

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université de Tlemcen
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil



Mémoire pour l'Obtention du Diplôme de Master en Génie Civil
Option : Construction Métallique.

Thème :

**ETUDE D'UN COMPLEXE SPORTIF DE PROXIMITE A
THENIET EL HAD (WILAYA DE TISSEMSILT)**

Présenté le 25 Juin 2013 par :

AHMED AMMAR Akkacha

TOUATI Abdelwahhab

Devant le Jury composé de :

Pr. M.A. ALLAL

Président

Dr. A. MISSOUM

Examineur

Mr. L. MEDJAHED

Examineur

Mr. Z.E.A. CHERIF

Encadreur

Dr. M.N. OUISSI

Encadreur

Dédicaces

C'est avec un grand plaisir que je dédie ce modeste travail en guise de respect et de reconnaissances à :

- ♥ Mes très chers parents, en témoignage et en gratitude de leur soutien permanent durant toutes mes années d'études leurs sacrifices illimités, leur réconfort moral et tous les efforts qu'ils ont consentis pour mon instruction et pour me voir réussir un jourque DIEU me les garde.....
- ♥ Mon oncle M^r .Abdelhamid BENSRIIDA pour son soutien et son aide.
- ♥ Mes frères et mes sœurs pour leurs aides à réaliser ce travail.
- ♥ Mes belles-sœurs, ainsi qu'à mes neveux et mes nièces surtout ma belle "Rania".
- ♥ Mes cousins et Mes cousines, en générale toute la famille AHMED AMMAR et BENAMARA.
- ♥ Une pensée particulière à ma très chère amie et sœur, Mlle BEN RABAH Wafa, qui n'a pas cessé de me rapporter un quelconque soutien dans la vie de tous les jours. Je demande DIEU d'elle bénir car vous êtes précieuse pour moi.
- ♥ Et sans oublier notre frère et notre cher amie " FODIL Mohammed Djelil "
- ♥ Mon binôme Abdelwahhab TOUATI.
- ♥ A toute la promotion de Génie Civil 2013 plus particulièrement la promotion de la " Construction Métallique".

Akkacha. AHMED AMMAR.

Dédicaces

Je dédie cet événement marquant de ma vie à :

- ♥ Mes parents, tant pour leur soutien moral que matériel, sans qui l'aboutissement de ce mémoire aurait été compromis et que DIEU les récompense pour tous leurs bienfaits.
- ♥ A mes chères grands-mères
- ♥ A tous les autres membres de ma famille, plus particulièrement à mes frères Tawfiq et Mahmoud ; à ma sœur Fouzia ainsi qu'à tous mes oncles, tantes, cousins et cousines
- ♥ A toute la famille TOUATI et BOUDJEMAA.
- ♥ A mes distingués amis qui m'ont apporté leur affection, amitié, compréhension et appui. Qu'ils trouvent ici l'expression de mon affection. Ainsi qu'à toutes les personnes que je connais de près ou de loin et que j'ai oublié de citer.
- ♥ A mon binôme Akkacha AHMED AMMAR et sa famille.
- ♥ A toute la promotion de Génie Civil 2013 plus particulièrement la promotion de la " Construction Métallique".

Abdelwahhab. TOUATI.

REMERCIEMENTS

Nous adressons nos plus sincères sentiments de reconnaissance et de remerciement envers le bon DIEU, le clément et le miséricordieux, lequel nous a accordé la force et le courage de mener à bien ce modeste travail.

Nous exprimons toutes nos profondes reconnaissances à nos deux encadreurs Mr. CHERIF Z.E.A, Dr. OUISSI. M.N et pour le temps qu'ils nous ont accordé, de leur confiance et leurs orientations efficaces durant l'évolution de ce travail.

Nos remerciements vont également au Pr. BOUMECHRA. N, qui a eu l'amabilité de discuter avec nous certains points clés, ses remarques pertinentes nous ont amené à reconsidérer notre position et réviser bien des points. Nous le remercions aussi pour sa disponibilité chaque fois qu'elle ait été sollicitée.

Egalement, nous sommes très honorés que Monsieur Pr. ALLAL. M.A, ait accepté de juger et d'assurer la présidence du jury. Qu'il trouve ici le témoignage de notre reconnaissance et de notre respectueuse gratitude.

Nos remerciements, s'adressent aussi aux membres du jury Dr. MISSOUM. A et Mr. MEDJAHED. L, qui nous font l'honneur d'accepter d'examiner ce travail.

Nous tenons à remercier tous nos enseignants qui nous ont assuré tout notre cursus, ainsi que les responsables de la bibliothèque, du centre de calcul, et de l'administration.

Ainsi, un grand et spécial remerciement à l'architecte AHMED AMMAR Abdelkader, qui grâce à lui, nous avons pu finaliser ce travail.

Enfin nous remercions également tous ceux qui ont de loin ou de près contribué à finaliser ce modeste travail.

Résumé

Notre projet de fin d'étude consiste à faire la conception et le dimensionnement d'un complexe sportif à « THNEIT EL HAD (TISSEMSILT) ».

Il concerne en premier l'introduction et la description des éléments de la structure ainsi que les caractéristiques des matériaux utilisés (acier, béton-armé), l'évaluation des charges et surcharges et les actions climatiques selon le règlement RNV99.

Le pré dimensionnement des éléments porteurs a été fait conformément au CCM97 et RPA99 Version 2003. L'analyse sismique de la structure a été réalisée par le logiciel de calcul SAP2000. Les planchers ont été modélisés par des diaphragmes (indéformables dans leur plan). Le renforcement de la structure par le rajout de contreventement, a été nécessaire.

ملخص

مشروع نهائية دراستنا قام على أساس تصميم و قياس أبعاد مركب رياضي . بتنية الاحد و لاية تسمسيت وهو يشمل في البادئ تقديم ووصف مكونات الهيكل وكذلك خصائص المواد المستعملة (الحديد, الخرسانة المسلحة) تقييم الأتقال و الحمولة الزائدة والتأثيرات المناخية حسب قواعد « RNV 99 » .

القياس المبني للمكونات الحاملة درس وفقا ل « CCM97 » و « RPA99 » نسخة 2003. التحليل الزلزالي للمنشأة تم تحقيقه بواسطة البرنامج « SAP 2000 » . الأرضيات الخاصة بالمبنى هيكت بواسطة حاجز (لا يتغير شكله في المستوى). تقوية المنشأة بمضادات للرياح كان ضروريا.

Abstract

Our final study project consists of the conception and design of a sports centre at THNEIT EL HAD (TISSEMSILT).

It primarily concerns the introduction and description of the elements of the structures and the characteristics of the materials used (Steel, reinforced-concrete), the evaluation of loads and overloads and climate actions under the settlement RNV99.

Preliminary design of the elements was made according to CCM97 and RPA99 Version 2003. The seismic analysis of the structure was carried out by a calculation using the software SAP2000. The floors of the building were modeled by diaphragms (non deformable in their plan). Strengthening the structure by the addition of bracing was necessary.

TABLE DES MATIERES

Dédicaces	
REMERCIEMENT	
Résumé.	
LISTE DES NOTATIONS	
INTRODUCTION	
GENERALITES	8
I. Présentation du projet:	8
I.1. Introduction :	8
I.2. Données géométriques de l'ouvrage :	8
I.3. Données concernant le site:	9
I.4. Règlements techniques :	10
I.5. Caractéristiques des matériaux :	10
I.5.1. Acier :	10
I. 5.1.1. Caractéristiques mécaniques des aciers :	10
I.5.1.2. Contraintes limites conventionnelles d'élasticité :	10
I.5.1.3. Acier utilisé pour le béton armé :	10
I.5.2. Béton :	10
CONCEPTION DE L'OUVRAGE	12
II.1. Introduction :	12
II.1.1. Conception architecturale :	12
II.1.2. Conception structurale :	12
II.1.2.1. La structure en béton :	12
II.1.2.2 La structure en charpente métallique :	13
DESCENTES DES CHARGES	15
III.1. Charge permanente et surcharges d'exploitations :	15
III.1.1. Plancher terrasse :	15
III.1.2. Cloisons extérieures :	16
III.1.3. Toiture métallique :	16
III.1.4. Bardage :	16
ETUDES CLIMATIQUES	17
IV.1. L'effet de la neige :	17
IV.1.1. Introduction :	17
IV.1.2. Calcul des charges de la neige :	17

IV.2. L'effet du vent :.....	18
IV.2.1. Introduction :	18
IV.2.2. Données relatives au site :	18
IV.2.3. Force résultante du vent	19
IV.2.4. Calcul de la pression due au vent :.....	20
IV.2.4.1. Détermination du coefficient dynamique C_d :.....	20
IV.2.4.2. Détermination du $W(z_j)$:	21
IV.2.5. Calcul des coefficients de pressions :	22
IV.2.5.1. Calcul des coefficients de pressions extérieures :	22
IV.2.6. Les valeurs de la pression due au vent agissant sur les parois verticales face AB, CD, BC et AD :	24
IV.2.7. Les valeurs de la pression due au vent agissant sur la toiture :	26
IV.2.8. Forces de frottement :	26
IV.2.8.1. Vent perpendiculaire au pignon $V_{1(AB)}$ et $V_{3(CD)}$:.....	27
IV.2.8.2. Vent perpendiculaire au long pan $V_{2(BC)}$ et $V_{4(AD)}$:	27
IV.2.8.3. La force de frottement F_{fr} de la toiture :.....	27
IV.2.9. Représentations graphiques de la répartition des pressions du vent sur les différentes parois compris la toiture :.....	28
PRE-DIMENSIONNEMENT	31
V.1. Pré dimensionnement du plancher :	31
V.1.1. Détermination de l'épaisseur du plancher :.....	31
V.1.2.1. détermination de b_0 :.....	31
V.3. Dimensionnement des poutres:	31
V.3.1. Sens longitudinal :	32
V.3.1.1. Poutre principale:	32
V.3.2. Sens transversal :.....	32
V.3.2.1. Poutre secondaire :.....	32
V.4. Dimensionnement des poteaux :.....	33
V.4.1. Poteau circulaire :	33
V.4.1.1. Chargement :	33
V.4.1.2. Détermination du diamètre D :	34
V.4.1.3 Vérification le diamètre D dans la condition l'effort normal ultime.....	34
V.4.2. Poteau rectangulaire :	34
V.4.2.1. Chargement :	35
V.4.2.2. Détermination le coté du poteau (a) :	35
V.4.2.3. Détermination le coté du poteau (b) :	35

V.5. L'acrotère :.....	36
V.5.1. Définition :	36
V.5.2.1. Charge permanente :	36
V.5.2.2. Charge d'exploitation :.....	36
V.6. Conclusion :	36
ETUDES DES ELEMENTS SECONDAIRES	37
VI.1. Matériaux de couvertures :.....	37
VI.1.1. Caractéristiques physiques de la tôle de couverture :	37
VI.2. Pannes de couverture :.....	37
VI.2.1. Détermination des sollicitations :.....	37
VI.2.2. Dimensionnement de la panne :.....	38
VI.2.2.1. Calcul des moments sollicitant M_{sd} :.....	38
VI.2.2.2. Conditions de flèches à l'E.L.S :.....	39
VI.2.2.3. Choix du profilé :	39
VI.2.2.4. Classe du profilé :	39
VI.2.2.5. Vérification de la flèche :	40
VI.2.2.6. Vérification des contraintes :.....	41
VI.2.2.7. Vérification au déversement :.....	41
VI.3. Les liernes des pannes :.....	43
VI.3.1. Dimensionnement des liernes des pannes :.....	43
VI.4. Calcul de l'échantignolle :	44
VI.4.1. Efforts sollicitant à l'E.L.U :.....	45
VI.5. Calcul des lisses de bardages :	45
VI.5.1. Détermination des sollicitations :.....	45
VI.5.2. Calcul des charges et surcharges revenants à la lisse la plus chargée	45
VI.5.3. Condition de flèche a L'ELS :	46
VI.5.4. Vérification de du profilé IPE 160 :	47
VI.5.4.1. Vérification à la flexion :	47
VI.5.4.2. Vérification de la flèche d'IPE 160 :	48
VI.6. Calcul des potelets :.....	48
VI.6.1. Evaluation des charges et surcharges :	48
VI.6.2. Dimensionnement du potelet :.....	49
VI.6.2.1. Choix de profilé :	49
VI.6.2.2. Vérification de la flèche à L'ELS :.....	49
VI.6.2.3. Classe du profilé :	49
VI.6.2.4. Vérification des contraintes :.....	50

VI.6.2.5. Calcul de l'effort normal sollicitant N_{sd} :	50
VI.6.2.6. Résistance du potelet au flambement :	51
VI.6.2.7. Résistance au voilement par cisaillement :	51
VI.6.2.8. Stabilité au flambement de la semelle comprimée dans le plan de l'âme :	52
VI.6.2.9. Résistance du potelet au déversement :	52
ANALYSE DYNAMIQUE ET ETUDE SISMIQUE.....	55
VII.1. Introduction :	55
VII.2. Classification des zones sismiques	55
VII.3. Classification de l'ouvrage	55
VII.4. Méthode spectrale	55
VII.4.1. Principe de la méthode	55
VII.4.2. Spectre de réponse de calcul :	55
VII.4.3. Les données de l'ouvrage :	56
VII.5. Objectif de l'étude dynamique :	57
VII.5.1. Démarches de modélisation de notre structure :	57
VII.6. Vérification de la structure :	58
VII.6.1. Vérification de la période fondamentale de la structure :	58
VII.6.1.1. Bloc (A1&A3) :	58
VII.6.1.2. Bloc (A2) :	58
VII.6.1.3. Bloc (B) :	58
VII.6.2. Calcul de la force sismique :	58
VII.6.2.1. Bloc (A1&A3)	58
VII.6.2.2. Bloc (A2) :	60
VII.6.2.3. Bloc (B) :	62
VII.6.3. Justification de la largeur des joints :	63
VII.6.3.1. Blocs (A1 – A2) :	63
VII.6.3.2. Blocs (A2 – A3) :	63
VII.6.3.3. Blocs (A – B) :	63
Conclusion :	63
ETUDES DES PLANCHERS	64
Introduction :	64
VIII.1. Etude des poutrelles :	64
VIII.1.1. Les méthodes calcul :	64
VIII.1.2. Combinaisons de charges :	64
VIII.2 Détermination des efforts tranchants et des moments fléchissants :	65

VIII.2.1 E.L.U :.....	65
VIII.2.1.1 Calcul de M_1 et A_1 :.....	65
VIII.2.1.2. Calcul de moment fléchissant et l'effort tranchant :	66
VIII.2.2. Calcul à E.L.S:	67
VIII.2.2.1. Calcul de M_1 et A_1 :	68
VIII.2.2.2. Calcul de moment fléchissant et l'effort tranchant :	69
VIII.2.2.3. Récapitulatif des moments et efforts tranchants maximaux :	71
VIII.3. Détermination du ferrailage : (Terrasse inaccessible)	71
VIII.3.1. Calcul à ELU :	71
VIII.3.1.1. En travée :	71
VIII.3.1.2. En appui :.....	72
VIII.3.2. Calcul à ELS :.....	74
VIII.3.2.1. Vérification au cisaillement :	74
VIII.3.2.2. Calcul des armatures transversales :	74
VIII.3.2.3. Calcul d'espacement des cadres :.....	74
VIII.4. Calcul de L'acrotère :	75
VIII.4.1. Introduction :.....	75
VIII.4.2. Descente des charges verticales :	75
VIII.4.3. Evaluation de la charge horizontale :	76
VIII.4.4. Calcul des sollicitations :	76
VIII.4.5. Calcul de l'excentricité :.....	76
VIII.4.6. Détermination du ferrailage A_{st} :.....	76
VIII.4.6.1. E.L.U :	77
VIII.4.6.2. ELS :.....	78
ETUDES DES ELEMENTS STRUCTURAUX	80
IX.1. Etude des éléments résistant de la structure en béton armé :.....	80
IX.1.1. Introduction :	80
IX.1.2. Etude des poteaux :.....	80
IX.1.2.1. Combinaisons spécifiques de calcul :.....	80
IX.1.2.2.Calcul à L'ELU:	81
IX.1.2.3.Calcul à L'ELS :.....	82
IX.1.3. Calcul des poutres :	83
IX.1.3.1. Calcul des poutres principales :.....	83
IX.1.3.2. Calcul des poutres secondaires :.....	86
IX.2. Etudes des poteaux-poutres métalliques :	87
IX.2.1. Etudes des poteaux :	87

IX.2.1.1. Justification des poteaux (HEA360) :	87
IX.2.2. Etudes de la poutre :	89
IX.2.2.1. Justification de la poutre (IPE200) :	89
IX.2.3. Contreventement :	92
IX.2.3.1. Introduction :	92
IX.2.3.2. Types et disposition des contreventements :	92
IX.2.3.3. Effort axial de traction :	93
IX.2.4. Calcul de la Ferme :	94
IX.2.4.1. Détermination des efforts par la méthode des nœuds	95
IX.2.4.1.1. Les éléments comprimés :	99
IX.2.4.1.2. Condition de flèche	99
IX.2.4.1.3. Classe de la section transversale	99
IX.2.4.1.4. Vérification de flambement du montant 2L60.8/8/ :	99
IX.2.5. Effort axial de traction	100
ETUDES DES ASSEMBLAGE.....	101
Introduction :	101
X.1. Assemblage «Poteau – Poutre» : HEA360 – IPE200	101
X.1.1 Efforts sollicitant :	101
X.1.2. Soudure de la platine :	101
X.1.3. Disposition constructives :	101
X.1.4. Calcul des boulons sollicités en traction :	102
X.1.5. Calcul des boulons sollicités au cisaillement :	102
X.1.6. Vérification de la pression diamétrale :	102
X.2. Assemblage « barres de ferme » :	102
X.2.1. Efforts sollicitant :	102
X.2.2. Soudure de la platine :	103
X.2.4. Disposition constructive :	103
X.2.3.2 Pince transversale :	103
X.2.5. Calcul des boulons sollicités au cisaillement :	103
X.2.6. Vérification de la pression diamétrale :	103
X.3. Les pieds des poteaux :	104
X.4.1. Dimensionnement de la plaque d'assise :	105
X.4.1.1 Cordons de soudure :	105
X. 3.1. Cordons de soudure :	105
X.3.2. Surface de la platine :	105
X.3.3. Epaisseur de la platine de calcul :	105

X.3.4. Vérification des tiges d'ancrage :	105
X.3.5. Condition d'équilibre du B.A.E.L :	106
ETUDES DES FONDATIONS.....	107
X.1. Introduction :.....	107
XI.2. Etude des semelles des « bloc A » :	107
XI.2.1. Semelle isolée sous poteau central: (S1).....	107
XI.2.1.1. Dimensionnement (à l'E.L.S) :	108
XI.2.1.2. Calcul du ferrailage de la semelle (à l'E.L.U) :	109
XI.2.1.3. Détermination de la hauteur du patin "e " :	109
XI.2.1.4. Vérification de l'épaisseur de la semelle :.....	109
XI.2.1.6. Récapitulation des résultats : (Bloc en béton armée)	109
XI.3. Calcul des semelles des « bloc B » :.....	110
XI.3.1. Récapitulation des résultats : (Bloc en charpente métallique)	110
XI.4. Semelle sous deux poteaux « semelle jumelé » :.....	110
XI.4.1. Semelle jumelée (Sj1) : Bloc(A1etA2), (A2 et A3).	110
XI.4.1.1. Calcul du joint sismique :	111
XI.4.1.2. Dimensionnement (à l'E.L.S) :	111
XI.4.1.3. Calcul du ferrailage de la semelle :	112
XI.4.1.4. Détermination de la hauteur du patin "e " :	113
XI.4.1.5. Vérification de l'épaisseur de la semelle :.....	113
XI.4.2. Semelle jumelée (Sj2) : Bloc(A1 et B), (A2 et B), (A3 et B).	113
XI.4.3. Semelle sous trois poteaux « semelle jumelée » :	113
XI.4.3.1. Semelle jumelée (Sj3) : Bloc (A1 ; A2 ; B) et (A2 ; A3 ; B)	113
XI.4.4. Récapitulation des résultats : Semelle jumelé(Sj1), (Sj2) et (Sj3).	113
XI.5. Calcul des longrines :	113
XII.5.1. Dimensionnement des longrines :	114
XI.5.2. Calcul de ferrailage :.....	114
XI.5.2.1. Calcule à l'E.L.U :.....	114
XI.5.2.2. Calcule à l'E.L.S :	115
XI.5.2.3. Condition de non fragilité :	115
XI.5.2.4. Calcul des armatures transversales :.....	115
XI.5.2.5. Calcul d'espacement des cadres :	115
CONCLUSION.	
BILBIOGRAPHIE.	

LISTE DES FIGURES

Figure I.1 : Vue en perspective du complexe sportif.....	8
Figure I.2 : Vue générale sur le projet du complexe sportif.....	9
Figure I.3 : Vue par satellite de l'implantation du projet.....	9
Figure II.1 : Plancher terrasse inaccessible.....	12
Figure II.2 : Vue en 3D da la salle de sport.....	14
Figure IV.1 : schéma statique.....	17
Figure IV.2 : Schéma équivalente.....	18
Figure IV.3 : Force résultante R.....	19
Figure IV.4 : La direction du vent.....	19
Figure IV.5 : Répartition de la pression dynamique.....	22
Figure IV.6 : Graf de l'interpolation.....	25
Figure IV.7 : q_j pour les parois verticales V_1 (AB) et V_2 (CD) V_1	28
Figure .IV.8: q_j pour les parois verticales V_2 (BC) et V_4 (AD).....	29
Figure : IV.9 : Pressions sur la toiture – Différentes directions $V_{1(AB)}$, $V_{2(BC)}$, $V_{3(CD)}$ et $V_{4(AD)}$	30
Figure V.1 : Une coupe de la poutrelle.....	31
Figure V.2 : Poteau circulaire.....	33
Figure V.3 : Poteau rectangulaire.....	34
Figure V.4 : Schéma statique.....	36
Figure VI. 1 : panneau sandwich.....	38
Figure VI.2 : Coupe transversale des liernes.....	45
Figure VI.2 : coupe longitudinale des liernes de pannes.....	45
Figure VII.1 : Spectre de réponse des blocs A1 ;A2 ;A3.....	57
Figure VII.2 : Spectre de réponse des blocs B.....	57
Figure VIII.1 : Schéma statique de la poutrelle à l'ELU.....	65
Figure VIII.2 : Diagramme des moments fléchissant.....	65
Figure VIII.3 : Diagramme des moments fléchissant.....	66
Figure VIII.4 : Schéma statique de la poutre d'étage courant à l'état limite ultime à travée (0-1).....	66
Figure VIII.5 : Section 1-1 à l'ELU.....	66

Figure VIII.6 : Schéma statique de la poutre d'étage courant à l'état limite ultime à travée (1-2).....	67
Figure VIII.7 : Section 2-2 à l'ELU.....	67
Figure VIII.8 : Schéma statique de la poutrelle à l'ELS.....	67
Figure VIII.9 : Diagramme des moments fléchissant.....	68
Figure VIII.10 : Diagramme des moments fléchissant.....	68
Figure VIII.11 : Schéma statique de la poutre d'étage courant à l'état limite de service à travée (0-1).....	69
Figure VIII.12 :Section 1-1 à l'ELS.....	69
Figure VIII.13 : Schéma statique de la poutre d'étage courant à l'état limite de service à travée (1-2).....	69
Figure VIII.14 : Section 2-2 à l'ELS.....	69
Figure VIII.15 : Diagramme des moments fléchissant et l'effort tranchant.....	70
Figure VIII.16 : La coupe de la poutrelle.....	71
Figure VIII.17 : Ferrailage de la poutrelle Terrasse inaccessible.....	75
Figure VIII.18 : coupe transversale de l'acrotère.....	75
Figure VIII.19 : coupe A-A de l'acrotère.....	76
Figure VIII.20 : Disposition du ferrailage.....	76
Figure VIII.20 : Ferrailage de l'acrotère.....	79
Figure IX.1 : Ferrailage des poteaux.....	83
Figure IX.2 : Coupe transversale de la poutre principale.....	86
Figure IX.3 : Coupe transversale de la poutre secondaire.....	86
Figure IX.4 : Types et disposition des contreventements.....	92
Figure IX.1 : Coupe longitudinale de la ferme.....	94
Figure IX.2: Géométrie de la ferme.....	95
Figure X.1 : Détail d'assemblage poteau-poutre.....	102
Figure X.2 : Détail d'assemblage barres de la ferme.....	103
Figure X.3 : Détail de la jonction ferme-poteau.....	106
Figure XI.1 : Diagramme des contraintes agissant sur les fondations.....	108
Figure XI.3 : Ferrailage de la semelle intermédiaire.....	110
Figure XI.2 : Ferrailage de la semelle centrale.....	110
Figure XI.4 : Semelle sous deux poteaux « semelle jumelé »	111
Figure XI.12 Ferrailage de la longrine.....	115

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I.1 : Valeurs nominales de f_y et f_u	10
Tableau III.1 : Charges permanentes et d'exploitation Plancher terrasse inaccessible RDC	15
Tableau III.2 : Charges permanentes et d'exploitation cloisons extérieures.....	16
Tableau III.3 : Charges permanentes et d'exploitation toiture métallique	16
Tableau III.4: charges permanentes et d'exploitation de bardage	16
Tableau IV.1 : Coefficients dynamiques correspondant aux différentes directions du vent.....	20
Tableau IV.2 : Définition de catégorie de terrain.....	21
Tableau IV.3 : Coefficient dynamique pour les faces AB, BC, CD et AD.....	22
Tableau IV.4 : Pressions sur les parois verticales - Direction $V_{1(AB)}$ et $V_{3(CD)}$ du vent	24
Tableau IV.5 : Pressions sur les parois verticales - Direction $V_{2(BC)}$ et $V_{4(AD)}$ du vent	24
Tableau IV.6 : Pressions sur la toiture – Différentes directions $V_{1(AB)}$, $V_{2(BC)}$, $V_{3(CD)}$ et $V_{4(AD)}$ du vent	26
Tableaux IV.7 : Les forces de frottement sur toiture.....	27
Tableaux V.1 : Chargement des poteaux circulaire.....	34
Tableau VI. 1 : caractéristiques du profilé IPE160.....	40
Tableau VI.2 : Caractéristiques du profilé IPE240.....	51
Tableaux VII.1 : Facteur de qualité.....	57
Tableaux VII.2 : Résultats des forces sismiques à la base	59
Tableaux VII.3 : Déplacements des différents étages dans les deux Sens.....	60
Tableaux VII.4 : Résultats des forces sismiques à la base	61
Tableaux VII.5 : Déplacements des différents étages dans les deux Sens.....	61
Tableaux VII.6 : Résultat des forces sismiques à la base.....	62
Tableaux VII.7 : Déplacements des différents étages dans les deux Sens.....	63
Tableaux VIII.1 : Combinaisons de charges.....	64
Tableaux VIII.2 : Récapitulatif des combinaisons des charges.....	65
Tableaux VIII.3 : Récapitulatif de M_{max} et T_{max}	71
Tableaux VIII.4 : Récapitulatif du ferrailage pour toutes les poutrelles	75
Tableaux IX.1 : Récapitulatif des résultats de M_{max} et T_{max} du poteau le plus sollicité	80
Tableaux IX.2 : Récapitulatif des résultats	83
Tableaux IX.3 : Récapitulatif des résultats de M_{max} et T_{max} de la poutre principale.	83

Tableaux IX.4 : Récapitulatif des résultats pour la poutre principale.....	86
Tableaux IX.5 : Récapitulatif des résultats pour la poutre secondaire.....	86
Tableaux IX.6 : Caractéristiques géométriques du profilé	87
Tableaux IX.7 : Caractéristiques géométriques du profilé	89
Tableaux IX.8 : Récapitulatif des différents contreventements et leurs dimensions ..	93
Tableau. IX.1 : Différent angles de la ferme	95
Tableau.XII.2 récapitulatif des efforts M et N.....	107
Tableaux XI.2 : Récapitulatif des résultats de la semelle centrale.....	109
Tableaux XI.3 : Récapitulatif des résultats de la semelle centrale.....	110
Tableaux XI.4 : Récapitulatif des résultats des efforts.	110
Tableaux XI.5 : Récapitulatif des résultats des efforts.	113
Tableaux XI.6 : Récapitulatif des résultats de la semelle jumelée.	113

LISTE DES NOTATIONS

Majuscules latines

A	:	Section brute d'une pièce ;
A_{net}	:	Section nette d'une pièce ;
A_w	:	Section de l'âme ;
A_v	:	Aire de cisaillement
C_t	:	Coefficient de topographie ;
C_r	:	Coefficient de rugosité ;
$C_{p,net}$:	Coefficient de pression nette ;
C_e	:	Coefficient d'exposition ;
C_d	:	Coefficient dynamique ;
E	:	Module d'élasticité longitudinale de l'acier ($E=2.1 \cdot 10^5 \text{MPa}$) ;
F	:	Force en générale ;
G	:	Module d'élasticité transversale de l'acier ($G=81000 \text{MPa}$) ;
G	:	Charge permanente ;
I	:	Moment d'inertie ;
K	:	Coefficient d'encastrement ou de Rigidité poteaux/Poutre ;
K_0	:	Coefficient de flambement ;
K_T	:	Facteur de terrain ;
L	:	Langueur ;
M	:	Moment sollicitant en générale ;
M_{Sd}	:	Moment fléchissant ;
M_{Rd}	:	Moment résistant par unité de longueur dans la plaque d'assise ;
M_{Pl}	:	Moment plastique ;
M_{Cr}	:	Moment critique ;
M_{sd}	:	Valeur de calcul du moment fléchissant ;
$M_{b,Rd}$:	Valeur de calcul de la résistance au déversement ;
$N_{pl,Rd}$:	Valeur de calcul de la résistance plastique de la section transversale brute ;
$N_{b,Rd}$:	Valeur de calcul d'un élément comprimé au flambement ;
N_{Sd}	:	Effort normal ;
$N_{t, sd}$:	Effort normal de traction ;
N_{csd}	:	Effort normal de compression ;
N_{pl}	:	Effort normal plastique ;
$N_{c,Rd}$:	Valeur de calcul de la résistance de la section transversale à la compression uniforme ;
Q	:	Charge d'exploitation ;
R	:	Coefficient de comportement de la structure ;
S	:	Surface ;
S	:	La charge de la neige ;
S_k	:	La charge de la neige sur le sol ;
V_{sd}	:	Valeur de calcul de l'effort tranchant ;
$V_{pl,Rd}$:	Valeur de calcul de la résistance plastique au cisaillement ;
V_k	:	Effort tranchant d'étage au niveau « k » ;
V_{ref}	:	Vitesse de référence du vent ;
W	:	Pression aérodynamique ;
W_{pl}	:	Module de résistance plastique ;
W	:	Poids de la structure

Minuscules latines

d	:	Diamètre d'une section circulaire ;
f	:	La flèche ;
f_y	:	Limite d'élasticité ;
H	:	Hauteur d'une pièce;
l	:	Longueur d'une pièce (Poutre, Poteau);
l_f	:	Longueur de flambement ;
t	:	Épaisseur d'une pièce;
t_f	:	Épaisseur d'une semelle de poutre ;
t_w	:	Épaisseur de l'âme de poutre ;
Z	:	Hauteur au-dessus du sol ;
z₀	:	Paramètre de rugosité ;
z_{eq}	:	Hauteur équivalente ;
z_{min}	:	Hauteur minimale ;

Minuscules grecques

χ	:	coefficient de réduction pour le mode de flambement approprié ;
β	::	Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation ;
β_w	:	Facteur de corrélation ;
β_M	:	Facteur de moment uniforme équivalent ;
γ_M	:	Coefficient de sécurité ;
λ	:	Élancement ;
$\overline{\lambda}_{LT}$:	Élancement de déversement ;
α	:	Facteur d'imperfection ;
ϕ_{LT}	:	Rotation de déversement ;
τ	:	Contrainte limite de cisaillement en élasticité ;
ε	:	Coefficient de réduction élastique de l'acier ;
σ_a	:	Contrainte de l'acier ;
σ_b	:	Contrainte du béton ;
ξ	:	Pourcentage d'amortissement critique ;
η	:	Facteur de correction d'amortissement ;
δ_{ek}	:	Déplacement dû aux forces sismiques F _i ;
Δ_k	:	Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » ;
μ	:	Coefficient de forme de la charge de neige ;
μ_p	:	Coefficient de perméabilité ;
Σ	:	Contrainte admissible du béton ;
T_u	:	Contrainte ultime de cisaillement
σ_{bc}	:	Contrainte du béton
σ_{st}	:	Contrainte d'acier
f_{bc}	:	Contrainte de calcul
f_{cj}	:	Résistance à la compression
f_{tj}	:	Résistance à la traction
F_{c28}	:	Résistance caractéristique a 28 jours
A_{st}	:	Section d'armature
γ_b	:	Coefficient de sécurité béton
γ_s	:	Coefficient de sécurité d'acier

INTRODUCTION

Dans le cadre de notre formation de master en Génie Civil à l'Université Aboubekr Belkaid de Tlemcen, nous sommes amenés, à l'issue de notre cursus, à réaliser un projet de fin d'études (PFE).

L'objectif principal de ce projet est d'être confronté à une situation professionnelle qui est à la fois d'ordre scientifique et technique. Il regroupe donc l'ensemble des qualités que doit posséder un ingénieur dans son travail quotidien.

Ainsi le but nécessaire sera de comprendre et d'appliquer toutes les informations et les connaissances acquises durant notre cursus sur un projet satisfaisant réel en vue d'obtenir un diplôme de master pour nous préparer au monde du travail.

Notre projet de fin d'études traite d'une salle d'un complexe sportif, composée d'une partie en charpente métallique et une autre en béton armé. Cette structure permet d'exploiter les caractéristiques favorables respectives de ce matériau de façon optimale bien que ceux-ci soient de natures différentes. Ainsi notre choix s'est basé non seulement sur la fonctionnalité des blocs, mais aussi sur les avantages que présente chaque matériau.

Notre mission est à la fois de concevoir et dimensionner les différents éléments de la structure avec les règles actuellement en vigueur en Algérie.

GENERALITES

I. Présentation du projet:

I.1. Introduction :

La conception d'un projet de génie civil s'élabore en tenant compte des aspects fonctionnels, structuraux et formels, ce qui oblige l'ingénieur à tenir compte des données suivantes :

- ✚ Fonction.
- ✚ Résistance et stabilité.
- ✚ Les conditions économiques.

On propose dans notre projet de fin d'études, un calcul et une conception des éléments structuraux et non structuraux d'une salle du sport d'un complexe sportif à (Theniet El had wilaya de Tissemsilt). Ce projet réalise sur une surface de 1482 m^2 d'emprise. Cette structure se compose par deux blocs :

- ✚ Bloc en béton armé (vestiaire, bureau,...).
- ✚ Bloc en charpente métallique (terrain de basket-ball).

I.2. Données géométriques de l'ouvrage :

Suivant la vue en plan, les dimensions de la structure sont :

- ✚ Longueur totale $L_1 = 39,00 \text{ m}$
- ✚ Largeur totale $L_2 = 38,00 \text{ m}$
- ✚ Hauteur totale $H = 10,50 \text{ m}$
- ✚ Hauteur d'étage $H_{\text{étg}} = 3,80 \text{ m}$



Figure I.1 : Vue en perspective du complexe sportif

I.3. Données concernant le site :

Le projet est un complexe sportif, implanté à « THNEIT EL HAD (TISSEMSILT) » wilaya de Tissemsilt où on a :

- ✚ Le projet implanté sur un sol meuble avec une contrainte admissible : $\sigma_{sol} = 1,7 \text{ bars}$. (rapport du sol du LTPE).
- ✚ Le site est classé dans la zone sismique II.
- ✚ Altitude = 1000 m.



Figure I.2 : Vue générale sur le projet du complexe sportif



Figure I.3 : Vue par satellite de l'implantation du projet

I.4. Règlements techniques :

Les règlements techniques utilisés dans cette étude sont :

Pour assurer la sécurité du complexe sportif, on se base sur les règlements techniques suivants :

- Règlement Neige et Vent « **RNVA99** ».
- Règlement parasismique algérien « **RPA99version2003** » pour l'étude sismique.
- Béton armé aux états limites « **BAEL91** ».
- Charges permanentes et charges d'exploitation « **DTRB.C2.2** ».
- Règlement de calcul des structures en acier « **CCM97** ».

I.5. Caractéristiques des matériaux :**I.5.1. Acier :**

La nuance de l'acier destiné à la charpente métallique est FeE 360 qui est le plus répandu dans ce domaine, sa limite d'élasticité est $f_y = 235$ Mpa, on utilise :

- Un profilé IPE pour les poutres.
- Un profilé HEA pour les poteaux.
- Les cornières pour les palées de stabilité et les fermes.

Nuance d'acier (EN 10025)	Epaisseur (mm)			
	$t \leq 40$ mm		$40 \text{ mm} < t \leq 100$ mm	
	f_y (N/mm ²)	f_u (N/mm ²)	f_y (N/mm ²)	f_u (N/mm ²)
Fe 360	235	360	215	340

Tableau I.1 : Valeurs nominales de f_y et f_u

I. 5.1.1. Caractéristiques mécaniques des aciers :

- ✓ Module d'élasticité longitudinal : $E = 2,1 \cdot 10^5$ MPA.
- ✓ Module de cisaillement : $G = E/[2 \cdot (1+\nu)] = 877000$ MPA.
- ✓ Coefficient de poisson : $\nu = 0,3$.
- ✓ Masse volumique : $\rho = 7850$ kg/m³

I.5.1.2. Contraintes limites conventionnelles d'élasticité :

- ✓ Ossature métallique : FeE 360, $f_y = 235$ MPA.
- ✓ Boulons ordinaire : classe 4.6, $f_y = 240$ MPA.
- ✓ Boulons haute résistance HR 8,8 : $f_y = 640$ MPA.
- ✓ Boulons haute résistance HR 10,9 : $f_y = 900$ MPA.

I.5.1.3. Acier utilisé pour le béton armé :

- ✓ Acier rond lisse : FeE 235, $f_e = 235$ MPA.
- ✓ Acier à haute adhérence HA FeE 400, $f_e = 400$ MPA.
- ✓ Treillis soudés $\varnothing \leq 6$ mm de nuance TLE 520, $f_e = 520$ MPA.

I.5.2. Béton :

Le béton s'obtient en mélangeant du ciment, du sable, du gravier et de l'eau par quantité, suivant un dosage bien défini.

Pour 1 m³ de béton armé le dosage est généralement pour le suivant :

- 350 kg de ciment CPA 325.
- 400 litres de sable $D \leq 5$ mm.
- 800 litres de gravier $D \leq 2,5$ mm.
- 175 litres d'eau de gâchage.

Pour le béton de propreté on prend un dosage de 150 kg/m³.

a) Résistance à la compression :

Cette résistance est mesurée sur des éprouvettes cylindriques de section 20 cm² (h =32 cm, b =16 cm). La résistance à la compression est définie à 28 jours : $f_{C28} = 25$ MPA.

b) Résistance à la traction :

La traction du béton à "j" jours est déduite de celle à la compression par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06.f_{cj}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06.f_{C28} = 2,1 \text{ MPA.}$$

CONCEPTION DE L'OUVRAGE

II.1. Introduction :

Les choix architecturaux et structuraux ont été guidés par le souci de répondre aux besoins des clients voulant pratiquer des activités sportives.

❖ Le choix d'une conception doit:

- Économique
- Réalisable
- Assurer la stabilité d'ensemble de la structure

❖ Les dimensionnements doivent être :

- Économique
- Capable de résister aux efforts maximaux
- Capable de se déplacer dans les tolérances admissibles

II.1.1. Conception architecturale :

Notre salle de sport est constituée d'un terrain de (basketball) qui présente la partie couverte par une toiture en charpente métallique. La deuxième partie c'est un plancher creux terrasse inaccessible combine un bureau, les sanitaires, les vestiaires, local matériels, local chaufferie, infirmerie et un hall d'accueil.

II.1.2. Conception structurale :

II.1.2.1. La structure en béton :

Le plancher terrasse inaccessible est en corps creux de 20 cm d'épaisseur avec dalle de compression de 5cm.

La stabilité de la structure est assurée par une ossature poteaux – poutres auto-stable en béton armé.

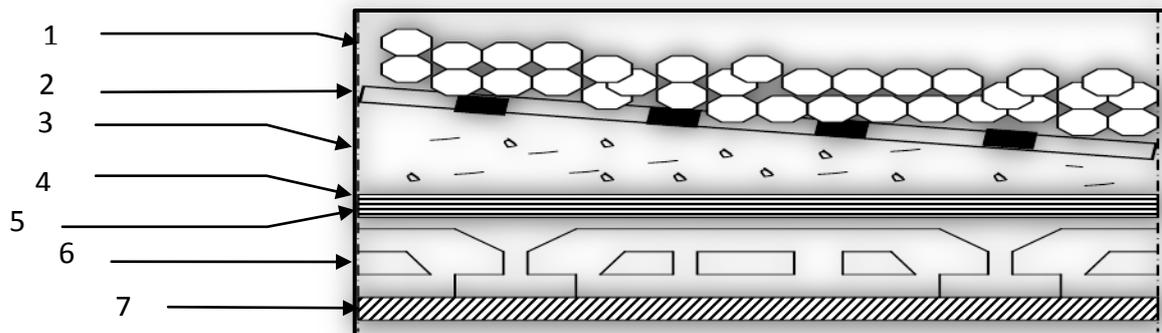


Figure II.1 : Plancher terrasse inaccessible.

- 1- Gravillon de protection(e=4cm).
- 2- Système multicouche (e=2cm).
- 3- Forme de pente en béton léger (5cm).
- 4- Chappe flottante asphaltée (e=2,5cm).
- 5- Isolation thermique à liège (e=4cm).
- 6- Plancher à corps creux (20+5) cm.
- 7- Enduit en plâtre (e=2cm).

II.1.2.2 La structure en charpente métallique :

Un portique à faible pente constitue la forme la plus courante d'ossatures, toutefois d'autres formes structurales sont utilisées comme par exemple des structures à poutres-treillis et des structures constituées de poutres et de poteaux.

Les solutions qui utilisent des fermes de toiture en treillis constituent une alternative intéressante à des portiques, tout particulièrement dans les cas où de grandes portées sont nécessaires.

La stabilité latérale nécessaire peut être assurée par des assemblages résistants en flexion entre la traverse en treillis et les poteaux, en prévoyant des poutres au vent dans le plan de la toiture.

La stabilité de l'ossature en s'opposant à l'action de forces horizontales : vent, freinage des ponts roulants, effets de séismes, chocs etc. Est assurée par des contreventements qu'ils sont généralement conçus pour garantir le cheminement des charges horizontales jusqu'aux fondations.

Ils sont disposés en toiture, dans le plan du portique (« poutres au vent »), et en façade (« Palées de stabilité »), et doivent reprendre les efforts horizontaux appliqués tant sur les pignons que sur les long pans.

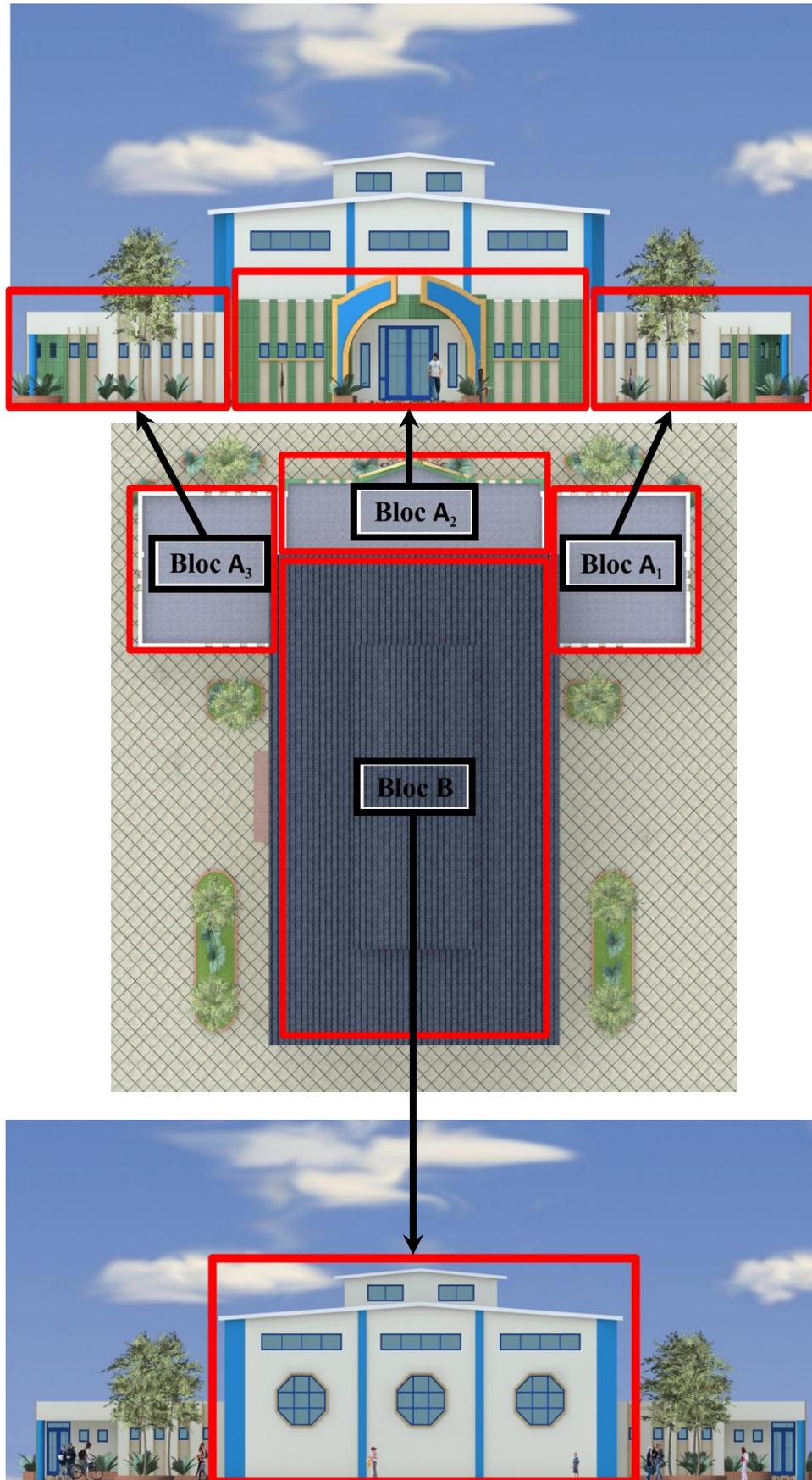


Figure II.2 : Vue en 3D da la salle de sport.

DESCENTES DES CHARGES

III.1. Charge permanente et surcharges d'exploitations :

La charge permanente désigne le poids propre de tous les éléments permanents constituant l'ouvrage terminé. Il s'agit donc non seulement du poids de l'ossature mais aussi de tous les éléments du bâtiment (planchers, plafonds, cloisons, revêtements de sol, les murs rideaux, les systèmes de climatisation, et toutes les installations fixes qui ont la même durée de vie de la structure).

Les surcharges d'exploitations correspondent aux mobiliers et aux équipements qui constituent les locaux dans cette structure ainsi que les personnes qui fréquentent l'immeuble. Pour cela, il y a des normes qui fixent les valeurs des charges en fonction de la destination de l'ouvrage et qui sont inscrit dans le règlement technique DTRB.C2.2 (charges et surcharges).

III.1.1. Plancher terrasse :

CHARGEMENT	LA CHARGE (KN/m ²)
1-Gravillon de protection(e=4cm)	0.68
2-Système multicouche (e=2cm)	0.12
3-Forme de pente en béton léger (5cm)	2.20
4-Chappe flottante asphalte (e=2,5cm)	0.50
5-Isolation thermique à liège (e=4cm)	0.16
6-Plancher à corps creux (20+5) cm	3.20
7-Enduit en plâtre (e=2cm)	0.20
La charge permanente	$G=\sum Gi=7.16$
La surcharge d'exploitation	Q=1,00

Tableau III.1 : Charges permanentes et d'exploitation Plancher terrasse inaccessible RDC

III.1.2. Cloisons extérieures :

Types	Charges permanentes
Maçonnerie double parois (sans ouverture)	$0,26 \times 2,70 = 0,702 \text{ t/m}^2$
Maçonnerie double parois (avec ouverture)	$0,702 \times 0,85 = 0,60 \text{ t/m}^2$
Enduit extérieure	10 daN/ m ²
Enduit intérieur	10 daN/ m ²

Tableau III.2 : Charges permanentes et d'exploitation cloisons extérieures

III.1.3. Toiture métallique :

Types	Charges permanentes
Couverture en panneaux sandwichs+ Accessoires	31 kg/m ²
	$G = 31 \text{ kg/m}^2$
	Surcharge d'exploitation
Surcharge d'entretien	$Q = 100 \text{ kg/m}^2$

Tableau III.3 : Charges permanentes et d'exploitation toiture métallique

III.1.4. Bardage :

Charge permanente	
Type	Charge
Bardage + Articles de fixation	27 kg/m ²
Total	$G_T = 27 \text{ kg/m}^2$

Tableau III.4: charges permanentes et d'exploitation de bardage

ETUDES CLIMATIQUES

IV.1. L'effet de la neige :

IV.1.1. Introduction :

Le règlement neige et vent RNVA99 s'applique à l'ensemble des constructions en Algérie situées à une altitude inférieure à 2000 mètres.

Notre structure se trouve à une altitude environ de 1000 m.

L'accumulation de la neige sur la toiture du complexe sportif produit une surcharge qu'il faut prendre en compte pour les vérifications des éléments de cette structure.

IV.1.2. Calcul des charges de la neige :

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

$$S = \mu \cdot S_k \quad [\text{KN/m}^2] \quad (\text{RNV99})$$

Calcul de S_k :

Le complexe sportif étudié est situé à Theniet el Had, wilaya de Tissemsilt, qui correspond à la zone B selon la classification de RNV99.

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

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

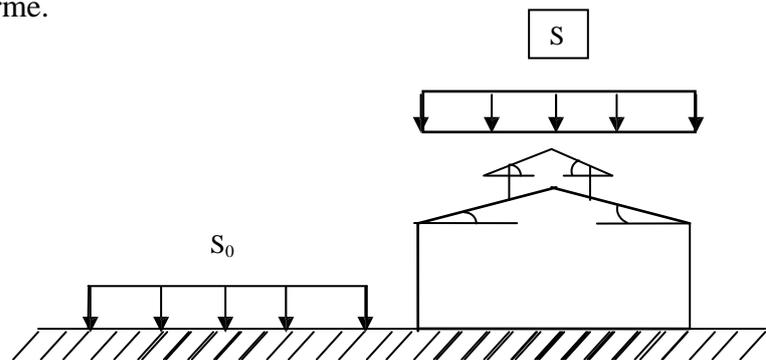


Figure IV.1 : schéma statique

$$S_k = \frac{(0,04 \times H + 10)}{100}$$

Avec $H=1000$ m

$$S_k = 0.5 \text{ KN/m}^2$$

Charge de la neige répartie sans redistribution par le vent pour des versants symétriques :

$$\tan \alpha = \frac{3,10}{9,25} = 0,33 \quad \longleftrightarrow \quad \alpha_1 = \alpha_2 = 18,52^\circ$$

$$15^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ \quad \longleftrightarrow \quad \mu_1 = \mu_2 = 0.8$$

$$S = \mu \cdot S_0 = 0.8 \times 0.5 = 0.4 \text{ KN/m}^2 \quad : \text{ par projection horizontale}$$

La charge de neige S en $[\text{KN}/\text{m}^2]$ est équivalente à la charge de neige normale : N_n
 $N_n = S = 0.4 \text{ KN} / \text{m}^2$

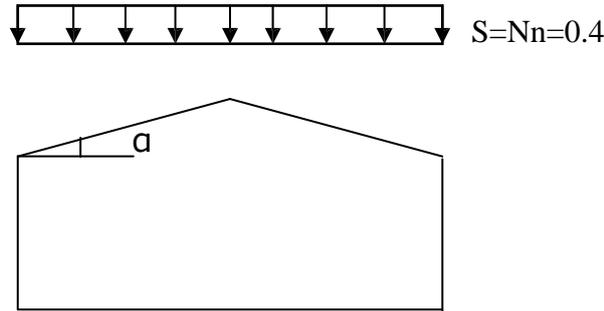


Figure IV.2 : Schéma équivalente.

IV.2. L'effet du vent :

IV.2.1. Introduction :

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

Le calcul sera mené conformément au Règlement **RNV 99**. Ce document technique réglementaire (**DTR**) fournit les procédures et principes généraux pour la détermination des actions du vent sur l'ensemble d'une construction et ses différentes parties et s'applique aux constructions dont la hauteur est inférieure à **200m**.

Les actions du vent appliquées aux parois dépendent de :

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

IV.2.2. Données relatives au site :

- Catégorie de construction **I**
- Site plat : $C_T=1$ (Coefficients de topographique)
- Zone de vent **I**
- $q_{\text{réf}}=37,5 \text{ daN}/\text{m}^2$
- $q_{\text{temp}}=27,0 \text{ daN}/\text{m}^2$
- $V_{\text{réf}}= 25 \text{ m/s}$
- **Catégorie de terrain II**
- $K_T = 0,19 \text{ m}$ (facteur de terrain)
- $Z_0 = 0.05 \text{ m}$ (paramètre de rugosité)
- $Z_{\text{min}}=4\text{m}$ (hauteur minimale)
- $\xi=0.26$ (coefficients utilisé pour le calcul du coefficient dynamique Cd)

IV.2.3. Force résultante du vent :

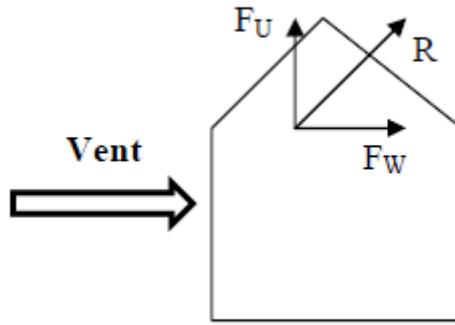


Figure IV.3 : Force résultante R

F_W : est la force globale horizontale qui correspond à la résultante des forces horizontales agissant sur les parois verticales de la construction et de la composante horizontale des forces appliquées à la toiture.

F_U : est la force de soulèvement qui est la composante verticale des forces appliquées à la toiture.

$$R = \Sigma (q_j \times S_j) + \Sigma F_{frj} \text{ [N]}$$

Avec :

- ❖ Σ désigne la somme vectorielle (pour tenir compte du sens des forces).
- ❖ q_j (en N/m^2) est la pression du vent qui s'exerce sur un élément de surface j (voir formules 2.1 et 2.5 selon la catégorie de la construction)
- ❖ S_j (en m^2) est l'aire de l'élément de surface j ; dans le cas des treillis, S_j concerne l'aire des pleins.
- ❖ F_{frj} (en N) désigne les forces de frottement éventuelles.

Selon le règlement **RNV 99**, le calcul doit être effectué séparément pour chacune des directions perpendiculaires aux différentes parois de l'ouvrage.

Les directions sont comme suit :

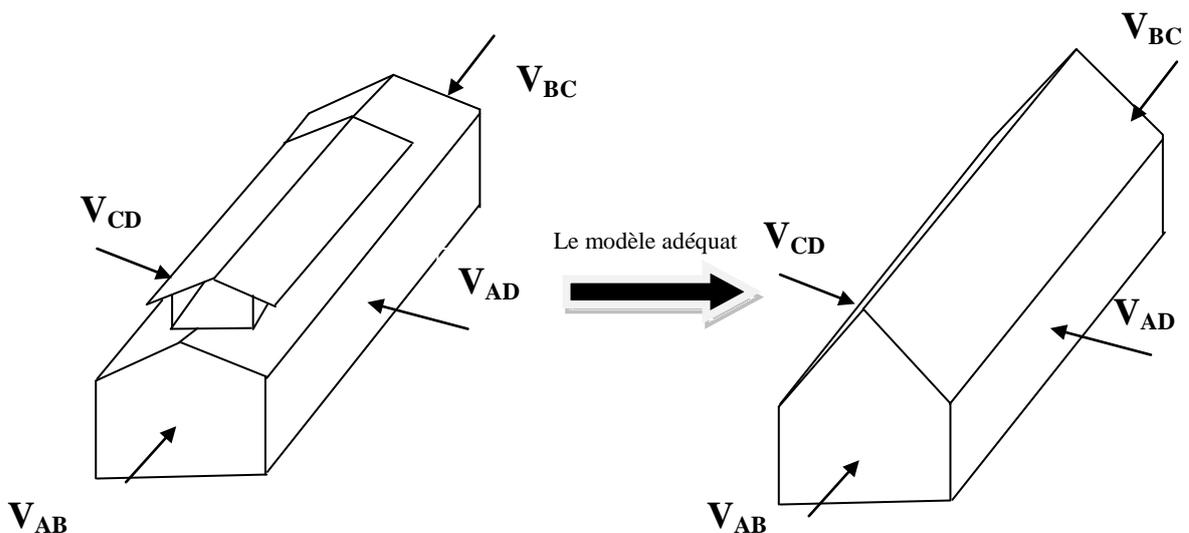


Figure IV.4 : La direction du vent

- ✓ La direction **V1** du vent : perpendiculaire à la **façade AB**
- ✓ La direction **V2** du vent : perpendiculaire à la **façade BC**
- ✓ La direction **V3** du vent : perpendiculaire à la **façade CD**
- ✓ La direction **V4** du vent : perpendiculaire à la **façade AD**

L'organigramme suivant représente le travail à effectuer afin de déterminer les pressions dues au vent.

- ❖ Calcul de la pression due au vent q_j
 - Détermination du coefficient dynamique C_d
 - La pression nette $W(z_j)$
 - ✓ Détermination de la pression dynamique du vent q_{dyn}
 - ✓ Détermination des coefficients de pression extérieure C_{pe}
 - ✓ Détermination des coefficients de pression intérieure C_{pi}

IV.2.4. Calcul de la pression due au vent :

La pression due au vent qui s'exerce sur un élément de surface j est donnée par la relation suivante :

$$q_j = C_d \times W(z_j) \text{ [N/m}^2\text{]}$$

Avec :

C_d : coefficient dynamique de la construction

W : (en N/m^2) pression nette (appelée aussi pression) exercée sur l'élément de surface j calculée à la hauteur Z_j relative à l'élément de surface j .

IV.2.4.1. Détermination du coefficient dynamique C_d :

C_d est donné en fonction des dimensions :

- ❖ b (en m) qui désigne la dimension horizontale perpendiculaire à la direction du vent prise à la base de la construction.
- ❖ h (en m) qui désigne la hauteur totale de la construction.

Les directions du vent	Coefficients dynamiques C_d
$V_{AB(1)} \rightarrow \begin{cases} b=18,50 \text{ m} \\ h=10,50 \text{ m} \end{cases}$	0.925
$V_{BC(2)} \rightarrow \begin{cases} b=32,00 \text{ m} \\ h=10,5 \text{ m} \end{cases}$	0.905
$V_{CD(3)} \rightarrow \begin{cases} b=18,50 \text{ m} \\ h=10,5 \text{ m} \end{cases}$	0.925
$V_{AD(4)} \rightarrow \begin{cases} b=32,00 \text{ m} \\ h=10,5 \text{ m} \end{cases}$	0.905

Tableau IV.1 : Coefficients dynamiques correspondant aux différentes directions du vent

N.B : Puisque le coefficient dynamique C_d est inférieur à **1,2** dans les quatre directions du vent on conclue que la construction est peu sensible aux excitations dynamiques.

IV.2.4.2. Détermination du W (z_j) :

$$W(z_j) = q_{dyn}(z_j) \times (C_{pe} - C_{pi}) \quad [N/m^2]$$

a. Détermination de la pression dynamique q_{dyn} :

La pression dynamique **q_{dyn}(Z_j)** qui s'exerce sur un élément de surface j est donnée par :

$$q_{dyn}(Z_j) = q_{réf} \times C_e(Z_j) \quad [N/m^2]$$

q_{réf} = 47,0 daN/m

C_e : coefficient d'exposition au vent.

b. Détermination du coefficient d'exposition C_e :

Dans le cas où la structure est peu sensible aux excitations dynamiques, le coefficient d'exposition est donné par la formule ci-dessous :

$$C_e = (C_t)^2 \times (C_r)^2 \left[1 + \frac{7 \times K_t}{C_r \times C_t} \right]$$

Avec :

- C_t** : le coefficient de topographie
- C_r** : le coefficient de rugosité
- K_T** : facteur de terrain

c. Coefficient de rugosité :

Le coefficient de rugosité traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse moyenne du vent.

$$\begin{cases} C_r = K_T * \text{Ln} \left(\frac{Z}{z_0} \right) & \text{pour} & Z_{\min} \leq Z \leq 200 \text{ m} \\ C_r = K_T * \text{Ln} \left(\frac{Z_{\min}}{z_0} \right) & \text{pour} & Z < Z_{\min} \end{cases}$$

❖ Le coefficient de topographie :

Site plat C_t = 1

Catégorie de terrain	K _T	z ₀	Z _{min}	ε
II	0.19	0.05	4	0,26

Tableau IV.2 : Définition de catégorie de terrain

Coefficient de rugosité Cr :

$$\begin{cases} Cr(1, 9) = 0, 83 \\ Cr(5, 6) = 0, 89 \\ Cr(1, 98, 56) = 0, 97 \end{cases}$$

Coefficient d'exposition C_e :

$$\begin{cases} Ce(1, 9) = 1, 97 \\ Ce(5, 6) = 1, 97 \\ Ce(1, 98, 56) = 2, 23 \end{cases}$$

➤ q_{dyn} pour les faces AB, BC ,CD et AD:

Niveau	z_i	q_{dyn}
1 ^{er} hauteur	1,90	67,125
2 ^{ème} hauteur	5,60	67,125
3 ^{ème} hauteur	8,56	75,262

Tableau IV.3 : Coefficient dynamique pour les faces AB, BC, CD et AD

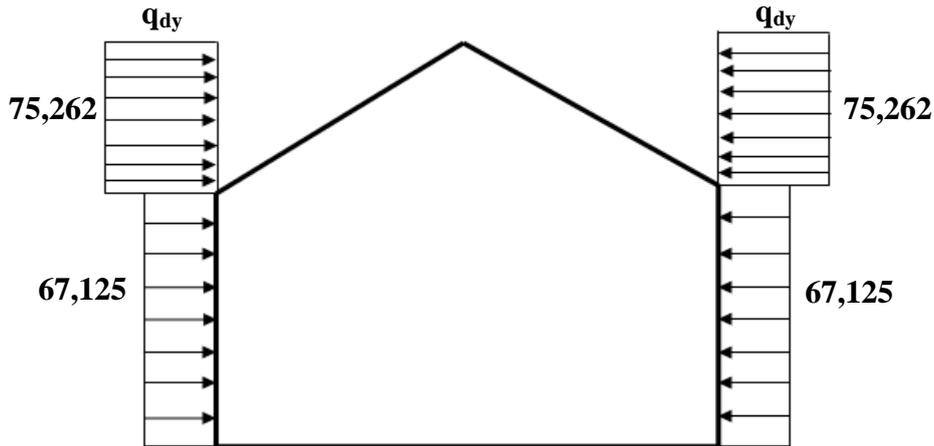


Figure IV.5 : Répartition de la pression dynamique

IV.2.5. Calcul des coefficients de pressions :

IV.2.5.1. Calcul des coefficients de pressions extérieures :

On détermine le coefficient à partir des conditions suivantes :

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

S : désigne la surface chargée de la paroi considérée.

Dans notre cas : $S \geq 10 \text{ m}^2$ $C_{pe} = C_{pe.10}$

IV.5.5.2. Calcul des coefficients de pressions intérieures :

On définit l'indice de perméabilité μ_p comme suit :

$$\mu_p = \frac{\Sigma \text{ des surfaces des ouvertures sous le vent et parallèles au vent}}{\Sigma \text{ des surfaces de toutes les ouvertures}}$$

Les ouvertures considérées ici sont les orifices de toutes natures débouchant sur l'extérieur et au travers des quelles l'air peut circuler.

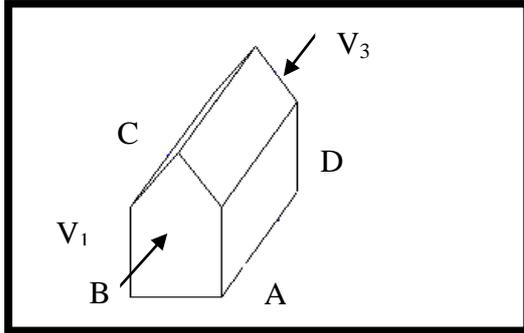
On considère dans chacune des faces **AB, BC et DA** une porte de dimensions (2,00 x 2,30) m²

N.B: Dans le cas des bâtiments avec cloison intérieure, les coefficients utilisés sont :

$$\begin{cases} \mu_p (AB,CD)=0,97 & \longleftrightarrow C_{pi} = - 0,5 \\ \mu_p (AD ,BC)=0,52 & \longleftrightarrow C_{pi} = 0,125 \end{cases}$$

La division des différentes parois verticales

FACES AB et CD

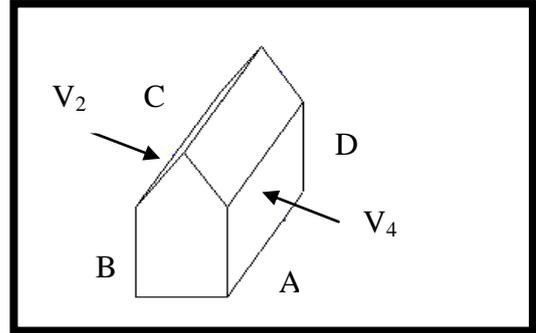


$e = \min [b ; 2h] = \min [18,50 ; 2*10,5]$

$e = 18,50m$

Face AB ou CD			
e(m)	b(m)	d(m)	h(m)
18,5	18,5	32	10,50
d > e		A=e/5	3,7
		B=e-A	14,80
		C=d-e	13,5

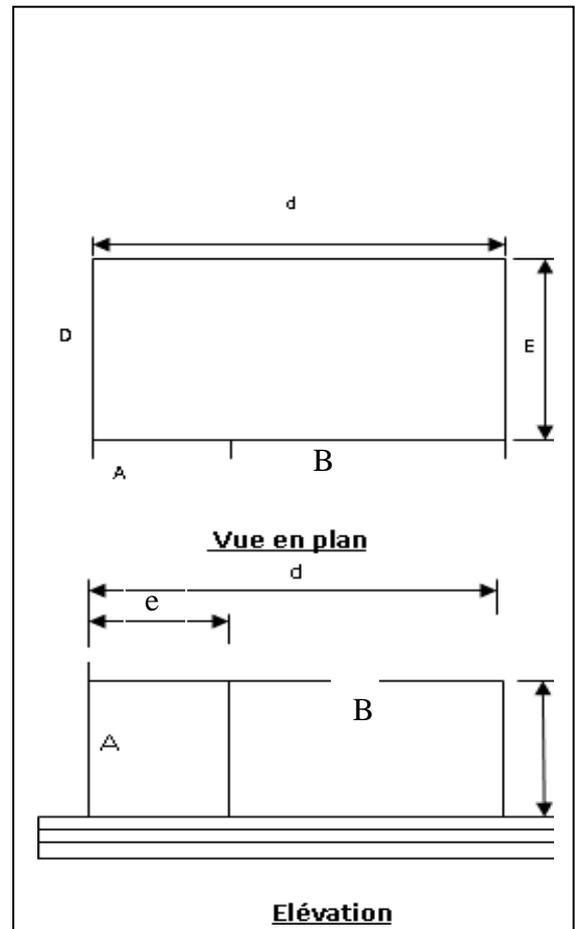
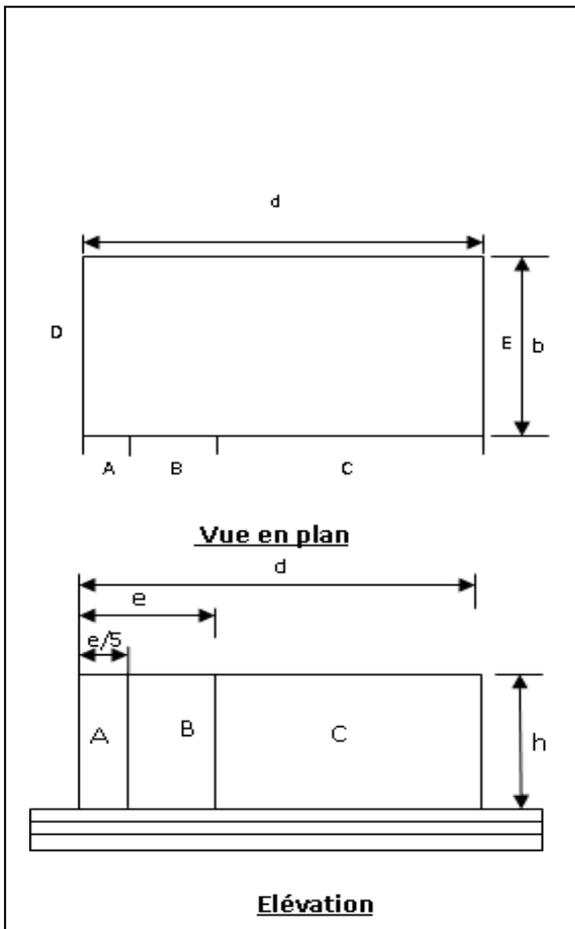
FACES BC et AD



$e = \min [b, 2h] = \min [32 ; 2*10,5]$

$e = 21m$

Face BC ou AD			
e(m)	b(m)	d(m)	h(m)
21	32	18,5	10,5
d < e		A'=e/5	4,2
		B'=e-A	16,8



Pour la face AB et CD :

$(C_{pi} = -0,5 \text{ et } C_{pe} = -1)$

$$\begin{aligned} \Rightarrow & \left\{ \begin{aligned} W_j &= 67,125(-1+0,5) = - 33,56 \text{ daN /m}^2 \\ q_j &= (-33,56)(0,925) = - 31,04 \text{ daN /m}^2 \end{aligned} \right. \\ \Rightarrow & \left\{ \begin{aligned} W_j &= 75,262(-1+0,5) = - 37,63 \text{ daN /m}^2 \\ q_j &= (-37,63)(0,925) = - 34,80 \text{ daN /m}^2 \end{aligned} \right. \end{aligned}$$

Pour la face BC et AD :

$(C_{pi} = 0,125 \text{ et } C_{pe} = -1)$

$$\begin{aligned} \Rightarrow & \left\{ \begin{aligned} W_j &= 67,125(-1 - 0,125) = - 75,51 \text{ daN /m}^2 \\ q_j &= (-75,51)(0,905) = - 68,34 \text{ daN /m}^2 \end{aligned} \right. \\ \Rightarrow & \left\{ \begin{aligned} W_j &= 75,262(-1 - 0,125) = - 84,66 \text{ daN /m}^2 \\ q_j &= (-84,66)(0,905) = - 76,626 \text{ daN /m}^2 \end{aligned} \right. \end{aligned}$$

IV.2.6. Les valeurs de la pression due au vent agissant sur les parois verticales face AB, CD, BC et AD :

cas avec cloisons					A		B		C		D		E	
Niveau	Z _i (m)	q _{dyn} (daN/m ²)	C _d	C _{pi}	C _{pe}	q _j (daN/m ²)	C _{pe}	q _j (daN/m ²)	C _{pe}	q _j (daN/m ²)	C _{pe}	q _j (daN/m ²)	C _{pe}	q _j (daN/m ²)
1 ^{er} hauteur	5,60	67,125	0,925	-0,5	-1	-31,04	-0,8	-18,62	-0,5	00,00	0,8	80,71	-0,3	12,41
2 ^{eme} hauteur	8,56	75,262	0,925	-0,5	-1	-34,80	-0,8	-20,88	-0,5	00,00	0,8	90,50	-0,3	13,92

Tableau IV.4 : Pressions sur les parois verticales - Direction V_{1(AB)} et V_{3(CD)} du vent

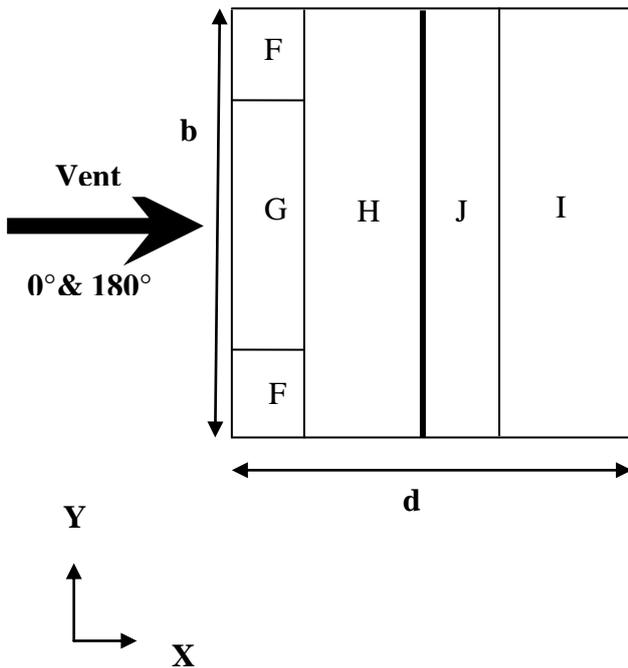
cas avec cloisons					A'		B'		D		E	
Niveau	Z _i (m)	q _{dyn} (daN/m ²)	C _d	C _{pi}	C _{pe}	q _j (daN/m ²)	C _{pe}	q _j (daN/m ²)	C _{pe}	q _j (daN/m ²)	C _{pe}	q _j (daN/m ²)
1 ^{er} hauteur	5,60	67,125	0,905	0,125	-1	-68,34	-0,8	-56,19	0,8	41,00	-0,3	-25,81
2 ^{eme} hauteur	8,56	75,262	0,905	0,125	-1	-76,62	-0,8	-63,00	0,8	45,97	-0,3	-28,94

Tableau IV.5 : Pressions sur les parois verticales - Direction V_{2(BC)} et V_{4(AD)} du vent

La division de la toiture

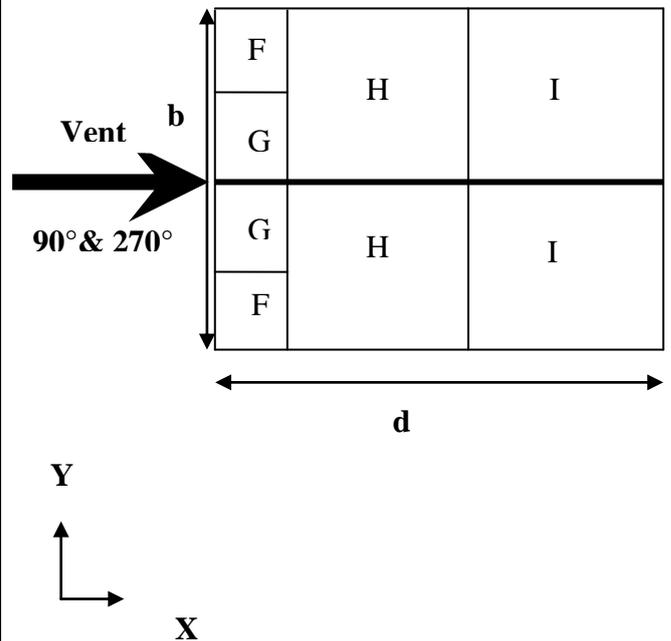
$e = \min [b, 2h] = \min [18,5 ; 2 \cdot 10,5]$
 $e = 18,5m$

Toiture (0 ° et °180)			
e(m)	b(m)	d(m)	h(m)
18,5	18,5	32	10,50
d > e		$F_x = e/10$	1,85
		$H_x = d/2 - e/10$	14,15
		$F_y = e/4$	4,625
		$G_y = b - 2(e/4)$	9,25



$e = \min [b, 2h] = \min [32 ; 2 \cdot 10,5]$
 $e = 21m$

Toiture (90 ° et 270 °)			
e(m)	b(m)	d(m)	h(m)
21	32	18,5	10,50
d > e		$F_x = e/10$	2,1
		$H_x = e/2 - e/10$	8,4
		$I_x = d - e/2$	8
		$F_y = e/4$	5,25
		$G_y = b/2 - e/4$	10,75



❖ Calcul C_{pe} par l'interpolation :

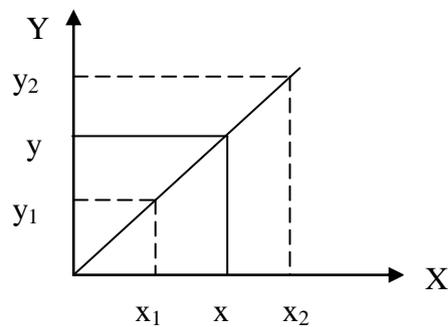


Figure IV.6 : Graf de l'interpolation.

$Y = y_1 + (x - x_1) \frac{(y_2 - y_1)}{(x_2 - x_1)}$

$C_{pe} = C_{pe,10} \iff \tan \alpha = \frac{3,10}{9,25} = 0,33 \iff \alpha = 18,52^\circ$

❖ Direction du vent pour la face 0° et 180° :

$$F = 0,2 + (18,52 - 15) \frac{(0,7 - 0,2)}{(30 - 15)} = 0,31$$

$$G = 0,31$$

$$H = 0,24$$

$$I = -0,5$$

❖ Direction du vent pour la face 90° et 270° :

$$F = -1,3 + (18,52 - 15) \frac{(-1,1 + 1,3)}{(30 - 15)} = -1,25$$

$$G = -1,32$$

$$H = -0,64$$

$$I = -0,4$$

$$J = -1,09$$

➤ Pour la face 0° et 180° :
 (C_{pi} = -0,5 et C_{pe} = 0,31) \longleftrightarrow $\begin{cases} W_j = 88,62(0,31 + 0,5) = 71,78 \\ q_j = (71,78)(0,925) = 66,39 \text{ daN/m}^2 \end{cases}$

➤ Pour la face 90° et 270° :
 (C_{pi} = 0,125 et C_{pe} = -1) \longleftrightarrow $\begin{cases} W_j = 88,62(-1,25 - 0,125) = -121,85 \\ q_j = (-121,85)(0,905) = -110,27 \text{ daN/m}^2 \end{cases}$

IV.2.7. Les valeurs de la pression due au vent agissant sur la toiture :

cas avec cloisons					F		G		H		I		J	
Niveau	Z _i (m)	q _{dyn} (daN/m ²)	C _d	C _{pi}	C _{pe}	q _j (daN/m ²)								
AB (0°)	10,50	88,62	0,925	-0,5	0,31	66,39	0,31	66,39	0,24	60,66	-0,4	8,19	-1,09	-47,31
CD (180°)	10,50	88,62	0,925	-0,5	0,31	66,39	0,31	66,39	0,24	60,66	-0,4	8,19	-1,09	-47,31
AD (90°)	10,50	88,62	0,905	0,125	-1,25	-110,27	-1,32	-115,89	-0,64	-61,35	-0,5	-50,12	/	/
BC (270°)	10,50	88,62	0,905	0,125	-1,25	-110,27	-1,32	-115,89	-0,64	-61,35	-0,5	-50,12	/	/

Tableau IV.6 : Pressions sur la toiture – Différentes directions V_{1(AB)}, V_{2(BC)}, V_{3(CD)} et V_{4(AD)} du vent

IV.2.8. Forces de frottement :

Dans le cas des structures allongées, ou élancées ; on tient compte d'une force complémentaire due au frottement qui s'exerce sur les parois parallèles à la direction du vent dans le cas où l'une des conditions suivantes est vérifiée.

$$\frac{d}{b} \geq 3 \text{ et ou } \frac{d}{h} \geq 3$$

- ❖ d : dimension (en m) de la construction // au vent.
- ❖ b : dimension (en m) de la construction au \perp vent.
- ❖ h : hauteur (en m) de la construction.

IV.2.8.1. Vent perpendiculaire au pignon V_{1(AB)} et V_{3(CD)} :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{d}{b} = \frac{18,5}{32} = 0,57 < 3 \\ \text{Et} \\ \frac{d}{h} = \frac{18,5}{10,50} = 1,76 < 3 \end{array} \right. \Rightarrow \text{Pas de calcul des forces de frottement}$$

IV.2.8.2. Vent perpendiculaire au long pan V_{2(BC)} et V_{4(AD)} :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{d}{b} = \frac{32}{18,5} = 1,72 < 3 \\ \frac{d}{h} = \frac{32}{10,50} = 3,04 > 3 \end{array} \right. \Rightarrow \text{Calcul des forces de frottement}$$

IV.2.8.3. La force de frottement F_{fr} de la toiture :

$$F_{fr} = \sum (q_{dyn}(z_j) \times C_{fr,j} \times S_{fr,j}) \quad [N]$$

- j indique un élément de surface parallèle à la direction du vent.
- z_j (en m) est la hauteur du centre de l'élément j.
- q_{dyn} (en N/m²) est la pression dynamique du vent.
- S_{fr,j} (en m²) est l'aire de l'élément de surface j.
- C_{fr,j} est le coefficient de frottement pour l'élément de surface j.

Coefficient de frottement : C_{fr,j} = 0,01

➤ **Pour la toiture :**

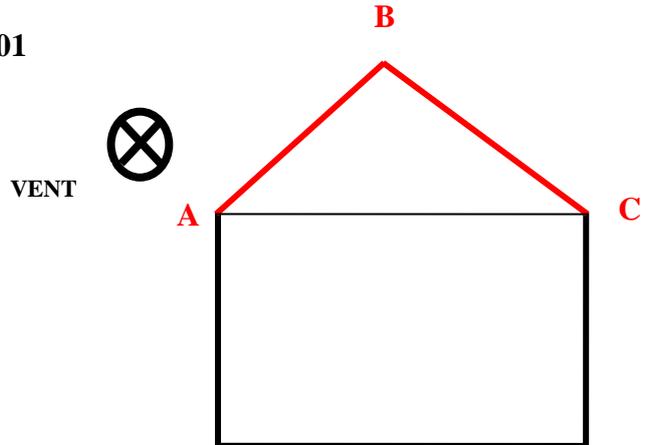
L'aire de l'élément de surface :

$$S_{fr,j} = (\text{longueur ABC du développé}) * d$$

$$S_{fr,j} = 32 \times 9,76 \times 2 = 624,64 \text{ m}^2$$

a. Vent sur toiture :

$$F_{fr,j} = 88,62 \times 0,01 \times 624,64 = 553,55 \text{ daN}$$



Niveau	C _{fr,j}	q _{dyn} (daN /m ²)	S _{fr,j} (m ²)	F _{fr,j} (daN)
Toiture	0,01	88,62	624,64	553,55

Tableau IV.7 : Les forces de frottement sur toiture

➤ **Pour les parois verticales :**

b. Vent face V₂ (BC) et V₄ (AD) :

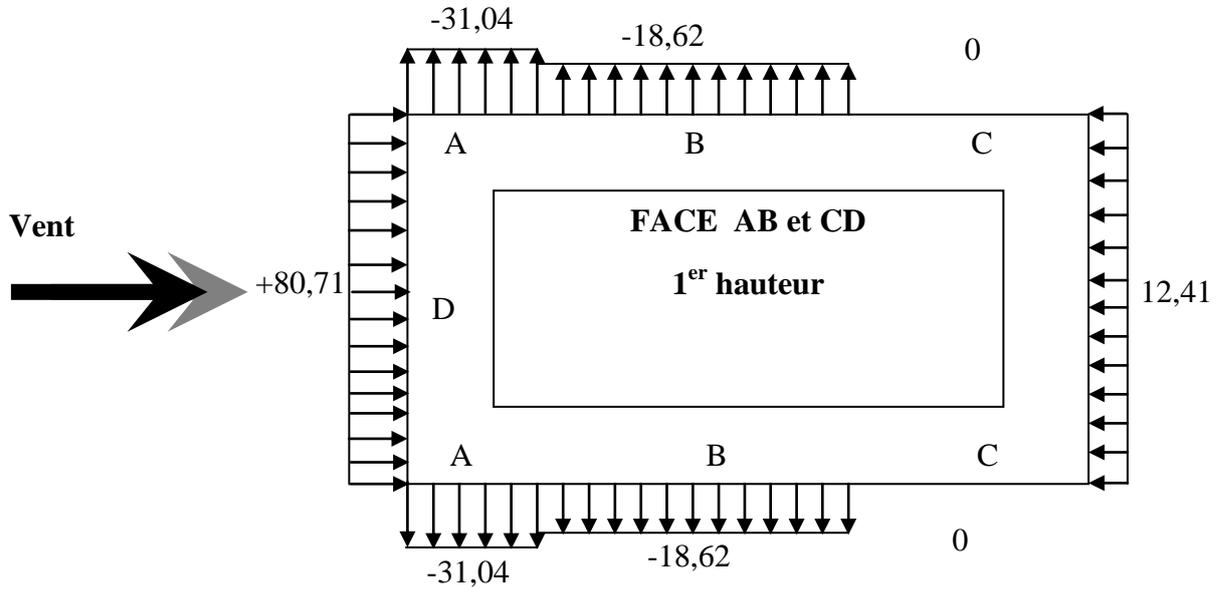
L'aire de l'élément de surface :

$$S_{fr,j} = d * h_j \Rightarrow S_{fr,j} = 32 \times 7,4 \times 2 = 473,6 \text{ m}^2$$

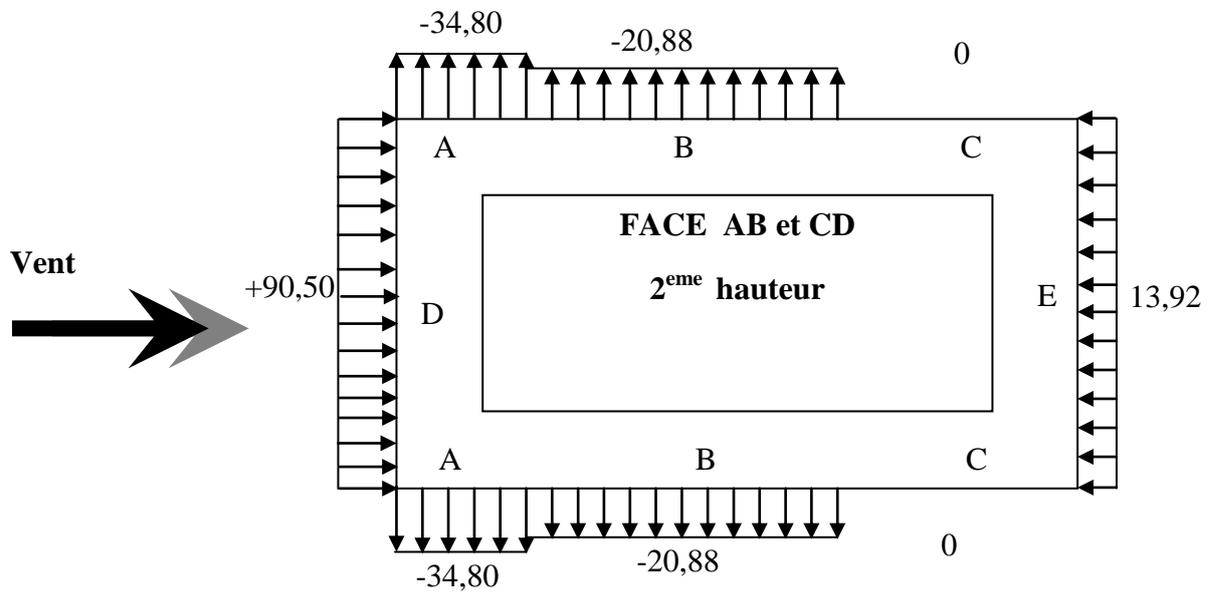
$$F_{fr,j} = 75,262 \times 0,01 \times 473,6 = 356,44 \text{ daN}$$

IV.2.9. Représentations graphiques de la répartition des pressions du vent sur les différentes parois compris la toiture :

➤ parois verticales :



q_j pour les parois verticales V_1 (AB) et V_2 (CD)



q_j : pour les parois verticales V_1 (AB) et V_2 (CD)

Figure IV.7 : q_j pour les parois verticales V_1 (AB) et V_2 (CD) V_1

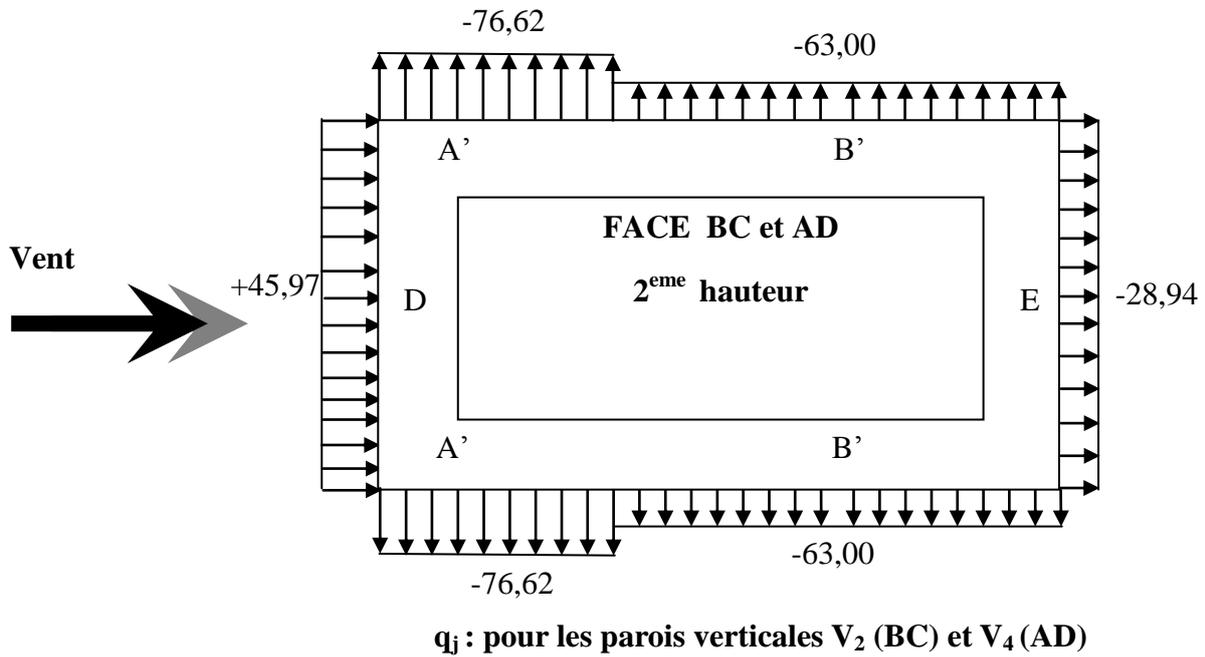
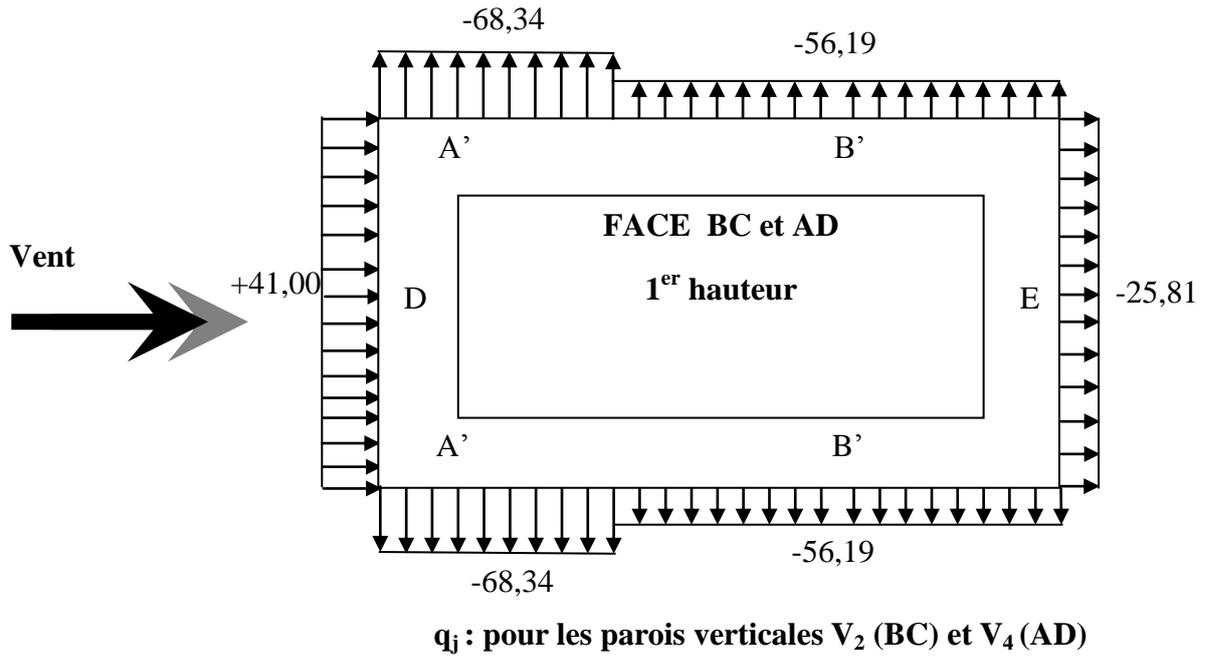
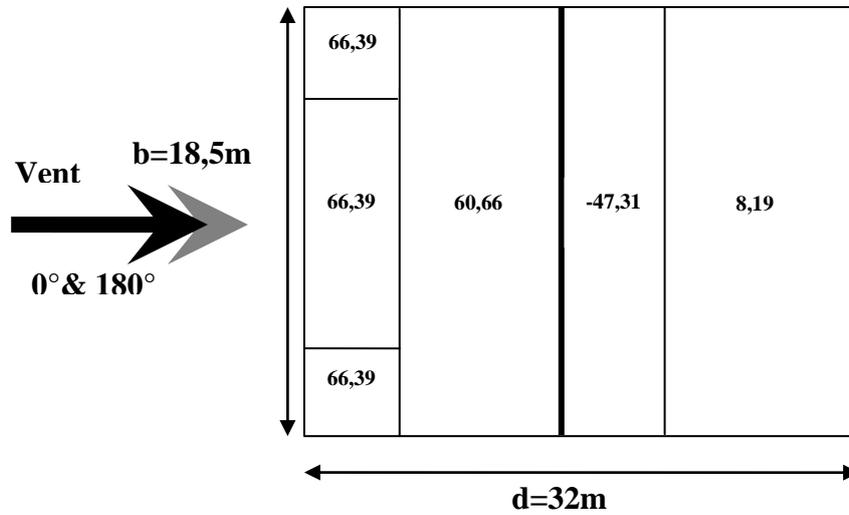
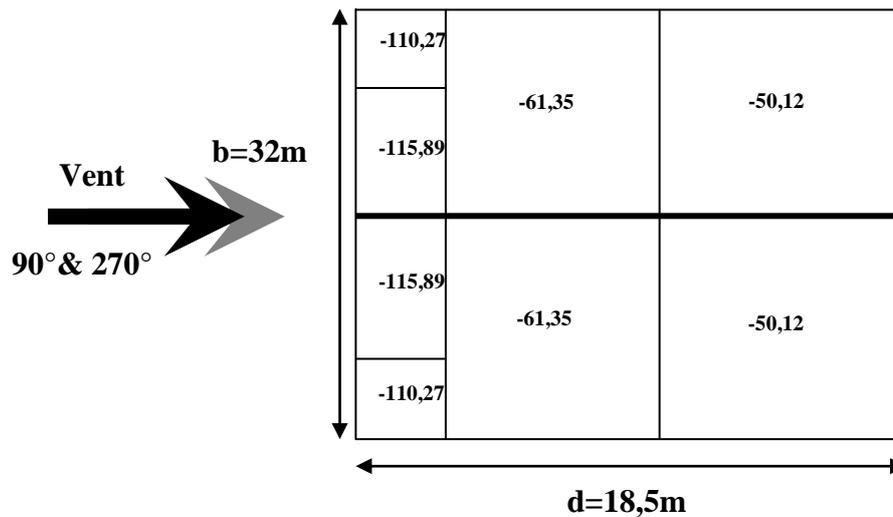


Figure .IV.8: q_j pour les parois verticales V₂ (BC) et V₄ (AD)

➤ Parois verticales :



q_j : pour les parois verticales V_1 (AB) et V_2 (CD) V_1



q_j : pour les parois verticales V_2 (BC) et V_4 (AD)

Figure : IV.9 : Pressions sur la toiture – Différentes directions V_1 (AB), V_2 (BC), V_3 (CD) et V_4 (AD)

PRE-DIMENSIONNEMENT

V.1. Pré dimensionnement du plancher :

V.1.1. Détermination de l'épaisseur du plancher :

Connaissant la flexibilité et la rigidité du plancher, la vérification de la flèche est inutile, il suffit que la condition suivante soit vérifiée :

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5}$$

$$h_t \geq \frac{540}{22.5} = 24cm$$

Avec $\left\{ \begin{array}{l} h_t = \text{hauteur totale du plancher} \\ L = \text{portée maximale de la poutrelle entre nus} \end{array} \right.$

On adopte un plancher à corps creux de hauteur $h_t = 25cm$, soit un plancher de $(20+5) cm$.

V.1.2. Les poutrelles :

La hauteur de la poutrelle est la même que celle du plancher.

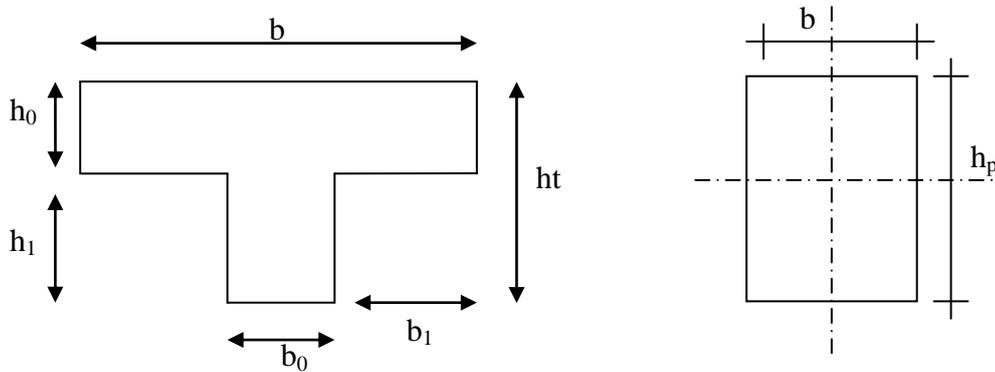


Figure V.1 : Une coupe de la poutrelle

V.1.2.1. détermination de b_0 :

On a : $0.4 \cdot h_t$ [b_0 $0.8 h_t$ $h_t = 25 cm$
 $10 cm$ [b_0 $20 cm$ $\text{Soit : } b_0 = 12 cm$

Avec:

- $b = 65 cm$
- $b_0 = 12 cm$
- $h_0 = 5 cm$
- $h_1 = 20 cm$
- $h_t = 25 cm$

$$b = b_0 + 2 \cdot b_1 \quad \Leftrightarrow \quad b_1 = \frac{b - b_0}{2} = \frac{65 - 12}{2} = 26,5 cm$$

D'après le R.P.A 99 V2003 le b_1 min doit satisfaire les conditions suivantes :

- $b_1 \leq \frac{L}{10} = 58 \quad \Leftrightarrow \quad 26,5 cm \leq 58 cm$
 - $b_1 \leq (6 \times h_0, 8 \times h_0) \quad \Leftrightarrow \quad 26,5 cm \leq (30, 40)$
- } **Condition Vérifiée**

V.3. Dimensionnement des poutres:

D'une manière générale on peut définir les poutres comme étant des éléments porteurs horizontaux. On a deux types de poutres :

- ❖ Les poutres principales : Reçoivent les charges transmises par les solives (poutrelles) et les répartissent aux poteaux sur les quels ces poutres reposent.
- ❖ Les poutres secondaires : Reliant les portiques entre eux pour ne pas basculer.

Selon le **R.P.A.99**, les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions

suivantes :

$$\begin{cases} b \geq 20cm \\ h \geq 30cm \\ \frac{h}{b} < 4cm \end{cases}$$

Selon le **B.A.E.L.91** le critère de rigidité :

$$\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10}$$

Avec $\begin{cases} h_t: \text{ hauteur total de la poutre} \\ b : \text{ largeur de la poutre} \\ L: \text{ la plus grande portée libre entre axes d'appuis} \\ d : \text{ hauteur utile. } = 0.9 \cdot h_t \end{cases}$

On distinguera deux types de poutres

- a- Poutre principale : $L_{max} = 6,00m$
- b- Poutre secondaire : $L_{max} = 5,40m$.

V.3.1. Sens longitudinal :

V.3.1.1. Poutre principale:

$$\begin{cases} L = 600cm \\ d = 0.9h_t \end{cases} \quad \begin{cases} 40cm \leq h_t \leq 60cm \\ d = 0,9h_t = 45cm \end{cases} \quad \begin{array}{l} \text{On prend } h_t = 50 \text{ cm} \\ \text{On prend } b = 40 \text{ cm} \end{array}$$

D'après le **R.P.A.99** :

$$\begin{cases} b = 40cm > 20cm \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \\ h_t = 50cm > 30cm \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{h_t}{b} = 1.25 < 4cm \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{cases}$$

Donc : on prend la section des poutres principales **A = (40x50) cm²**

V.3.2. Sens transversal :

V.3.2.1. Poutre secondaire :

$$\begin{cases} L = 540cm \\ d = 0.9h_t \end{cases} \quad \begin{cases} 36cm \leq h_t \leq 54cm \\ d = 0,9h_t = 40,5cm \end{cases} \quad \begin{array}{l} \text{On prend } h_t = 45 \text{ cm} \\ \text{On prend } b = 40 \text{ cm} \end{array}$$

D'après le **R.P.A.99** :

$$\begin{cases} b = 40cm \geq 20cm \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ h_t = 45cm \geq 30cm \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ h_t / b = 1.125 < 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{cases}$$

Donc : on prend la section des poutres secondaires **A = (40x45) cm²**

V.4. Dimensionnement des poteaux :

Le calcul est basé sur la section du poteau le plus sollicité (centrale).les dimensions de la section transversale des poteaux doivent selon les règlements RPA 99 satisfaire les conditions suivantes :

- V.4.1. Poteau circulaire :** $\begin{cases} D \geq 30\text{cm} \\ D \geq h_e / 15 \end{cases}$
- V.4.2. Poteau rectangulaire :** $\begin{cases} \min (a ; b) \geq 25\text{cm} \\ \min (a ; b) \geq h_e / 20 \\ 1/4 \leq a/b \leq 4 \end{cases}$ avec h_e :Hauteur d'étage.

Matériaux :

- ❖ Résistance à la compression $f_{c28}=25$ Mpa
- ❖ Coefficients de sécurité : $\gamma_b=1,5$ et $\gamma_s=1,15$
- ❖ Résistance à la traction $f_{t28}=0,6+0,06 f_{c28} =2,1$ Mpa
- ❖ Acier de limite élastique $f_e=400$ Mpa

V.4.1. Poteau circulaire :

La section offerte est la section résultante de la moitié des panneaux en tournant le poteau rectangulaire le plus sollicité

$S = (6/2+4/2) \times (4/2+6/2) = 25\text{m}^2$.

Les poteaux seront calculés en compression centrée :

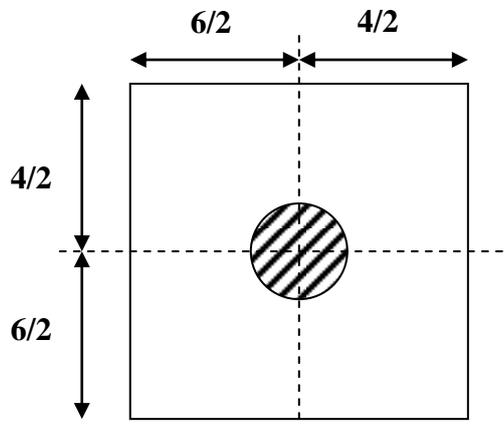


Figure V.2 : Poteau circulaire

V.4.1.1. Chargement :

Charge permanente totale	G	7,16 KN/m²
Charge d'exploitation	Q=Q ₀	1 KN/m²
Effort normal permanent	N _G =1,1G.S	196,9 KN
Effort normal d'exploitation	N _Q =1,1Q.S	27,5 KN
Effort ultime	N _u =1,35N _G +1,5N _Q	307,07 KN

Tableau V.1 : Chargement des poteaux circulaire.

V.4.1.2. Détermination du diamètre D :

On doit dimensionner les poteaux de telle façon qu'il n'y a pas de risque de flambement c'est-à-dire $\lambda \leq 50$ avec :

$$\lambda = 0,7l_0 \times 4 / D \leq 50 \quad \Leftrightarrow \quad D \geq 0,7 \times 3,8 \times 4 / 50 \quad \Leftrightarrow \quad D \geq 21,28 \text{cm}$$

On prend : D=40cm

$$\lambda = 0,7 \times 3,8 \times 4 / 0,40 = 26,60 < 50 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

V.4.1.3 Vérification le diamètre D dans la condition l'effort normal ultime

$$N_u \leq \alpha [Br f_c 28 / 0,9 \gamma_b + A_s f_e / \gamma_s]$$

$$Br = \pi(D-2)^2 / 4 \quad Br : \text{section réduite du poteau}$$

$$Br = 1134,11 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 0,008 \quad \Leftrightarrow \quad Br = 9,07 \text{cm}^2$$

A_s: section des armatures longitudinales minimales (0,8% Br en zone II)

$$\lambda \leq 50 \quad \Leftrightarrow \quad \alpha = 0,85 / [1 + 0,2(\lambda/35)^2] = 0,8$$

Donc:

$$N_u \leq 0,8 [(1134,11 \times 25) / (0,9 \times 1,5 \times 10) + (9,07 \times 400) / (1,15 \times 10)] = 1932,54 \text{KN}$$

$$N_u = 307,07 \text{KN} < 1932,54 \text{KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifié}$$

Vérification selon RPA99:

Zone II :

$$\left\{ \begin{array}{l} D \geq 30 \text{cm} \\ D \geq (h_e / 15) = 3,80 / 15 = 25,33 \text{cm} \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} D = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifié} \\ D = 40 \text{ cm} \geq 25,33 \text{cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifié} \end{array}$$

V.4.2. Poteau rectangulaire :

La section offerte est la section résultante de la moitié des panneaux en tournant le poteau rectangulaire le plus sollicité

$$S = (6/2 + 4/2) \times (4/2 + 6/2) = 25 \text{ m}^2.$$

Les poteaux seront calculés en compression centré

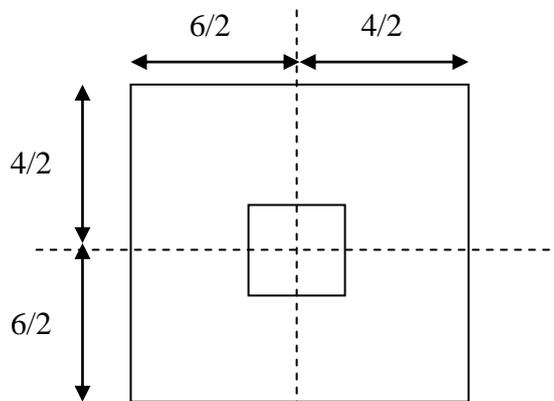


Figure V.3 : Poteau rectangulaire.

V.4.2.1. Chargement :

La charge permanente totale	G	7,16K N/m ²
La charge d'exploitation	Q=Q ₀	1 KN/m ²
L'effort normal permanent	N _G =1,1G.S	196,9 KN
L'effort normal d'exploitation	N _Q =1,1Q.S	27,5 KN
L'effort ultime	N _u =1,35N _G +1,5N _Q	307,07 KN

Tableau V.2 : Chargement des poteaux rectangulaire.

V.4.2.2. Détermination le coté du poteau (a) :

On doit dimensionner les poteaux de telle façon qu'il n'y a pas de risque de flambement.

C'est-à-dire $\lambda \leq 50$ avec : $l_0 = 3,80m$
 $\lambda = 0,7l_0 \times \sqrt{12/a} \leq 50 \iff a \geq (0,7 \times 3,80 \times \sqrt{12}) / 50 \iff a \geq 18,42cm$

On prend : **a = 40cm.**

$\lambda = 0,7 \times 3,80 \times \sqrt{12/0,40} = 23,03 < 50$Condition vérifié

V.4.2.3. Détermination le coté du poteau (b) :

$N_u \leq \alpha [Br f_c + A_s f_s]$

$Br = (a-2)(b-2)$ Br : section réduite du poteau
 $= 38(b-2)$

$A_s = 0,008 \iff Br = 0,304(b-2)$

As: section des armatures longitudinales minimales (0,8%Br en zone II)

$\lambda \leq 50 \iff \alpha = 0,85 / [1 + 0,2(\lambda/35)^2] = 0,8$

$N_u \leq 0,8[38(b-2) \times 25 / (0,9 \times 1,5 \times 10) + 0,304(b-2) \times 400 / 1,15 \times 10]$

$N_u \leq 64,75(b-2) \iff b \geq N_u / 64,75 + 2 \iff b \geq 4,59cm$

On prend : **b = 40cm.**

Vérification selon RPA99:

Poteau rectangulaire : $\begin{cases} \min(a ; b) \geq 25cm \\ \min(a ; b) \geq h_e/20 \\ 1/4 \leq a/b \leq 4 \end{cases}$ avec : h_e : hauteur d'étage.

$\begin{cases} 40cm > 25cm \dots \dots \dots \text{Condition vérifié} \\ 40cm > 380/20 = 19cm \dots \dots \dots \text{Condition vérifié} \\ 1/4 \leq 40/40 \leq 4 \dots \dots \dots \text{Condition vérifié} \end{cases}$

V.5. L’acrotère :

V.5.1. Définition :

L’acrotère est un élément secondaire qui sollicité à la flexion composée. Il est calculé comme étant une console encastrée au niveau du plancher terrasse. Il est soumis à :

- Un effort normal dû à son poids propre.
- Une surcharge due au vent estimée à 100 kg/ml.

Le calcul se fait pour une bande de 1ml.

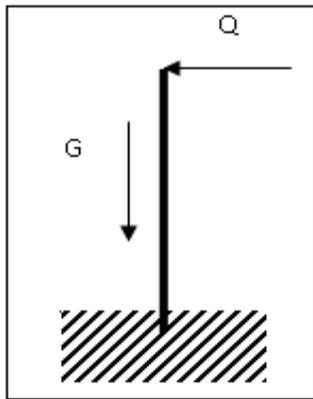


Figure V.4 : Schéma statique

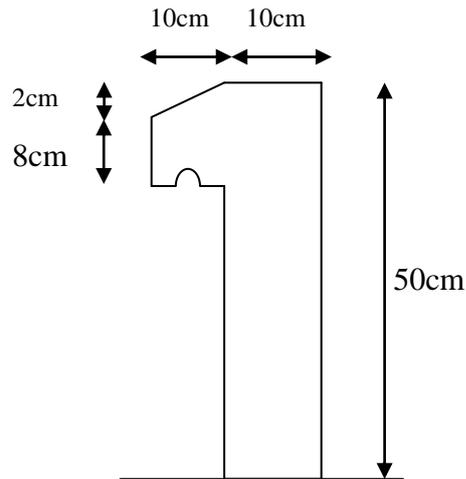


Figure V.5 : Dimension de l’acrotère.

V.5.2. Charge permanente et surcharge d’exploitation :

V.5.2.1. Charge permanente :

La surface de l’acrotère :

$$S = 0,1 \times 0,5 + 0,08 \times 0,1 + 0,1 \times 0,02/2 = 0,059 \text{ m}^2$$

Poids propre de l’acrotère : $\longleftrightarrow 25 \times 0,059 = 1,48 \text{ kN/ml}$

Revêtement : $\longleftrightarrow 0,18 \times 2 \times 0,015 \times 0,6 = 0,32 \text{ kN/ml}$

$\longleftrightarrow G = 1,8 \text{ kN/ml}$

V.5.2.2. Charge d’exploitation :

On prend en considération l’effet de la main courante d’où : $Q = 1,00 \text{ kN/ml}$

V.6. Conclusion :

Les éléments porteurs de cet ouvrage ont les dimensions suivantes :

Désignation	Dimensionnement cm ²
Plancher en corps creux	20+5
Poutres principales (b *h)	50*40
Poutre secondaires (b*h)	45*40
Poteau rectangulaire (a*b)	40*40
Poteau circulaire (D)	40
L’acrotère (l*a)	50*20

VI. ETUDES DES ELEMENTS SECONDAIRES

VI.1. Matériaux de couvertures :

Les panneaux sandwichs offrent de multiples avantages ils combinent les fonctions de couverture, de structure portante, d'isolation et de décoration intérieure des bâtiments.

Ils possèdent une bonne capacité portante. La portée utile des panneaux permet ainsi l'espacement des supports et une grande économie des structures portantes.

VI.1.1. Caractéristiques physiques de la tôle de couverture :

Épaisseur 0.63 mm

Poids propre (TN40/1000): $P = 14.80 \text{ kg/m}^2$.

Longueur des plaques 1.5 à 12 m

Largeur 1m

Limite d'élasticité : $f_y = 235 \text{ N/mm}^2$

Limite de rupture : $f_u = 360 \text{ N/mm}^2$

Poids propre de la matière isolante $P = 14 \text{ kg/m}^2$

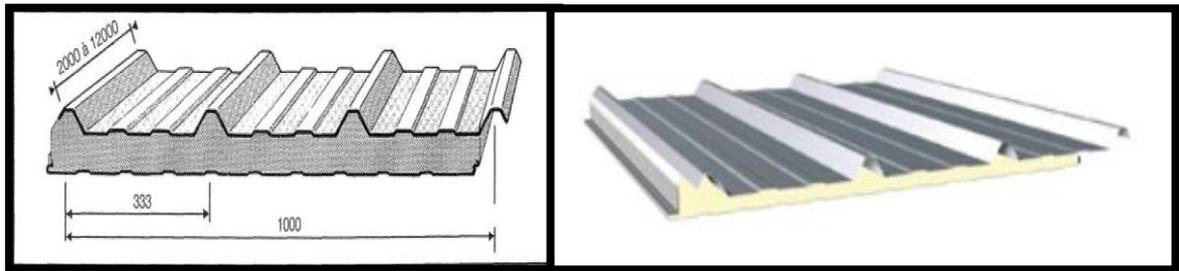


Figure VI. 1 : panneau sandwiche

VI.2. Pannes de couverture :

Les pannes sont des poutres destinées à transmettre les charges et surcharges de la couverture à la traverse ou bien la ferme. Elles sont réalisées soit en profilé I ou UPN et sollicitées en flexion déviée.

VI.2.1. Détermination des sollicitations :

Compte tenu de la pente des versants, les pannes sont posées inclinées d'un angle (α) et de ce fait fonctionnent en flexion déviée.

a. Charges permanentes G :

Couverture en panneaux sandwichs = 28.80 kg/m^2

Accessoire = 2.20 kg/m^2

$$G' = 31 \text{ kg/m}^2$$

b. Surcharges d'entretien Q :

$$Q = 100 \text{ Kg/m}^2$$

c. Actions climatiques :

a. Surcharge de la neige $S_n = 0.40 \text{ KN/m}^2$

b. Action du vent $W = -1.159 \text{ KN/m}^2$

VI.2.2. Dimensionnement de la panne :

Dans cette partie de calcul il faut tenir compte :

- Du poids propre de la panne (IPE 160)
- De l'inclinaison de la toiture. ($\alpha = 4^\circ$)
- Les pannes en profilé sont disposées normalement au versant il convient donc de les entretoiser par un cours de lien en fer rond permettant d'éviter la déformation latérale des pannes.

- La distance entre axes des pannes est prise à 2.10 m.

$$G = G' \times 2.10 \Rightarrow G = 0.31 \times 2.1 = 0.65 \text{ KN/ml}$$

a. Combinaison d'action à l'E.L.U :

La charge d'entretien n'est pas cumulable avec les actions climatiques.

Donc les combinaisons d'actions seront les suivantes :

- ✓ $q_1 = 1,35 G + 1,5 Q_{ent} = 1,35 \times 0,65 + 1,5 \times (2,1 \times 1) = 2,38 \text{ KN/ml}$
 - ✓ $q_2 = 1,35 G + 1,5 S_n = 1,35 \times 0,65 + 1,5 \times (2,1 \times 0,4) = 2,15 \text{ KN/ml}$
 - ✓ $q_3 = 1,35 G + 1,5 W = 1,35 \times 0,65 - 1,5 \times (2,1 \times 1,159) = -4,52 \text{ KN/ml}$
- $$q = \max |(q_1, q_2, q_3)| = 4,52 \text{ KN/ml}$$

Pour le dimensionnement de la panne, on tiendra compte de la combinaison la plus défavorable : $1,35 G + 1,5 W = 4,52 \text{ KN/ml}$

b. Combinaisons d'actions à l'E.L.S :

- ✓ $q_1 = G + Q_{ent} = 0,65 + 2,1 = 2,75 \text{ KN/ml}$
- ✓ $q_2 = G + S_n = 0,65 + 0,84 = 1,51 \text{ KN/ml}$
- ✓ $q_3 = G + W = 0,65 - 2,43 = -3,08 \text{ KN/ml}$

$$q = \max |(q_1, q_2, q_3)| = 3,08 \text{ KN/m}$$

$$\begin{cases} q_z = q \times \sin \alpha = 4,52 \times \sin 4 = 0,31 \text{ KN/ml} \\ q_y = q \times \cos \alpha = 4,52 \times \cos 4 = 4,5 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

VI.2.2.1. Calcul des moments sollicitant M_{sd} :**Plan x-x :**

On prévoit des liernes dans le plan (z-z)

$$M_{y,sd} = q_z \times \frac{l_x^2}{8} = 0,31 \times \frac{9}{8}$$

$$M_{y,sd} = 1,4 \text{ KN.m}$$

Plan y-y

$$M_{z,sd} = q_y \times \frac{l_y^2}{8} = 4,5 \times \frac{36}{8}$$

$$M_{z,sd} = 20,25 \text{ KN.m}$$

Les vérifications suivantes sont imposées par le CCM97 afin de dimensionner les pannes :

$$\begin{cases} M_{z,sd} \leq M_{z,crd} \\ M_{y,sd} \leq M_{y,crd} \end{cases}$$

Avec: $M_{c, rd} = W_{plz} \times \frac{f_y}{\gamma_{M_0}}$

1) $M_{z,sd} \leq M_{z,crd}$

$$M_{z,sd} < W_{plz} \times \frac{f_y}{\gamma_{M_0}}$$

$$W_{plz, min} = \frac{M_{z,sd} \times \gamma_{M_0}}{f_y} = \frac{20,25 \times 1.1 \times 10^3}{235}$$

$$W_{plz, min} = 94,78 \text{ cm}^3$$

$$M_{y,sd} \leq M_{y,crd}$$

$$W_{ply, min} = \frac{M_{y,sd} \times \gamma_{M_0}}{f_y} = \frac{1,4 \times 1.1 \times 10^3}{235}$$

$$W_{ply, min} = 6,55 \text{ cm}^3$$

VI.2.2.2. Conditions de flèches à l'E.L.S :

✓ $q_3 = G + W = 0,65 - 2,43 = 3,08 \text{ KN/ml}$

$$\begin{cases} q_z = q * \sin \alpha = 3,08 \times 0,067 = 0,21 \text{ KN/ml} \\ q_y = q * \cos \alpha = 3,08 \times 0,998 = 3,07 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

P R O F I L	Poids	Section	Dimensions				Caractéristiques					
	P Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{pl-y} cm ³	W _{pl-z} cm ³	i _x cm	i _y cm
IPE 160	15.8	20.09	160	82	7.4	5	869.3	68.3	123.9	26.10	6.58	1.84

Tableau VI. 1 : caractéristiques du profilé IPE160

VI.2.2.3. Choix du profilé :

Le profilé qui satisfait les deux conditions à l'E.L.U et à l'E.L.S sera un IPE 160 de caractéristiques sont les suivantes :

VI.2.2.4. Classe du profilé :

a. Classe d'âme :

$$\frac{d}{t_w} \leq 72 \varepsilon \text{ avec } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$$\frac{127.2}{5} \leq 72 \sqrt{\frac{235}{235}} 25,44 < 72$$

Donc : L'âme est de classe 1

b. Classe de la semelle comprimée :

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

$$\frac{41}{7,4} \leq 10tq : \sqrt{\frac{235}{235}} = 1 \quad \text{alors } 5,54 < 10$$

Donc : la semelle est de classe 1

Conclusion : La section est de classe 1

VI.2.2.5. Vérification de la flèche :

- **Plan z-z:**

$$\delta = \frac{0,415 \times 5 \text{ l}^4 \times q_z}{384 \times E \times I_y}$$

$$\delta_{\max} = \frac{l_z}{200} = \frac{300}{200} = 1,5 \text{ cm}$$

$$\delta < \delta_{\max} : \delta = \frac{0,415 \times 5 \times 0,21 \times 300^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 68.31} = 0,64 \text{ cm} < 1,5 \text{ cm. Condition Vérifiée}$$

- **Plan y-y :**

$$\delta = \frac{5 \times q_y \times l_y^4}{384 \times E \times I_z}$$

$$\delta_{\max} = \frac{l_y}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

$$\delta < \delta_{\max} : \delta = \frac{5 \times 3,07 \times 600^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 869.3} = 2,83 \text{ cm} < 3 \text{ cm} \quad \text{Condition Vérifiée}$$

VI.2.2.6. Vérification des contraintes :

Nous sommes dans la flexion déviée, il faut vérifier :

$$\left(\frac{M_{z,sd}}{M_{Nz,Rd}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{y,sd}}{M_{Ny,Rd}} \right)^\beta \leq 1$$

Pour les sections transversales des profilés laminés en I ou en H, on utilise :

$$M_{Nz,Rd} = M_{plz,Rd} \frac{(1-n)}{(1-0,5a)}$$

$$n = \frac{N_{sd}}{N_{pl,Rd}} = 0$$

Avec :

$$a = \frac{A - 2 \times b \times t_f}{A} = \frac{20,09 - 2 \times 8,2 \times 0,74}{20,09} = 0,39 \leq 0,5$$

$$n < \alpha \quad \left\{ \begin{array}{l} M_{Ny,Rd} = M_{ply,Rd} = W_{ply} \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \\ M_{Nz,Rd} = \frac{M_{plz,Rd}}{1-0,5a} = \frac{W_{plz} \times f_y}{(1-0,5a) \gamma_{M0}} \end{array} \right.$$

$N_{sd} = 0$ donc : $\alpha = 2$ et $\beta = 1$

- Il faut vérifier que

$$\left[\frac{M_{z,sd} \times \gamma_{M0} \times (1-0,5 \alpha)}{W_{plz} \times f_y} \right]^2 + \left[\frac{M_{y,sd} \times \gamma_{M0}}{W_{ply} \times f_y} \right]^1 \leq 1$$

$$q = \begin{cases} M_{z,sd} = q_y \times \frac{l_y^2}{8} = q \cos \alpha \frac{l_y^2}{8} \\ M_{y,sd} = q_z \times \frac{l_x^2}{8} = q \sin \alpha \frac{l_x^2}{8} \end{cases}$$

$$q = 1,35 * [((0,31 \times 2,1) + 0,158)] + 1,5 [(2,1 \times 1)] = 4,76 \text{ KN/ml}$$

$$\begin{cases} M_{z,sd} = 19 \text{ KN.m} \\ M_{y,sd} = 1,33 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\left[\frac{M_{z,sd} * \gamma_{M0} * (1-0,5 \alpha)}{W_{plz} * f_y} \right]^2 + \left[\frac{M_{y,sd} * \gamma_{M0}}{W_{ply} * f_y} \right]^1 \leq 1$$

$$\left[\frac{19 * 10^2 * 1,1 (1-0,5 * 0,39)}{123,9 * 23,5} \right]^2 + \left[\frac{1,33 * 10^2 * 1,1}{26,10 * 23,5} \right]^1 = 0.81 \leq 1 \quad \text{Condition Vérifié}$$

VI.2.2.7. Vérification au déversement :

Le déversement est un phénomène d'instabilité qui se manifeste par une déformation latérale des parties comprimées de la section de la panne sous l'action du vent en soulèvement.

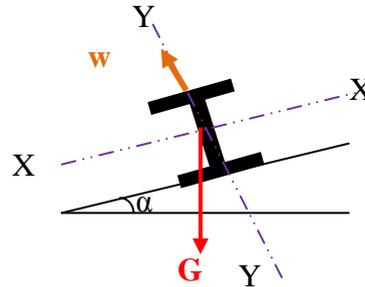
a. Moment sollicitant :

$$M = q \frac{l^2}{8} = (1,35 G_y + 1,5 W) \frac{l^2}{8}$$

$$Tq : G_y = [0,31 * (2,1) + 0,158] * \cos 4^\circ$$

$$M = [1,35(0,8) \cos 4^\circ + 1,5(-2,155)] \frac{6^2}{8}$$

$$M_{sd} = 15,62 \text{ KN.m}$$



b. Résistance de calcul de l'IPE 160 au déversement :

La résistance de calcul d'un élément fléchi vis-à-vis du déversement est donnée par la formule suivante :

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \times B_w \times f_y \frac{W_{plx}}{\gamma_{M1}}$$

Pour les sections de classe 1 $B_w = 1$

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

$$\text{Avec: } \phi_{LT} = 0,5 [1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$$

$\alpha_{LT} = 0.21$ Pour les profilés laminés

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_W \times W_{plx} \times f_y}{M_{cr}}}$$

M_{cr} : moment critique élastique de déversement donné par la formule suivante :

$$M_{cr} = C_1 \times \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{K \cdot L^2} \times \left\{ \sqrt{\left(\frac{K^2}{K_\omega^2}\right) \times \frac{I_w}{I_z} + \frac{K \cdot l^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z} + (C_2 \cdot Z_g - C_3 \cdot Z_j)^2} \right\}$$

Cas d'une poutre chargé par des moments d'extrémités ($C_2=0$), ou par des charges appliquées au niveau du centre de cisaillement ($Z_g = 0$), la formule du M_{cr} se simplifier

en :

$$M_{cr} = C_1 \pi^2 \frac{E x I_y}{L^2} \sqrt{\frac{I_w + L^2 x G x I_t}{I_y \pi^2 x E x I_y}}$$

- ✓ $C_1 = 1,132$
- ✓ I_y : moment d'inertie de flexion suivant l'axe de faible inertie = 68.31 cm^4
- ✓ I_t : moment d'inertie de torsion = $3,6 \text{ cm}^4$
- ✓ I_w : moment d'inertie de gauchissement = $3,96 * 10^3 \text{ cm}^6$
- ✓ $G = \frac{E}{2(1+\nu)} = \frac{21*10^6}{2(1+0,3)} = 8,08 * 10^6 \text{ N/cm}^2$
- ✓ $L = 6 \text{ m}$

$$M_{cr} = 1,132 \pi^2 \frac{21 \times 10^6}{300^2} \times 68.31 \times \sqrt{\frac{3,96 \times 10^3}{68.31} + \frac{(300^2) \times 8,07 \times 10^6 \times 3,6}{\pi^2 \times 21 \times 10^6 \times 68.31}}$$

$$M_{cr} = 27,73 \text{ KN.cm}$$

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{1 \times 123,9 \times 235 \times 10^2}{27,73}} = 1,02$$

$$\phi_{LT} = 0,5 [1 + 0,21(1,02 - 0,2) + (1,02)^2] = 1,10$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{[1,10 + \sqrt{1,10^2 - 1,02^2}]} = 0,66$$

$$M_{bRd} = 0,66 * 1 * 123,9 * 23,5 / 1,1 = 1747 \text{ KN.cm} \Rightarrow M_{bRd} = 17,47 \text{ KN.m}$$

$M_{sd} < M_{bRd}$ **Condition Vérifié**

c. Stabilité au voilement par cisaillement :

Selon le CCM97, la résistance au voilement par cisaillement doit être vérifiée pour les âmes non raidies ayant un rapport :

$$d/t_w < 69\varepsilon$$

Avec :

d : distance entre nus intérieurs des semelles.

Pour notre profilé IPE160 :

$$\frac{d}{t_w} = \frac{h - 2t_f}{t_w} = \frac{160 - (2 \times 7.4)}{5} = 29,04$$

$$\varepsilon = 1 \text{ (pour } f_y = 235 \text{ N/mm}^2\text{)}$$

$$\frac{d}{t_w} = 29,04 < 69\epsilon$$

Il n'est pas nécessaire de vérifier le voilement par cisaillement.

d. Stabilité des pannes au flambement de la semelle comprimée dans le plan de l'âme :

On aura une stabilité au flambement si la condition suivante est vérifiée :

$$\frac{d}{t_w} \leq K \times \frac{E}{f_{yt}} \times \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}}$$

- ✓ d : distance entre nus intérieurs des semelles.
- ✓ t_w : épaisseur de l'âme
- ✓ A_w: aire de l'âme du profilé = (h-2t_f) *t_w = (160-2 x7,4) x5 = 726 mm²
- ✓ A_{fc}:aire de la semelle comprimée = b*t_f = 82 x7,4 =606,8 mm²
- ✓ f_y: limite d'élasticité de la semelle comprimée = f_y = 235 N/mm²
- ✓ E : module d'élasticité = 2,1x 10⁵ N/mm²
- ✓ K : coefficient pris égal à 0,3 pour une semelle de classe 1

$$K \times \frac{E}{f_y} \times \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}} = 0,3 \times \frac{2,1 \times 10^5}{235} \times \sqrt{\frac{726}{606,8}} = 293,23$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{h-2(t_f+r)}{t_w} = \frac{160-2(7,4+9)}{5} = 25,44$$

25,44 ≤ 293,23 Condition Vérifié

VI.3. Les liernes des pannes :

Les liernes sont des tirants qui fonctionnent en traction. Elles sont généralement formées de barres rondes ou de petites cornières. Leur rôle principal est d'éviter la déformation latérale des pannes.

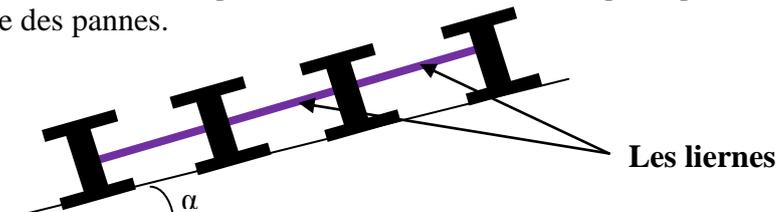


Figure VI.2 : Coupe transversale des liernes

VI.3.1. Dimensionnement des liernes des pannes :

Dans le plan (Y-Y), on considère les pannes sur 3 appuis dont l'appui central est un appui élastique.

La réaction au droit de cet appui est R_i = 5/4 q_x.l_x

$$q = 1,35 G + 1,5 W = 1,35 (0,651 + 0,158) - 1,5 (2,155) = -2,15 \text{ KN/ml}$$

$$q_x = q \sin \alpha = 2,15 \times \sin 4 = 0,15 \text{ KN/ml}$$

a. Réaction de la panne sur la lierne la plus sollicitée :

$$R = 5/4 * q_x * \frac{l_x}{2} = 1,25 \times 0,47 \times \frac{6}{2} = 0,56 \text{ KN}$$

Effort de traction dans le tronçon de lierne L_1 provenant de la panne sablière :

$$T_1 = \frac{R}{2} = \frac{0,56}{2} = 0,28 \text{ KN}$$

Effort dans le tronçon L_2 :

$$T_2 = R + T_1 = 0,56 + 0,28 = 0,84 \text{ KN}$$

Effort dans le tronçon L_3 :

$$T_3 = R + T_2 = 0,28 + 0,84 = 1,40 \text{ KN}$$

Effort dans le tronçon L_4 :

$$2T_4 \cdot \cos \theta = T_3$$

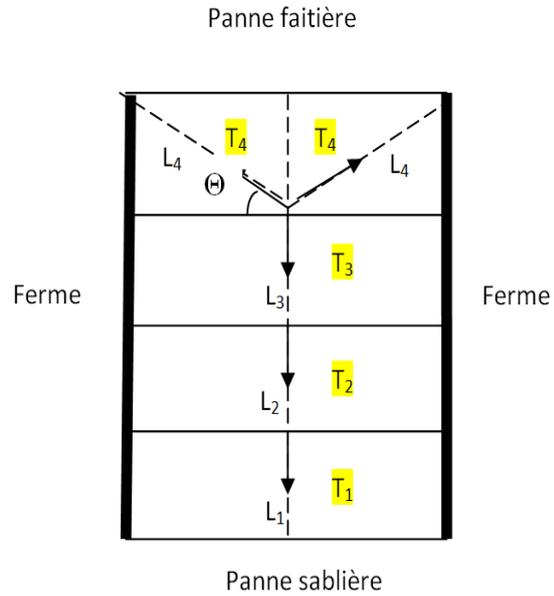
$$\begin{cases} N_{sd} \leq N_{pl,Rd} \\ N_{pl,Rd} = A_s \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \end{cases}$$

$$N_{sd} \leq A_s \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \Rightarrow A_s \geq \frac{N_{sd} \cdot \gamma_{M0}}{f_y}$$

$$A_{s \text{ min}} = \frac{1,4 \cdot 1,1}{235 \cdot 10^{-3}} = 6,55 \text{ mm}^2$$

$$N_{sd} = T_1 + \sum_{i=2}^{n-1} T_i$$

Figure VI.2 : coupe longitudinale des liernes de pannes



Avec :

- ✓ $T_1 = R/2$
- ✓ n : nombre de liernes par versant

Nous avons 5 pannes

$$N_{sd} = \frac{0,56}{2} + 0,56 (5-1)$$

$$N_{sd} = 2,52 \text{ KN}$$

Pour le dimensionnement des liernes tendus, les règles du CCM97 imposent la vérification suivante :

$$\begin{cases} N_{sd} \leq N_{pl,Rd} \\ N_{pl,Rd} = A_s \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \end{cases}$$

$$N_{sd} \leq A_s \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \Rightarrow A_s \geq \frac{N_{sd} \cdot \gamma_{M0}}{f_y}$$

$$A_{s \text{ min}} = \frac{2,52 \cdot 1,1}{235 \cdot 10^{-3}} = 11,8 \text{ mm}^2$$

On prendra un lierne de panne de diamètre $\Phi 12$ et d'une section résistante $A_s = 71,62 \text{ mm}^2$

VI.4. Calcul de l'échantignolle :

L'échantignolle est un dispositif de fixation permettant d'attacher les pannes aux fermes, le principal effort de résistance de l'échantignolle est le moment de renversement dû au chargement (surtout sous l'action de soulèvement du vent).

L'épaisseur de l'échantignolle sera dimensionnée de telle façon qu'elle puisse résister au moment de renversement M_r .

M_r sera déterminé par rapport à la section d'encastrement

$$M_r = F_y \cdot x \cdot c + F_x \cdot x \cdot h/2$$

Pour une IPE160 :

- ✓ $h = 16 \text{ cm}$

- ✓ $2(b/2) \leq t \leq 3 (b/2)$
- ✓ $t=10 \text{ cm} \quad c = b = 5 \text{ cm}$

VI.4.1. Efforts sollicitant à l'E.L.U :

$$F_y = 1,35G_y + 1,5 W \times l/2 = 1,35 (0,8) + 1,5 (-2,155) \times 6,4/2 = -9,3 \text{ KN}$$

$$F_x = 1,35G_x \times l/2 = 1,35 \times 0,158 \times 6,4/2 = 0,68 \text{ KN}$$

$$M_r = -9,3 \times 0,05 + 0,68 \times 0,08$$

$$M_r = -0,42 \text{ KN.m}$$

Module de résistance de l'échantignolle

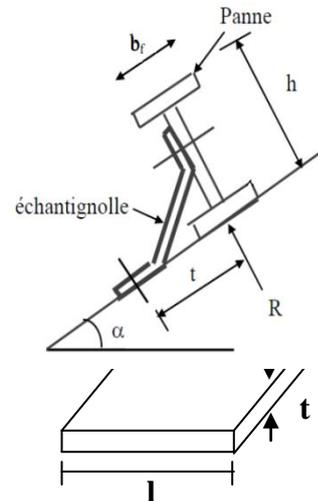
$$W = \frac{I}{v} = \frac{lt^3}{12} \times \frac{2}{t} = \frac{lt^2}{6}$$

Epaisseur de l'échantignolle « t »

$$\frac{M_r}{W} \leq f_y \frac{6M_r}{lt^2} \leq f_y$$

$$t_{\min} = \sqrt{\frac{6M_r}{lf_y}} = \sqrt{\frac{6 \times 0,59}{0,15 \times 235 \times 10^3}} = 10,0 \text{ mm}$$

On prend un échantignolle d'épaisseur $t=12 \text{ mm}$



VI.5. Calcul des lisses de bardages :

Les lisses de bardages sont constituées de poutrelles (IPE, UAP) ou de profils minces pliés. Disposées horizontalement, elles portent sur les poteaux de portiques ou éventuellement sur des potelets intermédiaires. L'entre axe des lisses est déterminé par la portée admissible des bacs de bardage.

VI.5.1. Détermination des sollicitations :

Les lisses, destinées à reprendre les efforts du vent sur le bardage, sont posées naturellement pour présenter leur inertie maximale dans le plan horizontal. La lisse fléchit verticalement sous l'effet de son poids propre et du poids du bardage qui lui est associé, et de ce fait fonctionne à la flexion déviée.

VI.5.2. Calcul des charges et surcharges revenants à la lisse la plus chargée (Lisse intermédiaire) :

a. Charges permanentes : (perpendiculaire à l'âme)

Bardage :.....	12.0 kg/m ²
Accessoires déposés.....	3.0 kg/m ²
Isolants :.....	12.0 kg/m ²
Poids propre de la lisse :(IPE120).....	10.4kg/ml

$$G=(12+3+12) \times 2.0+10.4=64.4 \text{ kg/ml}$$

b. Surcharges climatiques du vent: (suivant le plan de l'âme)

$$V=100 \times 2.0=200 \text{ kg/ml}$$

- Charge horizontale F_z :

$$F_z = W_{max} \times esp = 0,9 \times 2 = 1,8 \text{ KN/m}$$

- Charge verticale F_y :

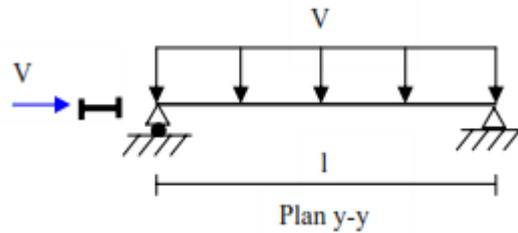
$$F_y = (0,27 \times 2) + 0,104 = 0,65 \text{ KN/m}$$

Remarque : La Combinaison de charges la plus défavorables : 1.35 G + 1.5 V

Poutre sur deux appuis :

$$M_y = 1,5w * l^2/8$$

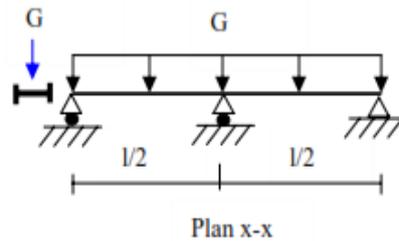
$$M_y = 13,82 \text{ KN/M}$$



Poutre sur trois appuis :

$$M_z = \frac{(1,35G) \left(\frac{l}{2}\right)^2}{8}$$

$$M_z = 1,61 \text{ KN.m}$$



VI.5.3. Condition de flèche a L'ELS :

Plan (y-y) :

$$\delta = 0,415 \frac{5 \times F_y \times l_y^4}{384 \times E \times I_z}$$

$$\delta_{max} = \frac{l_y}{200} = \frac{640}{200} = 3,20 \text{ cm}$$

$$\delta \leq \delta_{max} \Rightarrow I_z \geq 0,415 \frac{5 \times F_y \times l_y^4}{384 \times E \times \delta_{max}}$$

$$\Rightarrow I_z \geq 0,415 \frac{5 \times 0,65 \times 640^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 3,2}$$

$$\Rightarrow I_z \geq 87,7 \text{ cm}^4$$

Plan (z-z) :

$$\delta = \frac{5 \times F_z \times l_z^4}{384 \times E \times I_y}$$

$$\delta_{max} = \frac{l_z}{200} = \frac{320}{200} = 1,6 \text{ cm}$$

$$\delta \leq \delta_{max} \Rightarrow I_y \geq \frac{5 \times F_z \times l_z^4}{384 \times E \times \delta_{max}}$$

$$\Rightarrow I_y \geq \frac{5 \times 1,8 \times 320^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 1,6}$$

$$\Rightarrow I_y \geq 73,15 \text{ cm}^4$$

VI.5.4. Vérification du profilé IPE 160 :

VI.5.4.1. Vérification à la flexion :

Remarque : Nature de la sollicitation : Flexion déviée

a. Classe de la section IPE 160:

a.1. Vérification de la semelle :

$$\frac{b}{2t_f} \leq 10\varepsilon \text{ avec } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

$$\frac{82}{2 \times 7,4} \leq 10 \sqrt{\frac{235}{235}} \text{ alors } 5,54 < 10$$

Donc : La semelle est de classe 1

a.2. Vérification de l'âme :

$$\frac{h}{t_w} \leq 72 \varepsilon \text{ avec } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$$\frac{127,2}{5} = 25,44 \leq 72 \sqrt{\frac{235}{235}} \text{ alors } 25,44 < 72$$

L'âme est de classe 1.

Conclusion : La section est de classe 1

$$\left(\frac{M_{z,sd}}{M_{Nz,rd}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{y,sd}}{M_{Ny,rd}} \right)^\beta \leq 1$$

Où α et β sont des constantes de sécurité qui peuvent prendre les valeurs suivantes :

- sections en I et H : $\alpha=2$ et $\beta=1$

$$M_{ply} = W_{ply} \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{123,9 \times 23,5 \times 10^{-2}}{1,1} = 26,46 \text{ KN.m}$$

$$M_{plz} = W_{plz} \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{26,1 \times 23,5 \times 10^{-2}}{1,1} = 5,58 \text{ KN.m}$$

$$\left[\frac{M_{y,sd}}{M_{ply}} \right]^1 + \left[\frac{M_{z,sd}}{M_{plz}} \right]^2 \leq 1 \text{ donc } 0,57 \leq 1 \text{ c.v}$$

VI.5.4.2. Vérification de la flèche d’IPE 160 :

Le calcul de la flèche se fait par les combinaisons de charge et surcharge de service (Non pondérées).

ELS : $q = V + G$

À L’ELS :

- ✓ Charge horizontale F_z :

$$F_z = W_{max} \times esp = 0,9 \times 2 = 1,8 \text{ KN/m}$$

- ✓ Charge verticale F_y :

$$F_y = (0,27 \times 2) + 0,158 = 0,7 \text{ KN/m}$$

Plan (y-y) :

$$\delta = 0,415 \frac{5 \times F_y \times l_y^4}{384 \times E \times I_z} = 0,415 \frac{5 \times 0,7 \times 640^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 68,3} = 1,57 \text{ cm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \delta = 1,57 \text{ cm} \\ \delta_{max} = 3,20 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow \delta \leq \delta_{max} \dots\dots\dots \text{c.v}$$

Plan (z-z) :

$$\delta = \frac{5 \times F_z \times l_z^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 1,8 \times 320^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 869} = 0,14 \text{ cm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \delta = 0,14 \text{ cm} \\ \delta_{max} = 3,35 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow \delta \leq \delta_{max} \dots\dots\dots \text{c.v}$$

Donc la condition de flèche est vérifiée.

Conclusion : Le profilé **IPE 160** convient

VI.6. Calcul des potelets :

Généralement les potelets sont des profilés en **I** ou **H** qui travaille à la flexion et destinés à rigidifier l’enveloppe de la structure et résister aux efforts horizontaux du Vent. Leurs caractéristiques dépendent de la nature du bardage et de la hauteur de la construction.

- Hauteur de potelet $H=7,40\text{m}$
- Entre-axe $L= 4,35\text{m}$
- Nombre lisse de bardage $N=4$

VI.6.1. Evaluation des charges et surcharges :

a- Charge permanente (G) :

- Poids propre du bardage : $G1= 0,27 \times 4,35\text{m} = 1,17 \text{ kn/ml}$
- Poids propre des lisses IPE160 : $G2= 0,158 \times 4 = 0,64 \text{ kn/ml}$
- Poids propre total : $G= (1,17+0,64) = 1,81 \text{ kn/ml}$

b- Surcharge climatique (vent) :

- Action du vent $q_w = 0,9 \times 4,35m = 3,92 \text{ k/ml}$

VI.6.2. Dimensionnement du potelet :

- Combinaison des charges à L'ELU :

$$q_u = 1,35 G + 1,5 W = 1,35 \times 1,81 + 1,5 \times 3,92 = 8,33 \text{ KN/ml}$$

$$M_{sd} = q_u \times \frac{L^2}{8} = 8,33 \times \frac{54,8^2}{8}$$

$$M_{sd} = 57 \text{ KN.m}$$

La vérification est imposée par le CCM97

$$M_{sd} \leq M_{crd}$$

Avec: $M_{c, rd} = W_{pl} \times \frac{f_y}{\gamma_{M_0}}$

$$W_{ply, min} \geq \frac{M_{sd} \times \gamma_{M_0}}{f_y} = \frac{57 \times 1,1 \times 10^3}{235}$$

$$W_{ply, min} \geq 266,9 \text{ cm}^3$$

VI.6.2.1. Choix de profilé :

Choisir IPE 240. \Rightarrow Poids propre de IPE₂₄₀ = 0,307 kn/ml

VI.6.2.2. Vérification de la flèche à L'ELS :

$$Q_s = G + W = (1,81 + 0,307) + 3,92 = 6 \text{ KN/ml}$$

$$\delta = \frac{5q_s l^4}{384 \times E \times I_y}$$

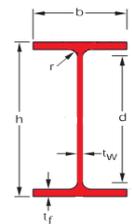
$$\delta_{max} = \frac{l}{200} = \frac{740}{200} = 3,7 \text{ cm}$$

$$\delta < \delta_{max} \quad \delta = \frac{5 \times 6 \times 740^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 3892} = 2,87 \text{ cm} < 3,7 \text{ cm}$$

Condition vérifiée

Profil	Poids Kg/m	Section A cm ²	Dimensions					Caractéristiques					
			h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	d mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{ply} cm ³	W _{plz} cm ³	i _y cm	i _z cm
IPE240	30,7	39,1	240	120	9,8	6,2	190	3892	284	367	73,9	9,97	2,69

Tableau VI.2 : Caractéristiques du profilé IPE240



VI.6.2.3. Classe du profilé :

a . Classe de l'âme :

$$\text{➤ } \frac{d}{t_w} \leq 36\varepsilon \text{ Avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$$\text{➤ } d = 190 \text{ mm et } t_w = 6,2 \text{ mm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{d}{t_w} = \frac{190}{6,2} = 30,64 \\ 36\varepsilon = 36 \sqrt{\frac{235}{235}} = 36 \end{array} \right. \Rightarrow \frac{d}{t_w} \leq 36\varepsilon$$

Donc l'âme est de classe I

b . Classe de la semelle :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10\epsilon \quad \text{Avec :} \quad C = 60 \text{ mm} \quad \text{et} \quad t_f = 9,8 \text{ mm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{c}{t_f} = \frac{60}{9,8} = 6,12 \\ 10\epsilon = 10 \sqrt{\frac{235}{235}} = 10 \end{array} \right. \Rightarrow \frac{c}{t_f} \leq 10\epsilon \quad \Rightarrow \quad \text{l'âme est de classe 1}$$

Conclusion : La section est de classe 1

VI.6.2.4. Vérification des contraintes :

Nous sommes dans la flexion composée, il faut vérifier :

$$M_{sd} \leq M_{N,Rd}$$

M_{sd} : Moment sollicitant ($M_{sd} = 57 \text{ KN.m}$)

$M_{N,Rd}$: Moment de résistance plastique réduit par la prise en compte de l'effort axial

$$M_{N,Rd} = M_{pl,Rd} \left[\frac{(1-n)}{(1-0,5a)} \right] = W_{pl} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M_0}} \left[\frac{(1-n)}{(1-0,5a)} \right]$$

Avec :
$$n = \frac{N_{sd}}{N_{pl,Rd}}$$

VI.6.2.5. Calcul de l'effort normal sollicitant N_{sd} :

$$N_{sd} = (P_p \text{ bardage}) + (P_p \text{ lisse}) + (P_p \text{ potelet})$$

$$N_{sd} = (0,27 \times 4,35 \times 7,4) + (0,158 \times 4,35 \times 4) + (0,307 \times 7,4) = 13,72 \text{ KN}$$

$$n = \frac{N_{sd}}{N_{pl,Rd}} = \frac{N_{sd} \times \gamma_{M_0}}{A \times f_y} = \frac{13,72 \times 1,1}{53,8 \times 23,5} = 0,01$$

$$a = \min \left(\frac{A_w}{A}; 0,5 \right) \quad \text{Avec} \quad A_w = A - 2b_f t_f$$

$$\Rightarrow A_w = 53,8 - (2 \times 15 \times 1,07) = 21,7 \text{ cm}^2 \text{ Alors: } a = \min \left(\frac{21,7}{53,8}; 0,5 \right) = 0,4$$

$$M_{N,Rd} = 367 \cdot \frac{235 \times 10^{-3}}{1,1} \left[\frac{(1-0,01)}{(1-(0,5 \times 0,4))} \right] = 93,22 \text{ KN.m}$$

$M_{sd} = 57 \text{ KN.m} < M_{N,Rd} = 93,22 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée}$

VI.6.2.6. Résistance du potelet au flambement :

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \times \beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{M_1}}$$

$N_{b,Rd}$: Résistance au flambement

$\beta_A = 1$ pour les sections de classe I

$\gamma_{M_1} = 1,1$

χ : Coefficient de réduction dépend de $\bar{\lambda}$

$\bar{\lambda}$: Elancement réduit

$$\bar{\lambda} = \left(\frac{\lambda}{\lambda_1}\right)\sqrt{\beta_A} = \frac{\lambda}{93,9\varepsilon}$$

λ : calculé sur la base des caractéristiques de la section brute :

$$\begin{cases} \frac{h}{b_f} = \frac{300}{150} = 2 > 1,2 \\ t_f = 10,7 \text{ mm} < 40 \text{ mm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \text{axe de flambement} \Rightarrow \begin{cases} (y-y) \\ (z-z) \end{cases} \\ \text{courbe de flambement} \Rightarrow \begin{cases} a \\ b \end{cases} \end{cases}$$

Plan (y-y) :

Axe (y-y) \Rightarrow courbe (a) $\Rightarrow \alpha = 0,21$

$$\lambda_y = \frac{L_{fy}}{i_y} = \frac{740}{12,5} = 59,2 \Rightarrow \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{93,9\varepsilon} = \frac{59,2}{93,9} = 0,63$$

Plan (z-z) :

Axe (z-z) \Rightarrow courbe (b) $\Rightarrow \alpha = 0,34$

$$\lambda_z = \frac{L_{fz}}{i_z} = \frac{740}{3,35} = 220,9 \Rightarrow \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{93,9\varepsilon} = \frac{220,9}{93,9} = 2,36$$

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

Tq : $\phi = 0.5(1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2)$

$$\bar{\lambda} = \max(\bar{\lambda}_y, \bar{\lambda}_z) = 2,36 \Rightarrow \chi = 0,11$$

$$N_{b,Rd} = \frac{0,11 \times 1 \times 39,1 \times 10^2 \times 235 \times 10^{-3}}{1,1} = 91,88 \text{KN}$$

$N_{sd} = 13,72 \text{ KN} \ll N_{b,Rd} = 91,88 \text{KN} \dots \dots \dots$ **Condition**

Vérifiée VI.6.2.7. Résistance au voilement par cisaillement :

$$\frac{d}{t_w} \leq 69$$

$\triangleright \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$

$\triangleright d = 190 \text{ mm}$

$\triangleright t_w = 6,2 \text{ mm}$

$$\begin{cases} \frac{d}{t_w} = \frac{190}{6,2} = 30,6 \\ 69\varepsilon = 69\sqrt{\frac{235}{235}} = 69 \end{cases} \Rightarrow \frac{d}{t_w} \leq 69\varepsilon$$

Donc il n y a pas lieu de vérifier le voilement par cisaillement

V.7.2.6. Stabilité au flambement de la semelle comprimée dans le plan de l'âme :

$$\frac{d}{t_w} \leq K \frac{E}{f_{yt}} \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}} \text{ Avec :}$$

➤ A_w : Aire de l'âme $A_w = t_w \times d = 190 \times 6,2 = 1178 \text{ mm}^2$

➤ A_{fc} : Aire de la semelle comprimée

$$A_{fc} = b_f \cdot t_f = 120 \times 9,8 = 1176 \text{ mm}^2$$

➤ f_{yt} : Limite d'élasticité de la semelle comprimée ($f_{yt} = 235 \text{ N/mm}^2$)

➤ K : Coefficient pris égal à 0,3 pour une semelle de classe I

$$\left\{ \begin{array}{l} K \frac{E}{f_y} \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}} = 0,3 \times \frac{21 \times 10^4}{235} \sqrt{\frac{1178}{1176}} = 268,31 \\ \frac{d}{t_w} = \frac{190}{6,2} = 30,64 \end{array} \right. \Rightarrow \frac{d}{t_w} \leq K \frac{E}{f_y} \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}}$$

Donc la condition est vérifiée

VI.6.2.8. Résistance du potelet au déversement :

Le moment résistant de déversement est donnée par :

$$M_{b,Rd} = \frac{\chi_{lt} \times \beta_w \times W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M_1}}$$

Avec :

$\beta_w = 1$ section de classe I

χ_{lt} est le facteur de réduction pour le déversement.

$$f_y = 235 \text{ N/mm} \quad \text{et} \quad \gamma_{M_1} = 1,1$$

$$\bar{\lambda}_{lt} = \sqrt{\frac{\beta_w \times W_{pl,y} \times f_y}{M_{cr}}}$$

M_{cr} : Moment critique élastique de déversement donné par la formule suivante :

$$M_{cr} = C_1 \cdot \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{L^2} \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}}$$

$C_1 = 1,132$ (Charge uniformément répartie)

$$G = \frac{E}{2(1-\nu)} \Rightarrow \begin{cases} E = 21 \cdot 10^6 \text{ N/cm}^2 \\ \nu = 0,3 \end{cases} \Rightarrow G = 8,08 \cdot 10^6 \text{ N/cm}^2$$

I_t : Moment d'inertie de torsion ($I_t = 20,1 \text{ cm}^4$)

I_w : Moment d'inertie de gauchissement ($I_w = 126 \cdot 10^3 \text{ cm}^6$)

I_z : Moment d'inertie de flexion suivant l'axe faible inertie ($I_z = 604 \text{ cm}^4$)

$$M_{cr} = 1,132 \cdot \frac{3,14^2 \cdot 21 \cdot 10^6 \cdot 604}{740^2} \sqrt{\frac{126 \cdot 10^3}{604} + \frac{740^2 \cdot 8,08 \cdot 10^6 \cdot 20,1}{3,14^2 \cdot 21 \cdot 10^6 \cdot 604}}$$

$$M_{cr} = 98 \text{ KN.m}$$

$$\bar{\lambda}_{lt} = \sqrt{\frac{\beta_w \times W_{pl,y} \times f_y}{M_{cr}}} \Rightarrow \bar{\lambda}_{lt} = \sqrt{\frac{1 \times 367 \times 235 \times 10^2}{98 \times 10^5}} = 0,91$$

On calcul :

$$\chi_{lt} = \frac{1}{\left(\phi_{lt} + \sqrt{\phi_{lt}^2 - \bar{\lambda}_{lt}^2} \right)} \leq 1$$

$$\phi_{lt} = 0,5 \times \left[1 + \alpha_{lt}(\bar{\lambda}_{lt} - 0,2) + \bar{\lambda}_{lt}^2 \right]$$

$\alpha_{lt} = 0,21$ Pour les profils laminés

$$\phi_{lt} = 0,5 \times [1 + 0,21(0,91 - 0,2) + 0,91^2] = 0,97$$

Donc :

$$\chi_{lt} = \frac{1}{(0,97 + \sqrt{0,97^2 - 0,91^2})} = 0,77$$

$$M_{b,Rd} = \frac{\chi_{lt} \times \beta_w \times W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M_1}}$$

$$M_{b,Rd} = \frac{0,77 \times 1 \times 367 \times 235 \times 10^{-3}}{1,1} = 78,4 \text{ KN.m}$$

$M_{sd} = 57 \text{ KN.m} \leq M_{b,Rd} = 78,4 \text{ KN.m}$ **Condition Vérifiée**

VI.7. ETUDES DES ELEMENTS SECONDAIRES

VI.7.1. Chêneau et descente des eaux pluviales

Le chéneau a pour rôle l'évacuation des eaux pluviales et éviter leur stagnation afin d'assurer une bonne étanchéité de la toiture et de la construction.

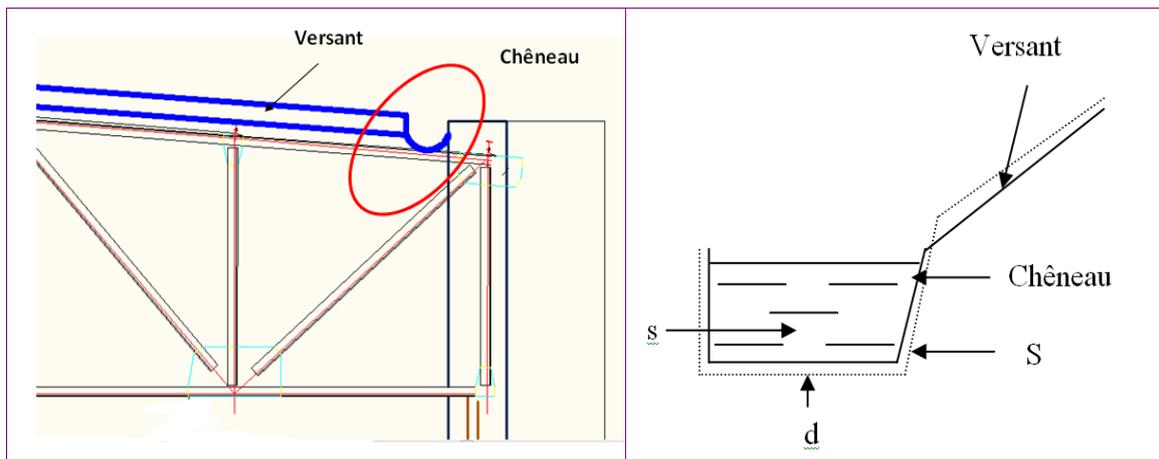
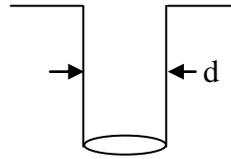


Figure VI.1 : Coupe transversale du chéneau

V.1.1 Calcul de la section et du diamètre du chéneau

La section du chéneau sera déterminée comme suit :

$$\frac{s}{S} \geq \frac{6,3}{\sqrt{\frac{s}{d} \cdot p}}$$



Avec :

Figure VI.1.2 : Moignon cylindrique

s : section transversale du chéneau en cm²

S : surface couverte intéressant le chéneau en m²

d : périmètre de la section mouillée du chéneau en cm

p : pente du chéneau=2 mm/m

Le périmètre "d" étant difficile à évoluer, on peut tirer la section de chéneau à partir d'un abaque en fonction de la pente du chéneau et de la surface des combles desservis en m².

Il contient un D.E.P à chaque extrémité suivant le long-pan.

$$S=9,2 \times 13=119,6 \text{ m}^2$$

$$s=200 \text{ cm}^2$$

Alors: d= 18 cm

ANALYSE DYNAMIQUE ET ETUDE SISMIQUE

VII.1. Introduction :

Le séisme est un phénomène naturel qui affecte la surface de la terre. Produisant des dégâts destructifs au niveau de la construction et par conséquent la vie humaine. Et donc notre but est de remédier à ce phénomène par la conception adéquate de l'ouvrage de façon à ce qu'il résiste et présente un degré de protection acceptable aux vies humaines et aux biens matériels.

Pour cela l'application de règle parasismique actuelle "RPA99 version 2003" concerne le calcul des charges sismiques et les dispositions constructives sont obligatoires pour toutes les constructions abritant des personnes, situées dans toutes les zones sauf 0.

C'est en général l'ingénieur du bureau d'études qui est chargé d'appliquer ces règles et de dimensionner les éléments en béton armé, acier, bois ou bien mixtes.

D'après le RPA la détermination de la réponse d'une structure et son dimensionnement peuvent se faire par trois méthodes de calcul :

- ✓ Méthode statique équivalente.
- ✓ Méthode d'analyse spectrale.
- ✓ Méthode d'analyse dynamique par accélérographe.

VII.2. Classification des zones sismiques :

- ❖ Zone II (Theniet el had Wilaya de Tissemsilt)

VII.3. Classification de l'ouvrage

- ❖ Dans notre cas ; l'ouvrage fait partie du groupe d'usage 1B.
- ❖ Selon le rapport géotechnique relatif à cet ouvrage, on est en présence d'un sol meuble de catégorie S3.

VII.4. Méthode spectrale :

VII.4.1. Principe de la méthode :

Le principe de cette méthode réside dans la détermination des modes propres de vibrations de la structure et le maximum des effets engendrés par l'action sismique, celle-ci étant représentée par un spectre de réponse de calcul. Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties.

VII.4.2. Spectre de réponse de calcul :

L'évaluation du risque sismique à prendre en compte pour une construction à risque spécial, (Installation classique .installation nucléaire,...etc.) conduit à choisir des séismes caractéristiques de chaque site ; dits séismes de référence, qui permettent d'exprimer ce risque. Pour le besoin du calcul dynamique, ces séismes sont le plus souvent représentés sous forme de spectre de réponse spécifique du site ou, plus rarement, sous forme d'une fonction temporelle de l'accélération, de la vitesse ou du déplacement.

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

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases}$$

A : Coefficient d'accélération de zone.

η : Facteur de correction d'amortissement (quant l'amortissement est différent de 5%).

$$\eta = \sqrt{7 / (2 + \xi)} \geq 7$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique.

R : Coefficient de comportement de la structure.

T1, T2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

Q : Facteur de qualité.

VII.4.3. Les données de l'ouvrage :

Le coefficient d'accélération de zone (A) est donné par le tableau (4.1[2]) en fonction de la zone sismique et le groupe du bâtiment. Dans notre cas on est en Zone II et il s'agit d'un bâtiment Groupe à usage 1B donc :

$$A = 0,20$$

Le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif ξ(%). Nous avons un portique en acier avec remplissage dense et d'après le tableau (4.2 [2]) ⇒ ξ = 7% ; Alors : η = 1,88.

Le coefficient de comportement global de la structure (R) est donné par le tableau (4.3 [2]); et pour notre structure et contreventée par palées triangulées en « X » dans les deux sens (X et Y), alors on prend R= 3,5.

Les périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (T1 & T2) sont données par le (Tableau 4.7 [2]).

Donc :

$$\begin{cases} T_1 = 0,15 \text{ s} \\ T_2 = 0,5 \text{ s} \end{cases}$$

Le Facteur de qualité (Q) est donné par le (Tableau 4.3 [2]):

$$Q = 1 + \sum_1^5 P_q$$

Critère « Q »	P _q	
	Obs	N/obs
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0,00	0,05
2. Redondance en plan	0,00	0,00
3. Régularité en plan	0,00	0,00
4. Régularité en élévation	0,00	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0,00	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0,00	0,10

Tableau VII.1 : Facteur de qualité

Q = 1,25

VII.5. Objectif de l'étude dynamique :

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ces vibrations libres non amorties (VLNA).

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe. C'est pour cela qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

Alors la résolution de l'équation du mouvement d'une structure tridimensionnelle en vibrations libres ne peut se faire manuellement à cause du volume de calcul. L'utilisation d'un logiciel préétabli se base sur la méthode des éléments finis par exemple SAP2000, ETABS, ROBOT...etc. Avec une modélisation adéquate de la structure, on peut aboutir à une meilleure définition des caractéristiques dynamiques propres d'une structure donnée.

VII.5.1. Démarches de modélisation de notre structure :

Le spectre est caractérisé par les données suivantes :

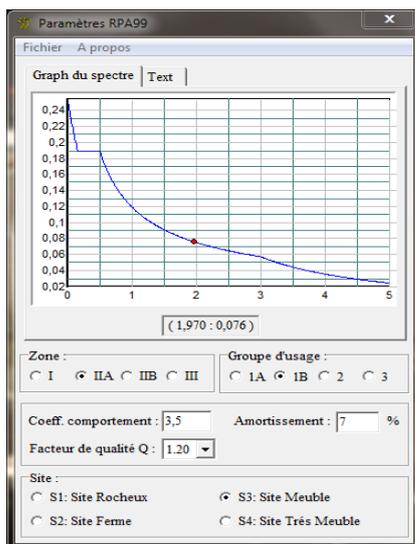


Figure VII.1 : Spectre de réponse des blocs A1 ;A2 ;A3

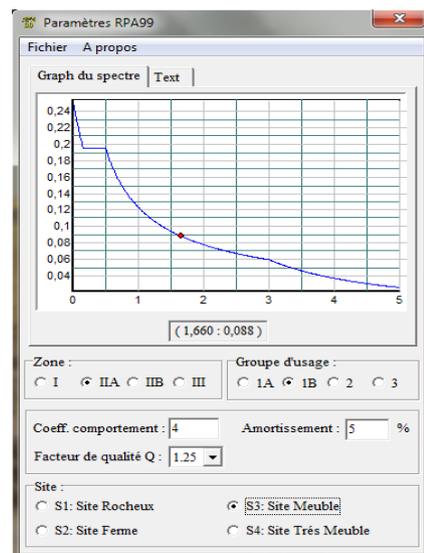


Figure VII.2 : Spectre de réponse des blocs B

VII.6. Vérification de la structure :**VII.6.1. Vérification de la période fondamentale de la structure :**

La valeur de T calculé par le logiciel **SAP 2000** ne doit pas dépasser celle estimée à partir de la formule empirique appropriée de plus de 30%.

VII.6.1.1. Bloc (A1&A3) :

La période obtenue par le logiciel **SAP 2000** est \longleftrightarrow $T = 0,136$ s

La période empirique est donnée par la formule suivante :

$$T = C_t \cdot H_N^{3/4}$$

Avec :

H_N : La hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau

C_t : coefficient fonction du système de contreventement, et du type de remplissage

On a un contreventement assuré par palées triangulées et des murs en maçonnerie :

$$C_t = 0,05$$

$$H_N = 3,8 \text{ m} \quad \longleftrightarrow \quad T = 0,136 \text{ s} \quad \longleftrightarrow \quad T_{\text{empirique}} = 0,176 \text{ s}$$

Donc : $0,176 \text{ s} > 0,136 \text{ s}$

Alors : la période est admissible

VII.6.1.2. Bloc (A2) :

La période obtenue par le logiciel **SAP 2000** est \longleftrightarrow $T = 0,135$ s

$$C_t = 0,05$$

$$H_N = 3,8 \text{ m} \quad \longleftrightarrow \quad T = 0,136 \text{ s} \quad \longleftrightarrow \quad T_{\text{empirique}} = 0,176 \text{ s}$$

Donc : $0,176 \text{ s} > 0,135 \text{ s}$

la période est admissible

VII.6.1.3. Bloc (B) :

La période obtenue par le logiciel **SAP 2000** \longleftrightarrow $T = 0,388$ s

$$C_t = 0,085$$

$$H_N = 10,50 \text{ m} \quad \longleftrightarrow \quad T = (0,495) \cdot (1,3) \quad \longleftrightarrow \quad T_{\text{empirique}} = 0,644 \text{ s}$$

Donc : $0,644 \text{ s} > 0,388 \text{ s}$

Alors : la période est admissible

VII.6.2. Calcul de la force sismique :

D'après le RPA 99 V2003 (article 4.3.6) la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

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

VII.6.2.1. Bloc (A1&A3)

$$\text{Effort sismique dans le sens X} \quad \longrightarrow \quad V_t = 59,025 \text{ KN}$$

$$\text{Effort sismique dans le sens Y} \quad \longrightarrow \quad V_t = 58,757 \text{ KN}$$

La force sismique totale V est donnée par la formule suivante :

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

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone

D : Facteur d'amplification dynamique moyen

Q : Facteur qualité

R : Coefficient de comportement global de la structure

W : Poids total de la structure

$$\left\{ \begin{array}{l} A = 0,20 \\ 0 < T < T_2 \\ \eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,7 \\ D = 2,20 \\ Q = 1,25 \\ R = 3,5 \\ W = 383,773 \text{ KN (logiciel SAP 2000)} \end{array} \right. \begin{array}{l} \Rightarrow \\ \Rightarrow \\ \\ \\ \\ \\ \end{array} \left\{ \begin{array}{l} D = 2,5 \eta \\ \eta = \sqrt{7/(2 + 7)} = 0,88 > 0,7 \end{array} \right.$$

A. Calcul de la force sismique V :

$$V_y = V_z = \frac{A \times D \times Q}{R} (W) = \frac{(0,20) \times (2,20) \times (1,25)}{3,5} \times (383,77) = 60,307 \text{ KN}$$

Sans sismique	V _t (KN)	V (KN)	80%V	0.8V < V _t
Sens X	59,025	60,307	48,245	Condition Vérifiée
Sens Y	58,757	60,307	48,245	Condition Vérifiée

Tableau VII.2 : Résultats des forces sismiques à la base

B. Justification vis-à-vis de la déformation :

$$R \cdot \delta < 1/100 \cdot (H)$$

Avec:

H : La hauteur totale du bâtiment

R : coefficient d'équivalence

δ : Déplacement dû aux forces sismiques

Sens Ex :

$$\left\{ \begin{array}{l} H = 3,8 \text{ m} \\ R = 3,5 \\ \delta = 0,882 \cdot 10^{-3} \text{ m} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} (3,5) \cdot (0,882 \cdot 10^{-3}) = 3,087 \cdot 10^{-3} \text{ m} \\ 1/100 \cdot (H) = 0,038 \text{ m} \\ 3,087 \cdot 10^{-3} \text{ m} < 0,038 \text{ m} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée} \end{array} \right.$$

Sens Ey :

$$\left\{ \begin{array}{l} H = 3,8 \text{ m} \\ R = 3,5 \\ \delta = 0,864 \cdot 10^{-3} \text{ m} \\ (3,5) \cdot (0,864 \cdot 10^{-3}) = 3,024 \cdot 10^{-3} \text{ m} \\ 1/100 \cdot (H) = 0,038 \text{ m} \\ 3,024 \cdot 10^{-3} \text{ m} < 0,038 \text{ m} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée} \end{array} \right.$$

C. Vérification des déplacements :

Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit :

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

Avec :

δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques.

R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage.

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant :

Sens (x)			Sens (y)			1% hetage(m)	Condition Vérifiée
δ_{ek} (m)	R	δ_k (m)	δ_{ek} (m)	R	δ_k (m)		
$0,882 \cdot 10^{-3}$	3,5	$3,087 \cdot 10^{-3}$	$0,864 \cdot 10^{-3}$	3,5	$3,024 \cdot 10^{-3}$	0,038	

Tableau VII.3 : Déplacements des différents étages dans les deux Sens.

Nous constatons que les déplacements inter étage ne dépassent pas le déplacement admissible, alors la condition de l'art 5.10 du RPA version 2003 est vérifiée.

VII.6.2.2. Bloc (A2) :

Effort sismique dans le sens X est : \longleftrightarrow $V_t = 73,312 \text{ KN}$

Effort sismique dans le sens Y est : \longrightarrow $V_t = 85,387 \text{ KN}$

La force sismique totale V est donnée par la formule suivante :

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

$$A = 0,20$$

$$0 < T < T_2$$

$$\eta = \sqrt{7 / (2 + \xi)} \geq 0,7$$

$$D = 2,20$$

$$Q = 1,25$$

$$R = 3,5$$

$$W = 350,244 \text{ KN (logiciel SAP 2000)}$$

$$\longleftrightarrow D = 2,5 \eta$$

$$\longrightarrow \eta = \sqrt{7 / (2 + 7)} = 0,88 > 0,7$$

A. Calcul de la force sismique V :

$$V_y = V_z = \frac{A \times D \times Q}{R} (W) = \frac{(0,20) \times (2,20) \times (1,25)}{3,5} \times (436,632) = 68,613 \text{ KN}$$

Sans sismique	V _t (KN)	V (KN)	80%V	0.8V < V _t
Sens X	73,312	68,613	54,891	Condition Vérifiée
Sens Y	85,387	68,613	54,891	Condition Vérifiée

Tableau VII.4 : Résultats des forces sismiques à la base

B. Justification vis-à-vis de la déformation :

$$R.\delta < 1/100.(H)$$

Sens Ex :

$$\begin{cases} H = 3,8 \text{ m} \\ R = 3,5 \\ \delta = 0,777.10^{-3} \text{ m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} (3,5).(0,777.10^{-3}) = 2,719.10^{-3} \text{ m} \\ 1/100.(H) = 0,038 \text{ m} \end{cases}$$

2,719.10⁻³ m < 0,038 m **Condition Vérifiée**

Sens Ey :

$$\begin{cases} H = 3,8 \text{ m} \\ R = 3,5 \\ \delta = 0,956.10^{-3} \text{ m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} (3,5).(0,956.10^{-3}) = 3,346.10^{-3} \text{ m} \\ 1/100.(H) = 0,038 \text{ m} \end{cases}$$

3,346.10⁻³ m < 0,038 m **Condition Vérifiée**

C. Vérifications des déplacements :

Les résultats obtenus sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Sens (x)			Sens (y)			1% hetage(m)	Condition Vérifiée
δ _{ek} (m)	R	δ _k (m)	δ _{ek} (m)	R	δ _k (m)		
0,777.10 ⁻³	3,5	2,719.10 ⁻³	0,956.10 ⁻³	3,5	3,346.10 ⁻³	0,038	

Tableau VII.5 : Déplacements des différents étages dans les deux Sens.

Nous constatons que les déplacements inter étage ne dépassent pas le déplacement admissible, alors la condition de l’art 5.10 du RPA version 2003 est vérifiée.

VII.6.2.3. Bloc (B) :

Effort sismique dans le sens X \rightarrow $V_t = 59,184 \text{ KN}$
 Effort sismique dans le sens Y \rightarrow $V_t = 66,235 \text{ KN}$

La force sismique totale V est donnée par la formule suivante :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} A = 0,20 \\ 0 < T < T_2 \\ \eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,7 \\ D = 2,20 \\ Q = 1,25 \\ R = 4 \\ W = 257,923 \text{ KN (logiciel SAP 2000)} \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} D = 2,5 \eta \\ \eta = \sqrt{7/(2 + 5)} = 1 > 0,7 \end{array} \right.$$

A. Calcul de la force sismique V :

$$V_y = V_z = \frac{A \times D \times Q}{R} (W) = \frac{(0,20) \times (2,5) \times (1,25)}{4} \times (463,001) = 72,345 \text{ KN}$$

Sans sismique	V_t (KN)	V (KN)	80%V	$0.8V < V_t$
Sens X	59,184	72,345	57,876	Condition Vérifiée
Sens Y	66,235	72,345	57,876	Condition Vérifiée

Tableau VII.6 : Résultat des forces sismiques à la base

B. Justification vis-à-vis de la déformation :

$$R \cdot \delta < 1/100 \cdot (H)$$

Sens Ex :

$$\left\{ \begin{array}{l} H = 10,5 \text{ m} \\ R = 4 \\ \delta = 0,0122 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} (4) \cdot (0,0122) = 0,0488 \text{ m} \\ 1/100 \cdot (H) = 0,105 \text{ m} \\ 0,0488 \text{ m} < 0,105 \text{ m} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée} \end{array} \right.$$

Sens Ey :

$$\left\{ \begin{array}{l} H = 10,5 \text{ m} \\ R = 4 \\ \delta = 0,0186 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} (4) \cdot (0,0186) = 0,0744 \text{ m} \\ 1/100 \cdot (H) = 0,105 \text{ m} \\ 0,0744 \text{ m} < 0,105 \text{ m} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée} \end{array} \right.$$

C. Vérifications des déplacements :

Les résultats obtenus sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Sens (x)			Sens (y)			1% hetage(m)	Condition
δ_{ek} (m)	R	δ_k (m)	δ_{ek} (m)	R	δ_k (m)		
0,0122	4	0,0488	0,0186	4	0,0744	0,105	Vérifiée

Tableau VII.7 : Déplacements des différents étages dans les deux Sens.

Nous constatons que les déplacements inter étage ne dépassent pas le déplacement admissible, alors la condition de l’art 5.10 du RPA version 2003 est vérifiée.

VII.6.3. Justification de la largeur des joints :

Deux blocs voisins doivent être séparés par des joints dont la largeur minimale d_{min} satisfait la condition suivante :

$$d_{min} = 15 \text{ mm} + (\delta_1 + \delta_2) \text{ mm} \geq 40 \text{ mm}$$

VII.6.3.1. Blocs (A1 – A2) :

$$\begin{cases} d_{min} = 15 \text{ mm} + (\delta_1 + \delta_2) \text{ mm} \geq 40 \text{ mm} \\ d_{min} = 15 \text{ mm} + (8,82 + 7,77) \text{ mm} \geq 40 \text{ mm} \end{cases} \quad \Rightarrow \quad 31,59 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$$

On prendre : $d = 40 \text{ mm}$

VII.6.3.2. Blocs (A2 – A3) :

$$\begin{cases} d_{min} = 15 \text{ mm} + (\delta_1 + \delta_2) \text{ mm} \geq 40 \text{ mm} \\ d_{min} = 15 \text{ mm} + (7,77 + 8,82) \text{ mm} \geq 40 \text{ mm} \end{cases} \quad \Rightarrow \quad 31,59 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$$

On prendre : $d = 40 \text{ mm}$

VII.6.3.3. Blocs (A – B) :

$$\begin{cases} d_{min} = 15 \text{ mm} + (\delta_1 + \delta_2) \text{ mm} \geq 40 \text{ mm} \\ d_{min} = 15 \text{ mm} + (8,82 + 74,55) \text{ mm} \geq 40 \text{ mm} \end{cases} \quad \Rightarrow \quad 83,37 \text{ mm} > 40 \text{ mm}$$

On prendre : $d = 83,37 \text{ mm}$.

Conclusion :

- ✚ Les deux blocs (A1&A2) et (A2&A3) se décomposent par des joints de dilatations.
- ✚ Les deux blocs (A&B) se décomposent par des joints de dilatation.

ETUDES DES PLANCHERS

VIII.1. Introduction :

Les planchers sont des éléments horizontaux de la structure capables de reprendre les charges verticales.

On peut considérer les corps creux comme des poids morts n'intervenant pas dans la résistance de l'ouvrage.

$$\text{Plancher} = \text{Poutrelles} + \text{Corps creux} + \text{Dalle de compression}$$

VIII.1. Etude des poutrelles :

Pour l'étude des poutrelles, on utilise la méthode des trois moments et le logiciel SAP2000, pour le cas de poutrelles à plusieurs travées.

VIII.1.1. Les méthodes calcul :

Pour la détermination des efforts tranchants et des moments fléchissant dans le cas des poutrelles, on utilise l'une des trois méthodes :

- ❖ Méthode forfaitaire
- ❖ Méthode de Caquot
- ❖ Méthode des trois moments

- La méthode forfaitaire ne vérifie pas toutes les conditions.
- La méthode de Caquot s'applique généralement aux planchers des constructions industrielles.
- ✓ On choisit la méthode des trois moments pour la résolution de ce plancher car cette méthode est générale et vérifie toutes les conditions imposées.

VIII.1.2. Combinaisons de charges :

COMBINAISON D'ACTION		CHARGES REVENANTES	
E.L.U	E.L.S	E.L.U	E.L.S
$1,35G + 1,5Q$	$G + Q$	$b (1,35G + 1,5 Q)$	$b (G+Q)$

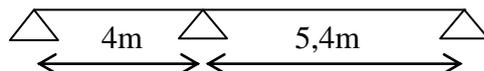
Tableau VIII.1 : Combinaisons de charges

Avec : $b = 65\text{cm}$

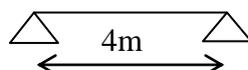
Bloc A :

Dans ce bloc on a 2 types des poutrelles qui sont représentées dans le schéma ci dessous

Type 1 :



Type2 :



Plancher RDC	G	Q	COMBINAISON CHARGE		CHARGE REVENANTE	
	Kg/m ²	Kg/m ²	ELU	ELS	ELU	ELS
	716	100	1080,8	816	702,52	530,4

Tableau VIII.2 : Récapitulatif des combinaisons des charges.

VIII.2 Détermination des efforts tranchants et des moments fléchissants :

VIII.2.1 E.L.U :

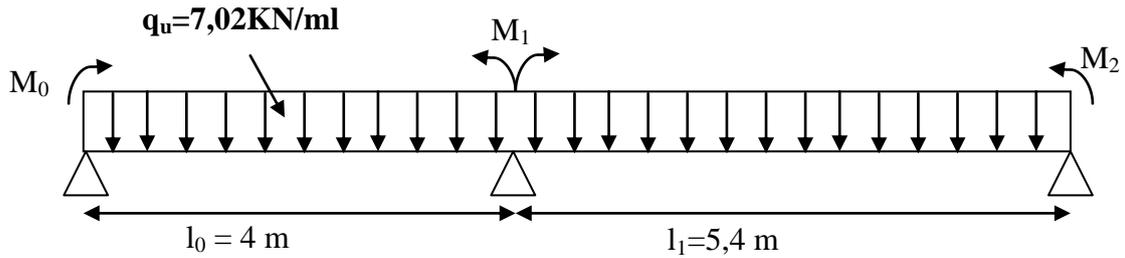


Figure VIII.1 : Schéma statique de la poutrelle à l'ELU

Nombre d'appuis : $r = 3$

$d = r - 2 = 1$



une fois hyperstatique

➤ Moment aux appuis :

$M_0 = M_2 = 0$

➤ L'équation des trois moments :

$l_{i-1} \times M_{i-1} + 2M_i (l_{i-1} + l_i) + l_i \times M_{i+1} + 6A_i = 0.$

Appui 1 :

$4 M_0 + 2 \times (4 + 5,4) \times M_1 + 5,4 \times M_2 + 6 A_1 = 0$

$18,8 M_1 + 6 A_1 = 0$

Avec :

$A_1 = R_{1d} + R_{1g}$

VIII.2.1.1 Calcul de M_1 et A_1 :

➤ Travée 0 -1

$\Sigma M_F / 0 = 0$

$-R_{1g} \times l + \frac{2}{3} \times l \times \frac{q_u \times l^2}{8} \times \frac{1}{2} = 0$

$R_{1g} = \frac{1}{24} \cdot q_u \cdot l^3$

$R_{1g} = \frac{1}{24} \cdot 7,02 \cdot 4^3$

$R_{1g} = 18,73 \text{ KN}$

➤ Travée 1-2

$\Sigma M_F / 2 = 0$

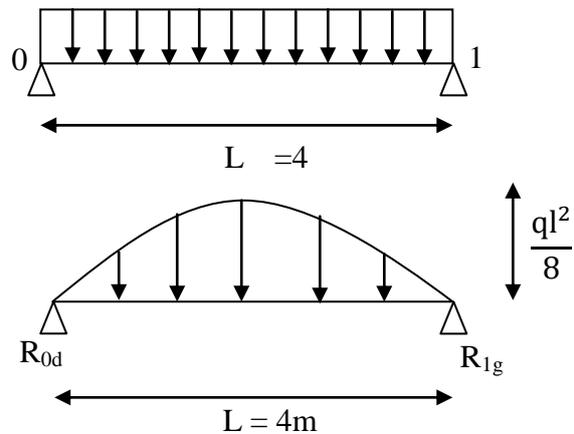


Figure VIII.2 : Diagramme des moments fléchissants.

$$-R_{1d} \times l - \frac{2}{3} \times l \times \frac{q_u \cdot l^2}{8} \times \frac{l}{2} = 0$$

$$R_{1d} = \frac{1}{24} \times q_u \cdot l^3$$

$$R_{1d} = \frac{1}{24} \cdot 7,02 \cdot (5,4)^3$$

$$R_{1d} = 47,58 \text{ KN}$$

$$A_1 = R_{1g} + R_{1d}$$

$$A_1 = 18,73 + 47,58$$

$$A_1 = 66,31 \text{ kN}$$

$$18,8 M_1 + 6 A_1 = 0 \iff$$

$$M_1 = \frac{-6A_1}{18,8}$$

$$M_1 = \frac{-6 \cdot 66,31}{18,8} M_1 = -21,16 \text{ KN.m}$$

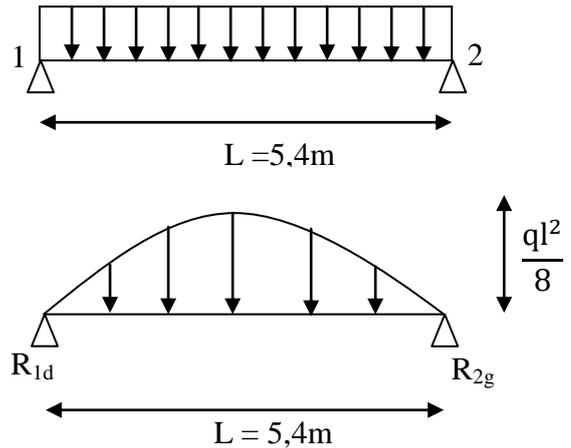


Figure VIII.3 : Diagramme des moments fléchissant.

VIII.2.1.2. Calcul de moment fléchissant et l'effort tranchant :

➤ Travée 0-1 :

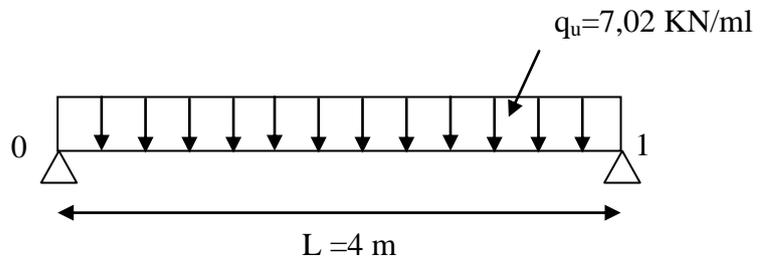


Figure VIII.4 : Schéma statique de la poutre d'étage courant à l'état limite ultime à travée (0-1)

$$\sum M_F / 1 = 0$$

$$R_0 \cdot l - q_u \cdot l \cdot \frac{l}{2} - M_1 = 0$$

$$R_0 \cdot 4 - 7,02 \cdot 4 \cdot \frac{4}{2} + 21,16 = 0 \implies$$

$$R_0 = 8,75 \text{ KN}$$

Section 1-1 : $0 \leq x \leq 4\text{m}$

$$M(x) = R_0 \cdot x - q_u \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$M(x) = 8,75x - 7,02 \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(4) = -21,20 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M'(x) = R_0 - q_u \cdot x$$

$$M'(x) = 8,75 - 7,02 x = 0 \implies$$

$$x = \frac{8,75}{7,02} = 1,24 \text{ m}$$

$$M_{\max} = M(1,24) \implies$$

$$M_{\max} = 5,45 \text{ KN.m}$$

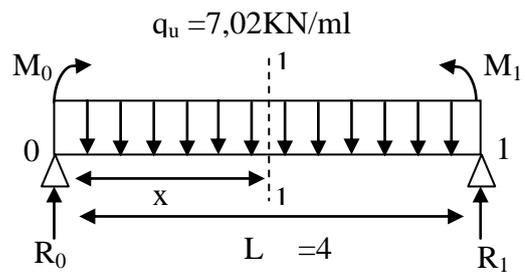


Figure VIII.5 : Section 1-1 à l'ELU

$$T(x) = R_0 - q_u \cdot x = 8,75 - 7,02 x$$

$$\begin{cases} T(0) = 8,75 \text{ KN} \\ T(4) = -19,33 \text{ KN} \end{cases}$$

➤ Travée 1-2 :

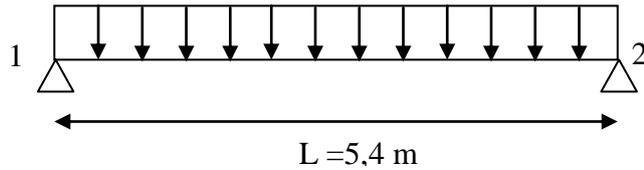


Figure VIII.6 : Schéma statique de la poutre d'étage courant à l'état limite ultime à travée (1-2)

$$\sum M_F / 1 = 0$$

$$- R_2 \cdot l + q_u \cdot l \cdot \frac{l}{2} + M_1 = 0$$

$$- R_2 \cdot 5,4 + 7,02 \cdot 5,4 \cdot \frac{5,4}{2} - 21,16 = 0 \quad \Rightarrow \quad R_2 = 15,04 \text{ kN}$$

Section 2-2 : $0 \leq x \leq 5,4 \text{ m}$

$$M(x) = R_2 \cdot x - q_u \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$M(x) = 15,04 x - 7,02 \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(5,4) = -21,08 \text{ KN.m} \end{cases}$$

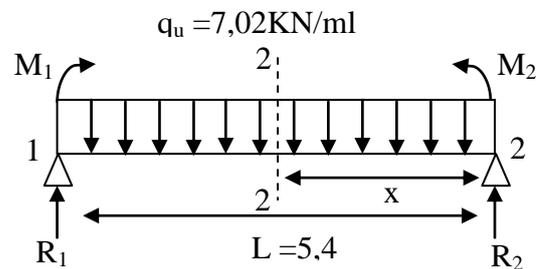


Figure VIII.7 : Section 2-2 à l'ELU

$$M'(x) = R_2 - q_u \cdot x$$

$$M'(x) = 15,04 - 7,02 x = 0 \quad \Rightarrow \quad x = \frac{15,04}{7,02} = 2,14 \text{ m}$$

$$M_{\max} = M(2,14) \quad M_{\max} = 16,11 \text{ KN.m}$$

$$T(x) = -R_2 + q_u \cdot x = -15,04 + 7,02 x$$

$$\begin{cases} T(0) = -15,04 \text{ KN} \\ T(5,4) = 22,86 \text{ KN} \end{cases}$$

VIII.2.2. E.L.S:

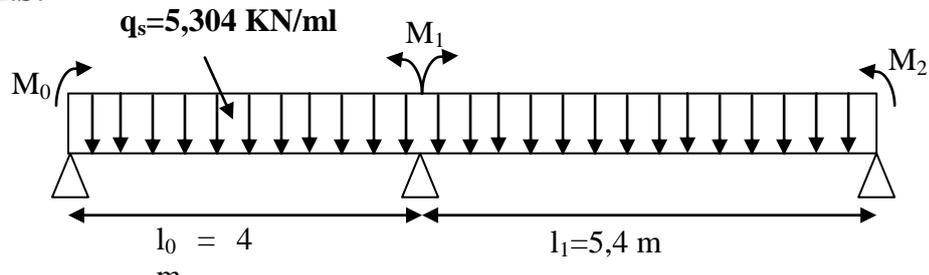


Figure VIII.8 : Schéma statique de la poutrelle à l'ELS

Nombre d'appuis $\Rightarrow r = 3$

$d = r - 2 = 1 \Rightarrow$ une fois hyperstatique

➤ Moment aux appuis

$$M_0 = M_2 = 0 \text{ kN.m}$$

➤ L'équation des trois moments

$$l_{i-1} \times M_{i-1} + 2M_i (l_{i-1} + l_i) + l_i \times M_{i+1} + 6A_i = 0.$$

Appui 1 :

$$4 M_0 + 2 \times (4 + 5,4) \times M_1 + 5,4 \times M_2 + 6 A_1 = 0$$

$$18,8 M_1 + 6 A_1 = 0$$

Avec :

$$A_1 = R_{1d} + R_{1g}$$

VIII.2.2.1. Calcul de M_1 et A_1 :

➤ Travée 0 -1

$$\Sigma M_F / 0 = 0$$

$$-R_{1g} * 1 + \frac{2}{3} * 1 * \frac{q_s * l^2}{8} * \frac{l}{2} = 0$$

$$R_{1g} = \frac{1}{24} * q_s * l^3$$

$$R_{1g} = \frac{1}{24} * 5,304 * 4^3$$

$$R_{1g} = 14,14 \text{KN}$$

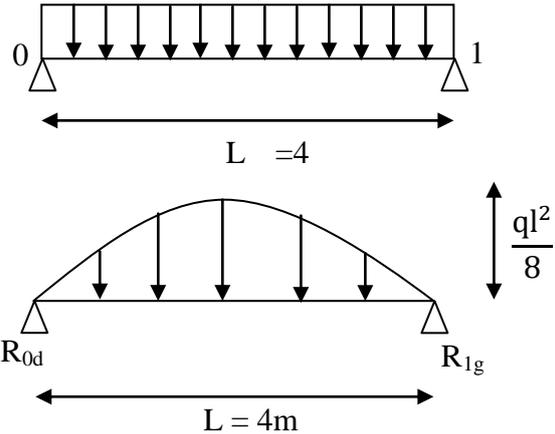


Figure VIII.9 : Diagramme des moments fléchissant.

➤ Travée 1-2

$$\Sigma M_F / 2 = 0$$

$$-R_{1d} * 1 - \frac{2}{3} * 1 * \frac{q_s * l^2}{8} * \frac{l}{2} = 0$$

$$R_{1d} = \frac{1}{24} * q_s * l^3$$

$$R_{1d} = \frac{1}{24} * 5,304 * (5,4)^3$$

$$R_{1d} = 34,80 \text{ KN}$$

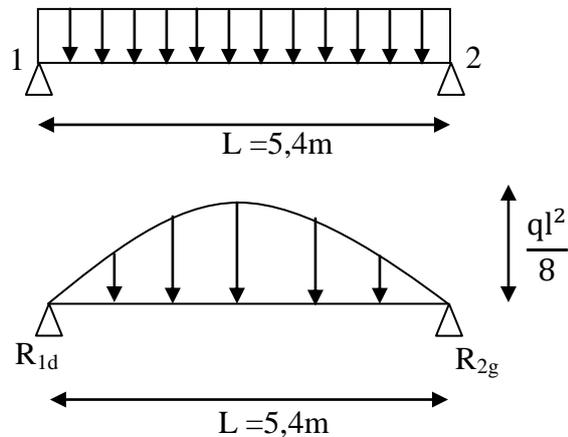


Figure VIII.10 : Diagramme des moments fléchissant.

$$A_1 = R_{1g} + R_{1d}$$

$$A_1 = 14,14 + 34,80 \quad \Rightarrow$$

$$A_1 = 48,94 \text{KN}$$

$$18,8 M_1 + 6 A_1 = 0 \quad \Rightarrow$$

$$M_1 = \frac{-6A_1}{18,8}$$

$$M_1 = \frac{-6.48,94}{18,8} \quad \Rightarrow$$

$$M_1 = - 15,62 \text{ KN.m}$$

VIII.2.2.2. Calcul de moment fléchissant et l'effort tranchant :

➤ Travée 0-1

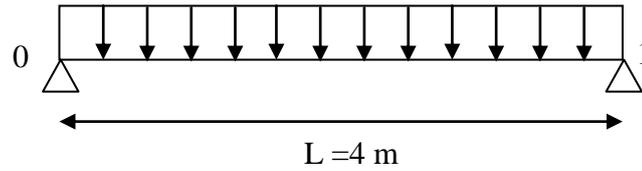


Figure VIII.11 : Schéma statique de la poutre d'étage courant à l'état limite de service à travée (0-1)

$$\sum M_F / 1 = 0$$

$$R_0 \cdot l - q_s \cdot l \cdot \frac{l}{2} - M_1 = 0$$

$$R_0 \cdot 4 - 5,304 \cdot 4 \cdot \frac{4}{2} - 15,62 = 0 \implies R_0 = 6,70 \text{ KN}$$

Section 1-1 : $0 \leq x \leq 4\text{m}$

$$M(x) = R_0 \cdot x - q_s \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$M(x) = 6,70x - 5,304 \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(4) = -15,63 \text{ KN.m} \end{cases}$$

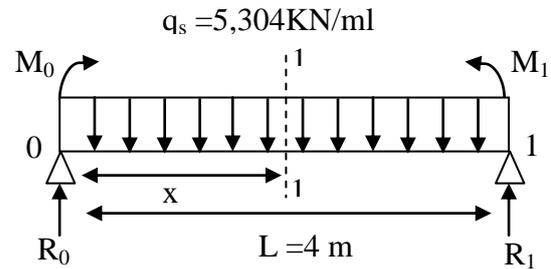


Figure VIII.12 : Section 1-1 à l'ELS

$$M'(x) = R_0 - q_s \cdot x$$

$$M'(x) = 6,70 - 5,304x = 0 \implies x = \frac{6,70}{5,304} = 1,26 \text{ m}$$

$$M_{\max} = M(1,26) \implies M_{\max} = 4,24 \text{ KN.m}$$

$$T(x) = R_0 - q_s \cdot x = 6,70 - 5,304x$$

$$\begin{cases} T(0) = 6,70 \text{ KN} \\ T(4) = -14,51 \text{ KN} \end{cases}$$

➤ Travée 1-2

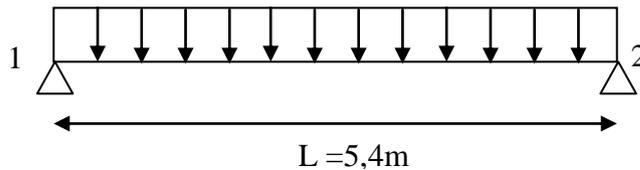


Figure VIII.13 : Schéma statique de la poutre d'étage courant à l'état limite de service à travée (1-2)

$$\sum M_F / 1 = 0$$

$$-R_2 \cdot l + q_s \cdot l \cdot \frac{l}{2} + M_1 = 0$$

$$-R_2 \cdot 5,4 + 5,304 \cdot 5,4 \cdot \frac{5,4}{2} - 15,62 = 0 \implies R_2 = 11,42 \text{ KN}$$

Section 2-2 : $0 \leq x \leq 5,4 \text{ m}$

$$M(x) = R_2 \cdot x - q_s \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$M(x) = 11,42x - 5,304 \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(5,4) = -15,66 \text{ KN.m} \end{cases}$$

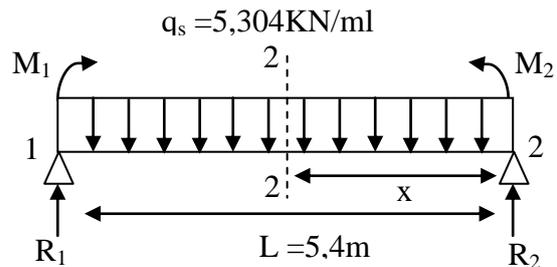


Figure VIII.14 : Section 2-2 à l'ELS

$$M'(x) = R_2 - q_s \cdot x$$

$$M'(x) = 11,42 - 5,304x = 0 \quad \Rightarrow \quad x = \frac{11,42}{5,304} = 2,15 \text{ m}$$

$$M_{\max} = M(2,15) \quad \Rightarrow \quad M_{\max} = 12,30 \text{ KN.m}$$

$$T(x) = -R_2 + q_s \cdot x = -11,42 + 5,304 x$$

$$\begin{cases} T(0) = -11,42 \text{ KN} \\ T(5,4) = 17,22 \text{ KN} \end{cases}$$

Les diagrammes

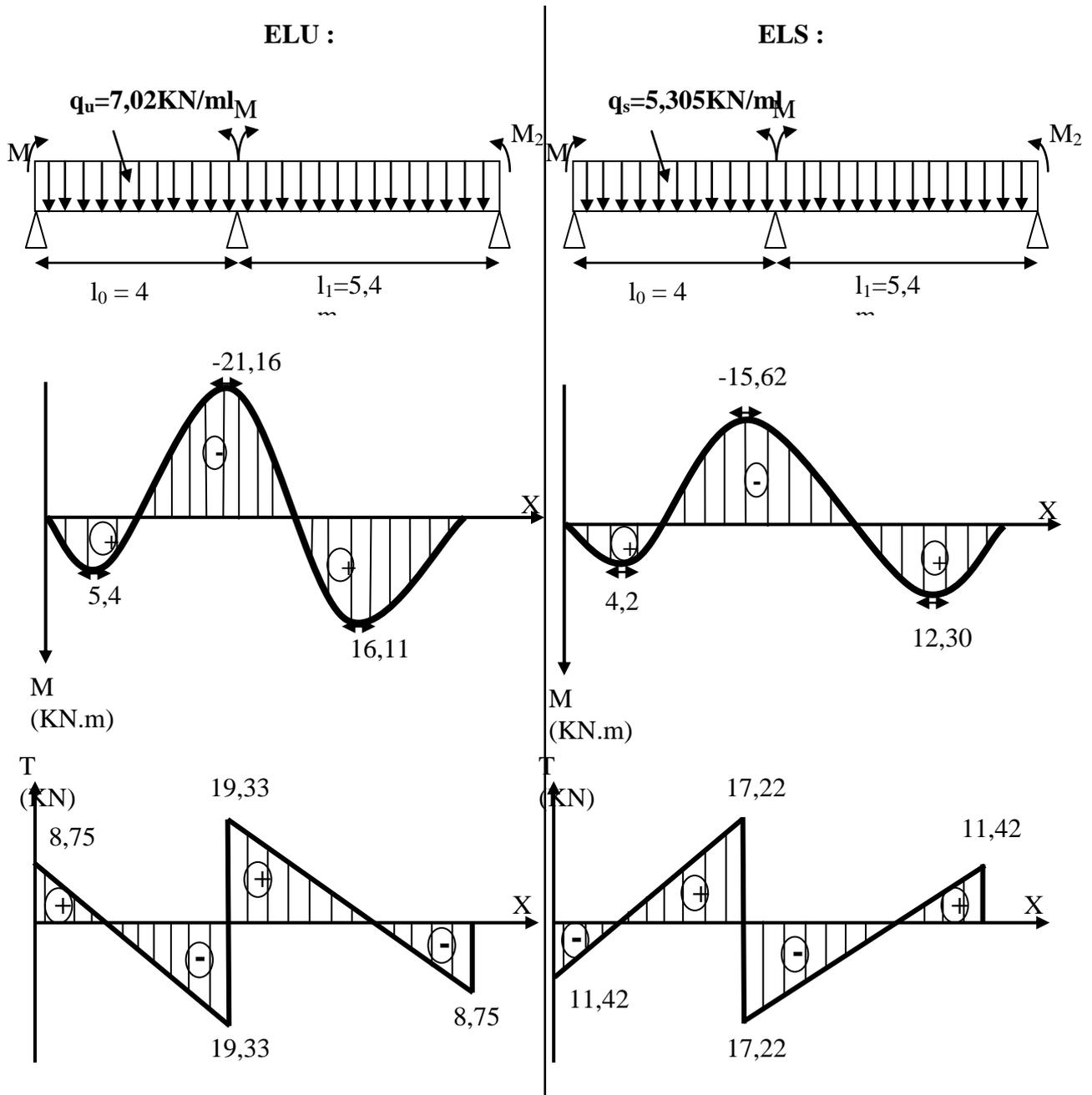


Figure VIII.15 : Diagramme des moments fléchissant et l'effort tranchant.

VIII.2.2.3. Récapitulatif des moments et efforts tranchants maximaux :

Combinassent	Terrasse inaccessible			
	Type1		Type2	
	M (max) KN.m	T (max) KN	M (max) KN.m	T (max) KN
ELU	16,11	19,33	14,04	14,04
ELS	12,30	17,22	10,60	10,60

Tableau VIII.3 : Récapitulatif de M max et T max

VIII.3. Détermination du ferrailage : (Terrasse inaccessible)

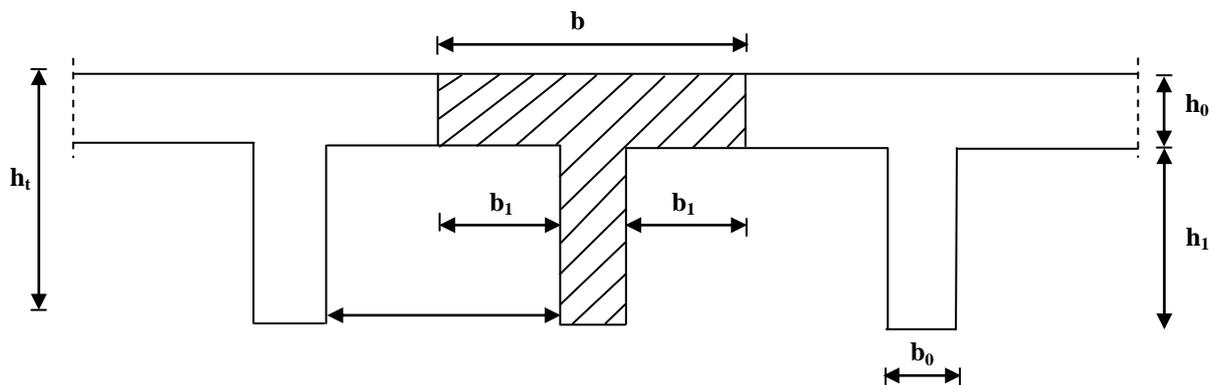


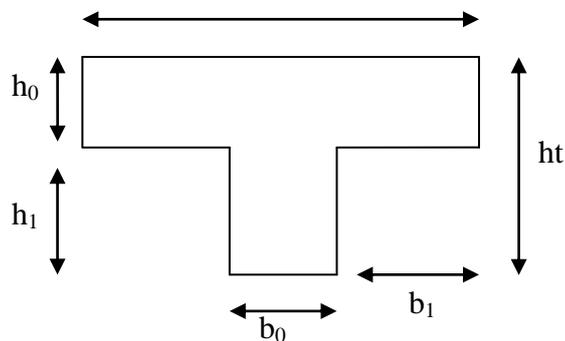
Figure VIII.16 : La coupe de la poutrelle

- b= 65 cm h₀= 5 cm
- b₀= 12 cm h₁= 20 cm
- h_t = 25 cm b₁ =26, 5 cm
- d = 0,9 . h_t =0,9 .25 = 22,5cm

➤ Les contraintes

$$f_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\alpha \cdot \gamma_b} = \frac{0,85 \cdot 25}{1 \cdot 1,5} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,82 \text{ MPa}$$



VIII.3.1. Calcul à ELU :

VIII.3.1.1. En travée :

$$M_{ut} = 5,45 \text{ kN.m} = 5,45 \cdot 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$M_{ut} = 16,11 \text{ kN.m} = 0,0161 \text{ MN.m}$$

$$M_t = b \cdot h_0 \cdot f_{bc} \cdot \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_t = 0,65 \cdot 0,05 \cdot 14,17 \cdot \left(0,225 - \frac{0,05}{2} \right) \Rightarrow M_t = 0,0921 \text{ MN.m}$$

$$\left. \begin{matrix} M_{ut} = 5,45 \cdot 10^{-3} \text{ MN.m} \\ M_{ut} = 0,0161 \text{ MN.m} \end{matrix} \right\} < M_t = 0,0921 \text{ MN.m} \Rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

La table n'est pas entièrement comprimée ce qui veut dire que l'axe neutre se trouve dans la table.

La section en T sera calculée comme une section rectangulaire de hauteur (h₁) et de largeur (b).

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{5,45 \cdot 10^{-3}}{0,65 \cdot 0,225^2 \cdot 14,17}$$

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{0,0161}{0,65 \cdot 0,225^2 \cdot 14,17}$$

$$\begin{cases} \mu_u = 0,0116 \\ \mu_u = 0,0345 \end{cases}$$

$\mu_u < 0,186 \implies$ **Pivot A** \implies **Domaine 1**

Donc : les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$\mu_u < \mu_r \implies 0,0345 < 0,392 \implies$ Section a simple armature.

➤ **Section d'armature :**

$$A_{sc} = 0 \implies A_r = \frac{A_{st}}{4}$$

$$A_{st} = \frac{M_{ut}}{z \times \sigma_{st}}$$

Avec :

❖ $\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,0345}) = 0,0438$

❖ $Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,225 * (1 - 0,4 * 0,0438) = 0,221 \text{ m}$

❖ $\gamma_s = 1,15$ (cas général)

❖ $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,82 \text{ Mpa}$

$$A_{st} = \frac{0,0345}{0,221 * 347,82} \implies A_{st} = 4,48 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix du ferrailage :**

On prend $A_{st} \text{ 3T14} = 4,62 \text{ cm}^2$

➤ **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{4,48}{4} = 1,122 \text{ cm}^2$$

$$A_r = 1\text{T12} = 1,13 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 * 0,65 * 0,225 * 2,1}{400} = 1,76 \text{ cm}^2$$

avec : $f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 2,1 \text{ Mpa}$

$$A_{st} > \frac{0,23 * 0,65 * 0,225 * 2,1}{400} = 1,76 \text{ cm}^2$$

$A_{st} = 4,48 \geq 1,76 \text{ cm}^2 \implies$ **Condition Vérifiée**

VIII.3.1.2. En appuis :

$$M_{uap} = 21,38 \text{ kN.m} = 0,0213 \text{ MN.m}$$

$$M_t = b \cdot h_0 \cdot f_{bc} \cdot (d - \frac{h_0}{2})$$

$$M_t = 0,65 \cdot 0,05 \cdot 14,17 \cdot (0,225 - \frac{0,05}{2}) \implies M_t = 0,0921 \text{ MN.m}$$

$M_{uap} = 0,0213 \text{ MN.m} < M_t = 0,0921 \text{ MN.m} \implies$ **Condition Vérifiée**

La table n'est pas entièrement comprimée ce qui veut dire que l'axe neutre se trouve dans la table.

La section en T sera calculée comme une section rectangulaire de hauteur (h_t) et de largeur (b) ($b \times h_t$).

$$\mu_u = \frac{M_{uap}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{0,0213}{0,65 \cdot 0,225^2 \cdot 14,17}$$

$$\mu_u = 0,0456$$

$$\mu_u < 0,186 \quad \Rightarrow \quad \text{Pivot A} \quad \Rightarrow \quad \text{Domaine 1}$$

Donc : les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u < \mu_r \quad \Rightarrow \quad 0,0456 < 0,392 \quad \Rightarrow \quad \text{Section a simple armature.}$$

➤ **Section d'armature :**

$$A_{sc} = 0 \quad \Rightarrow \quad A_r = \frac{A_{st}}{4}$$

$$A_{st} = \frac{M_{ut}}{z \times \sigma_{st}}$$

Avec :

- $\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,0456}) = 0,0438$
- $Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,225 \times (1 - 0,4 \cdot 0,0438) = 0,221 \text{ m}$
- $\gamma_s = 1,15$ (cas général)
- $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,82 \text{ Mpa}$

$$A_{st} = \frac{0,0456}{0,221 \cdot 347,82} \quad \Rightarrow \quad A_{st} = 5,94 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix du ferrailage :**

On prend $A_{st} \text{ 3T16} = 6,03 \text{ cm}^2$

➤ **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{5,94}{4} = 1,48 \text{ cm}^2$$

$$A_r = 1\text{T14} = 1,54 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 0,65 \times 0,225 \times 2,1}{400} = 1,76 \text{ cm}^2$$

avec : $f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 2,1 \text{ Mpa}$

$$A_{st} > \frac{0,23 \times 0,65 \times 0,225 \times 2,1}{400} = 1,76 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 5,94 \text{ cm}^2 \geq 1,76 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée}$$

VIII.3.2. Calcul à ELS :

A l'ELS, on peut éviter la vérification des armatures si et seulement si :

- ❖ Les aciers sont de type Fe E400.
- ❖ La fissuration est peu nuisible.

Dans ces conditions les contraintes se simplifient et deviennent comme suit :

$$\alpha = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} ; \text{ avec } : \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

$$\gamma = \frac{16,11}{12,30} = 1,30$$

$$\alpha = \frac{1,30 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,404$$

$\alpha = 0,039 < 0,404$ Condition Vérifiée

VIII.3.2.1. Vérification au cisaillement :

$T_{max} = 22,86 \text{ KN}$
 $\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 \times d} = \frac{0,0228}{0,12 \cdot 0,225} = 0,844 \text{ MPa}$

$\tau'_{u} = \min \left(\frac{0,2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right) = \min (3,33 ; 5) = 3,33 \text{ MPa}$

$\tau_u < \tau'_{u}$ Condition Vérifiée

VIII.3.2.2. Calcul des armatures transversales :

$\phi_t \leq \min \left(\frac{h_t}{35}, \phi_l \min, \frac{b}{10} \right) \implies \phi_t \leq \min \left(\frac{25}{35}, 1,2, \frac{65}{10} \right)$
 $\phi_t \leq \min (0,7 ; 1,2 ; 6,5) \implies \phi_t = \Phi 8 \text{ mm}$

VIII.3.2.3. Calcul d'espacement des cadres :

Selon le R.P.A 99 V2003 nous avons les conditions suivantes :

➤ **Zone nodale :**

$S_t \leq \min \left(\frac{h_t}{4}, 12\phi_l \min, 30\text{cm} \right)$
 $S_t \leq \min \left(\frac{25}{4} ; 12 ; 1,2 ; 30\text{cm} \right)$
 $S_t = 6,5 \text{ cm}$

➤ **Zone courante :**

$S_t \leq \frac{h_t}{2} \implies S_t = \frac{25}{2} \implies S_t = 12,5 \text{ cm}$

		Arm long (cm²)		
--	--	----------------------------------	--	--

Niveau	Poutrelles	Ferrailage calculé (cm ²)		Ferrailage choisi (cm ²)		At (cm ²) = Φ 8	T.S (cm ²) = (20*20)
		Travée	appuis	Travée	appuis		
Plancher RDC inaccessible	Type 1	4,48	5,94	3T14	3T16		
	Type 2	3,90	3,90	3T14	3T16		

Tableau VIII.4 : Récapitulatif du ferrailage pour toutes les poutrelles

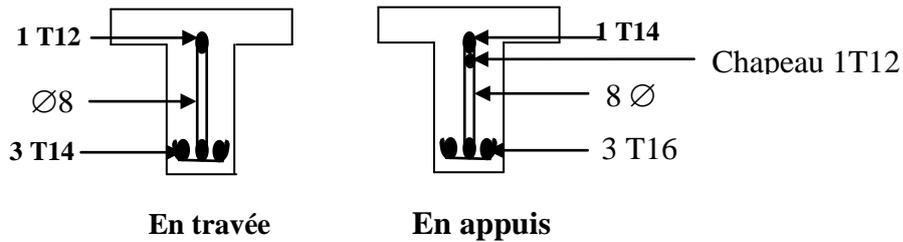


Figure VIII.17 : Ferrailage de la poutrelle Terrasse inaccessible

VIII.4. Calcul de L'acrotère :

VIII.4.1. Introduction :

L'acrotère est une console encastrée dans le plancher terrasse soumise à son poids propre 'G' et à une surcharge P appliquée horizontalement, le calcul se fait en flexion composée sous l'effet d'un effort normal.

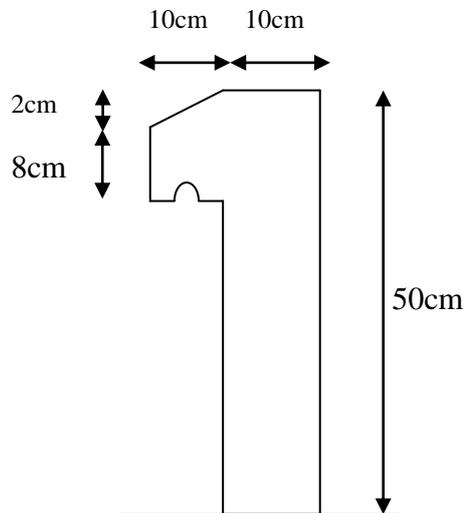


Figure VIII.18 : coupe transversale de l'acrotère

VIII.4.2. Descente des charges verticales :

Poids propre de l'acrotère :

$$G = WP = (0.5*0.1) + (0.03*0.1) + (0.07*0.1*1/2)*2500*1$$

$$G = 141,25 \text{ kg/m}^2$$

VIII.4.3. Evaluation de la charge horizontale :

$$P_h = 4*A*CP*WP \text{ (R.P.A 99 modifié 2003)}$$

P_h : force horizontale.

A : coefficient d'accélération de zone d'usage : $A=0,1$

C_p : facteur de force horizontale : $C_p=0,8$

W_p : poids propre $W_p = 141,25 \text{ kg/m}^2$

$P_h = 4*(0,1)*(0,8)*(141,25) = 45,2 \text{ kg/ml}$

VIII.4.4. Calcul des sollicitations :

❖ **E.L.U :**

$M_u = 1,5 * p_h * h \quad \longleftrightarrow \quad M_u = 1,5 * (45,2)*(0,50) = 33,9 \text{ kg/ml.}$

$N_u = 1,35 * G \quad \longleftrightarrow \quad N_u = 1,35*(141,25) = 190,68 \text{ kg.}$

❖ **E.L.S:**

$M_s = p_h * h \quad \longleftrightarrow \quad M_s = 45,2*(0,50) = 22,6 \text{ kg/ml}$

$N_s = G \quad \longleftrightarrow \quad N_s = 141,25 \text{ kg.}$

VIII.4.5. Calcul de l'excentricité :

C'est la distance entre le centre de pression et le centre de gravité d'une section.

$e = M_u/N_u \quad \longleftrightarrow \quad e = 33,9/190,68 \quad \longleftrightarrow \quad e = 0.17 \text{ m.}$

$e > h/6 \quad \longleftrightarrow \quad e > 10/6 \quad \longleftrightarrow \quad 17 > 1,66\text{cm.}$

Donc la section est partiellement comprimée, le centre de pression est appliqué à l'extérieur du noyau central.

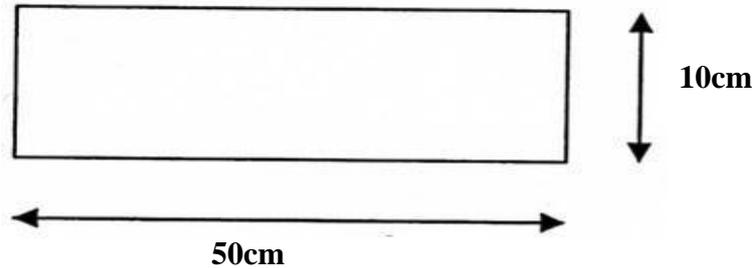


Figure VIII.19 : coupe A-A de l'acrotère

VIII.4.6. Détermination du ferrailage A_{st} :

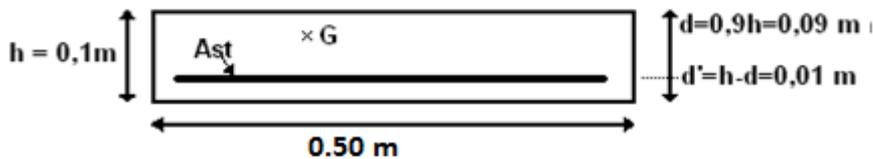


Figure VIII.20 : Disposition du ferrailage

d : la distance séparant la fibre la plus comprimée et les armatures inférieures.

d' : la distance entre l'armature inférieure et la fibre la plus tendue.

VIII.4.6.1. E.L.U :

$ea = e + (h/2 - d') \quad \longleftrightarrow \quad ea = 17+[(0,10/2) - 0,01] = 21 \text{ cm}$

$$e = \frac{M_s}{N_s} = \frac{22,6}{141,25} \quad \longleftrightarrow \quad e = 0,16 \text{ m}$$

$$e = \frac{h}{6} \quad \longleftrightarrow \quad e = \frac{10}{6} \quad \longleftrightarrow \quad e = 16 \text{ cm} > 1,66 \text{ cm}$$

Donc le point centre de pression se trouve à l'extérieur du noyau, la section est partiellement comprimée.

$$p = -3\left(e - \frac{h}{2}\right)^2 + \frac{6n \times A_{st}}{b} \left(e - \frac{h}{2} + d\right)$$

$$p = -3(16 - 10/2)^2 + \frac{6 \times 15 \times 3,14}{100} (16 - 10/2 + 9)$$

$$\longleftrightarrow p = -306,48 \text{ cm}^2.$$

$$q = 2\left(e - \frac{h}{2}\right)^3 - \frac{6n \times A_{st}}{b} \left(e - \frac{h}{2} + d\right)^2$$

$$q = 2(16 - 10/2)^3 - \frac{6 \times 15 \times 3,14}{100} (16 - 10/2 + 9)^2$$

$$\longleftrightarrow q = 1531,6 \text{ cm}^3.$$

a. Méthode des itérations successives :

On prend la valeur de : $e_1 = 13,00 \text{ cm}$

$$x = \frac{h}{2} + e_1 - e \quad \longleftrightarrow \quad x = 10/2 + 13 - 16 \quad \longleftrightarrow \quad x = 2 \text{ cm}$$

$$s = \frac{bx^2}{2} - n \times A_{st} (d - x)$$

$$s = \frac{1 \times 0,02^2}{2} - 15 \times 3,14 \times 10^{-4} (0,09 - 0,02) \quad \longleftrightarrow \quad s = 0,000129 \text{ m}^3.$$

➤ Calcul des contraintes :

✓ Béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s \times x}{s} \quad \longleftrightarrow \quad \sigma_{bc} = \frac{141,25 \times 10^{-5} \times 0,02}{129 \times 10^{-6}} \quad \longleftrightarrow \quad \sigma_{bc} = 0,0218 \text{ Mpa}$$

✓ Acier :

$$\sigma_{st} = n \frac{N_s (d - x)}{s} \quad \longleftrightarrow \quad \sigma_{st} = 15 \times \frac{141,25 \times 10^{-5} (0,09 - 0,02)}{129 \times 10^{-6}} \quad \longleftrightarrow \quad \sigma_{bc} = 11,49 \text{ Mpa}$$

➤ Calcul des contraintes admissibles :

✓ **Béton :**

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25$$



$$\overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

✓ **Acier :**

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e, 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) \dots\dots\dots \text{Fissuration préjudiciable}$$

Avec : $\eta = 1,6$

$$\overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ Mpa}$$

➤ **Vérification :**

$$\sigma_{bc} = 0,0218 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée}$$

$$\sigma_{st} = 11,49 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée}$$

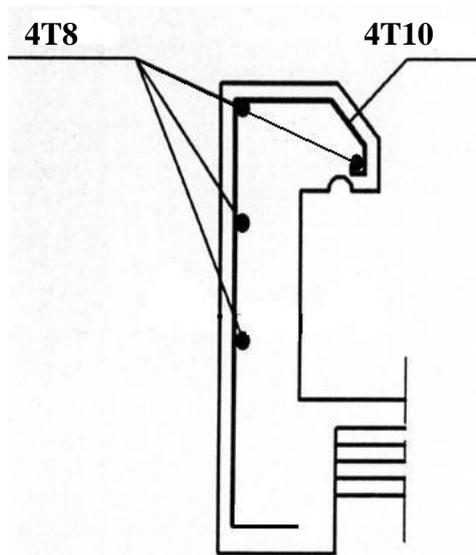


Figure VIII.20 : Ferrailage de l'acrotère

ETUDES DES ELEMENTS STRUCTURAUX

IX.1. Etude des éléments résistant de la structure en béton armé :

Les calculs qui suivent concernent **le BLOC A.**

IX.1.1. Introduction :

La structure est un ensemble tridimensionnel des poteaux et poutres et voiles, liés rigidement et capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales (ossature auto- stable).

Pour pouvoir ferrailer les éléments de la structure, on utilise l’outil informatique à travers le logiciel d’analyse des structures (SAP2000), qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments pour les différentes combinaisons de calcul.

IX.1.2. Etude des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux qui ont pour rôle de supporter les charges verticales (effort de compression), et sont sollicités en flexion composée.

Les sollicitations M et N dans les poteaux sont donnés par le logiciel "SAP2000" pour la combinaison la plus défavorable. On a fait l'étude pour les poteaux les plus sollicités (Bloc A)

IX.1.2.1. Combinaisons spécifiques de calcul :

- ❖ Combinaisons fondamentales : 1^{er} genre (BAEL 91)
 - 1,35 G +1,5 Q.....(ELU)**
 - G + Q.....(ELS)**
- ❖ Combinaisons accidentelles : du 2^{ème} genre (RPA99)
 - G + Q ± 1,2 E**
 - 0,8G ± E**

Avec :

- G : Charge permanente
- Q : Charge d’exploitation
- E : Effort sismique

On a fait l'étude pour les poutres les plus sollicitées Bloc B1 , Bloc B2 et (Bloc B3)

	ELU	ELS
Moment M (KN.m)	70,51	51,53
Effort normal N (KN)	26,60	19,44

Tableau IX.1 : Récapitulatif des résultats de M_{max}, et T_{max} du poteau le plus sollicité

IX.1.2.2.Calcul à L'ELU:

Mu = 70,51 KNm

Nu = 26,60 KN

b = 40 cm

h = 40 cm

$d = 0,9 \times h \implies d = 0,9 \times 40 \implies \mathbf{d = 36 \text{ cm}}$

$d' = 0,1 \times h \implies d' = 0,1 \times 40 \implies \mathbf{d' = 4,0 \text{ cm}}$

a. Détermination du ferrailage :

➤ **Excentricité :**

$e = \frac{Mu}{Nu} = \frac{70,51}{26,60} \implies e = 2,65 \text{ m}$

$e_a = e + \frac{h}{2} - d' \implies e_a = 2,65 + \frac{0,4}{2} - 0,04 = 2,81 \text{ m}$

➤ **Moment fictif**

$M_a = N_u \times e_a \implies M_a = 70,51 \cdot 10^{-3} \times 2,81 = \mathbf{0,198 \text{ MN.m}}$

$N_u (d-d') - M_a \leq (0,337 - 0,81 \frac{d'}{d}) b d^2 f_{bc}$

$N_u (d-d') - M_a \dots\dots\dots (1)$

$(0,337 - 0,81 \frac{d'}{d}) b d^2 f_{bc} \dots\dots\dots (2)$

❖ (1) = $70,51 \cdot 10^{-3} (0,36 - 0,04) - 0,198 = - 0,175 \text{ MN.m}$

❖ (2) = $(0,337 - 0,81 \cdot \frac{0,04}{0,36}) \times 0,4 \times 0,36^2 \times 14,17 = 0,181 \text{ MN.m}$

(1) ≤ (2) Donc : La section est partiellement comprimée.

➤ **Moment réduit (μ) :**

$\mu_u = \frac{M_a}{b d^2 f_{bc}} = \frac{0,198}{0,4 \cdot 0,36^2 \cdot 14,17} = 0,269$

$\left\{ \begin{array}{l} \mu_u = 0,269 \\ \mu_r = 0,392 \end{array} \right. \implies \mu_u < \mu_r$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaire **A_{sc} = 0**

➤ **Section d'armature :**

$A_{st} = \frac{1}{\sigma_{st}} (\frac{M_a}{z} - Nu) \implies \text{Compression}$

Avec :

❖ $\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \implies \alpha = 0,393$

❖ $Z = d (1 - 0,4 \alpha) \implies Z = 0,337$

$A_{st} = \frac{1}{347,82} (\frac{0,198}{0,337} - 26,60 \cdot 10^{-3}) \implies A_{st} = 1,61 \text{ cm}^2$

Le RPA 99 version 2003 exige :

$$A_{st \min} = 0,7\% (b.h) = 0,7\% (0,40 \times 0,40)$$

$$A_{st \min} = 11,20 \text{ cm}^2$$

On prend alors un ferrailage de : **8T14=12,32cm²**

➤ **Condition de non fragilité**

En prend la section minimale :

$$A_{st \min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Avec :

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$A_{st \min} \geq 0,23 \times 0,4 \times 0,36 \times 2,1/400$$

$$A_{st \min} \geq 1,73 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée}$$

IX.1.2.3.Calcul à L'ELS :

Les aciers sont de type feE400, la fissuration est peut nuisible, donc la vérification des contraintes se simplifié et devient comme suit :

$$\alpha \leq (\gamma - 1/2) + (f_{c28}/100) \qquad \text{avec : } \gamma = \frac{M_U}{M_{ser}}$$

$$\gamma = \frac{M_U}{M_{ser}} = \frac{70,51}{51,53} = 1,36 \qquad \text{avec : } \alpha = 0.104.$$

$$\alpha \leq 0,629 \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée}$$

a. Calcul des armatures transversales :

$$\Phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}, \Phi_{\min}, \frac{b}{10} \right) \quad \Phi_t \leq \min \left(\frac{40}{35}; 1,4; \frac{40}{10} \right)$$

$$\Phi_t = 8 \text{ mm}$$

b. Calcul d'espacement des cadres :

➤ **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min (10.\Phi_t, 15 \text{ cm}) = \min (14, 15)$$

$$S_t = 10 \text{ cm}$$

Répartie sur une distance de :

$$h' = \max \left(\frac{h_e}{6}, b, h, 60 \text{ cm} \right) \implies h' = 63,33 \text{ cm}$$

h_e: La hauteur d'étage.

➤ **Zone courante :**

$$S_t \leq 15 \Phi_t \implies S_t \leq 15 \times 1,4$$

$$S_t = 20 \text{ cm}$$

❖ Tableau récapitulatif :

Les bloc	Ferraillage calculé (cm ²)	Ferraillage Choisi (cm ²)	Cadre (mm)	Espacement des cadres (cm)
Bloc B1	11,20	8T14 =12,32	Φ 8 mm	Zone nodale =10 Zone courante =20
Bloc B2	10,86	8T14 =12,32	Φ 8 mm	Zone nodale =10 Zone courante =20
Bloc B3	11,20	8T14 =12,32	Φ 8 mm	Zone nodale =10 Zone courante =20

Tableau IX.2 : Récapitulatif des résultats 8T14

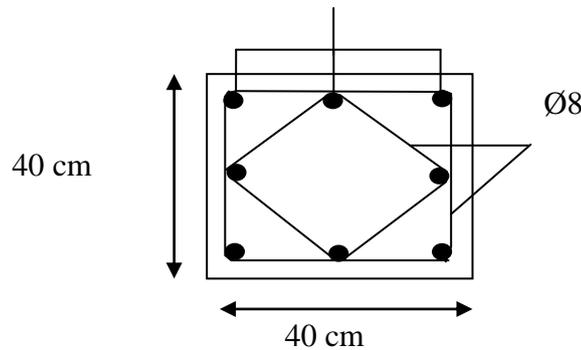


Figure IX.1 : Ferraillage des poteaux

IX.1.3. Calcul des poutres :

Les poutres sont des éléments horizontaux qui ont pour rôle de transmettre les charges apportées par les dalles aux poteaux.

Les poutres sont calculées en flexion simple d'après les règlements du BAEL 91, on se rapportera aussi au RPA 99 version 2003 pour la vérification.

Le calcul de la section d'armature dépend du moment fléchissant **M**, ces valeurs sont données par le logiciel **SAP 2000**.

On a fait l'étude pour les poutres les plus sollicitées Bloc B1 , Bloc B2 et Bloc B.

IX.1.3.1. Calcul des poutres principales :

	ELU	ELS
M. travée (KN.m)	113,12	82,67
M. appuis (KN.m)	167,35	122,67
E tranchement (KN.m)	171,97	125,67

Tableau IX.3 : Récapitulatif des résultats de M_{max} , et T_{max} de la poutre principale

a. Calcul à L'ELU :

$$d = 0,9 \times h \implies d = 0,9 \times 50 \implies \mathbf{d = 45cm}$$

$$f_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \implies f_{bc} = \frac{0,85 \cdot 25}{1 \cdot 1,5} \implies f_{bc} = 14,17 \text{ Mpa}$$

Avec :

- ❖ γ_b : coefficient de sécurité = 1,5 (cas général)
- ❖ θ : coefficient d'application = 1 (charge > 24h)

a.1. En travée :

$M_{ut} = 113,12 \text{ KN.m}$

$f_c = 400 \text{ MPa}$

➤ **Moment ultime réduit :**

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \times d^2 \times f_{bc}} \implies \mu_u = \frac{113,12 \cdot 10^{-3}}{0,4 \cdot 0,45^2 \cdot 14,17} \implies \mu_u = 0,098$$

$\mu_u = 0,098 < 0,186 \implies \text{Pivot A} \implies \text{Domaine 1}$

Donc : les armatures de compression ne sont pas nécessaires $A_{sc} = 0$

$\mu_u = 0,098 < \mu_r = 0,392$ Donc : Section a simple armature.

➤ **Section d'armature**

$$A_{st} = \frac{M_{ut}}{z \times \sigma_{st}}$$

Avec :

❖ $\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,098}) = 0,129$

❖ $Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,45(1 - 0,4 \times 0,129) = 0,426$

❖ $\gamma_s = 1,15$ (cas général)

❖ $\sigma_{st} = \frac{f_c}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,82 \text{ Mpa}$

$A_{st} = \frac{113,12 \cdot 10^{-3}}{0,426 \cdot 347,82} \implies A_{st} = 7,63 \text{ cm}^2 \implies \text{On prend : } 5T14 = 7,70 \text{ cm}^2$

➤ **Condition de non fragilité :**

On prend la section minimale :

$$A_{st \text{ min}} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_c}$$

Avec :

$f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 2,1 \text{ Mpa}$

$A_{st \text{ min}} \geq 0,23 \times 0,4 \times 0,45 \times 2,1/400 \implies A_{st \text{ min}} \geq 2,17 \text{ cm}^2$

$A_{st \text{ travée}} \geq 2,17 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée}$

a.2. En appuis:

$M_{ua} = 167,35 \text{ KN.m}$

$A_{st \text{ appui}} = 11,29 \text{ cm}^2$

On prend : **6T16 = 12,06 cm²**

➤ **Condition de non fragilité**

$A_{st \text{ travée}} \geq 2,17 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée}$

Le R.P.A 99 V2003 exige que :

$A_{st \text{ min}} = 0,5\% (b \times h)$

On a:

$$A_{st \min} = 0,005 \times (0,5 \times 0,4) = 10 \text{ cm}^2.$$

D'où :

$$A_{st \text{ travé}} + A_{st \text{ appuis}} = 20,01 \text{ cm}^2 > A_{st \min} = 10 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée}$$

b. Calcul à L'ELS :

Les aciers sont de type Fe400, la fissuration est peu nuisible, donc la vérification des contraintes sont simplifiée et devient comme suit :

$$\alpha \leq (\gamma - 1/2) + (f_{c28}/100)$$

avec : $\gamma = \frac{M_U}{M_{ser}}$

b.1. En travée

$$\gamma = \frac{M_U}{M_{ser}} \implies \gamma = \frac{113,12}{82,67} = 1,36$$

avec : $\alpha = 1,11$

$$\alpha = 1,11 \leq 1,46 \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée}$$

b.2 En appuis

$$\gamma = \frac{M_U}{M_{ser}} \implies \gamma = \frac{167,35}{122,67} = 1,36$$

avec : $\alpha = 1,11$

$$\alpha = 1,11 \leq 1,57 \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée}$$

b.3. Vérification au cisaillement :

$$T_{\max} = 125,67 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d} \implies \tau_u = \frac{125,67 \cdot 10^{-3}}{0,4 \cdot 0,45} \implies \tau_u = 0,698 \text{ Mpa}$$

Fissuration préjudiciable

$$\tau_u = \min \left(\frac{0,2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$\gamma_b = 1,5$: cas générale

$$\tau_u = 0,698 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée}$$

➤ **Calcul des armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}, \phi_t \min, \frac{b}{10} \right) \implies \phi_t \leq \min \left(\frac{50}{35}; 1,4 ; \frac{40}{10} \right)$$

$$\phi_t \leq \min (1,42 ; 1,4 ; 4) \implies \phi_t = \Phi 8 \text{ mm}$$

➤ **Calcul d'espacement des cadres :**

Du R.P.A 99 V2003 on a :

b.4. Zone nodale

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}, 12\phi_t \min, 30\text{cm} \right) \implies S_t \leq \min \left(\frac{50}{4}, 1,4, 4, 30\text{cm} \right) \implies S_t = 10 \text{ cm}$$

La distance pour les armatures de la zone nodale est :

$$l' = 2 \cdot h = 2(0,50) \implies l' = 1 \text{ m}$$

b.5. Zone courante

$$S_t \leq \frac{h}{2} \quad \Rightarrow \quad S_t = \frac{50}{2} \quad \Rightarrow \quad S_t = 25 \text{ cm}$$

Tableau récapitulatif :

Blocs	Ferrailage calculé (cm ²)		Ferrailage choisi (cm ²)		Cadre (mm)	Espacement des cadres (cm)
	Travée	appuis	Travée	appuis		
Bloc B1	7,63	11,29	5T14 = 7,70	6T16=12,06	Φ 8 mm	Zone nodale =10 Zone courante =25
Bloc B2	6,97	10,62	5T12 = 7,70	6T16=12,06	Φ 8 mm	Zone nodale =10 Zone courante =25
Bloc B3	7,63	11,29	5T14 = 7,70	6T16=12,06	Φ 8 mm	Zone nodale =10 Zone courante =25

Tableau IX.4 : Récapitulatif des résultats pour la poutre principale

IX.1.3.2. Calcul des poutres secondaires :

Nous aurons les mêmes résultats de calcul que pour les poutres principales :

Les blocs	Ferrailage calculé (cm ²)		Ferrailage choisi (cm ²)		Cadre (mm)	Espacement des cadres (cm)
	Travée	appuis	Travée	appuis		
Bloc B1	3,86	7,12	3T14 = 4,62	5T14=7,70	Φ 8 mm	Zone nodale =10 Zone courante =25
Bloc B2	2,66	6,45	3T14 = 4,62	5T14=7,70	Φ 8 mm	Zone nodale =10 Zone courante =25
Bloc B3	3,86	7,12	3T14 = 4,62	5T14=7,70	Φ 8 mm	Zone nodale =10 Zone courante =25

Tableau IX.5 : Récapitulatif des résultats pour la poutre secondaire

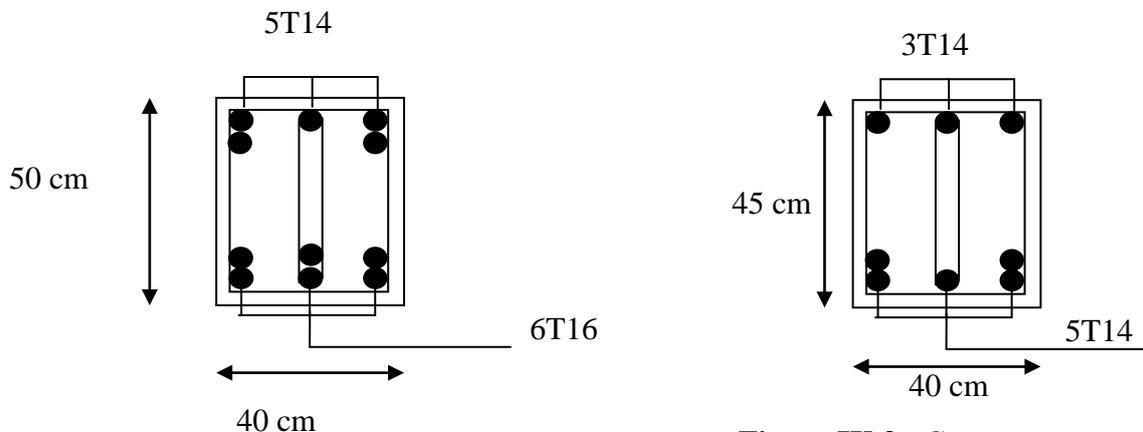


Figure IX.2 : Coupe transversale de la poutre principale

Figure IX.3 : Coupe transversale de la poutre secondaire

IX.2. Etudes des poteaux-poutres métalliques :

Les calculs qui suivent concernent le **BLOC B**.

IX.2.1. Etudes des poteaux :

IX.2.1.1. Justification des poteaux (HEA360) :

❖ **Caractéristiques de la section :**

PROFILE HEA360	Poids	Section	Dimensions			Caractéristiques					
	G Kg/m	A mm ² x10 ²	h mm	b mm	t _f mm	I _y ,mm ⁴ x10 ⁴	I _z ,mm ⁴ x10 ⁴	W _{pl-y} mm ³ x10 ³	W _{pl-z} mm ³ x10 ³	i _y ,mm x10	i _z ,mm x10
	112	142,8	350	300	17,5	33090	7887	2088	802,3	15,22	7,43

Tableau IX.6 : Caractéristiques géométriques du profilé

Le profilé choisi doit satisfaire le plus convenablement possible la condition de résistance.

❖ **Efforts sollicitant :**

Les efforts sollicitant les plus défavorables calculés par le logiciel SAP2000 sont :

N_{sd} = 215,387 KN

M_{sd} = 168,862 KN.m

Les poteaux sont sollicités en flexion composée, alors il faut satisfaire la condition suivante :

$$\left(\frac{M_{sd}}{M_{pl,rd}}\right) + \left(\frac{N_{sd}}{N_{pl,rd}}\right)^2 \leq 1$$

Avec :

$$\begin{cases} M_{pl,rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{mo}} \\ N_{pl,rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{mo}} \end{cases}$$

$$\left(\frac{M_{sd}}{\frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{mo}}}\right) + \left(\frac{N_{sd}}{\frac{A \cdot f_y}{\gamma_{mo}}}\right)^2 \leq 1$$

$$\left(\frac{168,862 \cdot 10^6}{\frac{2088 \cdot 10^3 \cdot 235}{1,1}}\right) + \left(\frac{215,387 \cdot 10^3}{\frac{142,8 \cdot 10^2 \cdot 235}{1,1}}\right)^2 \leq 1$$

0,312 + 0,070 = 0,382 ⇒ 0,382 < 1 **Condition Vérifiée**

Donc : le **HEA 360** vérifie la condition de résistance.

❖ **Classe de la section transversale**

a. Classe de la semelle comprimée :

C/ t_f < 10ε

$$\begin{cases} b = 300\text{mm} \\ t_f = 17,5 \text{ mm} \\ f_y = 235 \end{cases}$$

$$C = \frac{b}{2} = \frac{300}{2} = 150 \text{ mm}$$

$$\frac{c}{t_f} \leq 10\varepsilon \Rightarrow \frac{bf}{2} \leq 10 \sqrt{\frac{235}{f_y}} \Rightarrow 8,57 < 10$$

la semelle est de classe I

Donc : la semelle est de classe I.

b. Classe de l'âme comprimée :

$$\frac{d}{t_w} \leq 33\varepsilon \quad \text{avec} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$$d = h - (2r + 2t_f) = 350 - [(2 \times 27) + (2 \times 17,5)] = 261 \text{ mm}$$

$$\frac{261}{10} \leq 33 \sqrt{\frac{235}{235}} \Rightarrow 26,1 < 33$$

l'âme est de classe I

Donc : la classe de l'âme est de classe I.

Conclusion : Le profilé **HEA 360** est de classe 1.

❖ **Vérification de flambement :**

Les poteaux sont des éléments qui travaillent principalement à la compression et la flexion, et comme les moments sont faibles devant l'effort normal on procède à la vérification de la résistance au flambement.

On doit vérifier que :
$$N_{sd} \leq N_{b,Rd}$$

Avec :

- N_{sd} : Effort de compression.
- $N_{b,Rd}$: La résistance de calcul d'un élément comprimé au flambement, elle être prise égale à:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \times \beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{M_1}}$$

- $\beta_A = 1$ pour les sections de classe I
- $\gamma_{M_1} = 1,1$
- χ : Coefficient de réduction dépend de $\bar{\lambda}$
- $\bar{\lambda}$: Elancement réduit

$$\bar{\lambda} = \left(\frac{\lambda}{\lambda_1}\right) \sqrt{\beta_A} = \frac{\lambda}{93,9\varepsilon}$$

- λ : calculé à la base des caractéristiques de la section brute
- $\begin{cases} \frac{h}{b_f} = \frac{350}{300} = 1,16 < 1,2 \\ t_f = 17,5 \text{ mm} < 40 \text{ mm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \text{axe de flambement} \Rightarrow \begin{cases} (y - y) \\ (z - z) \end{cases} \\ \text{courbe de flambement} \Rightarrow \begin{cases} b \\ c \end{cases} \end{cases}$

a. Longueur de flambement :
$$l_f = 0,5 \times L_0$$

$$l_f = 0,5 \times 7,4 \Rightarrow l_f = 3,7 \text{ m}$$

Plan (y-y) :

Axe (y-y) \Rightarrow courbe (b) $\Rightarrow \alpha = 0,34$

$$\lambda_y = \frac{L_{fy}}{i_y} = \frac{370}{15,22} = 24,31 \Rightarrow \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{93,9\epsilon} = \frac{24,31}{93,9} = 0,25$$

Plan (z-z) :

Axe (z-z) \Rightarrow courbe (c) $\Rightarrow \alpha = 0,49$

$$\lambda_z = \frac{L_{fz}}{i_z} = \frac{370}{7,43} = 49,8 \Rightarrow \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{93,9\epsilon} = \frac{49,8}{93,9} = 0,53$$

$$\bar{\lambda} = \max(\bar{\lambda}_y, \bar{\lambda}_z) = 0,53$$

a. Détermination de coefficient de flambement χ :

$$\chi = \frac{1}{\left(\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2} \right)} \leq 1$$

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

$$\phi = 0,5 \times \left[1 + 0,49(0,53 - 0,2) + 0,53^2 \right] \Rightarrow \phi = 0,72$$

$$\chi = \frac{1}{\left(0,72 + \sqrt{0,72^2 - 0,53^2} \right)} \Rightarrow \chi = 0,83$$

$$N_{b,Rd} = \frac{0,83 \times 1 \times 1428 \times 235 \times 10^{-3}}{1,1} = 254,12 \text{ KN}$$

$N_{sd} = 215,387 \text{ KN} \ll N_{N,Rd} = 254,12 \text{ KN}$ Condition Vérifiée

IX.2.2. Etudes de la poutre :

❖ Efforts sollicitant :

Les efforts sollicitant les plus défavorables calculés par le logiciel SAP2000 sont :

$$V_{sd} = 23,186 \text{ KN}$$

$$M_{sd} = 35,912 \text{ KN.m}$$

Avec:
$$M_{c, rd} = W_{ply} \times \frac{f_y}{\gamma_{M_0}}$$

$$W_{ply, min} \geq \frac{M_{sd} \times \gamma_{M_0}}{f_y} = \frac{35,912 \times 1,1 \times 10^3}{235}$$

$$W_{ply, min} \geq 168,09 \text{ cm}^3$$

IX.2.2.1. Justification de la poutre (IPE200) :

❖ Caractéristiques de la section :

Le profilé choisi doit satisfaire le plus convenablement possible la condition de résistance.

PROFILE IPE200	Poids	Secti	Dimensions			Caractéristiques					
	G Kg/m	A mm ² x10 ²	h mm	b mm	t _f mm	I _y mm ⁴ x10 ⁴	I _z mm ⁴ x10 ⁴	W _{pl-y} mm ³ x10 ³	W _{pl-z} mm ³ x10 ³	i _y m x10	i _z m x10
	22,4	28,5	200	100	8,5	1934	142	221	44,6	8,26	2,24

Tableau IX.7 : Caractéristiques géométriques du profilé

❖ **Condition de flèche**

$$\delta = \frac{5q_s l^4}{384 \times E \times I_y}$$

$$\delta_{\max} = \frac{l}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

$$\delta < \delta_{\max} \quad \delta = \frac{5 \times 5,91 \times 10^{-2} \times 600^4}{384 \times 2,1 \times 10^4 \times 1943} = 2,44 \text{ cm} < 3 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Classe du profilé :**

a. Classe de l'âme fléchie :

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon \quad \text{avec} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$$d = h - 2(t_f + r) \Rightarrow d = 200 - 2 \times (8,5 + 12) \Rightarrow d = 159 \text{ mm}$$

$$\frac{159}{5,6} \leq 72 \sqrt{\frac{235}{235}} \Rightarrow 28,39 < 72 \dots \dots \dots \text{l'âme est de classe I}$$

b. Classe de la semelle comprimée :

$$\frac{c}{t_f} \leq 10\varepsilon \Rightarrow \frac{bf}{2t_f} \leq 10 \sqrt{\frac{235}{235}} \Rightarrow 5,88 < 10 \dots \dots \dots \text{la semelle est de classe I}$$

Conclusion : La section est de classe I

❖ **Condition de cisaillement :**

La condition à satisfaire pour vérifier la sécurité:

$$V_{sd} \leq V_{pl,Rd} \Rightarrow V_{sd} = 23,1863 \leq V_{pl,Rd} = 0,58 \times \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{M_0}} = 173,66 \text{ kN}$$

A_v : l'aire de cisaillement.

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

$$\Rightarrow A_v = 28,5 - (2 \times 10 \times 0,85) + [(0,56 + 2 \times 1,2) \times 0,85]$$

$$\Rightarrow A_v = 14,01 \text{ cm}^2$$

$$V_{sd} = 23,186 \text{ kn} \leq V_{pl,Rd} = 0,58 \times \frac{1401,54 \times 235 \times 10^{-3}}{1,1} = 173,66 \text{ kn} \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Résistance du poutre au déversement :**

Le moment résistant de déversement est donnée par :

$$M_{b,Rd} = \frac{\chi_{lt} \times \beta_w \times W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M_1}}$$

$B_w = 1$ section de classe I

χ_{lt} = est le facteur de réduction pour le déversement.

$F_y = 235$ N/mm

$$\gamma_{M_1} = 1,1$$

$$\bar{\lambda}_{lt} = \sqrt{\frac{\beta_w \times W_{pl,y} \times f_y}{M_{cr}}}$$

- M_{cr} : Moment critique élastique de déversement donné par la formule suivante :

- $M_{cr} = C_1 \times \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{K \cdot L^2} \times \left\{ \sqrt{\left(\frac{K^2}{K_\omega^2}\right) \times \frac{I_w}{I_z} + \frac{K \cdot L^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z} + (C_2 \cdot Z_g - C_3 \cdot Z_j)^2} \right.$

M_{cr} se simplifier en :

$$M_{cr} = C_1 \cdot \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{L^2} \sqrt{\frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}}$$

$C_1 = 1,132$ (Charge uniformément répartie)

$$G = \frac{E}{2(1-\nu)} \Rightarrow \begin{cases} E = 21 \cdot 10^6 \text{ N/cm}^2 \\ \nu = 0,3 \end{cases} \Rightarrow G = 8,08 \cdot 10^6 \text{ N/cm}^2$$

I_t : Moment d'inertie de torsion ($I_t = 6,98 \text{ cm}^4$)

I_w : Moment d'inertie de gauchissement ($I_w = 13 \cdot 10^3 \text{ cm}^6$)

I_z : Moment d'inertie de flexion suivant l'axe faible inertie ($I_z = 142 \text{ cm}^4$)

$$M_{cr} = 1,132 \cdot \frac{3,14^2 \cdot 21 \cdot 10^6 \cdot 142}{600^2} \sqrt{\frac{13 \cdot 10^3}{142} + \frac{600^2 \cdot 8,08 \cdot 10^6 \cdot 6,98}{3,14^2 \cdot 21 \cdot 10^6 \cdot 142}}$$

$$M_{cr} = 30947020,97 \text{ N.cm}$$

$$\bar{\lambda}_{lt} = \sqrt{\frac{\beta_w \times W_{pl,y} \times f_y}{M_{cr}}} \Rightarrow \bar{\lambda}_{lt} = \sqrt{\frac{1 \times 221 \times 235 \times 10^2}{30947020,97 \text{ N}}} = 0,4$$

On calcul :

$$\chi_{lt} = \frac{1}{\left(\phi_{lt} + \sqrt{\phi_{lt}^2 - \bar{\lambda}_{lt}^2}\right)} \leq 1$$

$$\phi_{lt} = 0,5 \times \left[1 + \alpha_{lt}(\bar{\lambda}_{lt} - 0,2) + \bar{\lambda}_{lt}^2\right]$$

$\alpha_{lt} = 0,21$ Pour les profils laminés

$$\phi_{lt} = 0,5 \times [1 + 0,21(0,4 - 0,2) + 0,4^2] = 0,59$$

Donc : $\chi_{lt} = \frac{1}{(0,59 + \sqrt{0,59^2 - 0,4^2})} = 0,98$

$$M_{b,Rd} = \frac{\chi_{lt} \times \beta_w \times W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M_1}}$$

$$M_{b,Rd} = \frac{0,98 \times 1 \times 221 \times 235 \times 10^{-3}}{1,1} = 46,26 \text{ KN.m}$$

$M_{sd} = 35,912 \text{ KN.m} \leq M_{b,Rd} = 46,26 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$

IX.2.3. Contreventement :

IX.2.3.1. Introduction :

Les contreventements sont des pièces qui ont pour objet d'assurer la stabilité de l'ossature en s'opposant à l'action de forces horizontales : vent, freinage des ponts roulants, effets de séismes, chocs etc.

Ils sont généralement conçus pour garantir le cheminement des charges horizontales jusqu'aux fondations.

Ils sont disposés en toiture, dans le plan des versants « poutres au vent » et contreventement « en ciseaux », et en façade « palée de stabilité », et doivent reprendre les efforts horizontaux appliqués tant sur les pignons que sur les long pans.

IX.2.3.2. Types et disposition des contreventements :

On distingue que notre structure se compose de [3] types de contreventement disposer comme illustré sur la figure ci-dessous.

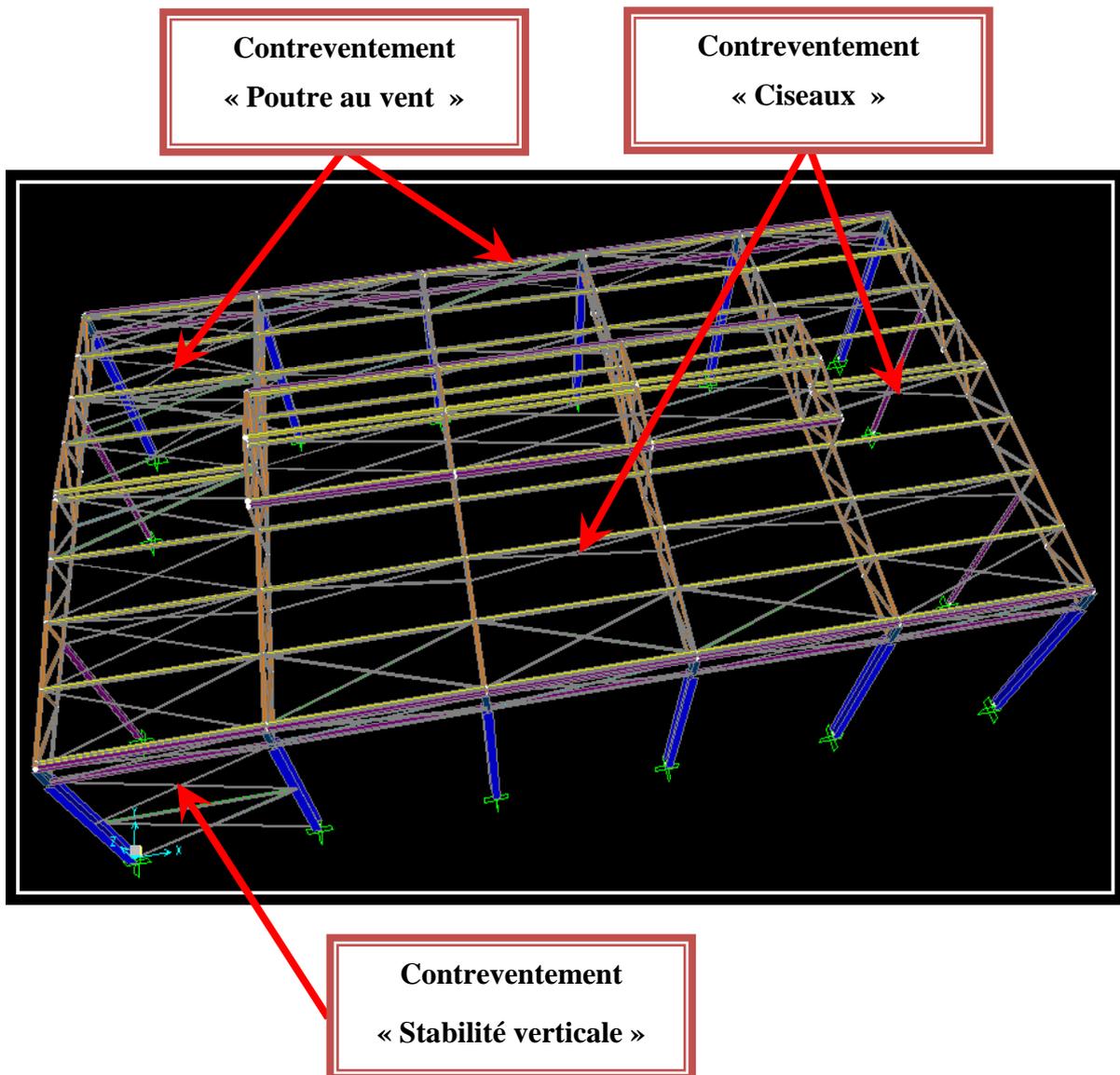


Figure IX.4 : Types et disposition des contreventements

IX.2.3.3. Effort axial de traction :

$$N_{sd} \leq N_{t,rd}$$

$$N_{sd} = 48,218 \text{ KN}$$

$$N_{sd} \leq N_{t,rd} \Rightarrow N_{sd} \leq \frac{A \times F_y}{\gamma_{mo}}$$

$$\Rightarrow A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{mo}}{F_y} \Rightarrow A \geq 2,25 \text{ cm}^2$$

Donc : choisir L 40X40X5 (A = 7,53 cm²)

Résistance plastique de calcul de section brute :

$$N_{pl,rd} = 2. A. f_y / \gamma_{M_0}$$

Avec:
$$\begin{cases} A = 3,79 \times 10^2 \text{ mm}^2 \\ f_y = 235 \text{ N/mm}^2 \\ \gamma_{M_0} = 1,1 \end{cases}$$

$$N_{pl,rd} = 2(3,79) \times 10^2 \cdot 235 / 1,1 \quad \Longrightarrow \quad N_{pl,rd} = 161,936 \text{ KN}$$

a. Résistance ultime de section nette au droit des trous de fixations :

$$N_{net,rd} = A_{net} \cdot f_y / \gamma_{M_0}$$

Avec:
$$\begin{cases} A_{net} = 3,79 \cdot 10^2 \text{ mm}^2 \\ F_y = 235 \text{ N/mm}^2 \\ \gamma_{M_0} = 1,1 \end{cases}$$

$$N_{net,rd} = 80,968 \text{ KN}$$

$$N_{u,rd} = 0.9 A_{net} \cdot f_u / \gamma_{M_2}$$

Avec:
$$\begin{cases} A_{net} = 3,79 \cdot 10^2 \text{ mm}^2 \\ F_u = 360 \text{ N/mm}^2 \\ \gamma_{M_0} = 1,1 \end{cases}$$

$$N_{u,rd} = 111,632 \text{ KN}$$

b. Vérification :

$$\text{Min} (N_{pl,rd}, N_{net,rd}, N_{u,rd}) \geq N_{sd}$$

$$\text{Min} (161,936 ; 80,968 ; 111,632) \geq 48,218 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée}$$

	Type	Longueur (m)	Effort (KN)	dimension
BLOC B	Poutre au vent	6,80	48,218	L 40 x 40 x 5
	Ciseaux	6,60	16,130	L 40 x 40 x 5
	Stabilité verticale	7,40	23,148	L 40 x 40 x 5

Tableau IX.8 : Récapitulatif des différents contreventements et leurs dimensions

N.B : Le dimensionnement des différents contreventements étaient non seulement basé sur l’effort sollicitant mais aussi pour assurer la stabilité de la structure, et assurer les vérifications éventuelles correspondantes à l’étude sismique

IX.2.4. Ferme :

Introduction :

Une poutre en treillis est composée de deux membrures, dont le rôle est analogue à celui des ailes d'un profilé laminé en doubles T (reprendre le moment de flexion), et d'un réseau de barres comprimées ou tendues (les diagonales et les montants) qui équilibrent l'effort tranchant tout en servant à l'introduction des forces concentrées. La poutre en treillis représente en générale la solution la plus légère pour la réalisation d'un élément fléchi d'une portée supérieure à 20m.

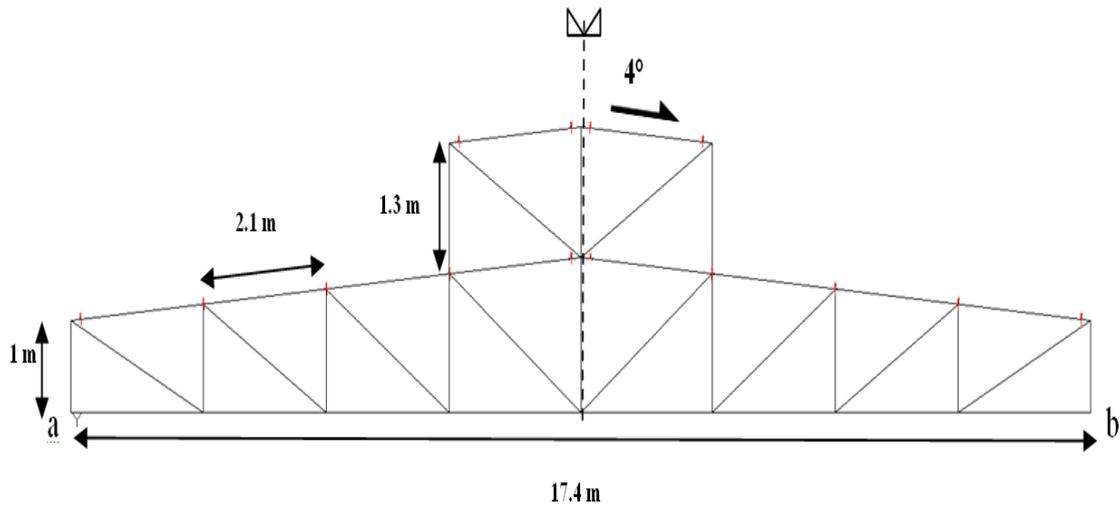


Figure IX.1 : Coupe longitudinale de la ferme

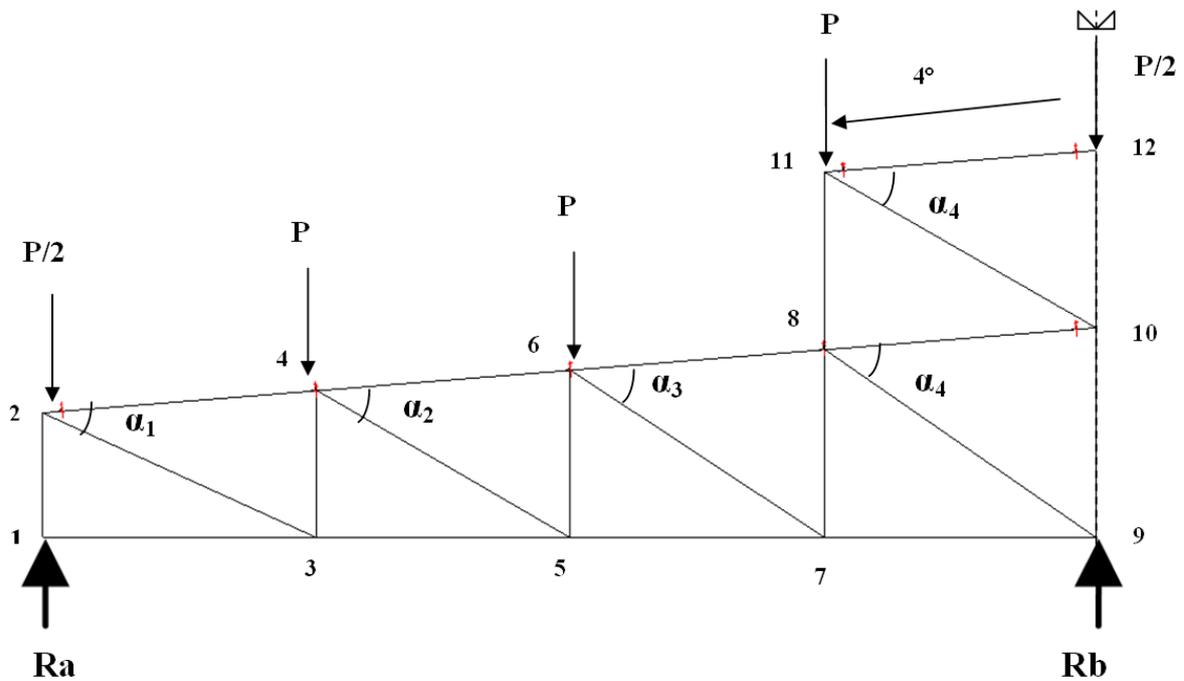


Figure IX.2: Géométrie de la ferme

Angles	α_1	α_2	α_3	α_4
Degrés	29°	31°	34°	37°

Tableau. IX.1 : Différent angles de la ferme

IX.2.4.1. Détermination des efforts par la méthode des nœuds

Cas d'une charge unitaire $P = 1.0 \text{ kg}$

$R_a + R_b = 8 P = 8 \text{ Kg}$

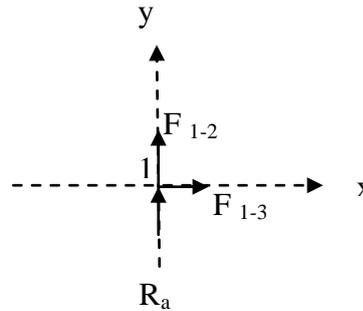
$R_a = R_b = 4 \text{ Kg}$

Nœud 1

Supposition: la barre est tractée

$\sum \vec{F} /_x = \vec{0} \quad F_{1-3} = 0 \text{ Kg}$

$\sum \vec{F} /_y = \vec{0} \quad F_{1-2} = -4 \text{ Kg}$



Conclusion

Le résultat trouvé est en signe négatif donc il faut changer la supposition.

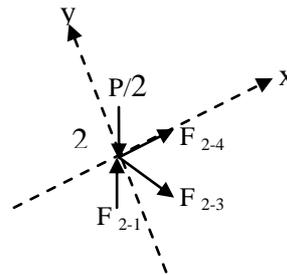
La barre est comprimée.

Nœud 2

Supposition: la barre est tractée

$\sum \vec{F} /_x = \vec{0} \quad F_{2-4} = -1,82 \text{ Kg}$

$\sum \vec{F} /_y = \vec{0} \quad F_{2-3} = -2,1 \text{ Kg}$



Conclusion

Le résultat trouvé est en signe négatif donc il faut changer la supposition.

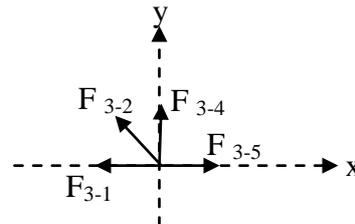
La barre (2-4) est comprimée.

Nœud 3

Supposition: la barre est tractée

$\sum \vec{F}_x = \vec{0} \quad F_{3-4} = -0,87 \text{ Kg}$

$F_{3-5} = 1,85 \text{ Kg}$



Conclusion

Le résultat trouvé est en signe négatif donc il faut changer la supposition.

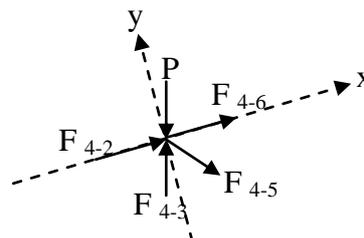
La barre (3-4) est comprimée.

Nœud 4

Supposition: la barre est tractée

$\sum \vec{F}_x = \vec{0} \quad F_{4-5} = 2,75 \text{ Kg}$

$\sum \vec{F}_y = \vec{0} \quad F_{4-6} = -1,75 \text{ Kg}$



Conclusion

Le résultat trouvé est en signe positif donc la supposition est la bonne.

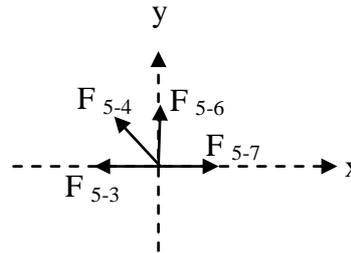
La barre (4-5) est tractée.

Nœud 5

Supposition: la barre est tractée

$$\Sigma \vec{F}_x = \vec{0} \quad F_{5-7} = 4,32 \text{Kg}$$

$$\Sigma \vec{F}_y = \vec{0} \quad F_{5-6} = -1,3 \text{Kg}$$



Conclusion

Le résultat trouvé est en signe négatif donc il faut changer la supposition.

La barre (5-6) est comprimée.

Nœud 6

Supposition: la barre est tractée

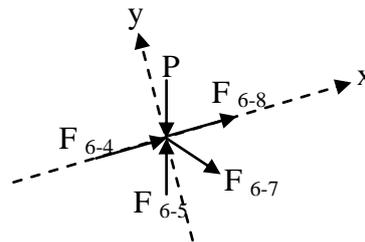
$$\Sigma \vec{F}_x = \vec{0} \quad F_{6-8} = -1,75 \text{Kg}$$

$$\Sigma \vec{F}_y = \vec{0} \quad F_{6-7} = 4,45 \text{Kg}$$

Conclusion

Le résultat trouvé est en signe positif donc la supposition est la bonne.

La barre (6-7) est tractée.



Nœud 7

Supposition: la barre est tractée

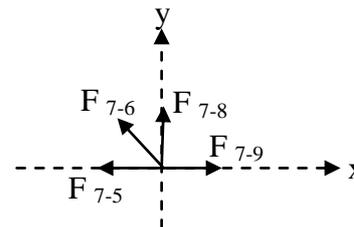
$$\Sigma \vec{F}_x = \vec{0} \quad F_{7-9} = 8,13 \text{Kg}$$

$$\Sigma \vec{F}_y = \vec{0} \quad F_{7-8} = -2,3 \text{Kg}$$

Conclusion

Le résultat trouvé est en signe négatif donc il faut changer la supposition.

La barre (7-8) est comprimée.



Nœud 8

Supposition: la barre est tractée

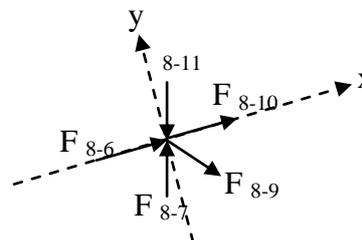
$$\Sigma \vec{F}_x = \vec{0} \quad F_{8-9} = 2,35 \text{Kg}$$

$$\Sigma \vec{F}_y = \vec{0} \quad F_{8-10} = -1,75 \text{Kg}$$

Conclusion

Le résultat trouvé est en signe positif donc la supposition est la bonne.

La barre (8-9) est tractée.

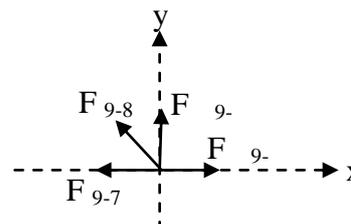


Nœud 9

Supposition: la barre est tractée

$$\Sigma \vec{F}_x = \vec{0} \quad F_{9-11} = 8,13 \text{Kg}$$

$$\Sigma \vec{F}_y = \vec{0} \quad F_{9-10} = -2,6 \text{Kg}$$



Conclusion

Le résultat trouvé est en signe négatif donc il faut changer la supposition.

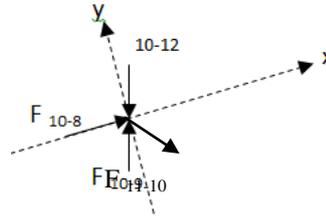
La barre (9-10) est comprimée.

Nœud 10

Supposition: la barre est tractée

$$\Sigma \vec{F}_x = \vec{0} \quad F_{10-11} = 3,8 \text{ Kg}$$

$$\Sigma \vec{F}_y = \vec{0} \quad F_{10-12} = -1,89 \text{ Kg}$$

**Conclusion**

Le résultat trouvé est en signe positif donc la supposition est la bonne.

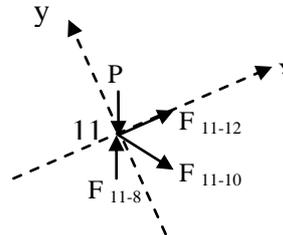
La barre (10-11) est tractée.

Nœud 11

Supposition: la barre est tractée

$$\Sigma \vec{F}_x = \vec{0} \quad F_{11-8} = 1,6 \text{ Kg}$$

$$\Sigma \vec{F}_y = \vec{0} \quad F_{11-12} = -1,95 \text{ Kg}$$

**Conclusion**

Le résultat trouvé est en signe négatif donc il faut changer la supposition.

La barre (11-12) est comprimée.

Elements	N° des barres	Effort P = 1.0 Kg	Nature des efforts (en Kg)			les combinaisons	
			G(840)	N(538)	V(1558)	1,35G+1,5N	1,35G+1,5V
Membrure supérieure	2-4	-1,82	-1528,8	-979,16	-2835,56	-3532,62	-6317,22
	4-6	-1,75	-1470	-941,5	-2726,5	-3396,75	-6074,25
	6-8	-1,75	-1470	-941,5	-2726,5	-3396,75	-6074,25
	8-10	-1,75	-1470	-941,5	-2726,5	-3396,75	-6074,25
	11-12	-1,95	-1638	-1049,1	-3038,1	-3784,95	-6768,45
Membrure inférieure	1-3	0	0	0	0	0	0
	3-5	1,89	1587,6	1016,82	2944,62	3668,49	6560,19
	5-7	4,32	3628,8	2324,16	6730,56	8385,12	14994,72
	7-9	8,13	6829,2	4373,94	12666,54	15780,33	28219,23
	8-10	6,45	5418	3470,1	10049,1	12519,45	22387,95
Diagonales	2-3	-2,08	-1747,2	-1119,04	-3240,64	-4037,28	-7219,68
	4-5	-2,75	-2310	-1479,5	-4284,5	-5337,75	-9545,25
	6-7	-4,45	-3738	-2394,1	-6933,1	-8637,45	-15445,95
	8-9	-2,35	-1974	-1264,3	-3661,3	-4561,35	-8156,85
	10-11	3,8	3192	2044,4	5920,4	7375,8	13189,8
Montants	1-2	4	3360	2152	6232	7764	13884
	3-4	-0,87	-730,8	-468,06	-1355,46	-1688,67	-3019,77
	5-6	1,3	1092	699,4	2025,4	2523,3	4512,3
	7-8	2,3	1932	1237,4	3583,4	4464,3	7983,3
	9-10	2,6	2184	1398,8	4050,8	5046,6	9024,6
	8-11	1,6	1344	860,8	2492,8	3105,6	5553,6
	10-12	1,89	1587,6	1016,82	2944,62	3668,49	6560,19

Tableau IX.2 : Tableau récapitulatif

REMARQUE :

Les résultats pris en compte sont ceux tirés de la modélisation avec le logiciel SAP 2000.

IX.2.4.1.1. Les éléments comprimés :

$$N_{c,rd} = A \cdot f_y / \gamma_{M_0}$$

En prenant: $N_{c,rd} = N_{c,sd}$

$$A_{min} = N_{c,sd} \cdot \gamma_{M_0} / f_y$$

IX.2.4.1.2. Condition de flèche

$$\delta \leq \delta_{max}$$

$$\delta = \frac{ql^4}{384EI}$$

$$\delta_{max} = \frac{1}{400} = \frac{1740}{400} = 4,35 \text{ cm}$$

$$\delta = \frac{q \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_y} = 3,42 \text{ cm}$$

$$\delta \leq \delta_{max} \quad 3,42 \text{ cm} \leq 4,35 \text{ cm}$$

$\delta \leq \delta_{max}$ alors : la double cornières 2L60.8/8/ vérifiée la condition de flèche.

IX.2.4.1.3. Classe de la section transversale**a. Ailes comprimées (parois comprimée)**

$$b = 60 \text{ mm}$$

$$C = \frac{b}{2} = \frac{60}{2} = 30 \text{ mm}$$

$$t = 8 \text{ mm}$$

$C/t = 3,75 < 10\epsilon$ donc : la section 2L60.8/8/ est de classe 1

IX.2.4.1.4. Vérification de flambement du montant 2L60.8/8/ :

$$N_{b,rd} = \chi \cdot \beta_A \cdot 2 \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M_0}$$

Avec :

$\beta_A = 1$ pour les sections transversale de classe 1

χ : Le coefficient réduction pour le mode de flambement

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

Avec :

$$\phi = 0.5(1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2)$$

α : Facteur d'imperfection

Courbe de flambement c $\Rightarrow \alpha = 0,49$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} \cdot \sqrt{\beta_A}$$

Avec : $\lambda = \frac{l_f}{i} = 50$ ($l_f = 0,9.1$; longueur de flambement à considérer).

$$\lambda_1 = 93,9\epsilon$$

$\bar{\lambda} = 0,32 \geq 0,2$ donc il y'a un risque de flambement

$$\phi = 0.5[1 + 0,49(0,32 - 0.2) + 0,32^2] = 0,58$$

$$\chi = \frac{1}{0,72 + \sqrt{0,72^2 - 0,53^2}} = 0,83$$

$$N_{c,rd} = 321,48 \text{ kN} \quad N_{sd} = 147,14 \text{ kN}$$

$N_{c,rd} \geq N_{sd}$ Donc: Il n'y a pas un risque de flambement.

IX1.5. Effort axial de traction

$$N_{sd} \leq N_{t,rd}$$

$$N_{sd} = 263,47 \text{ kN}$$

a. Résistance plastique de calcul de section brute :

$$N_{pl,rd} = 2 \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M_0} = 2 \times 9,03 \times 10^2 \times 0,235 / 1,1 = 385,83 \text{ kN}$$

Avec:

$$A = 9,03 \times 10^2 \text{ mm}^2; f_y = 235 \text{ N/mm}^2; \gamma_{M_0} = 1,1$$

b. Résistances ultime de section nette au droit des trous de fixations

$$N_{net,rd} = A_{net} \cdot f_y / \gamma_{M_2} = 338 \text{ kN}$$

$$A_{net} = 15,82 \cdot 10^2 \text{ mm}^2; f_u = 360 \text{ N/mm}^2; \gamma_{M_2} = 1,1$$

$$N_{u,rd} = 0,9 A_{net} \cdot f_u / \gamma_{M_2}$$

$$N_{u,rd} = 466 \text{ kN} \quad N_{sd} = 147,14 \text{ kN}$$

c. Vérification :

$$\text{Min} (N_{pl,rd}, N_{net,rd}, N_{u,rd}) \geq N_{sd}$$

$\text{Min} (385,83, 338, 466) \geq 263,47$ Condition. Vérifiée

ETUDES DES ASSEMBLAGE

Introduction :

le calcul des assemblages revêt en construction métallique une importance équivalente à celle du dimensionnement des pièces pour la sécurité finale de la construction car ,un assemblage est un dispositif à but de solidariser plusieurs pièces entre elle, pour assurer la bonne transmission et répartition des diverses sollicitations appliquées.

X.1. Assemblage «Poteau – Poutre» : HEA360 – IPE200

X.1.1 Efforts sollicitant :

Les efforts maximums à prendre en considération sont :

$$M_{sd} = 34,2 \text{ kn.m}$$

$$V_{sd} = 10,5 \text{ Kn}$$

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

$$18\text{mm} \leq t_{\max} \leq 25\text{mm} \rightarrow \begin{cases} a_{\min} = 5\text{mm} \\ a_{\max} = 0.7t = 14\text{mm} \end{cases}$$

On prend un cordon de soudure : $a = 10 \text{ mm}$

X.1.2. Soudure de la platine :

a. Soudure de la semelle tendue :

$$N_{sd} = M_{sd} / h = (34,2 \times 10^3) / 200 = 171 \text{ KN}$$

$$R_s = (0.7 \times s \times l \times f_y) / \gamma_{M1}$$

$$L = \frac{200}{2} \Rightarrow l = 100 \text{ mm}$$

$$R_s = (0.7 \times 10\sqrt{2} \times 100 \times 2 \times 235) / 1.1 = 423 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 171 \text{ KN} < R_s = 423 \text{ KN}$$

b. Soudure de l'âme :

$$R_s = (0.7 \times s \times l \times f_y) / \gamma_{M1}$$

$$L = h - 2t_f \Rightarrow L = 200 - 2 \times 8.5 \Rightarrow L = 183 \text{ mm}$$

$$R_s = (0.7 \times 10\sqrt{2} \times 183 \times 2 \times 235) / 1.1 = 774,05 \text{ KN}$$

$$V_s = 10,5 \text{ KN} < R_s = 774,05 \text{ KN}$$

X.1.3. Disposition constructives :

On opte un assemblage formé de deux files de 3 boulons HR10.9Φ16

a. Pince longitudinale :

$$1.2d_0 \leq e_1 \leq 12t$$

$$d_0 = \Phi + 2 = 18 \text{ mm} \Rightarrow 1.2 \times 18 \leq e_1 \leq 12 \times 17,5$$

$$\Rightarrow 21,6 \text{ mm} \leq e_1 \leq 210 \text{ mm} \quad \text{Alors} \quad \text{On prend } e_1 = 35 \text{ mm}$$

b. Pince transversale :

$$1.5d_0 \leq e_2 \leq 12t$$

$$d_0 = \Phi + 2 = 18 \text{ mm} \Rightarrow 1.5 \times 18 \leq e_2 \leq 12 \times 17,5$$

$$\Rightarrow 27 \text{ mm} \leq e_2 \leq 210 \text{ mm} \quad \text{Alors} \quad \text{On prend } e_2 = 35 \text{ mm}$$

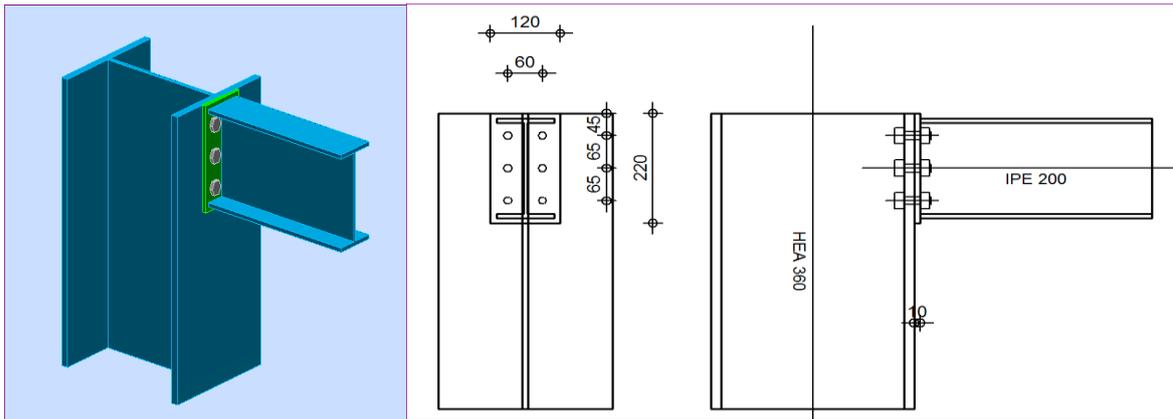


Figure X.1 : Détail d’assemblage poteau-poutre

X.1.4. Calcul des boulons sollicités en traction :

$$T_R = 0.8 f_{ub} A_s$$

A_s : section résistance du boulon $M_{16} = 157 \text{ mm}^2$

$p_1 = 65 \text{ mm}$ $d_1 = e_1 + p_1 = 100 \text{ mm}$

$p_2 = 30 \text{ mm}$ $d_2 = e_2 + p_2 = 95 \text{ mm}$

$T_R = 0.8 \cdot 1000 \times 157 = 125,6 \text{ KN}$

$M_R = 2 T_R (0.1 + 0.095) = 49 \text{ KN.m}$

$M_R = 49 \text{ KN.m} > M_{sd} = 34,2 \text{ KN.m}$ **Condition Vérifiée**

X.1.5. Calcul des boulons sollicités au cisaillement :

$$V_R = \frac{f_{ub} A_s}{\sqrt{3}} = \frac{1000 \times 157}{\sqrt{3}} = 90,64 \text{ KN}$$

$V_d = \frac{10,5}{6} = 1,75 \text{ KN} < \frac{V_R}{\gamma_{M1}} = 82,4 \text{ KN}$ **Condition Vérifiée**

X.1.6. Vérification de la pression diamétrale :

$L_R = 2.4 f_u d t = 2.4 \times 360 \times 16 \times 10 = 138,24 \text{ KN}$

$V_d = 1,75 \text{ KN} < \frac{L_R}{\gamma_{M1}} = 125,67 \text{ KN}$ **Condition Vérifiée**

X.2. Assemblage « barres de ferme » :

X.2.1. Efforts sollicitant :

Les efforts maximums à prendre en considération sont :

$N_{sd} = 74,6 \text{ KN}$

Les choix qui se sont portés en avant sur les éléments principaux de la ferme sont :

- Les montants de l’extrémité sont des profilés HEA200
- Les diagonales et les montants sont de double cornière à aile égales 2L60X8/8
- Les membrures supérieures et inférieures sont de double cornière 2L60X8/8

Epaisseur du gousset : $e_p = 8 \text{ mm}$

$$t_{max} \leq 17 \text{ mm} \rightarrow \begin{cases} a_{min} = 4 \text{ mm} \\ a_{max} = 0.7t = 7 \text{ mm} \end{cases}$$

On prend un cordon de soudure : $a = 5 \text{ mm}$

X.2.2. Soudure de la platine :

$$R_s = (0.7 \times s \times l \times f_y) / \gamma_{M1} = (0.7 \times 10\sqrt{2} \times 140 \times 2 \times 0,235) / 1.1 = 592.17 \text{ KN}$$

$$V_s = 86.67 \text{ KN} < R_s = 592.17 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée}$$

X.2.3. Disposition constructive :

On opte pour un assemblage formé de un fils de 2 boulons HR8.8 Φ16

Pince longitudinale :

$$1.2d_0 \leq e_1 \leq 12t$$

$$d_0 = \Phi + 2 = 18\text{mm} \Rightarrow 1.2 \times 18 \leq e_1 \leq 12 \times 8$$

$$\Rightarrow 21,6\text{mm} \leq e_1 \leq 96\text{mm}$$

On prend $e_1 = 30\text{mm}$

X.2.4. Pince transversale :

$$1.5d_0 \leq e_2 \leq 12t$$

$$d_0 = \Phi + 2 = 18\text{mm} \Rightarrow 1.5 \times 18 \leq e_2 \leq 12 \times 8$$

$$\Rightarrow 27\text{mm} \leq e_2 \leq 96\text{mm}$$

On prend $e_2 = 40\text{mm}$

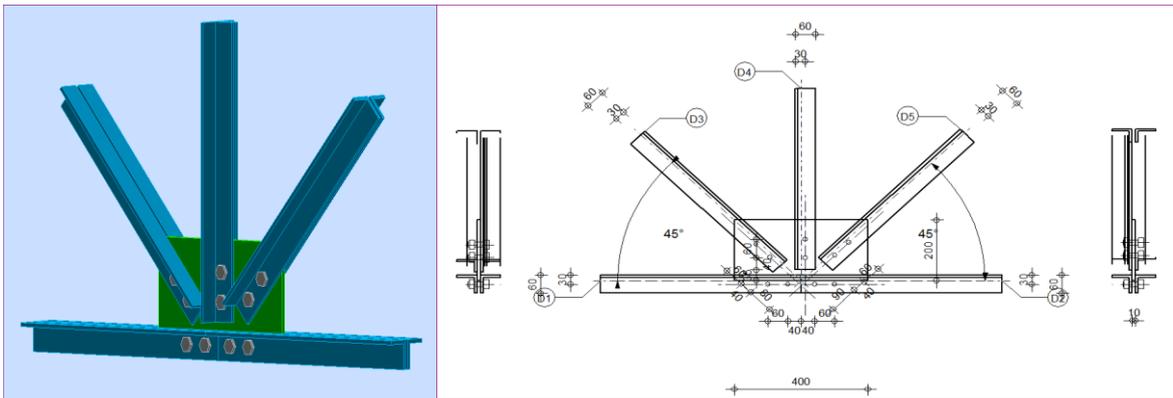


Figure X.2 : Détail d’assemblage barres de la ferme

X.2.5. Calcul des boulons sollicités au cisaillement :

$$V_R = \frac{f_{ub} A_s}{\sqrt{3}} = \frac{800 \times 157}{\sqrt{3}} = 72,52 \text{ KN}$$

$$V_d = \frac{22.48}{2} = 11,24\text{KN} < \frac{V_R}{\gamma_{M1}} = 66 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée}$$

X.2.6. Vérification de la pression diamétrale :

$$L_R = 1.6 f_u d t = 1.6 \times 0,360 \times 18 \times 8 = 82,94 \text{ KN}$$

$$V_d = 11,24\text{KN} < \frac{L_R}{\gamma_{M1}} = 82,94\text{KN} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée}$$

X.2.7. Assemblage membrure inferieur gousset :

La cornier 2L60X8/8 :

Épaisseur de gousset $e=8\text{mm}$

Calcul du nombre des boulons HR8.8 $\Phi 16$:

$$d_0 = \Phi + 2 = 18\text{mm}$$

X.2.8. Calcul des boulons sollicités au cisaillement :

Le nombre d'interface de frottement $n=2$

$$F_{v,Rd} = n \times \frac{0,6 f_{ub} A_s}{\gamma_{Mb}}$$

$$F_{v,Rd} = 2 \times 0,6 \times 800 \times 10^{-3} \times \frac{157}{1,25} = 120,58 \text{ KN}$$

$$n = \frac{74,6}{120,58} = 0,62 \quad \text{alors} \quad n=2 \text{ boulons}$$

Vérification de la pression diamétrale :

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \alpha f_u d t}{\gamma_{Mb}}$$

$$\alpha = \min \left(\frac{e_1}{3 d_0}, \frac{p_1}{3 d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1 \right) = 0,64$$

$$\frac{e_1}{3 d_0} = \frac{35}{3 \times 18} = 0,64 \quad \text{donc} : \alpha = 0,64$$

$t=e$: épaisseur du gousset

$$F_{b,Rd} = 2,5 \times 0,64 \times 360 \times 10^{-3} \times 16 \times \frac{8}{1,25} \rightarrow F_{b,Rd} = 73,73 \text{ KN}$$

Pour un boulon :

$$F_1 = \frac{N}{2} = \frac{74,6}{2} = 37,3 \text{ KN} < F_{b,Rd} = 73,73 \text{ KN}$$

Le boulon HR8.8 $\Phi 16$ est vérifié la pression diamétrale

X.3. Les pieds des poteaux :

Cette partie, traite les liaisons en pieds de poteaux, qui sont encastés. Ces liaisons impliquent donc la transmission d'un effort vertical de compression ou de

Soulèvement suivant les combinaisons de cas de charges considérées, un moment fléchissant, et un effort horizontal.

IX.4.1. Dimensionnement de la plaque d'assise :

C'est un plat en acier rectangulaire soudé à la base du poteau par un cordon de Soudure appliqué sur le contour de la section du profilé constituant le poteau.

IX.4.1.1 Cordons de soudure :**X. 3.1. Cordons de soudure :**

a. Semelle HEA360 : $a_s = 0.7 t_f = 0.7 \times 17,5 = 12,25 \text{ mm}$ On prend $a_a = 14 \text{ mm}$

b. Ame HEA360 : $a_a = 0.7 t_w = 0.7 \times 10 = 7 \text{ mm}$ On prend $a_a = 8 \text{ mm}$

X.3.2. Surface de la platine :

$$a \geq 350 + (2 \times 14) = 378 \text{ mm}$$

$$b \geq 300 + (2 \times 14) = 328 \text{ mm}$$

On prend : $\begin{cases} a = 450 \text{ mm} \\ b = 450 \text{ mm} \end{cases}$

$$N_{sd} = 97,63 \text{ KN}$$

$$M_{sd} = 16,87 \text{ KN.m}$$

Après plusieurs simulations on a optés pour $t = 20 \text{ mm}$

On doit vérifier que :

$$\sigma = \left(\frac{N}{a \times b} \right) + \left(\frac{M}{I \times V} \right) = \left(\frac{9763 \text{ 00}}{450 \times 450} \right) + \left(\frac{16870000}{\frac{450 \times 20^3}{12} \times \frac{450}{2}} \right) = 5,08 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma = 5,08 \text{ daN/cm}^2 \leq \sigma_b = 80 \text{ daN/cm}^2$$

Béton dosé à 350 kg/m^3 de ciment : $\sigma_b = 80 \text{ daN/cm}^2$

X.3.3. Epaisseur de la platine de calcul :

$$t \geq u \sqrt{\frac{3\sigma}{24}} = 40 \sqrt{\frac{3 \times 0.508}{24}} = 10,17 \text{ mm}$$

L'épaisseur est faible et pour des raisons pratiques on opte pour une épaisseur $t = 20 \text{ mm}$

X.3.4. Vérification des tiges d'ancrage :

L'effort admissible par tige est donné par la formule suivante :

$$N_a = 0.1 \left(1 + \frac{7g_c}{1000} \right) \frac{\Phi}{\left(1 + \frac{\Phi}{d_1} \right)} (l_1 + 6.4r + 3.5l_2) \leq \left(\frac{N}{4} \right) = \frac{9763}{4} = 2440,75 \text{ daN}$$

N : l'effort de soulèvement dû aux efforts sismiques sous la combinaison $G + Q + 1.2 E$

g_c : dosage en ciment du béton $g_c = 350 \text{ kg/m}^3$ $l_1 = 20\Phi$ $l_2 = 2\Phi$

$$r = 3\Phi$$

$d_1 = 120 \text{ mm}$

D'où : $15.03 \Phi^2 - 91,52 \Phi - 2440,75 \geq 0 \Rightarrow \Phi = 15,75 \text{ mm}$

On choisit 4 tiges d'un diamètre $\Phi 30$

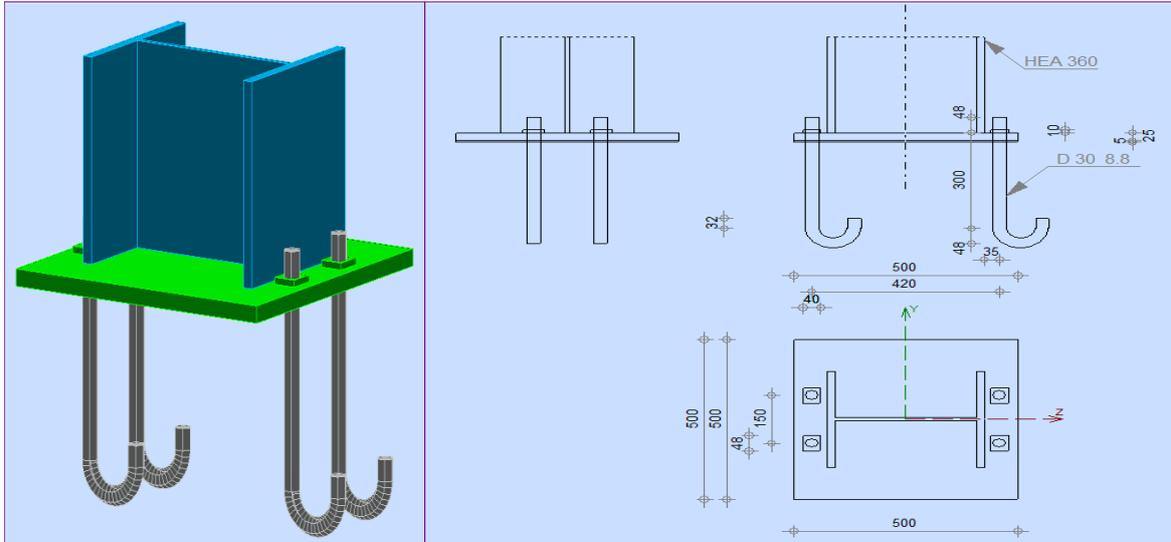


Figure X.3 : Détail de la jonction ferme-poteau

X.3.5. Condition d'équilibre du B.A.E.L :

$$\frac{N}{4} \leq F_A = \pi \tau_{su} \Phi l_1$$

$$\tau_{su} = 0.6 \varphi^2 f_{tj} = 0.6 \times 1 \times 2.1 = 1.26 \text{ MPa}$$

(φ : Coefficient de scellement droit, pour les lisses $\varphi_s = 1$)

D'où : $F_A = 71215,2 \text{ daN} \dots$

$\frac{N}{4} = 2440,75 \text{ daN} < F_A = 71215,2 \text{ daN} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée}$

ETUDES DES FONDATIONS

X.1. Introduction :

Une fondation est un organe de transmission des charges et des surcharges de la superstructure au sol, elle ne peut être calculée que si l'on connaît sa superstructure et ses charges et les caractéristiques du sol.

D'après le rapport du sol, notre terrain à une contrainte admissible de $\bar{\sigma}_s = 1,7$ bars, avec un ancrage 2 m.

Les fondations sont un ensemble rigide capable de remplir les fonctions suivantes :

- ❖ Réaliser l'encastrement de la structure dans le terrain.
- ❖ Transmettre au sol la totalité des charges.
- ❖ Limite les tassements différentiels.

Selon les types de cas on distingue :

- ❖ Semelle isolée sous Poteaux rectangulaires (S1, S2, S3)
- ❖ Semelle isolée sous Poteaux circulaires (S1)
- ❖ Semelle isolée sous deux poteaux «semelle jumelée » (S_{j4}, S_{j5})
- ❖ Semelle isolée sous trois poteaux (S_{j6})

XI.2. Etude des semelles des « bloc A » :

L'analyse des portiques par le SAP2000 a donnée les résultats suivant :

Poteaux	E.L.S	E.L.U
Central	$N_{\max} = 220,191 \text{ KN}$	$N_{\max} = 301,300 \text{ KN}$
	$M_{\text{corresp}} = 12,139 \text{ KN.m}$	$M_{\text{corresp}} = 20,713 \text{ KN.m}$
Intermédiaire	$N_{\max} = 104,061 \text{ KN}$	$N_{\max} = 142,396 \text{ KN}$
	$M_{\text{corresp}} = 22,364 \text{ KN.m}$	$M_{\text{corresp}} = 30,576 \text{ KN.m}$
D'angle	$N_{\max} = 46,596 \text{ KN}$	$N_{\max} = 63,678 \text{ KN}$
	$M_{\text{corresp}} = 8,716 \text{ KN.m}$	$M_{\text{corresp}} = 11,913 \text{ KN.m}$

Tableau.XI.1 récapitulatif des efforts M et N

XI.2.1. Semelle isolée sous poteau central: (S1)

➤ Sollicitation :

$$\text{E.L.S : } \begin{cases} N_{\text{ser max}} = 220,191 \text{ KN} \\ M_{\text{corresp}} = 12,139 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{E.L.U : } \begin{cases} N_{\text{u max}} = 301,300 \text{ KN} \\ M_{\text{corresp}} = 20,713 \text{ KN.m} \end{cases}$$

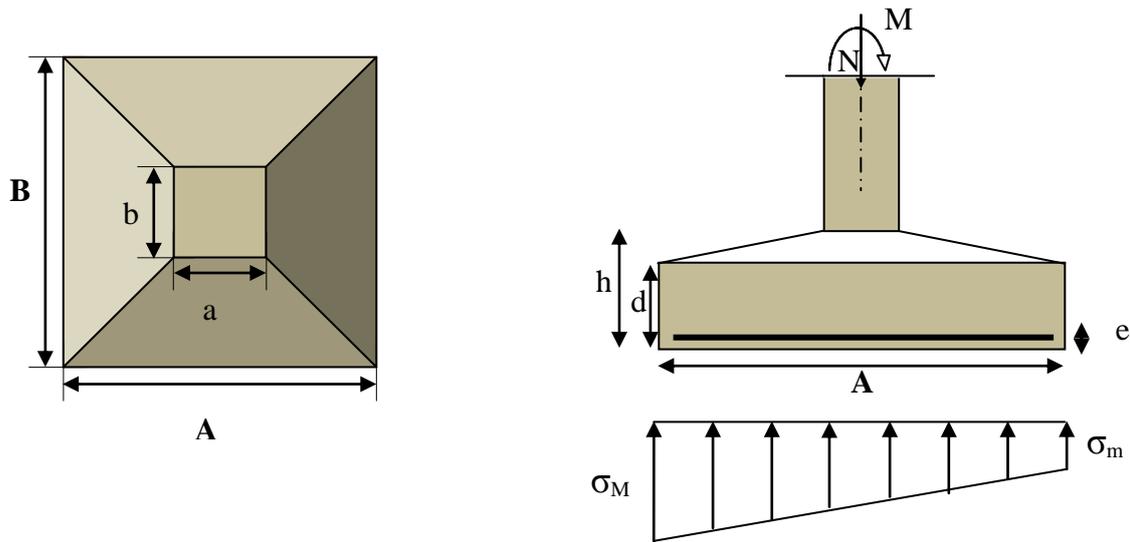


Figure XI.1 : Digramme des contraintes agissant sur les fondations

XI.2.1.1. Dimensionnement (à l'E.L.S) :

On doit avoir une homogénéité entre la dimension de la semelle celle du poteau

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} = \frac{40}{40} = 1 \implies A=B$$

Les dimensions A et B sont tel que :

$$\sigma_{A/4} \leq \bar{\sigma}_{\Sigma O \Lambda} \implies N_{ser}/S \leq \bar{\sigma}_{sol} \implies N/A.B \leq \bar{\sigma}_{sol} \implies B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}} = \sqrt{\frac{220,191}{170}} = 1,13 \text{ m}$$

On prend A=B= 1,40m

a. La hauteur de la semelle :

Pour avoir une bonne répartition des efforts dans les armatures par l'intermédiaire des bielles on a :

$$d \geq \frac{A-a}{4} = \frac{1,4-0,4}{4} = 0,25 \text{ m} \quad \text{on prend } d = 45\text{cm}$$

$$h = d+c=45+5=50 \text{ cm}$$

b. Vérification :

❖ **Vérification de la stabilité :**

$$\left\{ \begin{aligned} e_0 &= M_{ser}/N_{ser} = 12,139/220,191 = 0,055 \text{ m} \\ B/6 &= 1,4/6 = 0,23 \text{ m} \implies e_0 = 0,055\text{m} < 0,23\text{m} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \end{aligned} \right.$$

❖ **Vérification des contraintes dans le sol :**

On doit admettre que la contrainte située aux 3/4 de la semelle du coté (σ) doit être inférieure à la contrainte admissible de sol ($\bar{\sigma}_{sol}$)

$$\sigma_{(A/4)} = \frac{N_{ser}}{A.B} (1+3 e_0/B) = \frac{220,191}{1,4^2} (1+3*0,055/1,4) = 128,71\text{KN/m}^2$$

$$\sigma_{(A/4)} = 128,71 \text{ KN/m}^2 < \bar{\sigma}_s = 170 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

XI.2.1.2. Calcul du ferrailage de la semelle (à l'E.L.U) :

On applique la méthode des bielles, si les deux conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} e_0 \leq B/24 \\ e_0 \leq b/6 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} e_0 = \mu u / \nu u = 0,055 \text{ m} \\ B/24 = 0,058 \text{ m} \\ b/6 = 0,066 \text{ m} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} e_0 = 0,055 \text{ m} < B/24 = 0,058 \text{ m} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \\ e_0 = 0,055 \text{ m} < b/6 = 0,066 \text{ m} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Donc : on applique la méthode des bielles pour calculer les sections des armatures

$$A_a = A_b = \frac{\nu u \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) (B - b)}{8 \cdot d \sigma_s} = \frac{301,300 * \left(1 + \frac{3 * 0,055}{1,4}\right) (1,4 - 0,40) \cdot 10^4}{8 * 0,45 * 347,82} = 2,68 \text{ cm}^2$$

On adopte $A_a = A_b = 6T12 = 6,79 \text{ cm}^2$ avec $E_{sp} = 22 \text{ cm}$

$$A_a = A_b = \frac{N_s \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) (B - b)}{8 \cdot d \sigma_s} = \frac{220,191 * \left(1 + \frac{3 * 0,055}{1,4}\right) (1,4 - 0,40) \cdot 10^4}{8 * 0,45 * 201,6} = 3,39 \text{ cm}^2$$

On adopte $A_a = A_b = 6T12 = 6,79 \text{ cm}^2$ avec $E_{sp} = 22 \text{ cm}$

XI.2.1.3. Détermination de la hauteur du patin "e" :

$$e \geq \max (6 \varnothing + 6\text{cm} , 15 \text{ cm} , 12 \varnothing + 6\text{cm})$$

$$e \geq \max (13,2 ; 15 ; 20,4) \quad \text{Donc : on prend } e = 21 \text{ cm}$$

XI.2.1.4. Vérification de l'épaisseur de la semelle :

$$d \geq \max \left\{ 13,2 ; 15 ; 21 \right\} \quad \text{On prend : } d = 45\text{cm} > e = 21 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

NB : Suivant la même méthode précédente, on fait la le calcul de la semelle d'angle et intermédiaire.

XI.2.1.6. Récapitulation des résultats : (Bloc en béton armée)

Semelle	Section					Ferrailage		
	N	N _{br}	A × B (m ²)	d (cm)	h (cm)	A _{st} (cm ²)	e (cm)	E _{sp} (cm)
D'angle	S1	4	D=1,10	45	50	5T12=6,79	21	20
Intermédiaire	S2	8	1,3*1,3	45	50	6T12=6,79	21	20
Centrale	S3	2	1,4*1,4	45	50	6T12=6,79	21	22

Tableau XI.2 : Récapitulatif des résultats de la semelle centrale

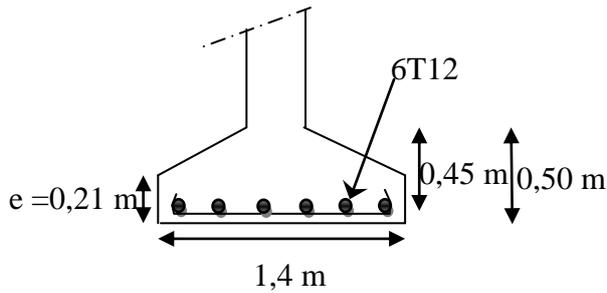


Figure XI.2 : Ferrailage de la semelle centrale.

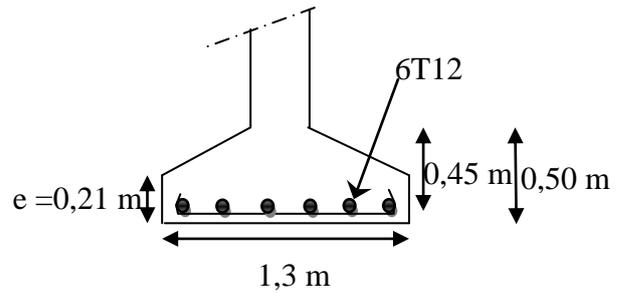


Figure XI.3 : Ferrailage de la semelle intermédiaire

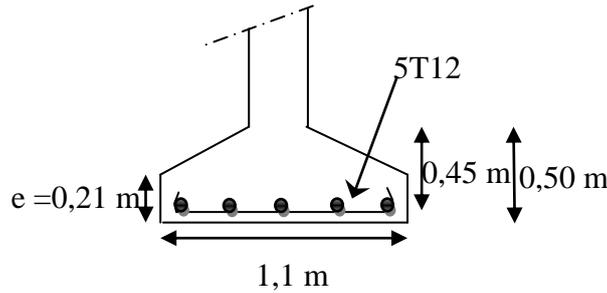


Figure XI.4 : Ferrailage de la semelle d'angle.

XI.3. Calcul des semelles des « bloc B » :

NB : Suivant la même méthode précédente, on fait la le calcul de la semelle d'angle et intermédiaire.

XI.3.1. Récapitulation des résultats : (Bloc en charpente métallique)

Semelle	Section					Ferrailage		
	N	N _{br}	A × B (m ²)	d (cm)	h (cm)	A _{st} (cm ²)	e (cm)	E _{sp} (cm)
D'angle	S4	4	1,1*1,2	45	50	5T12=6,79	21	21
Intermédiaire	S5	6	1,4*1,5	45	50	6T12=6,79	21	22

Tableau XI.3 : Récapitulatif des résultats de la semelle centrale

XI.4. Semelle sous deux poteaux « semelle jumelé » :

XI.4.1. Semelle jumelée (Sj1) : Bloc(A1etA2), (A2 et A3).

Poteau	E.L.S	E.L.U
Bloc1	N _{max} =78,739 KN	N _{max} =107,101 KN
	M _{corresp} =3,243 KN.m	M _{corresp} =4,359 KN.m
Bloc2	N _{max} =138,832 KN	N _{max} =189,795 KN
	M _{corresp} =7,994 KN.m	M _{corresp} =10,930 KN.m
N _{resultant}	N _{ser} =N ₁ +N ₂ =217,571 KN	N _u =N ₁ +N ₂ =296,896 KN
M _{resultant}	M _{ser} =M ₁ +M ₂ =11,237 KN.m	M _u =M ₁ +M ₂ =15,289 KN.m

Tableau XI.4 : Récapitulatif des résultats des efforts.

XI.4.1.1. Calcul du joint sismique :

Deux blocs voisins doivent être séparés par des joints sismiques dont la largeur minimale d_{min} satisfait la condition suivante :

$$d_{min} = 15\text{mm} + (\delta_1 + \delta_2)\text{mm} \geq 40\text{mm}$$

D'après les calculs précédents d'étude sismique, on obtient que le joint entre les deux blocs est : $d = 40 \text{ mm}$

On prend $d_{min} = 10\text{cm}$

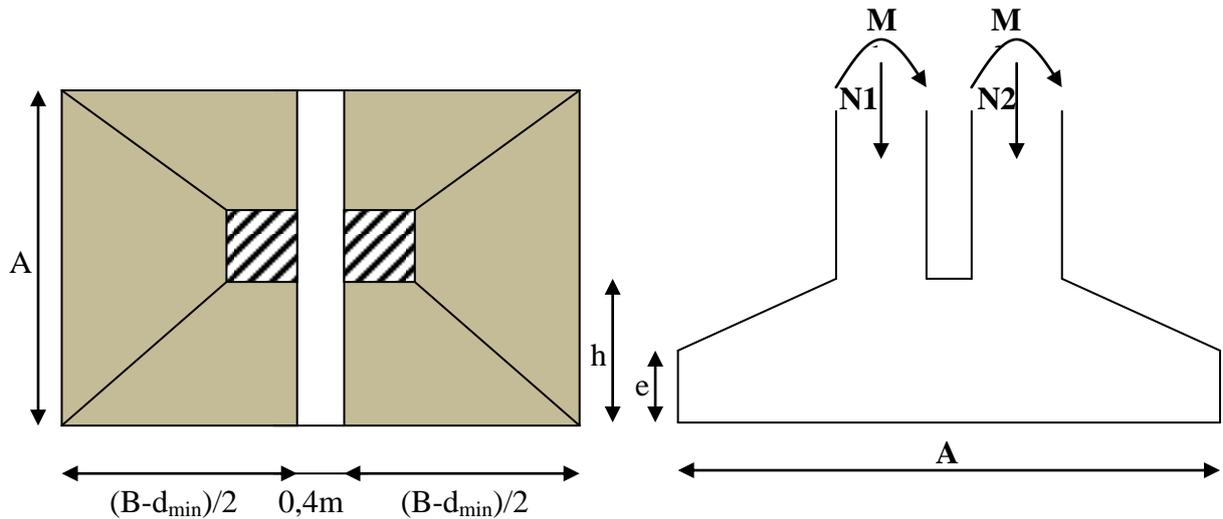


Figure XI.4 : Semelle sous deux poteaux « semelle jumelé »

Le calcul se fait comme pour une semelle isolée sous poteau (40x90) cm²

XI.4.1.2. Dimensionnement (à l'E.L.S) :

On doit avoir une homogénéité entre la dimension de la semelle et celle du poteau (45x121) cm².

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} = \frac{40}{90} = 0,444 \Rightarrow A = 0,444 B$$

Les dimensions A et B sont tel que :

$$\sigma_{A/4} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow N_{ser}/S \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow N/A.B \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{0,444\sigma_{sol}}} = 1,696\text{m}$$

On prend : $B = 1,8 \text{ m}$; $A = 1.0 \text{ m}$

a. La hauteur de la semelle :

Pour avoir une bonne répartition des efforts dans les armatures par l'intermédiaire des bielles on a :

$$d_b \geq \frac{B-b}{4} = \frac{1,8-0,9}{4} = 22,5 \text{ m} \quad \text{on prend: } d_b = 45\text{cm}, \quad d_a = d_b - 1,5 = 43,5 \text{ cm}$$

$$h = d_b + c = 45 + 5 = 50 \text{ cm}$$

b. Vérification :

❖ **Vérification de la stabilité :**

$$\left\{ \begin{array}{l} e_0 = M_{ser} / N_{ser} = 11,237 / 217,571 = 0,0516 \text{ m} \\ B/6 = 1,8 / 6 = 0,3 \text{ m} \Rightarrow e_0 = 0,051 < B/6 = 0,3 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

❖ **Vérification des contraintes dans le sol :**

On doit admettre que la contrainte située aux 3/4 de la semelle du coté (σ) doit être inférieure à la contrainte admissible de sol ($\bar{\sigma}_{sol}$)

$$\sigma_{(A/4)} = \frac{N_{ser}}{A.B} (1 + 3 e_0/B) = \frac{217,571}{1,8 * 1} (1 + 3 * 0,0516 / 1,8) = 131,267 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{(A/4)} = 131,267 \text{ t./m}^2 < \bar{\sigma}_s = 170 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

XI.4.1.3. Calcul du ferrailage de la semelle :

On applique la méthode des bielles si les deux conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} e_0 \leq B/24 \\ e_0 \leq b/6 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} e_0 = M_u / N_u = 0,0514 \text{ m} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} e_0 = 0,0514 \text{ m} < B/24 = 0,075 \text{ m} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \\ e_0 = 0,0514 \text{ m} < b/6 = 0,3 \text{ m} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \end{array} \right. \\ B/24 = 0,075 \text{ m} \\ b/6 = 0,3 \text{ m} \end{array} \right.$$

Donc : on applique la méthode des bielles pour calculer les sections des armatures

a. Calcul à l’E.L.U :

$$A_b = \frac{N_u (1 + \frac{3e_0}{B})(B - b)}{8.d_b \sigma_s} = \frac{296,896 (1 + \frac{3.0,0514}{1,8})(1,8 - 0,4)}{8.0,45.347,82} = 3,602 \text{ cm}^2$$

$$A_a = \frac{N_u (1 + \frac{3e_0}{B})(A - a)}{8.d_a \sigma_s} = \frac{296,896 (1 + \frac{3.0,514}{1})(1 - 0,4)}{8.0,435.347,82} = 3,73 \text{ cm}^2$$

b. Calcul à l’E.L.U :

$$A_b = \frac{N_u (1 + \frac{3e_0}{B})(B - b)}{8.d_b \sigma_s} = \frac{217,571 (1 + \frac{3.0,0516}{1,8})(1,8 - 0,4)}{8.0,45.201,6} = 4,76 \text{ cm}^2$$

$$A_a = \frac{N_u (1 + \frac{3e_0}{B})(A - a)}{8.d_a \sigma_s} = \frac{217,571 (1 + \frac{3.0,516}{1})(1 - 0,4)}{8.0,435.201,6} = 2,148 \text{ cm}^2$$

On adopte $A_b = 8T12 = 9,03 \text{ cm}^2$ avec $Esp = 22 \text{ cm}$

$A_a = 5T12 = 5,65 \text{ cm}^2$ avec $Esp = 18 \text{ cm}$

XI.4.1.4. Détermination de la hauteur du patin "e" :

$$e \geq \max (6 \varnothing + 6\text{cm} , 15 \text{ cm}, 12 \varnothing + 6\text{cm})$$

$$e \geq \max(13,2 ; 15 ; 20,4) \quad \text{Donc : on prend } e = 21 \text{ cm}$$

XI.4.1.5. Vérification de l'épaisseur de la semelle :

$$d \geq \max \left\{ 13,2 ; 15 ; 21 \right\} \quad \text{On prend : } d = 45\text{cm} > e = 21 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

XI.4.2. Semelle jumelée (Sj2) : Bloc(A1 et B), (A2 et B), (A3 et B).

NB : Suivant la même méthode précédente, on fait la le calcul de la semelle jumelée (Sj2) du bloc (A1 ; B), (A2 ; B) et (A3 ; B).

XI.4.3. Semelle sous trois poteaux « semelle jumelée » :

XI.4.3.1. Semelle jumelée (Sj3) : Bloc (A1 ; A2 ; B) et (A2 ; A3 ; B)

Poteau	E.L.S	E.L.U
Bloc1	$N_{\max} = 63,859 \text{ KN}$	$N_{\max} = 87,298 \text{ KN}$
	$M_{\text{corresp}} = 12,752 \text{ KN.m}$	$M_{\text{corresp}} = 13,433 \text{ KN.m}$
Bloc2	$N_{\max} = 78,739 \text{ KN}$	$N_{\max} = 107,101 \text{ KN}$
	$M_{\text{corresp}} = 2,609 \text{ KN.m}$	$M_{\text{corresp}} = 4,359 \text{ KN.m}$
Bloc3	$N_{\max} = 28,859 \text{ KN}$	$N_{\max} = 38,557$
	$M_{\text{corresp}} = 1,665 \text{ KN.m}$	$M_{\text{corresp}} = 2,248$
N_{resultant}	$N_{\text{ser}} = N_1 + N_2 = 171,159 \text{ KN}$	$N_u = N_1 + N_2 = 232,956 \text{ KN}$
M_{resultant}	$M_{\text{ser}} = M_1 + M_2 = 17,026 \text{ KN.m}$	$M_u = M_1 + M_2 = 24,04 \text{ KN.m}$

Tableau XI.5 : Récapitulatif des résultats des efforts.

NB : Suivant la même méthode précédente, on fait la le calcul de la semelle jumelé (Sj3) du bloc (A1 ; A2 ; B) et (A2 ; A3 ; B).

XI.4.4. Récapitulation des résultats : Semelle jumelé(Sj1), (Sj2) et (Sj3).

Semelle	Section					Ferrailage		
	N	N _{br}	A × B (m ²)	d (cm)	h (cm)	A _{st} (cm ²)	e (cm)	E _{sp} (cm)
Semelle jumelée	Sj1	2	1,0*1,8	45	50	Aa=5T12=5,65 Ab=8T12=9,03	21	18 22
Semelle jumelée	Sj2	4	1,1*1,8	45	50	Aa=8T12=9,03 Ab=5T12=5,65	21	22 18
Semelle jumelée	Sj3	2	1,8*1,8	45	50	8T12=9,03	21	22

Tableau XI.6 : Récapitulatif des résultats de la semelle jumelée.

XI.5. Calcul des longrines :

Les longrines sont des éléments d'infrastructure, qui ont pour rôle de relier les semelles. Elles sont sollicitées par un effort de traction estimé à l'effort normal.

XII.5.1. Dimensionnement des longrines :

Selon le RPA 99 version 2003 les dimensionnements minimales sont de (25×30) cm².

On prend des longrines de dimensions (30×35) cm².

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale :

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ KN}$$

Avec :

- ❖ N : valeur maximale de charges verticales des gravités apportées par les points d'appui solidarisés.
- ❖ $\alpha = 15$

XI.5.2. Calcul de ferrailage :**XI.5.2.1. Calcule à l'E.L.U :**

$$N_{u \max} = 301,300 \text{ KN}$$

$$F_u = \frac{301,300}{12} = 25,108 \text{ KN}$$

$$A_{st} = \frac{F_u}{\sigma_{st}} \quad \text{avec : } \sigma_{st} = 347,82 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = 0,072 \text{ cm}^2$$

XI.5.2.2. Calcule à l'E.L.S :

$$N_{s \max} = 220,191 \text{ KN}$$

$$F_u = \frac{220,191}{12} = 18,349 \text{ KN}$$

$$A_{st} = \frac{F_s}{\sigma_{st}} \quad \text{avec : } \sigma_{st} = 201,6 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = 0,091 \text{ cm}^2$$

Le RPA 99 version 2003 exige une section minimale de 0,6 de la section du béton.

$$A_{\min} = 0,6 \% (30 \times 35) = 6,30 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } A_{st} = 6T12 = 6,79 \text{ cm}^2$$

XI.5.2.3. Condition de non fragilité :

On prend la section minimale :

$$A_{st \min} \leq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e}$$

$$A_{st \min} = 0,23 \times 30 \times 35 \times 25/400$$

$$= 15,093 \text{ cm}^2$$

$$A_{st \min} = 6,79 \leq 15,093 \text{ cm}^2$$

$A_{st} \geq A_{st \min}$ **Condition Vérifiée**

XI.5.2.4. Calcul des armatures transversales :

$$\Phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \Phi_{\min} ; \frac{b}{10} \right)$$

$$\Phi_t \leq \min \left(\frac{350}{35}, 12, \frac{300}{10} \right)$$

$$\Phi_t = \Phi 10 \text{ mm}$$

XI.5.2.5. Calcul d'espacement des cadres :

Le RPA 99 exige des cadres dont l'espacement ne doit pas dépasser $S_t \leq (20 \text{ cm} ; 15 \Phi_t)$

a. Zone nodale

$$S_t = 15 \text{ cm}$$

b. Zone courante

$$S_t = 18 \text{ cm}$$

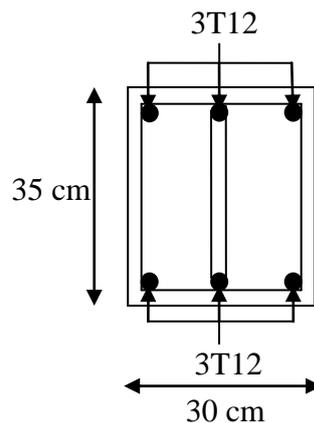


Figure XI.12 Ferrailage de la longrine

CONCLUSION

D'après l'étude réalisée dans le cadre du projet de fin d'études, il nous a été donné de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation de Master, d'approfondir nos connaissances en se basant sur les documents techniques et même d'application des règlements et de certaines méthodes de calcul, de mettre en évidence quelques principes de base qui doivent être pris en considération dans la conception des structures métalliques.

Cependant, il convient de signaler que pour la conception d'une structure métallique, il est très important que l'ingénieur du génie civil doit travailler en étroite collaboration avec l'architecte dès le début du projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une structure optimale dans son comparateur structural parfaitement coordonnée.

Ainsi, cette étude est une bonne épreuve pratique avant de s'insérer dans la vie active, ceci nous a permis d'améliorer et d'élargir nos connaissances dans le domaine pratique.

Enfin, nous souhaitons que ce modeste travail apporte un plus à notre département et servira pour les promotions à venir.

BIBLIOGRAPHIE

1. **JEAN MOREL EYROLLES CALCUL DES STRUCTURES METALLIQUES SELON L'EURCODE 3.**
2. **MANFRED A.H, MICHEL. C** « CHARPENTES METALLIQUES : Conception et dimensionnement des halles et bâtiments.» Vol.11, Presses polytechniques et universitaires romandes (EPFL) ,1995
3. **MANFRED A. HERT ROLF BEZ** : «Traité De Génie Civil - Tome 10–Construction Métallique : Notions fondamentales et méthodes de dimensionnement» (Lausanne Avril 1994)
4. **LAHLOU. D** : « CALCUL DES ELEMENTS RESISTANTS D'UNE CONSTRUCTION METALLIQUE » Ed : Office des Publications Universitaires (Algérie) 2009.
5. **MARC LANDOWSKI ; BERTRAND LEMOINE** : concevoir et construire en acier. Luxembourg, 2005
6. **REGLE DE CONCEPTION ET DE CALCUL DES STRUCTURES EN ACIER** : « CCM97 » ministère de l'habitat et de l'urbanisme, (Algérie)
7. **REGLEMENT NEIGE ET VENT** : « RNV99 » (D.T.R. C 2- 4.7) ministère de l'habitat et de l'urbanisme, (Algérie)
8. **REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES** : « RPA 99 version 2003 » ministère de l'habitat et de l'urbanisme, (Algérie)
9. **REGLES TECHNIQUES DE CONCEPTION ET DE CALCUL DES OUVRAGES ET DES CONSTRUCTIONS EN BETON ARME** : suivant la méthode des états limites « BAEI 91 révisées 99 » ministère de l'habitat et de l'urbanisme, Ed : CSTB 2000, (Algérie)
10. **CHARGES ET SURCHARGES** : DTR bc2.2 ministère de l'habitat et de l'urbanisme, (Algérie)
11. **FODIL, Med. Djelel BEDJAOUI, Med. Yassine** : Etude d'une piscine semi-olympique a ghazaout (tlemcen). Département de génie civil, Faculté de technologie, Université A.Belkaid, Tlemcen (Algérie).
12. **BOUTASTA.A, BOURDIM. Med** : étude et dimensionnement d'un bâtiment industriel a Arzew (projet GNL3ZA Département de génie civil, Faculté de technologie, Université A.Belkaid, Tlemcen (Algérie).
13. **KEBDI. D, ACHOUCH. Med**: BATIMENT D'HABITATION (R+10+C) AVEC ASCENSEUR. Université Ibn-Khaldoun Tiaret(Algérie).