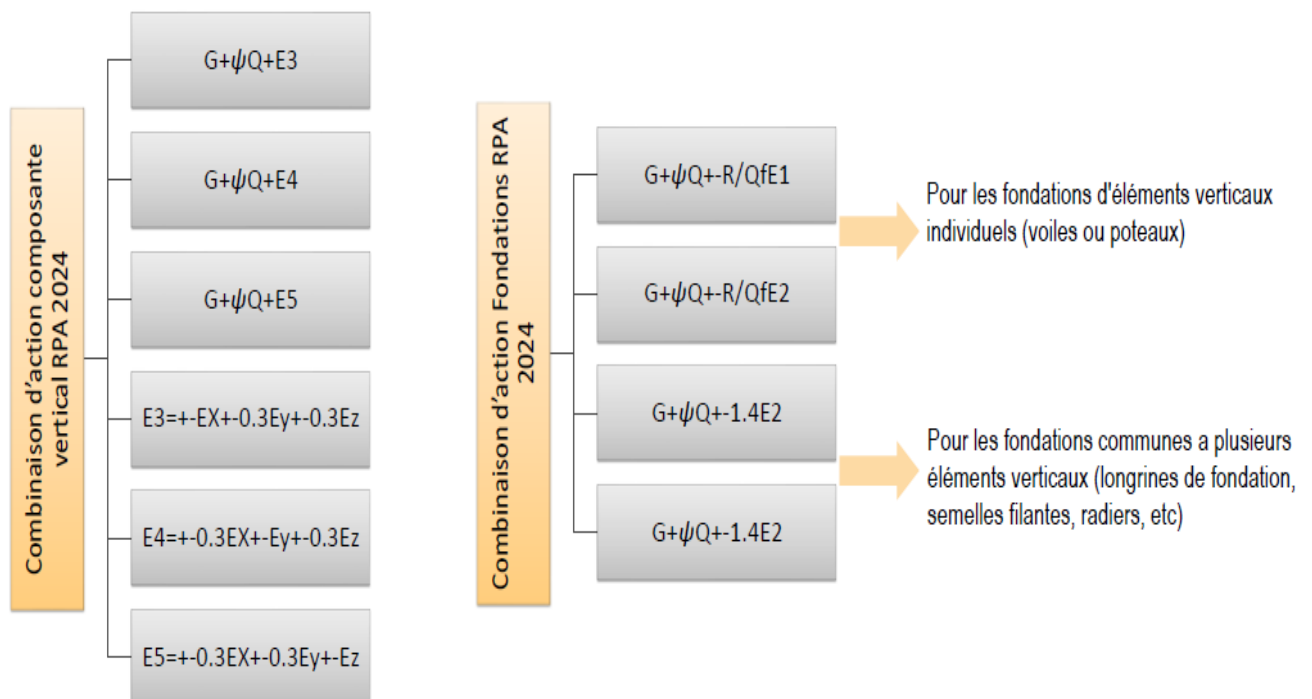
Combinaison d'actions sismiques

La combinaison de l'action sismique pour la composante horizontale est donnée comme suit :



Cas	Type d'ouvrage	ψ
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés	0.20
2	Bâtiments recevant du public temporairement :	
2a	- Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions avec places debout	0.30
2b	- salles de classes, restaurants, dortoirs, salles de réunions avec places assises	0.40
3	Entrepôts, hangars	0.50
4	Archives, bibliothèques, réservoirs et ouvrages assimilés	1.00
5	Autres locaux non visés ci-dessus	0.60

Table 4.2: Valeurs du coefficient d'accompagnement ψ , pour la charge d'exploitation Q_i



Vérification de l'effort tranchant a la base

RPA 2003

La force sismique totale, V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales, selon la formule . (4.1) :

$$V = \frac{A.D.Q.}{R} W$$

RPA 2024

La force sismique totale, V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales, selon Eqn. (4.1) :

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

Deplanements

Vérification Des Déplacements Relatifs Sismiques : RPA 2003

Vérification des déplacements relatifs dans chaque étage :

$$\Delta_{pl} = \frac{\delta_{pl\ n+1} - \delta_{pl\ n}}{h} < 1\%$$

Niveau	$\Delta_{X\ el}$	$\Delta_{Y\ el}$	R	$\Delta_{X\ pl}(\%)$	$\Delta_{Y\ pl}(\%)$	$\Delta_{pl}(\%)$	Observation
N5	0.000413	0.000979	3.5	0.145	0.343	1	ok
N4	0.000587	0.001209	3.5	0.205	0.423	1	ok
N3	0.000746	0.001415	3.5	0.261	0.495	1	ok
N2	0.000873	0.001529	3.5	0.306	0.535	1	ok
N1	0.000962	0.001448	3.5	0.337	0.507	1	ok
N0	0.000778	0.000964	3.5	0.272	0.337	1	ok
VS	0.000095	0.000099	3.5	0.033	0.035	1	ok

:

RPA 2024

5.10 Justification vis-à-vis des déplacements inter-étages

5.10.1 Justification de non-effondrement

Les déplacements relatifs latéraux, d'un étage par rapport à l'étage du dessous, tels que calculés selon § 4.5.2, ne doivent pas dépasser les limites, $\overline{\Delta_k}$, données dans le Tableau (5.2) et Eqn. (5.11), i.e. :

$$\Delta_k \leq \overline{\Delta_k} \quad (5.11)$$

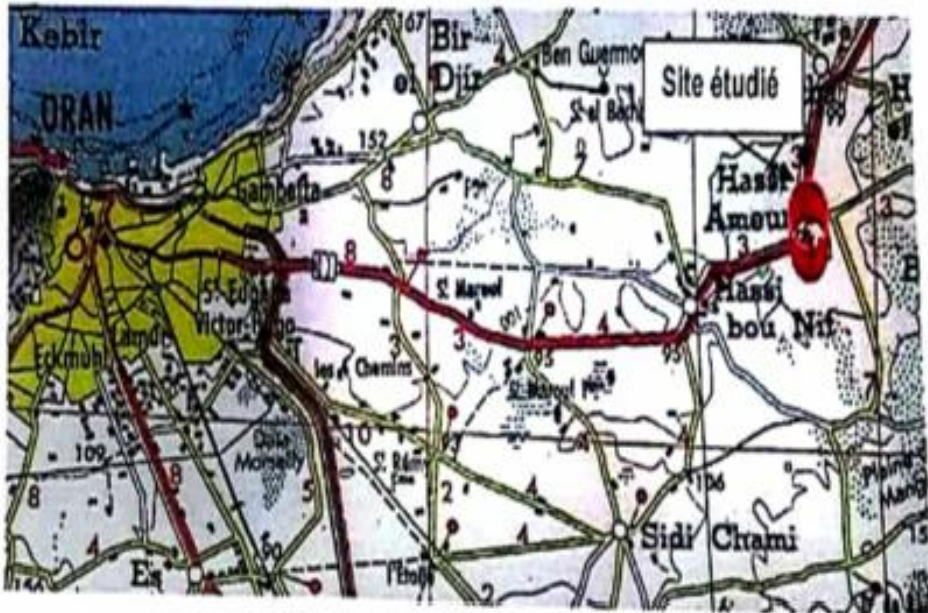
Type de Structure	Déplacement limite: $\overline{\Delta_k}$
Bâtiments en Acier	0.0200 h_k
Bâtiments en Béton Armé	0.0150 h_k
Bâtiment en PAF	0.0100 h_k
Bâtiments en Bois	0.0150 h_k
Bâtiments en Maçonnerie Chainée	0.0100 h_k

Légende: h_k est la hauteur du niveau « k »

Table 5.2: Valeurs limites des déplacements inter-étages

ANNEXE F : Dimensionnement des Fondations

RAPPORT GÉOTECHNIQUE (Relatif à un ouvrage limitrophe à notre étude).



Extrait de la carte topographique de la région d'Oran (feuille N° 153, à l'échelle 1/50.000)
présentant l'aspect morphologique et topographique de la région d'étude.

Selon la carte géologique de la région de St Cloud (feuille n° 154 à l'échelle 1/500.000 ème), et en se référant à les coupes réalisées à partir des sondages réalisés, on remarque que notre secteur d'étude est constitué par des grès beige alternés par de fines couches de sable, parfois à ciment calcaire ; datant du Pliocène-Quaternaire marin.

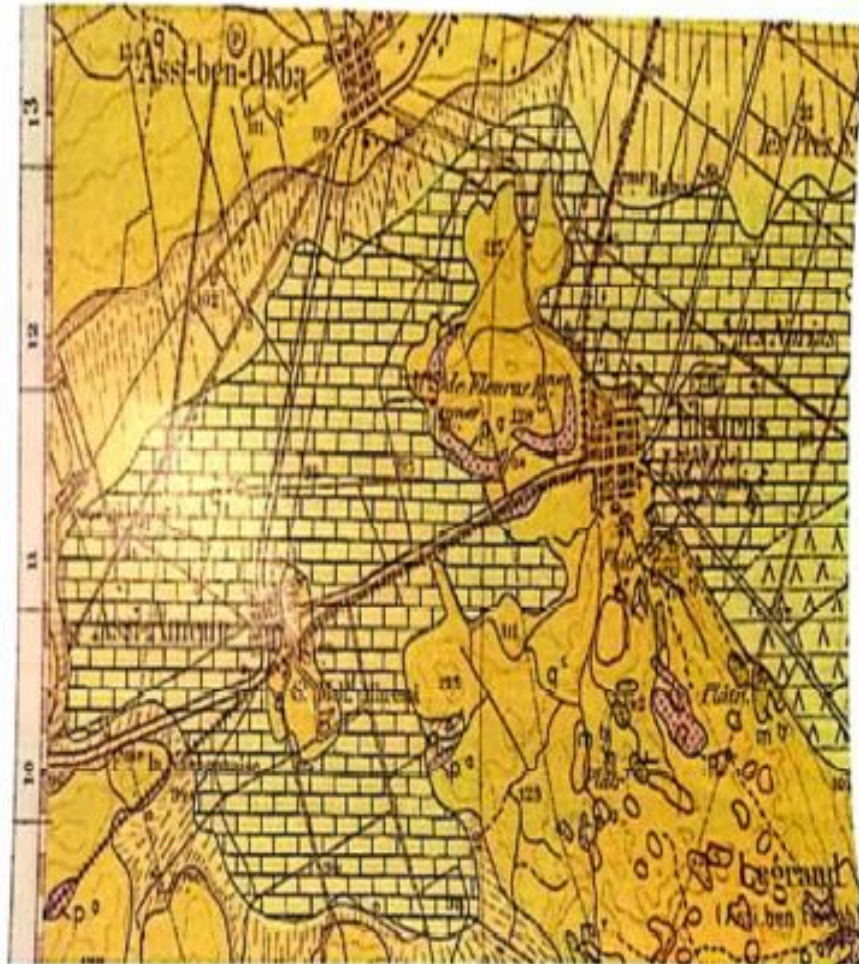
L'ensemble est masqué par des dépôts alluvionnaires représentés par des sables et par une carapace grésocalcaire dur d'âge quaternaire..

La série est couronnée par une couche de remblai d'épaisseur variable.

RAPPORT GÉOTECHNIQUE :

L'ensemble est masqué par des dépôts alluvionnaires représentés par des sables et par une carapace grésocalcaire dur d'âge quaternaire..

La série est couronnée par une couche de remblai d'épaisseur variable.



Extrait de la carte géologique de St Cloud (feuille N° 154, à l'échelle 1/50.000)
présentant l'aspect morphologique et topographique de la région d'étude

SONDAGES CAROTTES :

Les deux sondages carottés réalisés sur site ont mis en évidence les successions lithologiques décrites ci-dessous :

• **SONDAGE SN.1 :**

0.00m à 3.00m : Remblai (constitué de sable, de graviers, de fragments d'encroûtement...).

3.00m à 9.50m : Sable brunâtre fin, renfermant des fragments de grès.

9.50m à 10.00m : Fragments de grès beiges à grains fin dur, alterné de fines couches de sable.

• **SONDAGE SN.2 :**

0.00m à 0.60m : Remblai.

0.60m à 2.30m : Fragment d'encroûtement grésocalcaire beige dur, associés à du sable.

2.30m à 9.40m : Sable brunâtre fin, renfermant des fragments de grès.

9.40m à 10.00m : Fragments de grès beiges à grains fin dur, alterné de fines couches de sable.

3-2-2-NIVEAU D'EAU :

Selon le relevé piézométrique effectué au droit du sondage SN.2 en date du 30.06.2015, une présence d'eau a été décelée à 2.70m de profondeur.

FONDATIONS DES OUVRAGES ET CONTRAINTE ADMISSIBLE :

En se basant sur la nature de la formation géologique rencontrée par les sondage carottés (SN.1 et SN.2), les résultats des essais in situ (pénétration dynamique et SPT), les fondations de la future mosquée, seront de type superficiel à savoir des semelles isolées bien rigidifiées entre elles par des longrines ou filantes ancrées dans la formation naturelle de sable brunâtre fin...

Vu la projection d'un sous sol et la présence d'eau à 2.70m, et afin d'éviter l'apparition des eaux au fond des fouilles, les fondations seront ancrées à 2.50m au maximum.

NB : Il est recommandé de prévoir une couche drainante (Ex : Ballast) sous les fondations, afin de les protéger de toute éventuelle remonté d'eau.

5-3-1- CONTRAINTE ADMISSIBLE DU SOL RECOMMANDEE :

La contrainte admissible "Qad" à retenir pour le dimensionnement des fondations sera, dans ce cas, prise égale à 2.00 bars (ou kg/cm²), et cela pour l'ensemble du terrain. Pour une telle contrainte, les tassements prévisibles des fondations sous charges seront négligeables.

NB: A défaut du rapport de l'étude géotechnique relative à notre projet , nous avons fait les résultats de l'étude réalisée pour le projet se trouvant à proximité .

Solidarisation des points d'appui

RPA 99 V 2003

Les longrines ou le dispositif équivalent doivent être calculés pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = N / \alpha \geq 20 \text{ KN}$$

Avec: N égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisisés.

α = coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée.(cf 3.3)

Site	Zone		
	I	II	III
S ₁	-	-	-
S ₂	-	15	12
S ₃	15	12	10.
S ₄	12	10	8

RPA 2024

Les longrines ou le dispositif équivalent doivent être calculés pour résister à une force axiale égale à :

$$(F = \pm \alpha \cdot (A.I.S) \cdot N) \geq 20kN \quad (10.1)$$

avec:

- N : valeur moyenne des charges verticales apportées par les points d'appui solidarisisés en situation sismique.
- α : coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée. Il est donné par :

$$\alpha = \begin{cases} 0.3: \text{ pour } S_2 \\ 0.4: \text{ pour } S_3 \\ 0.6: \text{ pour } S_4 \end{cases} \quad (10.2)$$

Tableau des armatures (1)

\varnothing \ Nbr barr	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,20	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,7
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,64	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,72	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,53
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,10
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,66
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,80
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,38	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,20
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33

Section en cm² de N armatures de diamètre \varnothing (mm)

ANNEX G

Flexion composée pour les potelets

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{-N}{t_w \times c} - \frac{-M}{I} Z = \frac{-F}{t_w \times \alpha c} \\ \frac{-N}{t_w \times c} + \frac{-M}{I} Z = \frac{+F}{t_w \times (c - \alpha c)} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{-12.749}{5.9 \times 177.6} - \frac{-22.275}{\frac{5.9 \times 177.6^3}{12}} \times \frac{177.6}{2} = \frac{-F}{5.9 \times \alpha 177.6} \\ \frac{-12.749}{5.9 \times 177.6} + \frac{-22.275}{\frac{5.9 \times 177.6^3}{12}} \times \frac{177.6}{2} = \frac{+F}{5.9 \times (177.6 - \alpha 177.6)} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} -1.288511012 = \frac{-F}{1047.84\alpha} \\ -1.144875765 = \frac{+F}{(1047.84 - \alpha 1047.84)} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} -1350.153379 \alpha = -F \\ -1199.646622 + 1199.646622 \alpha = +F \end{array} \right.$$

$$-F = F \Leftrightarrow -1350.153379 \alpha = -1199.646622 + 1199.646622 \alpha$$

$$-2549.800001 \alpha = -1199.646622 \Leftrightarrow \alpha = \frac{-1199.646622}{-2549.800001} = 0.47$$

Flexion composée pour les poteaux

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{-N}{t_w \times c} - \frac{-M}{I} Z = \frac{-F}{t_w \times \alpha c} \\ \frac{-N}{t_w \times c} + \frac{-M}{I} Z = \frac{+F}{t_w \times (c - \alpha c)} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{-49.77}{7.5 \times 164} - \frac{-94.52}{\frac{7.5 \times 164^3}{12}} \times \frac{164}{2} = \frac{-F}{7.5 \times \alpha 164} \\ \frac{-49.77}{7.5 \times 164} + \frac{-94.52}{\frac{7.5 \times 164^3}{12}} \times \frac{164}{2} = \frac{+F}{7.5 \times (164 - \alpha 164)} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} -4.327483641 = \frac{-F}{12300\alpha} \\ -3.765199286 = \frac{+F}{(12300 - \alpha 12300)} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} -53228.04878\alpha = -F \\ -46311.95122 + 46311.95122\alpha = +F \end{array} \right.$$

$$-F = F \Leftrightarrow -53228.04878\alpha = -46311.95122 + 46311.95122\alpha$$

$$-99540\alpha = -46311.95122 \Leftrightarrow \alpha = \frac{-46311.95122}{-99540} = 0.465 = 0.47$$