

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
Spécialité : Construction Métallique.

Thème :

**ETUDE ET DIMENSIONNEMENT D'UNE SALLE DE SPORT
A SIDI-YOUCCEF (TLEMCCEN)**

Présenté le 26 juin 2013 par :

SGHIR Samir

MELLAH Samir

Devant le Jury composé de :

Pr. BOUMECHRA .N
Dr .MATALLAH .M
Mr. GHENANI. A
Dr. HAMDAOUI. K
Dr. OUISSI. M.N

Président
Examinateur
Examinateur
Encadreur
Encadreur

REMERCIEMENT

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 Dr HAMDAOUI .K et 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.

Nos remerciements, s'adressent aussi aux membres de jury : Dr MATALLAH e Mr GHENANI, qui nous font l'honneur de présider et d'examiner ce travail.

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

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

Dédicaces

- ♥ 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 jour
.....que Dieu les garde.....
- ♥ Mon frère Khaled et Mes sœurs pour leurs aides à réaliser ce travail.
- ♥ Mon oncle Mr SGHIR Mustapha, mon frère et mon chère ami Fodil Djalal ,et Architect Hicham kaid, Tadj mustapha, Brahim touil, kacimi, Mustapha et kerbich . pour son soutien et son aide.
- ♥ Mes cousins et Mes cousines, en générale toute la famille SGHIR.
- ♥ Mon binôme Samir Mellah.
- ♥ A toute la promotion de Génie Civil 2013 plus particulièrement la promotion de la " Construction Métallique".

Samir. SGHIR

Dédicaces

Je dédie cet événement marquant de ma vie à :

- ♥ Mes parents, tant pour leur soutien moral que matériel, sans qui l'aboutissement de cette thèse aurait été compromise et que dieu les récompenses pour tous leurs bienfaits.
- ♥ A mes chères grands-mères
- ♥ A tous les autres membres de ma famille, plus particulièrement à mes frère Boumediene, Zoheir, Ahmed, Rachid, Abdelkader, et à ma sœur ainsi qu'à tous mes oncles Yahya, Boudjemaa, tantes, cousins et cousines
- ♥ A toute la famille Mellah et Messoudi et tout l'équipe de l'entreprise «safir mabrouk »
- ♥ A mon binôme SGHIR .Samir. et a sa famille.
- ♥ 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'a toute les personnes que je connais de près ou de loin et que j'ai oublié de citer.
- ♥ A toute la promotion de Génie Civil 2013 plus particulièrement la promotion de la " Construction Métallique".

Samir. MELLAH

Résumé

Notre projet de fin d'étude consiste à faire la conception et le dimensionnement d'une salle de sport située à Sidi Youcef (tadjmount) à Tlemcen.

Durant le long de notre étude, nous avons passer par plusieurs étapes : la descente de charge, le calcul des effets climatiques obtenus selon le règlement RNV 99, afin de pouvoir faire un dimensionnement des différents éléments et leurs assemblages selon les règles CCM 97 concernant la charpente métallique, ainsi nous avons utilisé le BAEL 91 et le RPA 99 version 2003 pour le calcul et le ferrailage des éléments en béton armé à l'aide du logiciel SAP 2000.

Abstract

Our final study project consist the conception and size of sports center. It is situated in Sidi Yousef (tadjmount) à Tlemcen.

During our study, we have passed by many steps; descent of charge, the result of climatic calculus obtained according to the RNV 99, rule to be able to make a size of different elements and their gatherings according to the rules CCM 97 concerning the metallic frame, so that we have used the BAEL 91 and the RPA 99 for the calculus of the elements in reinforced concrete by the helps of SAP 2000.

ملخص

مشروع نهاية دراستنا قام على أساس تصميم و قياس أبعاد قاعة متعددة الرياضة بسيدي يوسف (تاجمونت) بتلمسان.

على مدى دراستنا لمشروعنا تمكنا من اجتياز عدة مراحل: تقييم الأثقال. حساب تأثيرات المناخ المحصل عليها من قواعد الثلج و الرياح 99. لأجل التمكن من قياس مختلف العناصر و كيف تركيبها ببعضها البعض على أساس التصميم و القياس للمنشآت المعدنية 97 كذلك استخدمنا قواعد الاسمنت المسلح في الحالات 91 المحدودة و القواعد الجزائرية المضادة للزلازل 99 نسخة 2003 للحساب وللتدعيمات بالحديد المركب لمختلف العناصر المكونة من الاسمنت المسلحة بمساعدة حبكة إعلامية SAP 2000 .

LISTE DES FIGURES

Figure I.1 : Vue en perspective d'une salle de sport	Erreur ! Signet non défini.
Figure I.2 : Localisation du projet	Erreur ! Signet non défini.
Figure I.3 : Constitution du plancher collaborant	Erreur ! Signet non défini.
Figure III.1 : versant de la toiture	Erreur ! Signet non défini.
Figure III.2 : Toiture à grande versent.	Erreur ! Signet non défini.
Figure III.3 : Toiture à petite versent.	Erreur ! Signet non défini.
Figure III.4 : Toiture de l'entrés principale.	Erreur ! Signet non défini.
Figure III.6 : Vue en plan et élévation des parois	Erreur ! Signet non défini.
Figure III.8 : Répartition des pressions sur la toiture tous la direction du vent	Erreur ! Signet non défini.
Figure IV.1 : Tôle nervurée	Erreur ! Signet non défini.
Figure IV.2 : Cas de charge permanente	Erreur ! Signet non défini.
Figure IV.3 : Cas de charge permanente	Erreur ! Signet non défini.
Figure IV.4 : Cas de charge de neige	Erreur ! Signet non défini.
Figure IV.5 : Cas de l'effet du vent.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure IV.6 : poutre sur 3 appuis.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure IV.7 : poutre sur 2 appuis.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure IV.8 : Coupe transversale des liernes.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure IV.9 : Coupe longitudinale des liernes.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure IV.10 : chéneau d'eau	Erreur ! Signet non défini.
Figure IV.11 : Coupe transversale du chéneau.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure IV.12 : Moignon tronconique	Erreur ! Signet non défini.
Figure V.1 : Structure des escaliers.	Erreur ! Signet non défini.
Figure V.2 : Disposition et dimension des éléments des escalier...	Erreur ! Signet non défini.
Figure V.3 : Les charges sur la cornière.	Erreur ! Signet non défini.

Figure V.4 : Charges appliqués sur un limon.**Erreur ! Signet non défini.**

Figure V.5 : Montage poutre/dalle.**Erreur ! Signet non défini.**

Figure V.6 : Diagramme des contraintes de flexion (MPa).**Erreur ! Signet non défini.**

Figure V.7: Diagramme de cumul des contraintes (MPa).....**Erreur ! Signet non défini.**

Figure V.8 : Goujon à tête soudée avec la dalle mixte.....**Erreur ! Signet non défini.**

Figure V.9 : Espacement des connecteurs dans une solive.**Erreur ! Signet non défini.**

Figure V.10 : coupe transversal du gradin.....**Erreur ! Signet non défini.**

Figure VI.1 : Spectre de réponse**Erreur ! Signet non défini.**

Figure VII.2 : Coupe longitudinal de la ferme**Erreur ! Signet non défini.**

Figure VII 3 : Présentation des différents types de contreventements**Erreur ! Signet non défini.**

Figure VIII.1 : coupe transversal de l'échantignole.....**Erreur ! Signet non défini.**

Figure VIII.3 : Cordon de soudure.....**Erreur ! Signet non défini.**

Figure VIII.2 : échantignole.....**Erreur ! Signet non défini.**

Figure VIII.4 : assemblage poteau-poutre**Erreur ! Signet non défini.**

Figure VIII.5 : assemblage de ferme**Erreur ! Signet non défini.**

Figure VIII.6 : assemblage poutre-solive.....**Erreur ! Signet non défini.**

Figure VIII.7 : La jonction poteau fondation.....**Erreur ! Signet non défini.**

Figure IX.1 : Diagramme des contraintes agissant sur les fondations**Erreur ! Signet non défini.**

Figure IX.2 : Ferrailage de la semelle centrale et intermédiaire...**Erreur ! Signet non défini.**

Figure IX.3 : Ferrailage de la semelle d'angle.....**Erreur ! Signet non défini.**

Figure IX.4 : ferrailage de la longrine.....**Erreur ! Signet non défini.**

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I.1 : Valeurs nominales de f_y et f_u :.....	13
Tableau I.2 : Valeurs nominales de f_y pour l'acier des armatures :	14
Tableau II.1 : Charge permanentes du RDC:.....	17
Tableau II.2 : Charge permanentes et surcharge d'exploitation du plancher 1 ^{er} niveau :	17
Tableau II.3 : Charge permanentes et surcharge d'exploitation du gradin :.....	17
Tableau II.4 : Charge permanentes et surcharge d'exploitation du bardage :	18
Tableau II.5 : Charge permanentes et surcharge d'exploitation du toiture.....	18
Tableau II.6 : Charge permanentes et surcharge d'exploitation du escalier	18
Tableau III.1 : Coefficients dynamiques correspondant aux directions du vent :	23
Tableau III.2 : Définition de catégorie de terrain :	24
Tableau III.3 : Pression dynamique des faces AB, BC et AD:.....	24
Tableau III.4 : Pression dynamique d'une face CD.....	25
Tableau III.5 : Pressions sur les parois verticales - Direction $V_{1(AB)}$ du vent :.....	26
Tableau III.6 : Pressions sur les parois verticales - Direction $V_{2(CD)}$ du vent.....	26
Tableau III.7 : Pressions sur les parois verticales - Direction $V_{3(BC)}$ et $V_{4(AD)}$ du vent	27
Tableau III.8 : Pressions sur la toiture – Différentes directions $V_{1(AB)}$, $V_{2(CD)}$	28
Tableau III.9 : Pressions sur la toiture – Différentes directions $V_{3(BC)}$, $V_{4(AD)}$	28
Tableau III.10 : Les forces de frottement de face AB :	29
Tableau III.11 : Les forces de frottement de face CD :	29
Tableau III.12 : Les forces de frottement des faces BC et AD :.....	30
Tableau III.13 : Les forces de frottement sur toiture	30
Tableau IV.1 : Caractéristiques du profile:	38
Tableau IV.2 : Caractéristiques du profilé :	46
Tableau IV.3 : Caractéristiques du profilé	48
Tableau V.1 : Caractéristique du profilée.....	56

Tableau VI.1 : Valeurs des pénalités :	66
Tableau VI.2 : Résultat des forces sismiques à la base.....	68
Tableau VI.3 : Résultat du déplacement :	69
Tableau VII.1 : Caractéristiques du profilé.....	70
Tableau VII.2 : Caractéristiques du profilé.....	72
Tableau VII.3 : de type de contreventement :.....	75
Tableau VII.4 : Différents angles de la ferme.....	76
Tableau VII.5 : Récapitulatif des éléments comprimés	85
Tableau VII.6 : Récapitulatif des éléments tractés	85
Tableau IX.1 : les efforts sollicitant M et N.....	96
Tableau IX.2 : Récapitulatif des résultats de la semelle intermédiaire :	99
Tableau IX.3 : Récapitulatif des résultats de la semelle d'angle :	100

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 ($E=2.1 \cdot 10^5$ MPa) ;
F	: Force en générale ;
G	: Module d'élasticité transversale de l'acier ($G=81000$ MPa) ;
G	: Charge permanente ;
$\overline{G_{adm}}$: L'effort de glissement admissible ;
G_c	: L'effort appliqué sur le connecteur ;
I	: Moment d'inertie ;
K	: Coefficient d'encastrement ou de Rigidité poteaux/Poutre ;
K_0	: Coefficient de flambement ;
K_T	: Facteur de terrain ;
L	: Longueur ;
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 » ;
$V_{réf}$: 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_0	: 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 ;
\emptyset	: Rotation ;
\emptyset_{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 ;

SOMMAIRE

Dédicaces	
Remerciement	
Résumé	
Liste des figures liste des tableaux	
Chapitre I.....	12
GENERALITES ET CONCEPTION DE L'OUVRAGE	12
I.1 Présentation du projet:.....	12
I.2 Données géométriques de l'ouvrage :	12
I.3 Localisation et données concernant le site :	12
I.4 Règlements techniques :	13
I.5 Matériaux utilisés :	13
I.5.1 Acier :	13
I.5.2 Béton :	13
I.5.2.1 Caractéristiques du béton :	13
I.2 présentation de l'ouvrage :	15
I.2.1 Conception architecturale :	15
I.2.2 Conception structurale :	15
I.2.3 Structure horizontale :	15
I.2.4 Structure verticale :	16
I.2.5 Toiture métallique :	16
Chapitre II.....	17
DESCENTTES DES CHARGES.....	17
II.1 Introduction.....	17
II.2 Charge permanente et surcharges d'exploitations :	Erreur ! Signet non défini.
Chapitre III	19
ETUDES CLIMATIQUES.....	19
III.1 Neige.....	19
III.1.1 Calcul des charges dues à la neige :	19
III.1.2 Angle de toiture :	19
III.1.3 Calcul la charge à l'action de la neige :	20

III.2 Effet du vent :	21
III.2.1 Données relatives au site :	21
III.2.2 Calcul de la pression due au vent :	22
III.2.2.1 Détermination du coefficient dynamique C_d :	22
III.2.2.2 Détermination du $W_{(z_i)}$:	22
III.2.2.3 La pression dynamique q_{dyn} :	22
III.3 La division du paroi :	24
III.3 Les valeurs de la pression due au vent agissant sur les parois verticales:	25
III.4 La division de la toiture :	26
III.5 Calcul la pression dynamique de la toiture :	27
III.5.1 Les valeurs de la pression due au vent agissant sur la toiture :	27
III.6 Forces de frottement :	28
III.6.1 La force de frottement :	28
III.6.2 force de frottement du paroi :	28
III.6.3 force de frottement de la toiture :	29
III.6.3.1 l'aire de l'élément de surface :	29
III.7 Représentations graphiques de la répartition des pressions du vent sur les différentes parois :	29
III.8 Représentations graphiques de la répartition des pressions du vent sur la toiture :	30
Chapitre IV	32
ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES	32
IV.1 Matériaux de couverture :	32
IV.1.1 Caractéristiques physiques de la tôle de couverture :	32
IV.2 Détermination des sollicitations :	32
IV.2.1 Charge à prendre des calculs :	32
IV.3 Vérification de la couverture :	34
IV.3.1 Vérification de la couverture par l'équation de la flèche :	34
IV.4 Calcul des pannes de couvertures :	35
IV.4.1 Espacement entre pannes :	35
IV.4.2 Choix du profilé :	36
IV.4.2.1 Vérification de la flèche à l'E.L.S :	36
IV.4.2.2 Vérification de la flèche :	37
IV.4.2.4 Vérification des contraintes :	38
IV.4.2.5 Vérification au déversement :	39

IV. Les liernes des pannes :	41
IV.6 Calcul de l'échantignolle :	Erreur ! Signet non défini.
IV.6.1 Efforts sollicitant à l'E.L.U :	Erreur ! Signet non défini.
IV.6.2 Module de résistance de l'échantignolle :	Erreur ! Signet non défini.
IV.6.3 Epaisseur de l'échantignolle « t » :	Erreur ! Signet non défini.
IV.7 Chéneaux et descente des eaux pluviales :	Erreur ! Signet non défini.
IV.7.1 Calcul de la section et du diamètre du chéneau :	Erreur ! Signet non défini.
IV.7.1.1 chéneau de grand versant :	Erreur ! Signet non défini.
IV.7.1.2 chéneau de grand versant :	Erreur ! Signet non défini.
IV.7.1.3 chéneau d'eau de l'entrée principale :	Erreur ! Signet non défini.
IV.8 Lisse de bardage :	Erreur ! Signet non défini.
IV.8.1 Espacement des lisses :	Erreur ! Signet non défini.
IV.8.2 Dimensionnement des lisses :	Erreur ! Signet non défini.
IV.8.3 Choix du profilé :	Erreur ! Signet non défini.
IV.8.3.2 Vérification de la contrainte pour L'UAP200:	Erreur ! Signet non défini.
IV.9 Calcul des potelets :	Erreur ! Signet non défini.
IV.9.1 Détermination des sollicitations :	Erreur ! Signet non défini.
IV.9.2 Dimensionnement :	Erreur ! Signet non défini.
IV.9.3 Choix de profilé :	Erreur ! Signet non défini.
IV.9.3.1 Vérification de la flèche à L'ELS :	Erreur ! Signet non défini.
IV.9.3.2 Classe du profilé :	Erreur ! Signet non défini.
IV.9.3.3 Vérification des contraintes :	Erreur ! Signet non défini.
IV.9.3.4 Résistance du potelet au flambement :	Erreur ! Signet non défini.
IV.9.3.5 Résistance au voilement par cisaillement : $d_{tw} \leq 69\varepsilon$...	Erreur ! Signet non défini.
IV.9.3.6 Stabilité au flambement de la semelle comprimée dans le plan de l'âme :	Erreur ! Signet non défini.
IV.9.3.7 Résistance du potelet au déversement :	Erreur ! Signet non défini.
Chapitre V	Erreur ! Signet non défini.
ETUDE DES ESCALIERS ET DU PLANCHER	Erreur ! Signet non défini.
V.1 Etude des escaliers :	Erreur ! Signet non défini.
V.1.1 Pré dimensionnement des escaliers :	Erreur ! Signet non défini.
V.1.2 Charge à prendre en considération :	Erreur ! Signet non défini.
V.1.3 Dimensionnement des supports de marches :	Erreur ! Signet non défini.
V.1.3.1 Vérification par condition de flèche :	Erreur ! Signet non défini.

V.1.4 Dimensionnement du limon :.....	Erreur ! Signet non défini.
V.1.4.1 Vérification par condition de flèche :	Erreur ! Signet non défini.
V.2 Etude du plancher :	Erreur ! Signet non défini.
V.2.1 Calcul de plancher mixte :	Erreur ! Signet non défini.
V.2.1.1 Dimensionnement des solives :	Erreur ! Signet non défini.
V.2.1.2 Combinaison des charges et actions :à l'E.L.U	Erreur ! Signet non défini.
V.2.2 Choix de profilé :	Erreur ! Signet non défini.
V.2.2.1 Vérification de la flèche :	Erreur ! Signet non défini.
V.2.2.2 Vérification au cisaillement:.....	Erreur ! Signet non défini.
V.2.3 Vérification après exécution :.....	Erreur ! Signet non défini.
V.2.3.1 Détermination la Position de l'axe neutre :	Erreur ! Signet non défini.
V.2.3.2 Calcul moment d'inertie : (dalle+solive).....	Erreur ! Signet non défini.
V.2.3.3 Calcul du moment fléchissant:.....	Erreur ! Signet non défini.
V.2.3.4 Calcul des contraintes de flexion :.....	Erreur ! Signet non défini.
V.2.3.5 Contrainte additionnelle de retrait :	Erreur ! Signet non défini.
V.2.3.6 Cumul des contraintes :	Erreur ! Signet non défini.
V.3 Calcul des poutres :.....	Erreur ! Signet non défini.
V.3.1 Module de résistance :	Erreur ! Signet non défini.
V.3.2 Choix de profilé	Erreur ! Signet non défini.
V.3.2.1 Vérification de la flèche :	Erreur ! Signet non défini.
V.3.2.2 Vérification au cisaillement:.....	Erreur ! Signet non défini.
V.4 Etude de ferrailage de la dalle :	Erreur ! Signet non défini.
V.4.1 Le Calcule du moment fléchissant :.....	Erreur ! Signet non défini.
V.4.2 Les valeurs minimales des moments:	Erreur ! Signet non défini.
V.5 Étude des connecteurs :	Erreur ! Signet non défini.
V.5.1 Résistance de calcul des connecteurs :	Erreur ! Signet non défini.
V.6 Nombre des goujons par solives :.....	Erreur ! Signet non défini.
V.6.1 L'espace des goujons:.....	Erreur ! Signet non défini.
V.7 Etude du gradin :.....	Erreur ! Signet non défini.
V.7.1 Pré dimensionnement du gradin :	Erreur ! Signet non défini.
V.7.1.1 Charge apprendre en considération :	Erreur ! Signet non défini.
V.7.2 Dimensionnement des solives :	Erreur ! Signet non défini.
V.7.2.1 Combinaison des charges et actions : à l'E.L.U	Erreur ! Signet non défini.

V.7.3 Choix de profilé :	Erreur ! Signet non défini.
V.7.3.1 Vérification de la flèche :	Erreur ! Signet non défini.
V.7.3.2 Vérification au cisaillement:	Erreur ! Signet non défini.
V.7.4 Dimensionnement du limon :	Erreur ! Signet non défini.
V.7.4.1 Vérification par condition de flèche :	Erreur ! Signet non défini.
Chapitre VI	Erreur ! Signet non défini.
ETUDES SISMIQUES	Erreur ! Signet non défini.
VI.1 Introduction :	Erreur ! Signet non défini.
VI.2 Le calcul :	Erreur ! Signet non défini.
VI.3 Choix de disposition des contreventements :	Erreur ! Signet non défini.
VI.4 Vérification de la structure :	Erreur ! Signet non défini.
VI.4.1 Vérification de la période fondamentale de la structure :	Erreur ! Signet non défini.
VI.4.2 Calcul de la force sismique totale V :	Erreur ! Signet non défini.
VI.4.3 Vérification des déplacements :	Erreur ! Signet non défini.
Chapitre VII	Erreur ! Signet non défini.
ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX	Erreur ! Signet non défini.
VII.1 Dimensionnement des poteaux :	Erreur ! Signet non défini.
VII.1.2 Classe de la section transversale :	Erreur ! Signet non défini.
VII.1.3 Vérification au flambement :	Erreur ! Signet non défini.
VII.2 Etudes des poutres :	Erreur ! Signet non défini.
VII.2.1 Choix du profilé :	Erreur ! Signet non défini.
VII.2.1 Vérification Condition de flèche :	Erreur ! Signet non défini.
VII.2.2 Classe du profilé :	Erreur ! Signet non défini.
VII.2.3 Condition de cisaillement :	Erreur ! Signet non défini.
VII.2.4 Résistance du poutre au déversement :	Erreur ! Signet non défini.
VII.3 Contreventement :	Erreur ! Signet non défini.
VII.3.1 Introduction :	Erreur ! Signet non défini.
VII.3.2 Effort axial de traction :	Erreur ! Signet non défini.
VII.4 Calcul de la ferme :	Erreur ! Signet non défini.
VII.4.1 Choix de la ferme :	Erreur ! Signet non défini.
VII.4.2 Détermination des efforts par la méthode des nœuds :	Erreur ! Signet non défini.
VII.4.3 Calcul de la ferme:	Erreur ! Signet non défini.
VII.4.3.1 Ferme intermédiaire :	Erreur ! Signet non défini.

VII.4.3.1.1 Montant et diagonale :	Erreur ! Signet non défini.
VII.4.3.1.2 Membrure supérieur et inférieur :	Erreur ! Signet non défini.
VII.4.3.2 Ferme de l'extrémité :	Erreur ! Signet non défini.
VII.4.3.2.1 Les éléments comprimés :	Erreur ! Signet non défini.
VII.4.3.2.2 Effort axial de traction :	Erreur ! Signet non défini.
Chapitre VIII.....	Erreur ! Signet non défini.
ETUDES DES ASSEMBLAGES	Erreur ! Signet non défini.
VIII.1 Définition :	Erreur ! Signet non défini.
VIII.2 Assemblage de l'échantignole :	Erreur ! Signet non défini.
VIII.2.1 Boulon d'attache :	Erreur ! Signet non défini.
VIII.2.2 Cordon de soudure	Erreur ! Signet non défini.
VIII.2.3 Vérification des soudures :	Erreur ! Signet non défini.
VIII.3 Assemblage «Poteau – Poutre» : HEA360 – IPE200	Erreur ! Signet non défini.
VIII.3.1 Efforts sollicitant :	Erreur ! Signet non défini.
VIII.3.2 Soudure de la platine :	Erreur ! Signet non défini.
VIII.3.2.1 Soudure de la semelle tendue :	Erreur ! Signet non défini.
VIII.3.2.2 Soudure de l'âme :	Erreur ! Signet non défini.
VIII.3.3 Disposition constructives :	Erreur ! Signet non défini.
VIII.3.3.1 Pince longitudinale :	Erreur ! Signet non défini.
VIII.3.3.2 Pince transversale	Erreur ! Signet non défini.
VIII.3.4 Calcul des boulons sollicités en traction :	Erreur ! Signet non défini.
VIII.3.5 Calcul des boulons sollicités au cisaillement :	Erreur ! Signet non défini.
VIII.3.6 Vérification de la pression diamétrale :	Erreur ! Signet non défini.
VIII.4 Assemblage « barres de la ferme » :	Erreur ! Signet non défini.
VIII.4.1 Efforts sollicitant :	Erreur ! Signet non défini.
VIII.4.2 Soudure du gousset :	Erreur ! Signet non défini.
VIII.4.3 Disposition constructive	Erreur ! Signet non défini.
VIII.4.3.1 Pince longitudinale	Erreur ! Signet non défini.
VIII.4.3.2 Pince transversale	Erreur ! Signet non défini.
VIII.4.4 Vérification des boulons sollicités au cisaillement.....	Erreur ! Signet non défini.
VIII.4.5 Vérification de la pression diamétrale :	Erreur ! Signet non défini.
VIII.5 Liaison «poutre - solive» IPE360 – IPE240:	Erreur ! Signet non défini.
VIII.5.1 Disposition constructive :	Erreur ! Signet non défini.

VIII.5.1.1 Pince transversale :	Erreur ! Signet non défini.
VIII.5.2 Calcul des boulons sollicités au cisaillement :	Erreur ! Signet non défini.
VIII.5.3 Vérification de la pression diamétrale	Erreur ! Signet non défini.
VIII.6 Les pieds de poteaux:	Erreur ! Signet non défini.
VIII.6.1 : Dimensionnement de la plaque d'assise:.....	Erreur ! Signet non défini.
VIII.6.1.1 : Cordon de soudure:.....	Erreur ! Signet non défini.
VIII.6.1.2 Surface de la platine :	Erreur ! Signet non défini.
VIII.6.1.3 Epaisseur de la platine :	Erreur ! Signet non défini.
VIII.6.2 Vérification des tiges d'ancrage :	Erreur ! Signet non défini.
VIII.6.3 Condition d'équilibre du B.A.E.L :	Erreur ! Signet non défini.
Chapitre IX	Erreur ! Signet non défini.
CALCUL DES FONDATIONS	Erreur ! Signet non défini.
IX.1 Introduction :	Erreur ! Signet non défini.
IX.2 Etude des semelles :	Erreur ! Signet non défini.
IX.3 Dimensionnement des semelles :	Erreur ! Signet non défini.
IX.3.1 Détermination de d et h :	Erreur ! Signet non défini.
IX.3.2 Vérification des contraintes :.....	Erreur ! Signet non défini.
IX.3.3 Vérification de la stabilité au renversement :.....	Erreur ! Signet non défini.
IX.3.4 Détermination du ferrailage :	Erreur ! Signet non défini.
IX.3.5 Calcul nombre des barres :	Erreur ! Signet non défini.
IX.3.6 Calcul des ancrages :.....	Erreur ! Signet non défini.
IX.3.7 Détermination de la hauteur du patin "e "	Erreur ! Signet non défini.
IX.4 Etudes des longrines :.....	100

INTRODUCTION

Dans le cadre de notre formation de master en Génie Civil à l'Université Aboubekr Belkaid - « 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.

Notre projet de fin d'études traite une salle de sport en charpente métallique. Cette structure permet d'exploiter les caractéristiques favorables respectives de ce matériau de façon optimale. Ainsi notre choix s'est basé non seulement sur la fonctionnalité structurelle, mais aussi sur la conception architecturale.

Notre mission est à la fois de concevoir et dimensionner les différents éléments de la structure avec les règles actuellement en vigueur en Algérie (RNV99, CCM97, RPA99/Version 2003, BAEL91...)

On a choisi de suivre pendant notre travail les étapes suivantes :

Le premier chapitre est consacré pour les définitions et les concepts généraux

Le deuxième chapitre pour la descente des charges

Le troisième chapitre on a estimée les charges climatiques selon les règles de RNV99

Le quatrième chapitre pour dimensionnent et vérification des éléments secondaires

Le cinquième chapitre pour l'étude de plancher et d'escalier

Le sixième chapitre pour la vérification de la structure contre l'effet sismique

Le septième chapitre pour le dimensionnement et vérification des éléments structuraux tel que poteaux poutre

Le huitième chapitre on a détaillé la vérification de toute sorte d'assemblage utilisé dans la structure

Le neuvième chapitre pour l'étude et dimensionnement de l'infrastructure

Chapitre I

GENERALITES ET CONCEPTION DE L'OUVRAGE

I.1 Présentation du projet:

Notre projet de fin d'études consiste à dimensionner et à étudier une salle de sport dont la couverture est en charpente métallique, implantée en zone sismique **I**.

I.2 Données géométriques de l'ouvrage :

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

- Longueur totale $L_1=36,40\text{m}$
- Largeur totale $L_2=35,40\text{ m}$
- Hauteur totale $H=11,47\text{ m}$

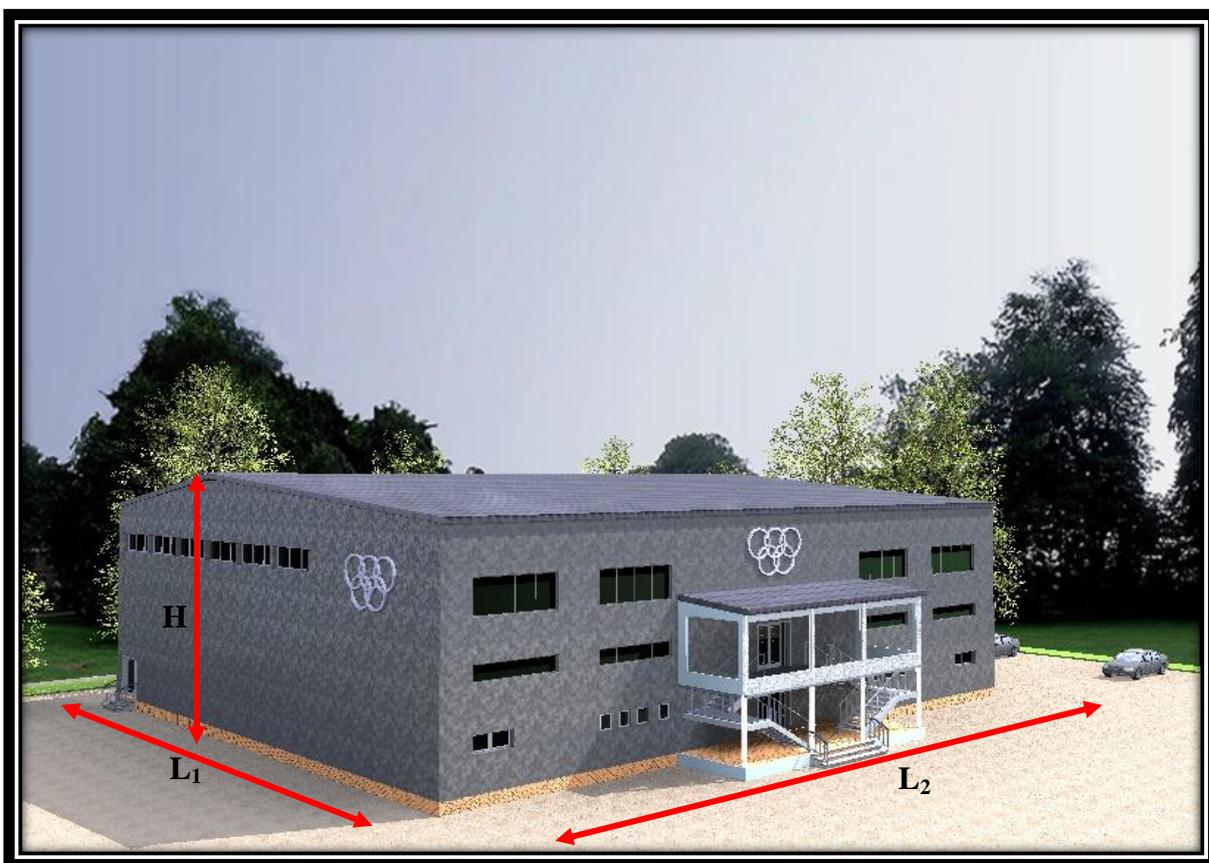


Figure I.1 : Vue en perspective d'une salle de sport

I.3 Localisation et données concernant le site :

Le projet en question est une salle de sport, implantée à Sidi Youcef, daïra Ain Talout wilaya de Tlemcen dont :

- La contrainte admissible du sol est de $\overline{\sigma}_{SOL}=3,5\text{ bars}$ (rapport du sol du LTPO).
- Altitude = 1130 m
- Le site est classé en zone I



Figure I.2 : Localisation du projet

I.4 Règlements techniques :

Les documents techniques réglementaires utilisés dans cette étude sont :

- **CCM 97** : Règle de calcul des constructions en acier.
- **RPA99** : Règles parasismiques algériennes, version 2003.
- **RNV99** : Règle définissant les effets de la neige et du vent.
- **DTR C2.2** : Charges et surcharges.
- **BAEL** : Béton armé aux états limites.

I.5 Matériaux utilisés :

I.5.1 Acier :

Les caractéristiques mécaniques des différentes nuances d'acier limite élastique F_y (Mpa) en fonction de l'épaisseur nominale sont les suivantes :

Tableau I.1 : Valeurs nominales de f_y et f_u :

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

L'acier utilisé est de nuance **Fe 360**, dont ces caractéristiques sont :

- La résistance à la traction : $f_u = 360$ MPa.
- La limite élastique : $f_y = 235$ MPa.
- Le module de Young : $E = 210\,000$ MPa.
- Le coefficient de poisson : $\nu = 0,3$.

I.5.2 Béton :

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

I.5.2.1 Caractéristiques du béton :

a-Résistance du béton :

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

La résistance à la compression a 28 jours : $f_{c28} = 25$ MPa

La résistance à la traction à 28 jours est déduite de celle de compression par la relation :

$$f_{t\ 28} = 0,6 + 0,06 f_{c\ 28}$$

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

$$f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{cj}}{\gamma_b}$$

La contrainte de compression limite de service est donnée par :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c\ 28}$$

La contrainte limite de cisaillement prend les valeurs suivantes

- Fissuration peu nuisible :

$$\bar{\tau} = \min (0,13 f_{c\ 28}, 4 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

- Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\bar{\tau} = \min (0,10 f_{c\ 28}, 3 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

b -Coefficient de poisson:

Selon le BAEL, les valeurs sont les suivantes:

- $\nu = 0$ à l'ELU
- $\nu = 0,2$ à l'ELS

c-Caractéristiques mécaniques :

Tableau I.2 : Valeurs nominales de f_y pour l'acier des armatures :

Nuance		F_y (Mpa)
Ronds lisses	Fe220	215
	Fe240	235
Barres HA	Fe400	400
	Fe500	500

d- Contraintes limites :

Pour l'état limite ultime :

La contrainte admissible à l'ELU a pour valeur :

- En cas de situations accidentelles

$$\sigma_{st} = 400 \text{ MPa}$$

- En cas de situations normales

$$\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

Pour l'état limite de service :

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

- Fissuration peu nuisible : pas de limitation.
- Fissuration préjudiciable :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min (2/3 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{ij}}).$$

- Fissuration très préjudiciable :

$$\sigma_{st} \leq \sigma_{bc} = \min (1/2 f_e, 90 \sqrt{\eta f_{ij}}).$$

I.2 présentation de l'ouvrage :

L'une des phases les plus importantes dans la définition d'un projet de construction est la partie conception de la structure. Par ailleurs, la conception des composants de l'ossature métallique doit être conduite en ayant une vision d'ensemble des différentes étapes de la construction car les décisions prises à ce stade affectent de façon déterminante l'économie construction globale du projet.

I.2.1 Conception architecturale :

Notre salle de sport de Basket Ball est constituée d'un terrain de (26,00 x 14,00) et d'un gradins. Au-dessous de ce dernier, on trouve une annexe avec un local technique, les sanitaires, les vestiaires, des bureaux administratifs, des magasins et un hall d'accueil. Le tous, est abrité par une toiture en charpente métallique.

I.2.2 Conception structurale :

La stabilité de l'ossature portante est assurée par des portiques poteaux – poutres recouverte par une toiture métallique double versant asymétrique avec un système de ferme triangulée. Les sections des éléments porteurs sont :

- **Poteaux : HEA** pour lutter contre le risque de flambement.
- **Poutres et pannes : IPE** grâce à sa grande résistance aux efforts de flexion dans le plan de l'âme.

I.2.3 Structure horizontale :

L'avantage d'utilisé ce type des planchers est l'aspect économique (gain de béton), en plus du fait qu'elle permet le passage des gaines électriques.

La structure horizontale est réalisée par des planchers collaborant .Ces planchers se composent d'une dalle en béton coulée sur un bac d'acier de type HI-BOND. La connexion entre les deux est assurée par des connecteurs (Fig. I.3).

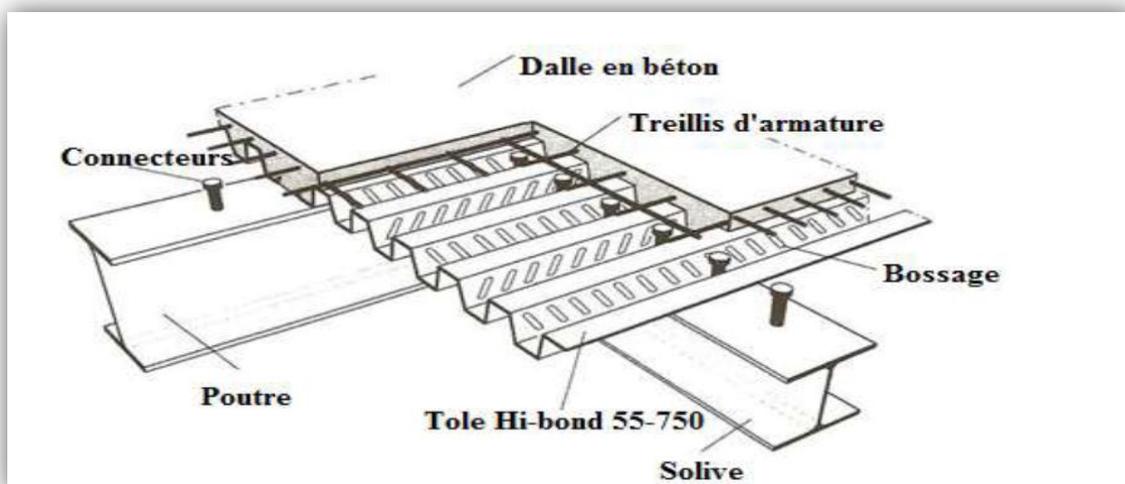


Figure I.3 : Constitution du plancher collaborant

I.2.4 Structure verticale :**a. Systèmes de stabilités :**

La stabilité de l'ossature métallique est assurée par des portiques poteaux – poutres auto-stable.

b. Cloison extérieure :

Les avantages principaux sont des bardages en panneaux sandwich sont utilisés :

- la facilité et la rapidité de montage.
- La bonne isolation thermique et phonique donnée.

c. Escaliers :

Les escaliers permettent l'accès du niveau RDC vers le premier étage. Ils sont constitués de garde-corps et un palier intermédiaire métallique.

I.2.5 Toiture métallique :

La couverture métallique est constituée d'un panneau sandwich (tôle nervurée+ matière isolante) supportée par une structure métallique en forme de nappe composée :

- d'un réseau de pannes en profilés de section adaptée à la portée.
- d'un système de ferme triangulé à hauteur variable.

Chapitre II

DESCENTTES DES CHARGES

II.1 Introduction

Dans ce chapitre, nous allons définir les différentes charges agissantes sur notre structure. C'est charges sont la superposition des charges permanentes et d'exploitation, des effets thermique et climatique, ainsi que le séisme. Pour cela, une étude approfondie doit être élaborée pour la détermination de ces différentes actions.

II.2 Charge permanente et surcharges d'exploitations :

Tableau II.1 : Charge permanentes et surcharge d'exploitation du plancher :

Charges permanentes	
Dalle en béton épaisseur (8 cm)	200 kg/m ²
Bac d'acier	9,56 kg/m ²
	G = 209,5 kg/m ²
Surcharge d'exploitation	
Surcharge du plancher	Q = 350 kg/m ²

Tableau II.2 : Charge permanentes et surcharge d'exploitation du gradin (d'après DTR) :

Charges permanentes	
	G= 259,5 kg/m ²
Surcharge d'exploitation	
surcharge du gradin	Q = 500 kg/m ²

Tableau II.3 : Charge permanentes et surcharge d'exploitation du bardage :

Charges permanentes	
Panneaux isolants	18,30 kg/m ²
Tôle ondulée	11,77 kg/m ²

Tableau II.4 : Charge permanentes et surcharge d'exploitation du toiture

Charges permanentes	
Couverture (tôle nervurée + la matière isolante)	41kg/m ²
Accessoires	2,93 kg/m ²
	G=43,93 kg/m ²
Surcharge d'exploitation	
Surcharge d'entretien	Q=100kg/m ²

Tableau II.5 : Charge permanentes et surcharge d'exploitation d'escalier

Charges permanentes	
Garde-corps	10kg/m ²
Tôle striée d'épaisseur 5mm	40kg/m ²
Charges d'exploitation	
	Q=250kg/m ²

Chapitre III

ETUDES CLIMATIQUES

III.1 Neige

Le calcul des charges dues à l'action de la neige se fait conformément au règlement RNV99.

III.1.1 Calcul des charges dues à la neige :

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

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

- 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.

La salle de sport étudiée est située à SIDI YUCEF, wilaya de Tlemcen, qui correspond à la zone A 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 :

Le projet étudié est classé en zone A avec une altitude de **1130 m**

$$S_k = \frac{(0,07 \times H) + 15}{100}$$

$$S_k = \frac{(0,07 \times 1130) + 15}{100}$$

$$S_k = 0,941 \text{ KN/m}^2$$

III.1.2 Angle de toiture :

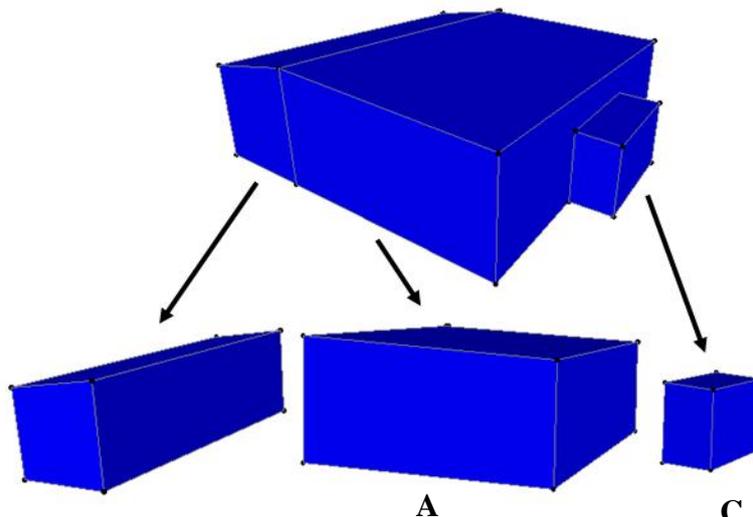


Figure III.1 : versant de la toiture

a. Toiture à deux versants :

$$\tan \alpha = \frac{1,47}{22,06} \Rightarrow \alpha = 3,82^\circ$$

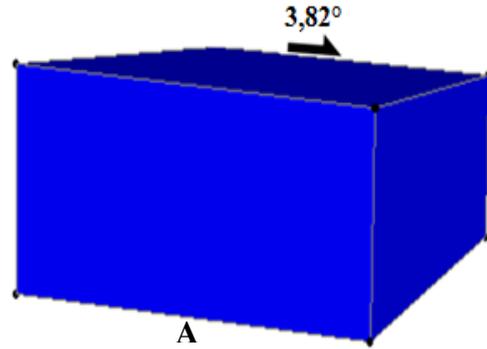


Figure III.2 : Toiture à grande versent.

$$\tan \beta = \frac{1,47}{10,4} \Rightarrow \beta = 8,05^\circ$$

III.1.3 Calcul la charge à l'action de la neige :

$$0^\circ \leq \alpha \leq 15^\circ \Rightarrow \mu = 0,8$$

$$0^\circ \leq \beta \leq 15^\circ \Rightarrow \mu = 0,8$$

$$S = \mu \cdot S_k$$

$$= 0,8 \times 0,941$$

$$S = 0,752 \text{ KN/m}^2$$

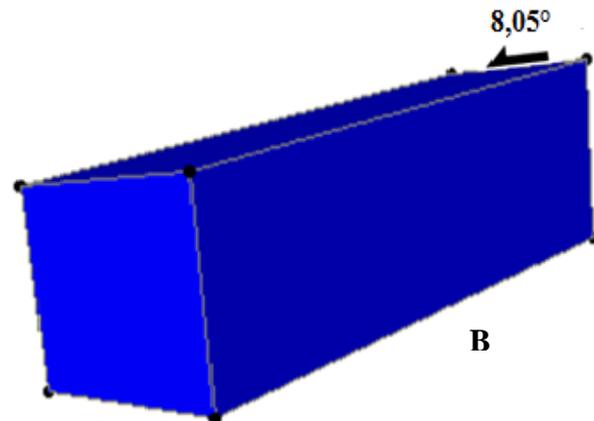


Figure III.3 : Toiture à petite versent.

b. Toiture à un versant (entrés principale) :

$$\tan \gamma = \frac{0,77}{4} \Rightarrow \gamma = 10,89^\circ$$

$$0^\circ \leq \gamma \leq 15^\circ \Rightarrow \mu = 0,8$$

$$S = 0,8 \times 0,941$$

$$S = 0,752 \text{ kN/m}^2$$

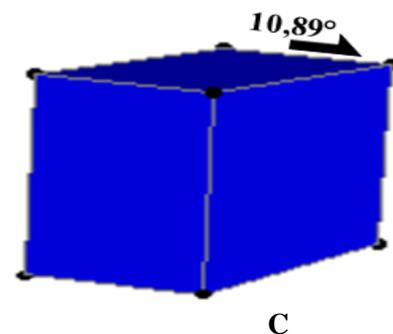


Figure III.4 : Toiture de l'entrés principale.

III.2 Effet du vent :

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

Le calcul sera mené conformément au **RNV99**. Ce document technique réglementaire (**DTR**) fournit les procédures et principes généraux pour la détermination des actions du vent sur l'ensemble de la construction et sur ses différentes parties il s'applique aux constructions dont la hauteur est inférieure à **200m**.

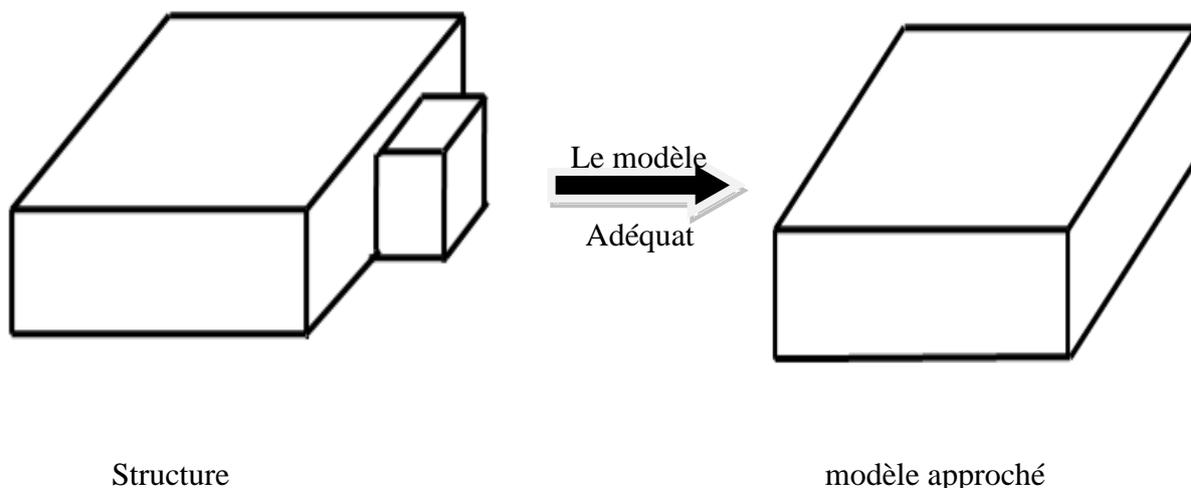
Les actions du vent appliquées aux parois dépendent de :

- 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.

III.2.1 Données relatives au site :

- Site plat : $C_T=1$
- Zone de vent **I**
- $q_{réf} = 37,5 \text{ daN/m}^2$
- $V_{réf} = 25 \text{ m/s}$
- Catégorie de terrain **II**
- $K_T = 0,19$ (facteur de terrain)
- $Z_0 = 0,05 \text{ m}$ (paramètre de rugosité)
- $Z_{min}=4\text{m}$ (hauteur minimale)
- $\xi=0,26$

Le type de notre structure est de géométrie ne convient pas au RNV99 pour cela, on est obligé d'adopter le modèle le plus proche on réalité.



III.2.2 Calcul de la pression due au vent :

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

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

- C_d : le coefficient dynamique de la construction
- W : (en N/m^2) est la 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 .

III.2.2.1 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 total de la construction.

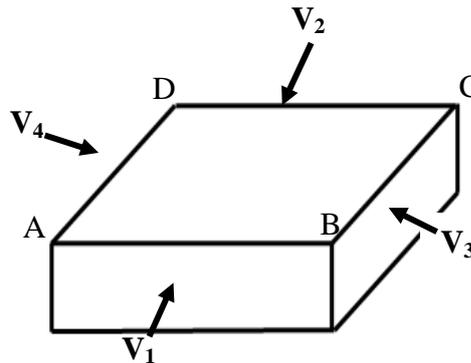


Figure III.5 : Les directions du vent

Tableau III.1 : Coefficients dynamiques correspondant aux directions du vent :

Les directions du vent	Coefficients dynamiques C_d
$V_{AB(1)}$	0,915
$V_{BC(2)}$	0,910
$V_{CD(3)}$	0,915
$V_{AD(4)}$	0,910

III.2.2.2 Détermination du $W_{(z_j)}$:

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

- q_{dyn} : est la pression dynamique du vent calculée à la hauteur Z_j relative à l'élément de surface j .
- C_{pe} : est le coefficient de pression extérieure.
- C_{pi} : est le coefficient de pression intérieure.

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

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

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

- $q_{\text{réf}} = 37,5 \text{ daN/m}$
- C_e : coefficient d'exposition au vent.

b. Détermination du coefficient d'exposition $C_e(Z)$:

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

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

Avec :

- $C_t(z)$: le coefficient de topographie
- $C_r(z)$: le coefficient de rugosité
- K_T : facteur de terrain

b.1 Coefficient de rugosité :

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

$$C_r(Z) = K_T * \text{Ln} \left(\frac{Z}{z_0} \right) \quad \text{pour} \quad Z_{\min} \leq Z \leq 200 \text{ m}$$

$$C_r(Z) = K_T * \text{Ln} \left(\frac{z_{\min}}{z_0} \right) \quad \text{pour} \quad Z < Z_{\min}$$

b.2 Le coefficient de topographie :

- Site plat $C_t(z) = 1$

Tableau III.2 : Définition de catégorie de terrain :

Catégorie de terrain	K_T	z_0	z_{\min}	ξ
II	0,19	0,05	4	0,26

III.2.2.3 La pression dynamique q_{dyn} :

- **Faces :AB,BC et AD:**

Niveau RDC :

$$Z_j = \frac{3,06}{2} \Rightarrow Z_j = 1,53 \quad \Rightarrow Z_j < Z_{\min} = 4$$

$$C_r(Z) = K_T \times \text{Ln} \left(\frac{z_{\min}}{z_0} \right) \Rightarrow C_r(Z) = 0,19 \times \text{Ln} \left(\frac{4}{0,05} \right) \Rightarrow C_r(Z) = 0,83$$

$$C_e(Z) = 1^2 \times 0,83^2 \left[1 + \frac{7 \times 0,19}{1 \times 0,83} \right] \Rightarrow C_e(Z) = 1,79$$

$$q_{\text{dyn}}(Z_j) = 37,5 \times 1,79 \quad \Rightarrow q_{\text{dyn}}(Z_j) = 67,12 \text{ daN/m}^2$$

Niveau 1^{er} étage :

$$Z_j = \frac{(10-3,06)}{2} + 3,06 \Rightarrow Z_j = 6,53 \quad \Rightarrow Z_{\min} \leq Z = 6,53 \leq 200 \text{ m}$$

$$C_r(Z) = 0,19 \times \text{Ln} \left(\frac{6,53}{0,05} \right) \Rightarrow C_r(Z) = 0,92$$

$$C_e(Z) = 1^2 \times 0,92^2 \left[1 + \frac{7 \times 0,19}{1 \times 0,92} \right] \Rightarrow C_e(Z) = 2,07$$

$$q_{\text{dyn}}(Z_j) = 37,5 \times 2,07 \quad \Rightarrow q_{\text{dyn}}(Z_j) = 77,62 \text{ daN/m}^2$$

Tableau III.3 : Pression dynamique des faces AB, BC et AD:

Niveau	z_i	q_{dyn}
RDC	1,53	67,12
1 ^{er} étage	6,53	77,62

- **Face CD :**

$$Z_j = \frac{10}{2} \Rightarrow Z_j = 5 \Rightarrow Z_{\min} \leq Z = 5 \leq 200 \text{ m}$$

$$C_r(Z) = 0,19 * \ln\left(\frac{5}{0,05}\right) \Rightarrow C_r(Z) = 0,87$$

$$Ce(Z) = 1^2 \times 0,87^2 \left[1 + \frac{7 \times 0,19}{1 \times 0,87}\right] \Rightarrow Ce(Z) = 1,91$$

$$q_{\text{dyn}}(Z_j) = 37,5 \times 1,91 \Rightarrow q_{\text{dyn}}(Z_j) = 71,77 \text{ daN/m}^2$$

Tableau III.4 : Pression dynamique d'une face CD

Niveau	Z _i	q _{dyn}
1	5	71,77

a. Calcul des coefficients de pressions :

a.1 Calcul des coefficients de pressions extérieures :

$$C_{pe} = C_{pe,10} \text{ si } S \geq 10 \text{ m}^2$$

- S désigne la surface chargée de la paroi considérée

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

a.2 Calcul des coefficients de pressions intérieures :

On définit l'indice de perméabilité μ_e comme suit :

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

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

$$\text{et } \begin{cases} C_{pi} = -0,5 \\ C_{pi} = 0,8 \end{cases}$$

III.3 La division du paroi :

$$e = \min(b, 2h) \Rightarrow e = \min(35,4 ; 22,94)$$

$$\Rightarrow e = 22,94 \text{ m} \quad \text{donc : } d > e$$

Face AB ou CD			
e(m)	b(m)	d(m)	h(m)
22,94	35,4	36,4	11,47
d > e donc on a A et B et C		A=e/5	4,58
		B=e-A	18,06
		C=d-e	13,46

Face BC ou AD			
e(m)	b(m)	d(m)	h(m)
22,94	36,4	35,4	11,47
d > e donc on a A et B et C		A=e/5	4,58
		B=e-A	18,06
		C=d-e	12,46

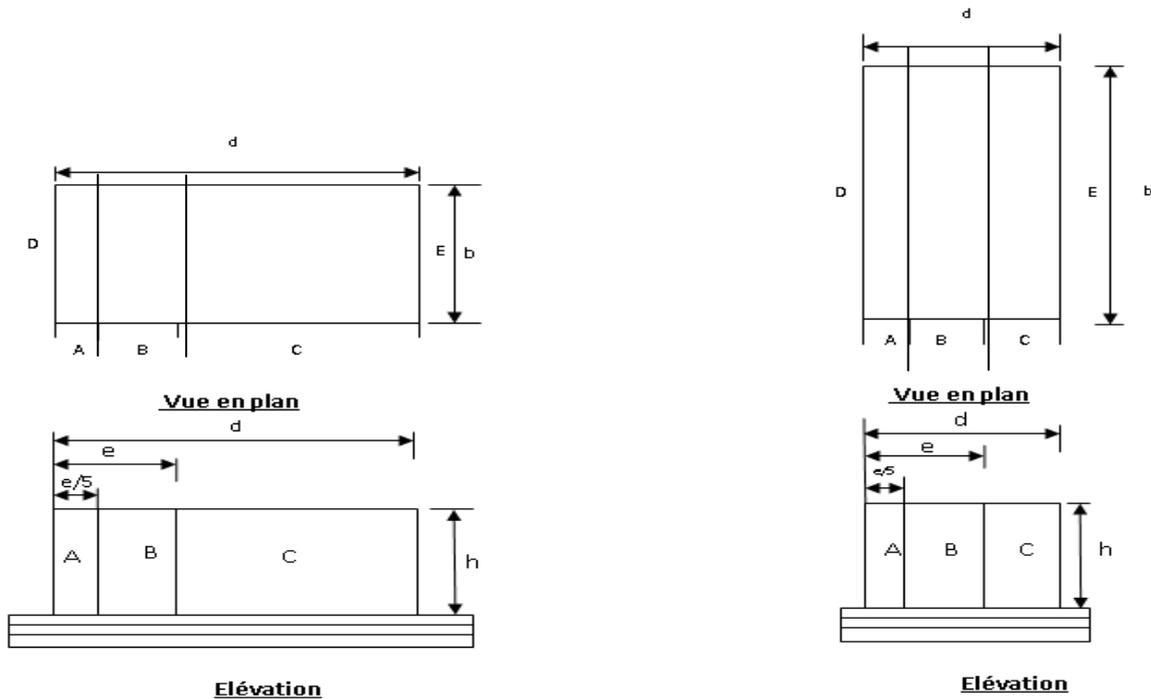


Figure III.6 : Vue en plan et élévation des parois

III.3 Les valeurs de la pression due au vent agissant sur les parois verticales:

Tableau III.5 : Pressions sur les parois verticales - Direction $V_{1(AB)}$ du vent :

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								
RDC	1,53	67,12	0,915	-0,5	-1	-30,70	-0,8	-18,42	-0,5	00,00	0,8	79,83	-0,3	12,28
RDC	1,53	67,12	0,915	0,8	-1	-110,54	-0,8	-98,26	-0,5	-79,83	0,8	00,00	-0,3	-67,55
1 ^é étage	6,53	77,62	0,915	-0,5	-1	-35,51	-0,8	-21,30	-0,5	00,00	0,8	92,32	-0,3	14,20
1 ^é étage	6,53	77,62	0,915	0,8	-1	-127,84	-0,8	-113,63	-0,5	-92,32	0,8	00,00	-0,3	-78,12

Tableau III.6 : Pressions sur les parois verticales - Direction $V_{2(CD)}$ du vent

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								
1	4,5	71,77	0,915	-0,5	-1	-32,83	-0,8	-19,70	-0,5	00,00	0,8	85,37	-0,3	13,13
1	4,5	71,77	0,915	0,8	-1	-118,20	-0,8	-105,07	-0,5	-85,00	0,8	00,00	-0,3	-72,83

Tableau III.7 : Pressions sur les parois verticales - Direction V_{3(BC)} et V_{4(AD)} du vent

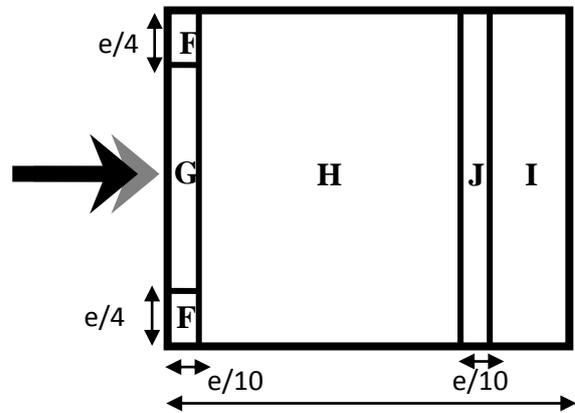
cas avec cloisons					A		B		C		D		E	
Niveau	Z _i (m)	q _{dyn} daN/m ²	C _d	C _{pi}	C _{pe}	q _j daN/m ²								
RDC	1,53	67,12	0,915	-0,5	-1	-30,70	-0,8	-18,42	-0,5	00,00	0,8	79,83	-0,3	12,28
RDC	1,53	67,12	0,915	0,8	-1	-110,54	-0,8	-98,26	-0,5	-79,83	0,8	00,00	-0,3	-67,55
1e étage	6,53	77,62	0,915	-0,5	-1	-35,51	-0,8	-21,30	-0,5	00,00	0,8	92,32	-0,3	14,20
1e étage	6,53	77,62	0,915	0,8	-1	-127,14	-0,8	-113,63	-0,5	-92,32	0,8	00,00	-0,3	-78,12

III.4 La division de la toiture :

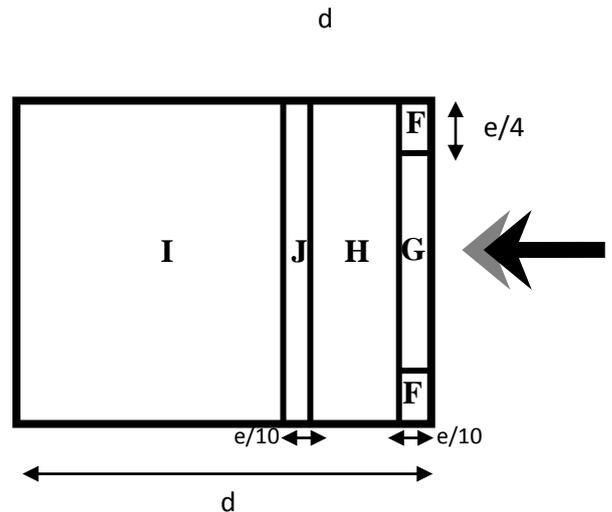
$e = \min(b, 2h) \Rightarrow e = \min(35,4 ; 22,94)$

$\Rightarrow e = 22,94m$ donc : $d > e$

Toiture (0 °) AB			
e(m)	b(m)	d(m)	h(m)
22,94	35,4	36,4	11,47
$d > e$		$F_x = e/10$	2,29
		$F_y = e/4$	5,73
		$i_x = d - (26 + e/10)$	8,29
		$H_x = 26 - e/10$	23,7
		$G_x = e/10$	2,29
		$G_y = b - e/2$	23,9

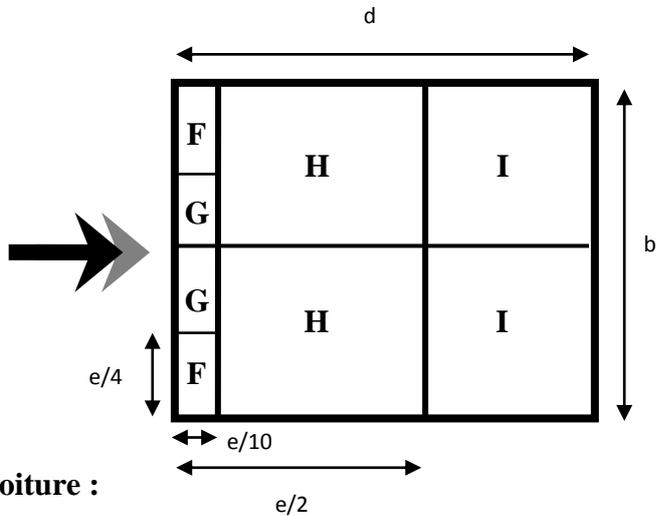


Toiture (180 °) CD			
e(m)	b(m)	d(m)	h(m)
22,94	35,4	36,4	11,47
$d > e$		$F_x = e/10$	2,29
		$F_y = e/4$	5,73
		$i_x = d - (26 + e/10)$	8,29
		$H_x = 26 - e/10$	23,7
		$G_x = e/10$	2,29
		$G_y = b - e/2$	23,9



$e = \min(b, 2h) \Rightarrow e = \min(36,4 ; 22,94)$
 $\Rightarrow e = 22.94m$ donc : $d > e$

Toiture (90°, 270°) (BC-AD)			
e(m)	b(m)	d(m)	h(m)
22,94	36,4	35,4	11,47
$d > e$		$F_x = e/10$	2,29
		$F_y = e/4$	5,73
		$G_y = b/2 - (e/4)$	12,47
		$I_x = d - e/2$	23,93
		$I_y = b/2$	18,2
		$H_x = e/2 - (e/10)$	9,18



III.5 Calcul la pression dynamique de la toiture :

$Z_j = 11,47 \Rightarrow Z_{\min} \leq Z = 11,47 \leq 200 \text{ m}$

$C_r(Z) = 0,19 \times \ln\left(\frac{11,47}{0,05}\right) \Rightarrow C_r(Z) = 1,02$

$C_e(Z) = 1^2 \times 1,02^2 \left[1 + \frac{7 \times 0,19}{1 \times 1,02}\right] \Rightarrow C_e(Z) = 2,43$

$q_{\text{dyn}}(Z_j) = 37,5 \times 2,43 \Rightarrow q_{\text{dyn}}(Z_j) = 91,15 \text{ daN/m}^2$

III.5.1 Les valeurs de la pression due au vent agissant sur la toiture :

Tableau III.8 : Pressions sur la toiture – Différentes directions $V_{1(AB)}, V_{2(CD)}$

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	11,47	91,15	0,915	-0,5	-1,77	-105,70	-1,2	-58,42	-0,62	-10,00	-0,33	-14,83	-0,52	-1,28
AB	11,47	91,15	0,915	0,8	-1,77	-214,54	-1,2	-166,26	-0,62	-118,83	-0,33	-94,24	-0,52	-110,55
CD	11,47	91,15	0,915	-0,5	-1,44	-78,51	-0,7	-16,30	-0,5	00,00	-0,30	-16,32	-0,3	-16,20
CD	11,47	91,15	0,915	0,8	-1,44	-186,14	-0,7	-125,63	-0,5	-108,32	-0,30	-91,74	-0,3	-91,12

Tableau III.9 : Pressions sur la toiture – Différentes directions $V_{3(BC)}, V_{4(AD)}$

cas avec cloisons					F		G		H		I	
Niveau	Z_i (m)	q_{dyn} daN/m ²	C_d	C_{pi}	C_{pe}	q_j daN/m ²						
BC-AD	11,47	91,15	0,910	-0,5	-1,51	-92,08	-1,28	-64,63	-0,70	-27,09	-0,51	-0,28
BC-AD	11,47	91,15	0,910	0,8	-1,51	-199,07	-1,28	-172,80	-0,70	-80,26	-0,51	-108,26

III.6 Forces de frottement :

Il faut vérifier la condition suivante : $\frac{d}{b} \geq 3$ et ou $\frac{d}{h} \geq 3$.

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

Face AB-CD :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{d}{b} = \frac{36,4}{35,4} = 1,03 < 3 \\ \frac{d}{h} = \frac{36,4}{11,47} = 3,18 > 3 \Rightarrow \end{array} \right. \quad \text{calcul des forces de frottement}$$

Face BC-AD :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{d}{b} = \frac{35,4}{36,4} = 0,97 < 3 \Rightarrow \\ \frac{d}{h} = \frac{35,4}{11,47} = 3,08 > 3 \end{array} \right. \quad \text{calcul des forces de frottement}$$

III.6.1 La force de frottement :

$$F_{fr} = \sum (q_{dyn}(Z_j) \times C_{fr,j} \times S_{fr,j})$$

- **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.

III.6.2 force de frottement du paroi :

Tableau III.10 : Les forces de frottement de face AB :

Niveau	Hauteur de l'étage h_i (m)	$C_{fr,j}$	q_{dyn} (daN /m ²)	$S_{fr,j}$ (m ²)	$F_{fr,j}$ (daN)
RDC	3,06	0,04	67,12	112,60	302,30
1 ^{er} étage	6,94	0,04	77,62	255,39	792,93
					$\sum F_{fr,j} = 1095,23$

Tableau III.11 : Les forces de frottement de face CD :

Niveau	Hauteur de l'étage h_i (m)	$C_{fr,j}$	q_{dyn} (daN /m ²)	$S_{fr,j}$ (m ²)	$F_{fr,j}$ (daN)
1	9	0,04	71,77	327,6	940,47
					$\sum F_{fr,j} = 940,40$

Tableau III.12 : Les forces de frottement des faces BC et AD :

Niveau	Hauteur de l'étage hi (m)	C _{fr,j}	q _{dyn} (daN /m ²)	S _{fr,j} (m ²)	F _{fr,j} (daN)
RDC	3,06	0,04	67,12	108,32	3290,81
1 ^{er} étage	6,94	0,04	77,62	245,67	762,75
					∑ F _{fr,j} = 1053,56

III.6.3 force de frottement de la toiture :

III.6.3.1 l'aire de l'élément de surface :

S_{fr,j} = (longueur ABC du développé) x d

S_{fr,j}=(22,06+10,50) x 36,4 = 1184,82

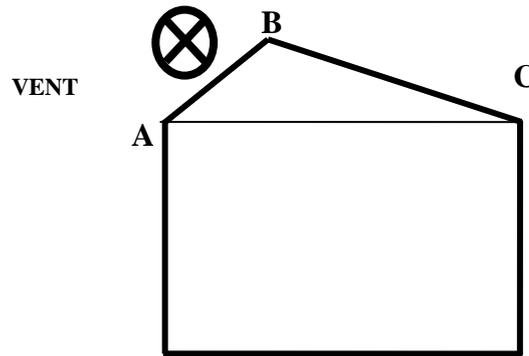
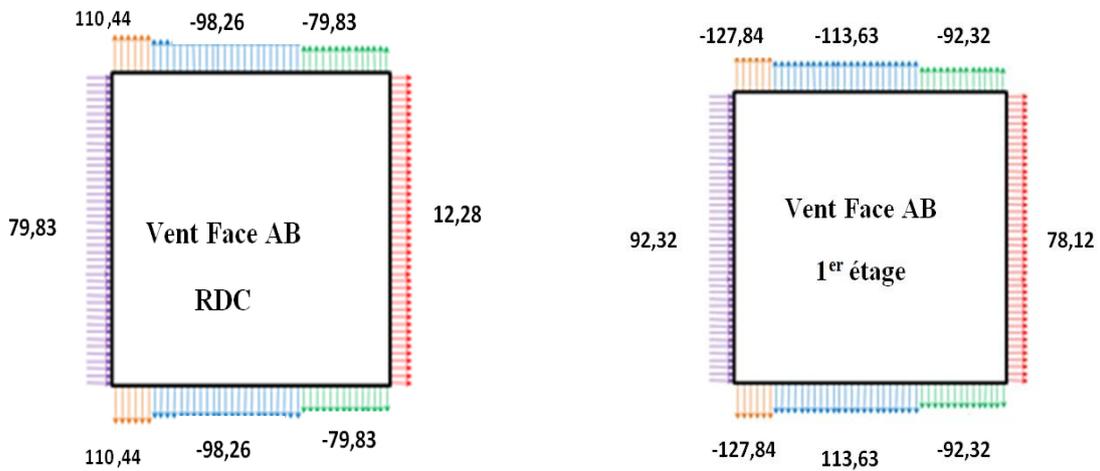


Tableau III.13 : Les forces de frottement sur toiture

Niveau	C _{fr,j}	q _{dyn} (daN /m ²)	S _{fr,j} (m ²)	F _{fr,j} (daN)
Toiture	0,04	91,15	1184,82	4319,85

III.7 Représentations graphiques de la répartition des pressions du vent sur les différentes parois :



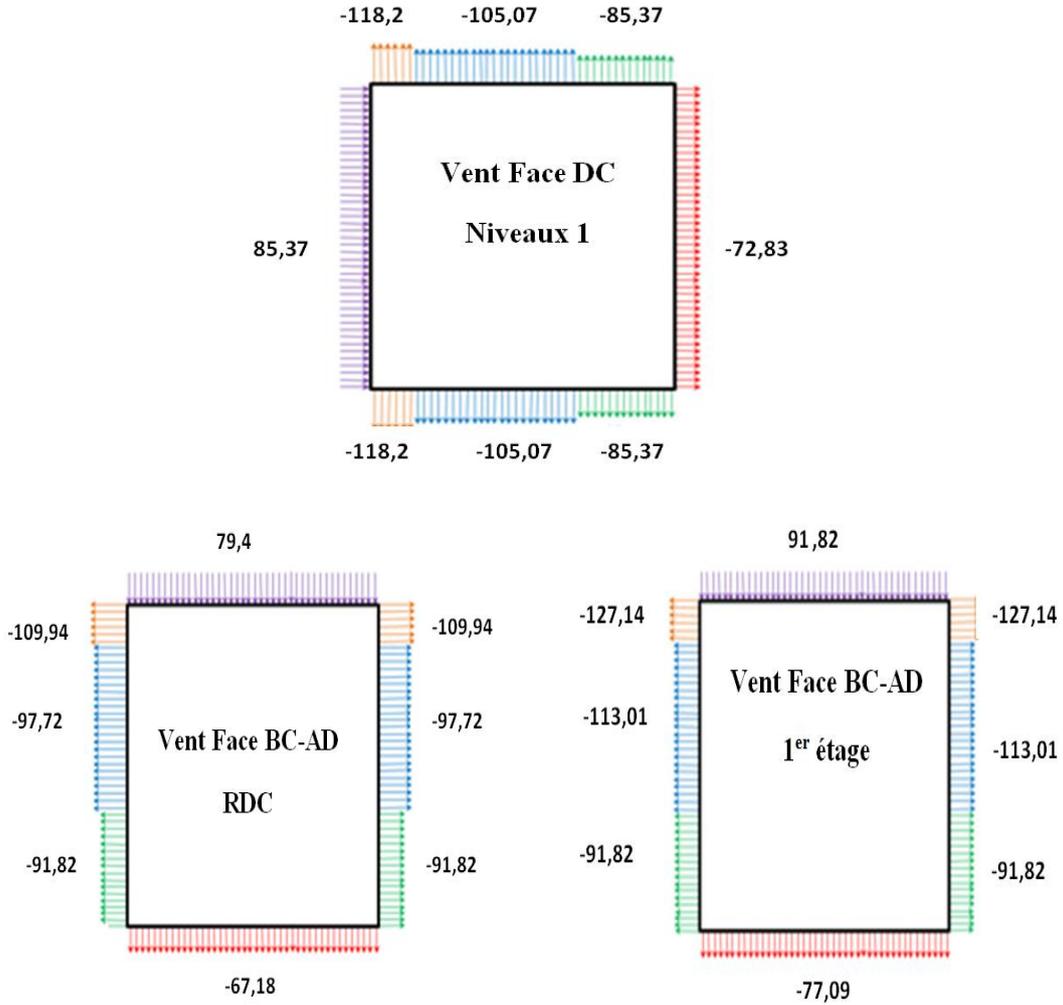
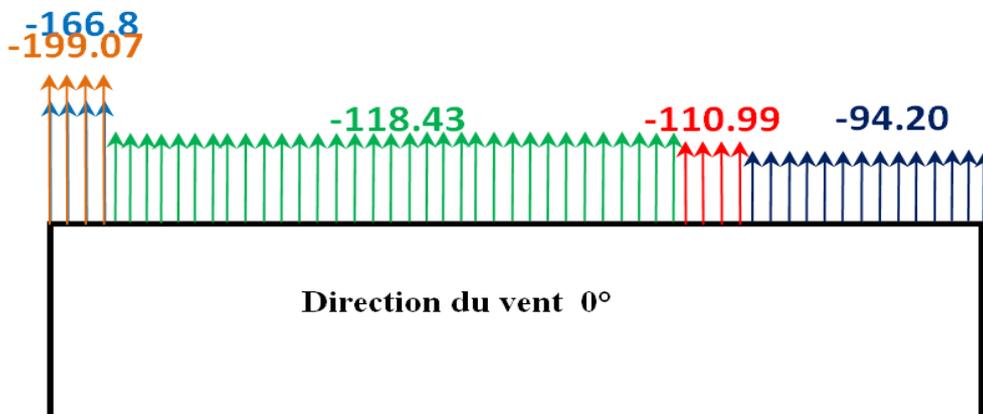


Figure III.7 : Répartition des pressions sur les parois verticales

III.8 Représentations graphiques de la répartition des pressions du vent sur la toiture :



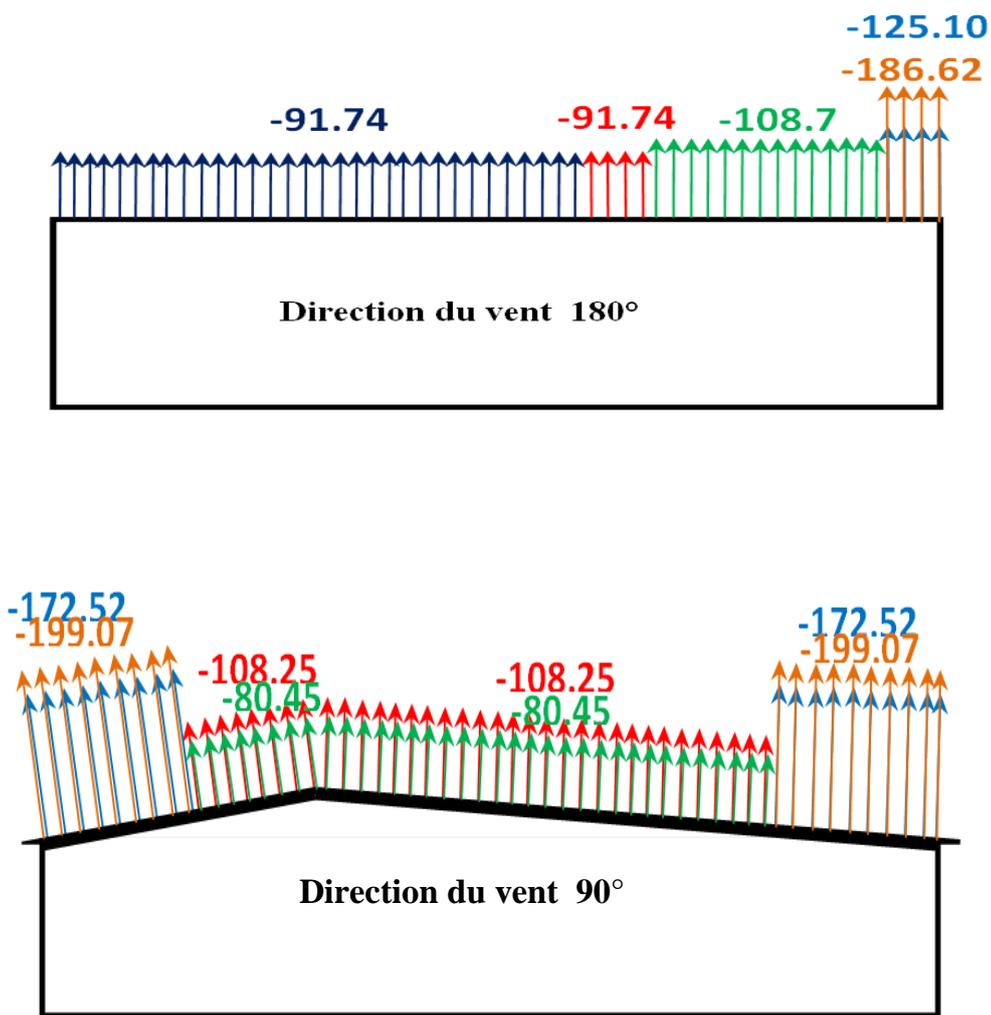


Figure III.8 : Répartition des pressions sur la toiture tous la direction du vent.

Chapitre IV

ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

IV.1 Matériaux de couverture :

La couverture, en panneaux sandwich, est composée de tôle et d'une matière isolante entre les deux parois. Leurs caractéristiques sont données dans les tableaux qui suivent :

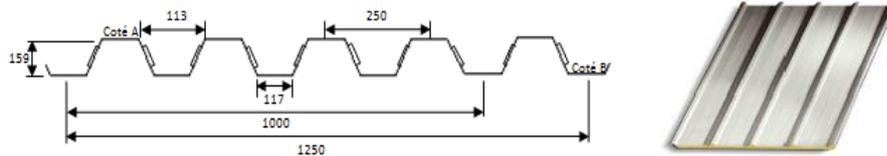


Figure IV.1 : Tôle nervurée

IV.1.1 Caractéristiques physiques de la tôle de couverture :

Poids propre (Genus 160,10/10 ème) :	$P = 15,70 \text{ kg/m}^2$.
• Résistance a la traction :	$f_u = 360 \text{ Mpa}$.
• Limite d'élasticité :	$f_y = 235 \text{ Mpa}$
• Flèche admissible :	$\delta_{\max} = 1/200$
• Module de résistance :	$w = 70 \text{ cm}^3$
• Moment d'inertie :	$I = 659 \text{ cm}^4$
• Poids propre de la matière isolante :	$P = 25,3 \text{ kg/m}^2$

IV.2 Détermination des sollicitations :

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

IV.2.1 Charge à prendre des calculs :

a. charges permanentes G

Couverture en panneaux sandwichs = $(P_{\text{tôle}} + P_{\text{isolant}}) = 15,70 + 25,3 = 41 \text{ Kg/m}^2$

Accessoire (boulons...) = $2,93 \text{ Kg/m}^2$

$$G_{\text{total}} = 41 + 2,93 = 43,93 \text{ Kg/m}^2 \quad \Rightarrow \quad G_{\text{total}} = 0,439 \text{ KN/m}^2$$

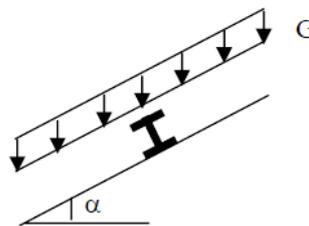


Figure IV.2 : Cas de charge permanente

b. Surcharges d'entretien Q

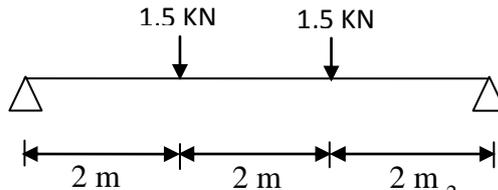
La charge d'entretien est déterminée suivant le document technique réglementaire (DTR-BC-2.2), qui propose les deux cas de charges suivants :

1^{er} cas :

Charges ponctuelles de 1,5 KN au 1/3 et 2/3 de la portée. (DTR-BC-2.2 art.7.33).

La couverture est de longueur 6m donc

$$M = 1,5 \times \frac{6}{3} = 3 \text{ KN.m}$$



2^{ème} cas :

Une charge de 1 KN appliquée sur une surface de 10 m². Ces 10 m² forment un rectangle, dont un coté est déterminé par l'entraxe entre les éléments considérés. Donc une bande de 1ml, Q sera prise égale à 1 KN/ml, d'où :

$$M = Q \times \frac{l^2}{8} = 1 \times \frac{6^2}{8} = 4,5 \text{ KN.m}$$

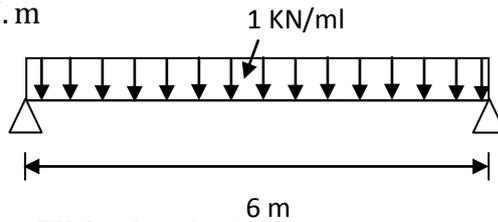


Figure IV.3 : Cas de charge permanente

Nous constatons que le deuxième cas est le plus défavorable donc on prend :

$$Q = 100 \text{ Kg/m}^2 \Rightarrow Q = 1 \text{ kn /m}^2$$

c. Actions climatiques :

- **Surcharge de la neige :**

$$S_n = 0,75 \text{ kN/m}^2$$

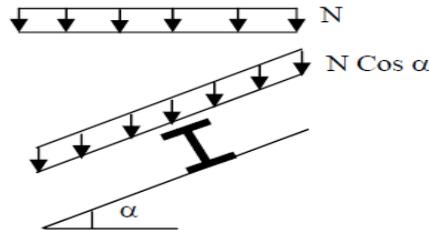


Figure IV.4 : Cas de charge de neige

- **Action du vent :**

L'action du vent la plus défavorable est trouvée celle causée par une perpendiculaire au long pan, (zone F).

Zone F la plus défavorable :

$$W = C_d q_{dyn} (C_{pe} - C_{pi})$$

$$W = 0,91 \times 91,15 (-1,51 - 0,8) = -191,60 \text{ daN/m}^2$$

$$W = -1,92 \text{ KN/m}^2$$

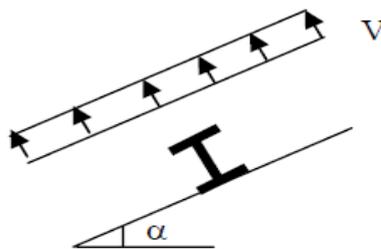


Figure IV.5 : Cas de l'effet du vent

IV.3 Vérification de la couverture :

Après plusieurs simulation on prend le nombre de panne = 7

a. Combinaison des charges et actions : à l'E.L.U

- $q_1 = 1,35 G + 1,5 Q_{ent} = 1,35 \times 0,72 + 1,5 \times (1,65 \times 1) = 3,45 \text{ KN/ml}$
 - $q_2 = 1,35 G + 1,5 S_n = 1,35 \times 0,72 + 1,5 \times (1,65 \times 0,75) = 2,82 \text{ KN/ml}$
 - $q_3 = 1,35 G + 1,5 W = 1,35 \times 0,72 - 1,5 \times (1,65 \times 1,92) = -3,78 \text{ KN/ml}$
- $q = \max(q_1, q_2, q_3) = -3,78 \text{ KN/ml}$

b. Combinaison des charges et actions à l'E.L.S :

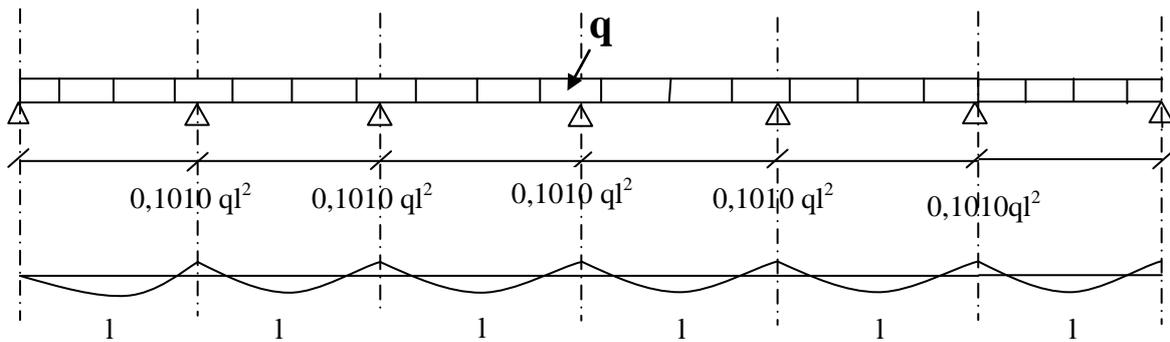
- $q_1 = G + Q_{ent} = 0,72 + 1,65 = 2,37 \text{ KN/ml}$
- $q_2 = G + S_n = 0,72 + 1,237 = 1,95 \text{ KN/ml}$
- $q_3 = G + W = 0,72 - 3,16 = -2,44 \text{ KN/ml}$

$$q_{\max} = (q_1, q_2, q_3) = -2,44 \text{ KN/ml}$$

1^{er} versant : $L = 10,50 \text{ m}$

• Moments maximum pour une poutre continue sur 7 appuis simples

Le moment maximum est déterminé suivant les formulaires de R.D.M par la méthode des 3 moments.



- $M_{\max} = 0,1010 ql^2$
- $q = 3,78 \text{ KN/ml}$
- $l = \text{espacement entre chaque panne} = 1,65 \text{ m}$

IV.3.1 Vérification de la couverture par l'équation de la flèche :

• Equation de variation du moment

$$M(x) = \mu + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \times \frac{x}{l}$$

Avec :

- μ : Moment isostatique
- M_g : moment sur appui gauche de la travée considérée
- M_d : moment sur appui droit de la travée considérée

$$M(x) = q \frac{x}{2} (1-x) - 0,1010 qlx = -q \frac{x^2}{2} + 0,399 qlx$$

• Détermination de la section d'abscisse x la plus sollicitée

$$T(x) = -M'(x) = qx - 0,399 ql$$

$M(x)$ max correspond à $T(x)$ nul donc :

$$T(x_0) = 0 \Rightarrow x_0 = 0,399 l$$

• Equation de la flèche

$$Ely'' = -M(x) \Rightarrow y'(x) = \frac{-1}{EI} \left[-\frac{qx^3}{6} + 0,199 qlx^2 + c_1 \right]$$

$$y(x) = \frac{-1}{EI} \left[-\frac{qx^4}{24} + 0,0663 qlx^3 + c_1x + c_2 \right]$$

La flèche est obtenue en intégrant deux fois le moment fléchissant :

Conditions aux limites :

$$y(0) = y(l) = 0$$

$$y(0) = 0 \quad C_2 = 0$$

$$y(l) = 0 \quad C_1 = -0,0246ql^3$$

• **Flèche maximale « y(x₀) »**

$$y(x) = \frac{-1}{EI} \left[-\frac{qx^4}{24} + 0,0663 qlx^3 - 0,0246 ql^3x \right]$$

$$y(x) = \frac{-1}{EI} [-0,001ql^4 + 0,0042 ql^4 - 0,0098 ql^4]$$

$$y(x_0) = y(0,399) = \frac{0,00661}{EI} ql^4$$

δ_{max} est limitée à 1/200 donc δ = y(x₀) ≤ δ_{max}

$$\frac{0,00661}{EI} ql^4 = \frac{(0,00661)X(3,78X0,01)X(165)^4}{21X(10)^3 X(659)} \leq \frac{1}{200}$$

$$= 0,013 < 0,825$$

Condition vérifiée

Conclusion : La supposition de nombre de panne est bonne

IV.4 Calcul des pannes de couvertures :

Les pannes de couverture sont des poutrelles laminées généralement en IPE. Elles sont soumises à la flexion bi-axiale sous l'effet du poids propre de la couverture, des actions climatiques et la surcharge d'entretien. Elles sont disposées perpendiculairement aux traverses des portiques. Elles sont calculées suivant le « CCM97 ».

IV.4.1 Espacement entre pannes :

L'espacement entre pannes est déterminé en fonction de la portée admissible de la couverture. Donc e = 1,65m

$$\begin{cases} q_y = q \times \sin \alpha = 3,78 \times \sin 8,05 = 0,529 \text{ KN/ml} \\ q_z = q \times \cos \alpha = 3,78 \times \cos 8,05 = 3,74 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

a. Calcul des moments sollicitants M_{sd}

• **Plant Y-Y**

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

$$M_{z,sd} = q_y \times \frac{l_y^2}{8} = 0,529 \times \frac{9}{8}$$

$$M_{z,sd} = 0,595 \text{ KN.m}$$

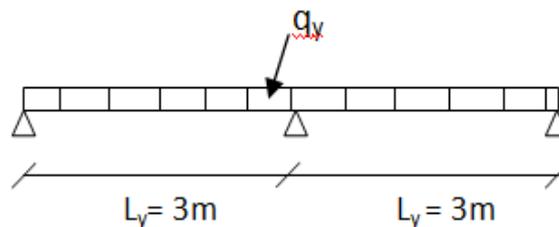


Figure IV.6 : poutre sur 3 appuis

- Plan Z-Z

$$M_{y,sd} = q_z \times \frac{l_z^2}{8} = 3,74 \times \frac{36}{8}$$

$$M_{y,sd} = 16,83 \text{ KN.m}$$

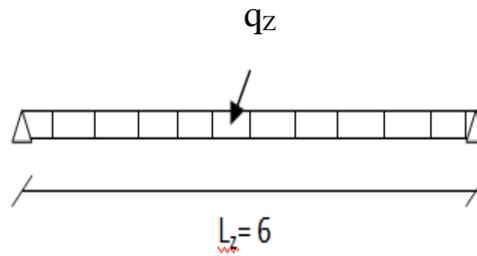


Figure IV.7 : poutre sur 2 appuis

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

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{y,sd} \leq M_{y,crd} \\ \text{et} \\ M_{z,sd} \leq M_{z,crd} \end{array} \right.$$

Avec:

$$M_{c,rd} = W_{pl} \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

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

$$W_{ply} = \frac{M_{y,sd} \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{16,82 \times 1,1 \times 10^3}{235}$$

$$\Rightarrow W_{ply} = 78,77 \text{ cm}^3$$

$$2) M_{z,sd} \leq M_{z,crd}$$

$$W_{plz} = \frac{M_{z,sd} \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{0,595 \times 1,1 \times 10^3}{235}$$

$$\Rightarrow W_{plz} = 2,78 \text{ cm}^3$$

IV.4.2 Choix du profilé :

Le profilés choisie IPE 140

$$W_{ply} = 88,30 \text{ cm}^3 > 78,77 \text{ cm}^3$$

$$W_{plz} = 19,20 \text{ cm}^3 > 2,78 \text{ cm}^3$$

V.4.2.1 Vérification de la flèche à l'E.L.S :

Combinaisons d'actions

- $q_1 = G + Q_{ent} = (0,72 + 0,129) + 1,65 = 2,49 \text{ KN/ml}$
- $q_2 = G + S_n = (0,72 + 0,129) + 1,237 = 2,08 \text{ KN/ml}$
- $q_3 = G + W = (0,72 + 0,129) - 3,16 = -2,31 \text{ KN/ml}$

$$q = \max(q_1, q_2, q_3) = 2,49 \text{ KN/ml}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} q_y = q \times \sin \alpha = 2,49 \times \sin 8,05 = 0,35 \text{ KN/ml} \\ q_z = q \times \cos \alpha = 2,49 \times \cos 8,05 = 2,46 \text{ KN/ml} \end{array} \right.$$

• **Plan Y-Y**

$$\delta = \frac{0,415 \times 5q_y l^4 z}{384 \times E \times I_z}$$

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

$$\delta < \delta_{\max} \Rightarrow \delta = \frac{0,415 \times 5 \times 0,35 \times 300^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 44,9} = 0,162 \text{ cm} < 3 \text{ cm}$$

Condition vérifiée

• **Plan Z-Z**

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

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

$$\delta < \delta_{\max} \Rightarrow \delta = \frac{5 \times 2,46 \times 600^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 541} = 3,65 \text{ cm} > 3 \text{ cm}$$

Condition non vérifiée

il faut passer au profilé supérieur c'est à dire : **IPE160**

Tableau IV.1 : Caractéristiques du profile:

Profil	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 _y cm	i _z cm
IPE160	15,8	20,09	160	82	7,4	5	869,3	68,3	123,9	26,10	6,58	1,84

IV.4.2.2 Vérification de la flèche :

Combinaisons d'actions

- q₁ = G + Q_{ent} = (0,72+0,159) + 1,65 = 2,52 KN/ml
- q₂ = G + S_n = (0,72+0,159) + 1,237 = 2,11 KN/ml
- q₃ = G + W = (0,72+0,159) - 3,16 = - 2,28 KN/ml

q = max (q₁, q₂, q₃) = 2,62KN/ml

$$\left\{ \begin{aligned} q_y &= q \times \sin \alpha = 2,52 \times \sin 8,05 = 0,352 \text{ KN/ml} \\ q_z &= q \times \cos \alpha = 2,52 \times \cos 8,05 = 2,49 \text{ KN/ml} \end{aligned} \right.$$

• **Plan Y-Y**

$$\delta = \frac{0,415 \times 5q_y l^4 z}{384 \times E \times I_z}$$

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

$$\delta < \delta_{\max} \Rightarrow \delta = \frac{0,415 \times 5 \times 0,352 \times 300^4}{384 \times 2,1 \cdot 10^6 \times 68,3} = 0,107 \text{ cm} < 1,5 \text{ cm}$$

Condition Vérifiée

• **Plan Z-Z**

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

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

$$\delta < \delta_{\max} \Rightarrow \delta = \frac{5 \times 2,49 \times 600^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 869,3} = 2,30 \text{ cm} < 3 \text{ cm}$$

Condition Vérifiée

IV.4.2.3 Classe du profilé :

a. Classe de l'âme fléchie :

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

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

l'âme est de classe 1

b. Classe de la semelle comprimée :

$$\frac{c}{t_f} \leq 10 \varepsilon \Rightarrow \frac{41}{7,4} \leq 10 \sqrt{\frac{235}{235}} \Rightarrow 5,54 < 10$$

la semelle est de classe 1

Conclusion : La section est de classe 1

IV.4.2.4 Vérification des contraintes :

Nous sommes dans la flexion déviée, il faut vérifier :

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

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

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

$$a = \min \left(\frac{A_w}{A}; 0,5 \right)$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} n = \frac{N_{sd}}{N_{pl,Rd}} = 0 \\ a = \frac{A - 2 \cdot b \cdot t_f}{A} = \frac{20,09 - 2 \times 8,2 \times 0,74}{20,09} = 0,39 \leq 0,5 \end{cases}$$

$$M_{Ny,Rd} = \frac{M_{ply,Rd}}{1-0,5a} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{(1-0,5a) \gamma_{M0}}$$

$$\text{Si } n < \alpha \Rightarrow M_{Nz,Rd} = M_{plz,Rd} = W_{plz} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$\left(\frac{M_{y,sd}}{M_{Ny,Rd}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{z,sd}}{M_{Nz,Rd}} \right)^\beta \leq 1 \Rightarrow \left(\frac{M_{y,sd}}{W_{ply} \cdot \frac{f_y}{(1-0,5a) \gamma_{M0}}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{z,sd}}{W_{plz} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}}} \right)^\beta \leq 1$$

$$\Rightarrow \left(\frac{M_{y,sd} \cdot (1-0,5a) \gamma_{M0}}{W_{ply} \cdot f_y} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{z,sd} \cdot \gamma_{M0}}{W_{plz} \cdot f_y} \right)^\beta$$

Pour les profilés I :

$$\alpha = 2 \quad \text{et} \quad \beta = 5 \times \frac{N_{sd}}{N_{pl,Rd}} \Rightarrow \beta = 0$$

mais $\beta \geq 1$

$$M_{y,sd} = q_z \times \frac{l_z^2}{8} = q \cos \alpha \frac{l_z^2}{8}$$

$$M_{z,sd} = q_y \times \frac{l_y^2}{8} = q \sin \alpha \frac{l_y^2}{8}$$

$$q_u = 1,35[(0,439 \times 1,65) + 0,158] + 1,5 [1,65 \times 1] = 3,66 \text{ KN/ml}$$

$$q_y = 3,66 \times \sin 8,05 = 0,52 \text{ KN/ml} \Rightarrow M_{y,sd} = 16,29 \text{ KN.m}$$

$$q_z = 3,66 \times \cos 8,05 = 3,62 \text{ KN/ml} \Rightarrow M_{z,sd} = 0,59 \text{ KN.m}$$

$$\left[\frac{M_{y,sd} \cdot \gamma_{M0} \cdot (1 - 0,5 a)}{W_{ply} \cdot f_y} \right]^2 + \left[\frac{M_{z,sd} \cdot \gamma_{m0}}{W_{plz} \cdot f_y} \right]^1$$

$$\left[\frac{16,29 \times 10^2 \times 1,1 (1 - 0,5 \times 0,39)}{123,9 \times 23,5} \right]^2 + \left[\frac{0,59 \times 10^2 \times 1,1}{26,10 \times 23,5} \right]^1 = (0,245 + 0,106) = 0,351 < 1 \quad \text{Condition vérifiée}$$

IV.4.2.5 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 :

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

$$M_{sd} = q_z \frac{l_z^2}{8} \Rightarrow M_{y,sd} = 16,29 \text{ KN.m}$$

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 :

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

$$\begin{cases} \beta_w = 1 \\ \text{et} \\ \gamma_{M1} = 1,1 \end{cases} \quad \text{pour les sections de classe 1}$$

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

- χ_{LT} : facteur de déversement

Avec:

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

$\alpha_{LT} = 0,21$ 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 :

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

Avec :

- $C_1 = 1,132$
- I_y : moment d’inertie de flexion suivant l’axe de faible inertie = $68,31 \text{ cm}^4$
- I_t : moment d’inertie de torsion = $3,6 \text{ cm}^4$
- I_w : moment d’inertie de gauchissement = $3,96 \times 10^3 \text{ cm}^6$
- $G = \frac{E}{2(1+\nu)} = \frac{21 \times 10^6}{2(1+0,3)} = 8,08 \times 10^6 \text{ N/cm}^2$
- $L = 6 \text{ m}$

$$M_{cr} = 1,132 \pi^2 \frac{21 \times 10^6}{300^2} \times 68,31 \times \sqrt{\frac{3,96 \times 10^3}{68,31} + \frac{(300^2) \times 8,08 \times 10^6 \times 3,6}{\pi^2 \times 21 \times 10^6 \times 68,31}}$$

$$M_{cr} = 2773470,43 \text{ N.cm} = 2773,47 \text{ KN.m}$$

$$\bar{\lambda}_{lt} = \sqrt{\frac{1 \times 123,9 \times 235 \times 10^2}{2773470,43}} = 1,02$$

$$\phi_{LT} = 0,5[1 + 0,21(2,93 - 0,2) + (2,93^2)] = 1,10$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{[1,10 + \sqrt{1,10^2 - 1,02^2}]} = 0,79$$

$$M_{brd} = 0,79 \times 1 \times 123,9 \times \frac{23,5}{1,1} = 20,91 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 16,29 < M_{brd} = 20,91 \quad \text{La stabilité du déversement est vérifiée.}$$

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 :

$$\frac{d}{t_w} < 69\varepsilon$$

Avec :

d : distance entre nus intérieurs des semelles Pour notre profilé IPE160 :

$$d = h - 2(tf + r) \Rightarrow d = 160 - 2(7,4 + 9) = 127,2$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{127,2}{5} = 25,44 < 69$$

Donc 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 = $(h - 2t_f) \cdot t_w = (160 - 2 \times 7,4) \times 5 = 726 \text{ mm}^2$
- A_{fc} : aire de la semelle comprimée = $b \cdot t_f = 82 \times 7,4 = 606,8 \text{ mm}^2$
- f_y : limite d'élasticité de la semelle comprimée = $f_y = 235 \text{ N/mm}^2$
- E : module d'élasticité = $2,1 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$
- K : coefficient pris égal à 0,3 pour une semelle de classe 1

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

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

$25,44 \leq 293 \Rightarrow$ La stabilité de la panne au flambement de la semelle comprimée est vérifiée.

• Conclusion

La section en IPE160 assure une bonne résistance vis-à-vis des différents cas d'instabilité.

IV. 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.

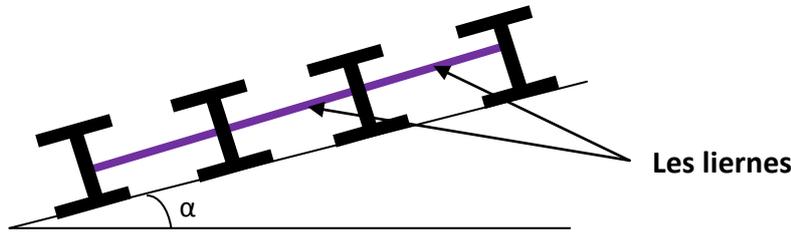
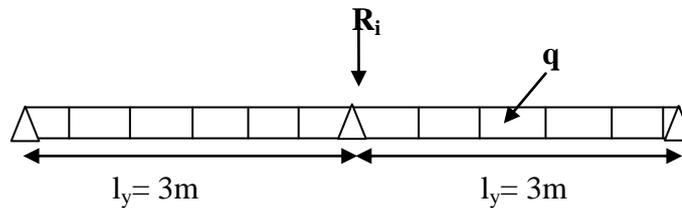


Figure IV.8 : Coupe transversale des liernes.

a. Les efforts dans les liernes :



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

$$q = 1,35[(0,439 \times 1,65) + 0,158] + 1,5 [1,65 \times 1] = 3,66 \text{ KN/ml}$$

$$q_y = 3,66 \times \sin 8,05 = 0,52 \text{ KN/ml}$$

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

$$R_y = 1,25 q_y \times l_y$$

$$R_y = 1,25 \times 0,52 \times \frac{6}{2} = 1,95 \text{ KN}$$

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

$$T_1 = \frac{R}{2} = \frac{1,95}{2} = 0,975 \text{ KN}$$

$$T_2 = R + T_1 = 1,95 + 0,975 = 2,925 \text{ KN}$$

$$T_3 = R + T_2 = 1,95 + 2,925 = 4,875 \text{ KN}$$

$$T_4 = R + T_3 = 1,95 + 4,875 = 6,825 \text{ KN}$$

$$T_5 = R + T_4 = 1,95 + 6,825 = 8,775 \text{ KN}$$

$$2T_6 \cdot \cos \theta = T_5 = 8,775 \text{ KN}$$

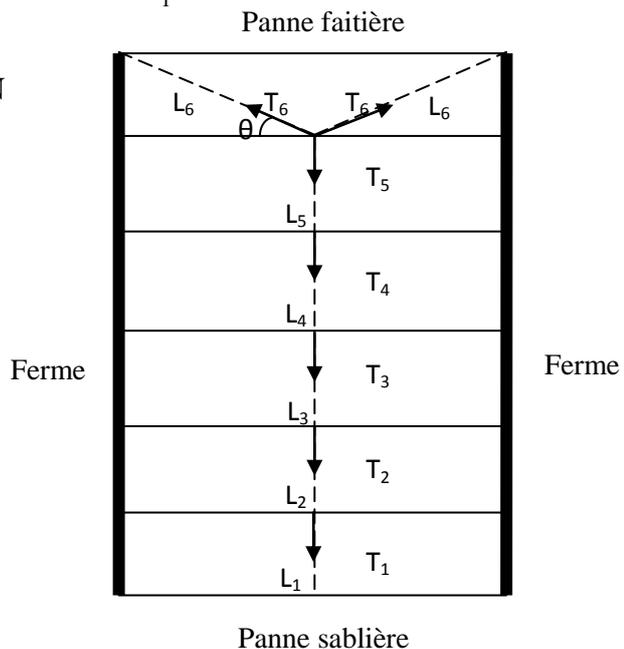


Figure IV.9 : Coupe longitudinale des liernes.

b. Calcul de la section des liernes :

On considère le tronçon le plus qui est sollicité est L₅. Pour le dimensionnement des liernes tendus, les règles du CCM97 imposent la vérification suivante :

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

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

Nous avons n=7 pannes

$$N_{sd} = \frac{R}{2} + R (n-1)$$

$$N_{sd} = \frac{1,95}{2} + 1,95 (7-1)$$

$$N_{sd} = 12,67 \text{ KN}$$

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

$$A_s \geq \frac{12,67 \times 1,1}{235 \times 10^{-3}} = 59,30 \text{ mm}^2$$

$$Q \geq \sqrt{\frac{4 \times 59,3}{3,14}} \Rightarrow Q \geq 8,7 \text{ cm}$$

On prendra un lierne de panne d'une barre ronde de diamètre Q=12mm d'une section résistante A_s=71,62mm²

IV.6 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 cm
- 2(b/2) ≤ t ≤ 3 (b/2)
- t=10 cm ⇒ c = b = 5 cm

IV.6.1 Efforts sollicitant à l'E.L.U :

$$F_y = 1,35G_y + 1,5 W \cdot x / 2 = 1,35 (0,8) + 1,5 (-1,27) \times 6/2 = -6,79 \text{ KN}$$

$$F_x = 1,35G_x \cdot x / 2 = 1,35 \times 0,158 \times 6/2 = 0,63 \text{ KN}$$

$$M_r = -6,79 \times 0,05 + 0,64 \times 0,08$$

$$\Rightarrow M_r = -0,29 \text{ KN.m}$$

IV.6.2 Module de résistance de l'échantignolle :

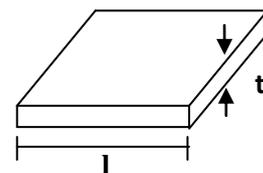
$$W = \frac{I}{v} = \frac{lt^3}{12} \cdot \frac{2}{t} = \frac{lt^2}{6}$$

IV.6.3 Epaisseur de l'échantignolle « t » :

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

$$t_{min} = \sqrt{\frac{6M_r}{lf_y}} = \sqrt{\frac{6 \times 0,29}{0,15 \times 235 \times 10^3}} = 0,007 \text{ m} = 7 \text{ mm}$$

⇒ On prend un échantignolle d'épaisseur t=10 mm



IV.7 Chéneaux 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.

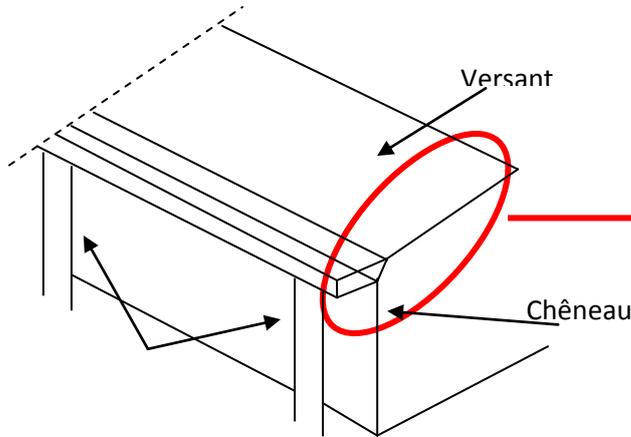


Figure IV.10 : Chéneau d'eau

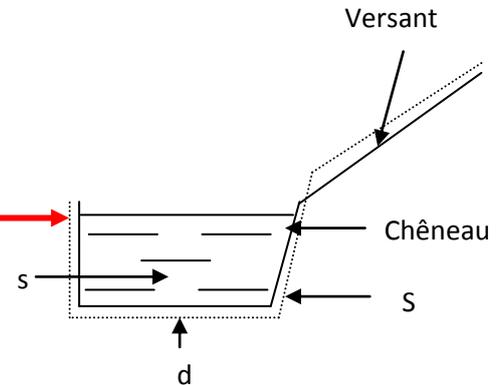


Figure IV.11 : Coupe transversale du chéneau

IV.7.1 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 :

- s : section transversale du chéneau en cm²
- p : pente du chéneau mm/m
- S : surface couverte intéressant le chéneau en m²

IV.7.1.1 chéneau de grand versant :

$$S_1 = 22,05 \times \frac{35,4}{2} = 390,28 \text{ m}^2$$

P=1mm/m

Suivant l'abaque \Rightarrow $\left\{ \begin{array}{l} s_1 = 590 \text{ cm}^2 \\ d = 29 \text{ cm} \end{array} \right.$

IV.7.1.2 chéneau de grand versant :

$$S_2 = 10,50 \times \frac{35,4}{2} = 185,85 \text{ m}^2$$

P=1mm/m

Suivant l'abaque \Rightarrow $\left\{ \begin{array}{l} s_2 = 340 \text{ cm}^2 \\ d = 23 \text{ cm} \end{array} \right.$

IV.7.1.3 chéneau d'eau de l'entrée principale :

$$S_3 = 4 \times \frac{11,4}{2} = 22,80 \text{ m}^2$$

P=2mm/m

Suivant l'abaque \Rightarrow $\begin{cases} s_3 = 100 \text{ cm}^2 \\ d = 14 \text{ cm} \end{cases}$

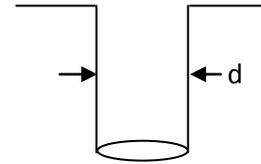


Figure IV.12 : Moignon tronconique

IV.8 Lisse de bardage :

Les lisses de bardage sont des éléments secondaires qui reprennent des sollicitations due au vent. Ce sont généralement des profilés en U. Elles sont prévues sur le pignon et le long-pan pour permettre la fixation et le support de matériaux de bardage.

IV.8.1 Espacement des lisses :

- H : hauteur de poteau $H = 9 \text{ m}$
- e : espacement des lisses $e = 1,5 \text{ m}$
- n : nombre de lisse $n = 6$

IV.8.2 Dimensionnement des lisses :

Pour le dimensionnement, les liernes, on tiendra compte de la valeur la plus défavorable entre la pression du vent exercée sur le long-pan et sur le pignon.

a. Evaluation des charges :

Charge permanentes (G) : Poids propre du bardage $G = 0,30 \text{ KN/m}^2$

$$G = 0,3 \times 1,5 \Rightarrow G = 0,45 \text{ KN/ml}$$

b- surcharge climatique (W)

$$W_{\max} = 1,27 \text{ KN/m}^2$$

$$W = 1,27 \times 1,5 \Rightarrow W = 1,90 \text{ KN/ml}$$

Les lisses sont appuyées sur deux poteaux de portée $L = 6\text{m}$, elles sont soumises a la flexion bi-axiale.

b. Calcul des moments à L'ELU :

$$q_U = 1,35G + 1,5W \Rightarrow q_U = 3,45 \text{ kn/ml}$$

b.1 Moment sollicitant M_{sd} :

- Plan (y-y) :

$$M_{sd,z} = 1,5q_w \frac{l_y^2}{8} = 1,5 \times 1,90 \times \frac{6^2}{8} = 12,82 \text{ KN.m}$$

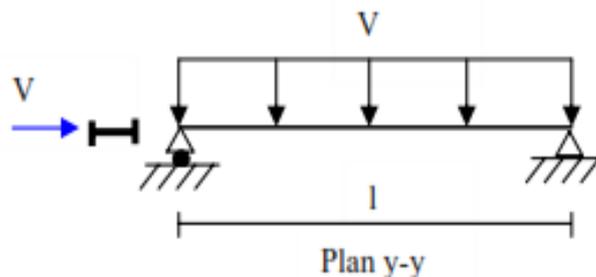


Figure IV.13 : poutre sur 2 appuis

- Plan (z-z) :

$$M_{sd,y} = 1,35q_G \frac{l_z^2}{8} = 1,35 \times 0,45 \times \frac{3^2}{8} = 0,68 \text{ KN.m}$$

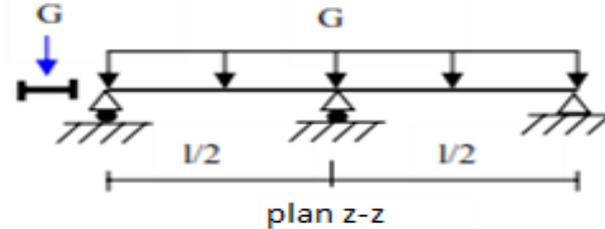


Figure IV.13 : poutre sur 3 appuis

b.2 Module de résistance :

- Plan (y-y) :

$$M_{y,sd} \leq M_{y,cRd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M_0}}$$

$$\Rightarrow W_{ply} \geq \frac{M_{y,sd} \times \gamma_{M_0}}{f_y} = \frac{12,82 \times 1,1 \times 10^3}{235} = 60,03 \text{ cm}^3$$

- Plan (z-z) :

$$M_{z,sd} \leq M_{z,cRd} = \frac{W_{plz} \times f_y}{\gamma_{M_0}}$$

$$\Rightarrow W_{plz} \geq \frac{M_{z,sd} \times \gamma_{M_0}}{f_y} = \frac{0,68 \times 1,1 \times 10^3}{235} = 3,20 \text{ cm}^3$$

IV.8.3 Choix du profilé :

Tableau IV.2 : Caractéristiques du profilé :

Profil	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 _y cm	i _z cm
UAP200	25,1	32,0	200	75	11,5	8	1948	169,7	195	32,1	7,8	2,3

IV.8.3.1 Vérification de la condition de flèche a L'ELS :

$$q_s = (G + G_{ppropre}) + W \Rightarrow q_s = (0,45 + 0,251) + 1,90 \Rightarrow q_s = 2,60 \text{ KN/ml}$$

- Plan (y-y) :

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

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

$$\delta \leq \delta_{max} \Rightarrow \delta = \frac{5 \times 2,60 \times 600^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 1948} = 1,07 \text{ cm} < 3 \text{ cm}$$

Condition vérifiée

- Plan (z-z) :

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

$$\delta_{\max} = \frac{l_z}{200} = \frac{300}{200} = 1,50 \text{ cm}$$

$$\delta < \delta_{\max} \Rightarrow \delta = \frac{0,415 \times 5 \times 2,60 \times 300^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 169,7} = 0,32 \text{ cm} < 1,5 \text{ cm}$$

Condition vérifiée

IV.8.3.2 Vérification de la contrainte pour L'UAP200:

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

$$\Rightarrow \left(\frac{M_{y,sd} \cdot \gamma_{M_0} \cdot (1 - 0,5a)}{W_{ply} \cdot f_y} \right)^2 + \left(\frac{M_{z,sd} \cdot \gamma_{M_0}}{W_{plz} \cdot f_y} \right)^1 \leq 1$$

Avec :

Profilé laminé en U $\begin{cases} \alpha = 2 \\ \beta = 1 \end{cases}$

$$a = \min \left(\frac{A_w}{A}; 0,5 \right)$$

$$\Rightarrow A_w = A - 2b_f t_f = 32 - (2 \times 7,5 \times 1,15) = 14,95 \text{ cm}^2$$

Donc $a = \min \left(\frac{14,95}{32}; 0,5 \right) = 0,46$

$$\left(\frac{12,82 \cdot 10^2 \cdot 1,1 \cdot (1 - 0,5 \times 0,46)}{195,23,5} \right)^2 + \left(\frac{3,82 \times 10^2 \times 1,1}{32,1.23,5} \right)^1 = 0,61 < 1$$

Condition vérifiée

IV.9 Calcul des potelets :

Les sections des potelets le plus souvent utilisées sont les profilés en I en H qui sont rigidifié le bardage et résister aux efforts horizontaux du vent. Ils sont considérés comme articulés dans les deux extrémités.

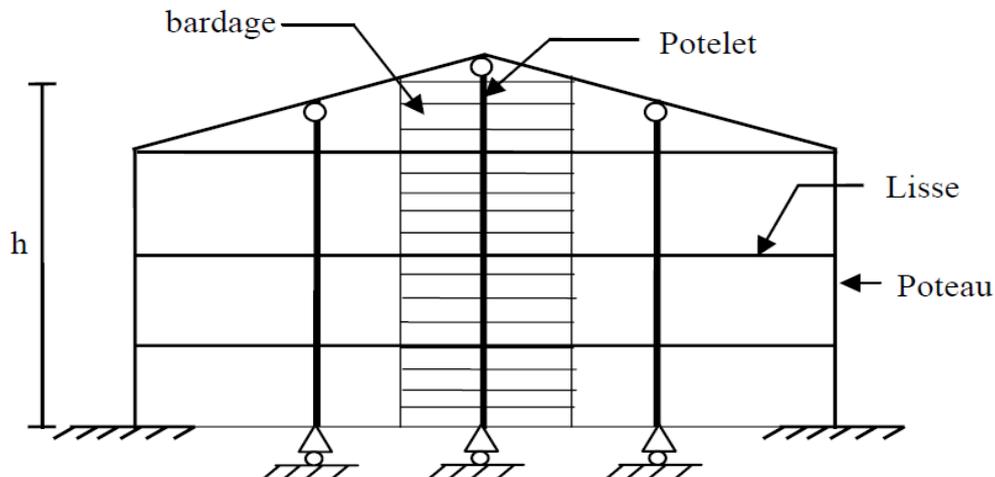


Figure IV.15 : Schéma du potelet.

IV.9.1 Détermination des sollicitations :

Le potelet, travaille à la flexion sous l'action de l'effort du vent provenant du bardage et des lisses, et à la compression sous l'effet de son poids propre, du poids du bardage et des lisses qui lui sont associé, et de ce fait fonctionne à la flexion composé.

Hauteur de potelet	H=9,00m
Entre-axe	L= 3,86m
Nombre lisse de bardage	N=6

- **Evaluation des charges et surcharges :**

- a. Charge permanente (G) :

Poids propre du bardage :	G1= 0,30X 3,86 =1,15 KN/ml
Poids propre des lisses UAP ₂₀₀ :	G2= 0,25X 6 =1,50KN/ml
	G= (1,15+1,50) =2,65 KN/ml

- b. Surcharge climatique (vent) :

Action du vent	q _w = 1,07 X 3,86 = 4,13KN/ml
----------------	--

IV.9.2 Dimensionnement :

Combinaison des charges à L'ELU :

$$q_u = 1,35 G + 1,5 W = 1,35 \times 2,65 + 1,5 \times 4,13 = 9,77 \text{ kn/ml}$$

$$M_{sd} = q_u \times \frac{L^2}{8} = 9,77 \times \frac{3,86^2}{8}$$

$$M_{sd} = 98,92 \text{ KN.m}$$

Les vérifications suivantes sont imposées par le CCM97:

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

Avec:

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

$$W_{ply} \geq \frac{M_{sd} \times \gamma_{M_0}}{f_y} = \frac{98,92 \times 1,1 \times 10^3}{235}$$

$$W_{ply} \geq 463,03 \text{ cm}^3$$

IV.9.3 Choix de profilé :

Choisir IPE 300 \Rightarrow poids propre de IPE300=0,422 KN/ml

IV.9.3.1 Vérification de la flèche à L'ELS :

$$q_u = G + W = (2,65 + 0,422) + 4,13 = 7,20 \text{ KN/ml}$$

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

$$\delta_{\max} = \frac{l}{200} = \frac{900}{200} = 4,5 \text{ cm}$$

$$\delta < \delta_{\max} \quad \delta = \frac{5 \times 7,20 \times 900^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 8356} = 3,50 \text{ cm} < 4,50 \text{ cm}$$

Condition vérifiée

Tableau IV.3 : Caractéristiques du profilé

Profil	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 _y cm	i _z cm
IPE 300	42,2	53,8	300	150	10,7	7,1	8356	604	628	125	12,5	3,35

IV.9.3.2 Classe du profilé :

c. Classe de l'âme fléchie :

$$\frac{d}{t_w} \leq 36 \varepsilon \text{ avec } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

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

$$\frac{248,6}{7,1} \leq 36 \sqrt{\frac{235}{235}} \Rightarrow 35,01 < 36$$

l'âme est de classe 1

d. Classe de la semelle comprimée :

$$\frac{c}{t_f} \leq 10 \varepsilon \Rightarrow \frac{bf}{2} \leq 10 \sqrt{\frac{235}{235}} \Rightarrow 7,0 < 10$$

la semelle est de classe 1

Conclusion : La section est de classe 1

IV.9.3.3 Vérification des contraintes :

Nous sommes dans la flexion composée, il faut vérifier :

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

Avec :

- M_{sd} : Moment sollicitant ($M_{sd} = 98,92 \text{ KN.m}$)
- $M_{N,Rd}$: 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 : $n = \frac{N_{sd}}{N_{pl,Rd}}$

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

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

$$N_{sd} = (0,30 \times 3,86 \times 9,00) + (0,251 \times 3,86 \times 6) + (0,422 \times 9,00) = 20,03 \text{ KN}$$

$$n = \frac{N_{sd}}{N_{pl,Rd}} = \frac{N_{sd} \times \gamma_{M_0}}{A \times f_y} = \frac{20,03 \times 1,1}{53,8 \times 23,5} = 0,017$$

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

$$\Rightarrow A_w = 53,8 - (2 \times 15 \times 1,07) = 21,7 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc: } a = \min \left(\frac{21,7}{53,8}; 0,5 \right) = 0,4$$

Alors :

$$M_{N,Rd} = 628 \times \frac{235 \times 10^{-3}}{1,1} \left[\frac{(1 - 0,017)}{(1 - (0,5 \times 0,4))} \right] = 164,85 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 98,92 \text{ KN.m} < M_{N,Rd} = 164,85 \text{ KN.m}$$

Condition Vérifiée

IV.9.3.4 Résistance du potelet au flambement :

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

Avec :

- $N_{b,Rd}$: Résistance au flambement
- $\beta_A = 1$ pour les sections de classe 1
- $\gamma_{M_1} = 1,1$
- χ : Coefficient de réduction dépend de $\bar{\lambda}$
- $\bar{\lambda}$: Elancement réduit

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

- λ : calculé à la base des caractéristiques de la section brute :

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

- **Plan (y-y) :**

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

$$\lambda_y = \frac{L_{fy}}{i_y} = \frac{900}{12,5} = 72 \Rightarrow \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{93,9\epsilon} = \frac{72}{93,9} = 0,76$$

- **Plan (z-z) :**

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

$$\lambda_z = \frac{L_{fz}}{i_z} = \frac{900}{3,35} = 268,65 \Rightarrow \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{93,9\epsilon} = \frac{268,65}{93,9} = 2,86$$

$$\bar{\lambda} = \max(\bar{\lambda}_y, \bar{\lambda}_z) = 2,86 \Rightarrow \chi = 0,1060$$

$$N_{b,Rd} = \frac{0,1060 \times 1 \times 5380 \times 235 \times 10^{-3}}{1,1} = 121,83 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 20,03 \text{ KN} < N_{N,Rd} = 121,83 \text{ KN}$$

Condition vérifiée

IV.9.3.5 Résistance au voilement par cisaillement :

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

$$\text{Avec : } \epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{d}{t_w} = \frac{248,6}{7,1} = 35,01 \\ 69\epsilon = 69 \sqrt{\frac{235}{235}} = 69 \end{array} \right. \Rightarrow \frac{d}{t_w} \leq 69\epsilon$$

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

IV.9.3.6 Stabilité au flambement de la semelle comprimée dans le plan de l'âme :

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

Avec :

A_w : Aire de l'âme $A_w = t_w \times d = 248,6 \times 7,1 = 1765,06 \text{ mm}^2$

- A_{fc} : Aire de la semelle comprimée

$$A_{fc} = b_f \cdot t_f = 150 \times 10,7 = 1605 \text{ mm}^2$$

- f_y : Limite d'élasticité de la semelle comprimée ($f_y = 235 \text{ N/mm}^2$)
- K: Coefficient pris égal à 0,3 pour une semelle de classe 1

$$\left\{ \begin{array}{l} K \frac{E}{f_y} \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}} = 0,3 \times \frac{2,1 \times 10^5}{235} \sqrt{\frac{1765,06}{1605}} = 421,52 \\ \frac{d}{t_w} = \frac{190}{6,2} = 30,64 \end{array} \right. \Rightarrow \frac{d}{t_w} \leq K \frac{E}{f_y} \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}} \quad \text{Condition Vérifiée}$$

IV.9.3.7 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 :

- $B_w = 1$ section de classe I
- χ_{lt} est le facteur de réduction pour le déversement.
- $F_y = 235 \text{ N/mm}$
- $\gamma_{M_1} = 1,1$

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

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

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

Avec :

- $C_1 = 1,132$
- $G = \frac{E}{2(1-\nu)} \Rightarrow \begin{cases} E = 21 \cdot 10^6 \text{ N/cm}^2 \\ \nu = 0,3 \end{cases} \Rightarrow G = 8,08 \cdot 10^6 \text{ N/cm}^2$
- I_t : Moment d'inertie de torsion ($I_t = 20,1 \text{ cm}^4$)
- I_w : Moment d'inertie de gauchissement ($I_w = 126,10^3 \text{ cm}^6$)
- I_z : Moment d'inertie de flexion suivant l'axe faible inertie ($I_z = 604 \text{ cm}^4$)

$$M_{cr} = 1,132 \times \frac{3,14^2 \times 21 \times 10^6 \times 604}{900^2} \sqrt{\frac{126 \times 10^3}{604} + \frac{900^2 \times 8,08 \times 10^6 \times 20,1}{3,14^2 \times 21 \times 10^6 \times 604}}$$

$$M_{cr} = 62044,785 \text{ KN.cm}$$

$$\bar{\lambda}_{lt} = \sqrt{\frac{\beta_w \times W_{pl,y} \times f_y}{M_{cr}}} \Rightarrow \bar{\lambda}_{lt} = \sqrt{\frac{1 \times 628 \times 235 \times 10^{-1}}{62044,785}} = 0,48$$

On calcul :

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

Avec:

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

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

$$\phi_{lt} = 0,5 \times [1 + 0,21(0,48 - 0,2) + 0,48^2] = 0,64$$

Donc :

$$\chi_{lt} = \frac{1}{\left(0,64 + \sqrt{0,64^2 - 0,48^2} \right)} = 0,94$$

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

$$M_{b,Rd} = \frac{0,94 \times 1 \times 628 \times 235 \times 10^{-3}}{1,1} = 126,11 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 98,92 \text{ KN.m} \leq M_{b,Rd} = 126,11 \text{ KN.m}$$

Condition vérifiée

Chapitre V

ETUDE DES ESCALIERS ET DU PLANCHER

V.1 Etude des escaliers :

La structure des escaliers est entièrement métallique. Chaque volée est composée de deux limons laminés en UAP sur lesquelles viennent reposer des tôles par l'intermédiaire de cornières.

V.1.1 Pré dimensionnement des escaliers :

Hauteur d'étage = 306 cm

Giron = 30 cm

Contre marche = 17 cm

Nombre de marche : $n=306/17=18$

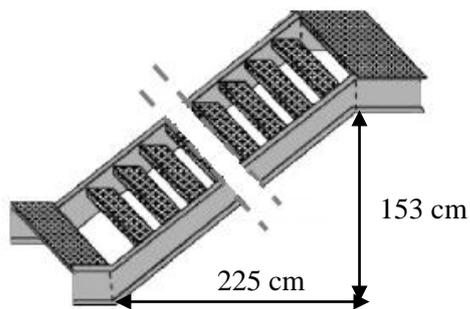


Figure V.1 : Structure des escaliers.

- L'inclinaison de la paillasse :

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{153}{225} \rightarrow \alpha = 34,21^\circ$$

- La longueur de la paillasse :

$$L = \frac{225}{\cos 34,21} \rightarrow L = 272 \text{ cm}$$

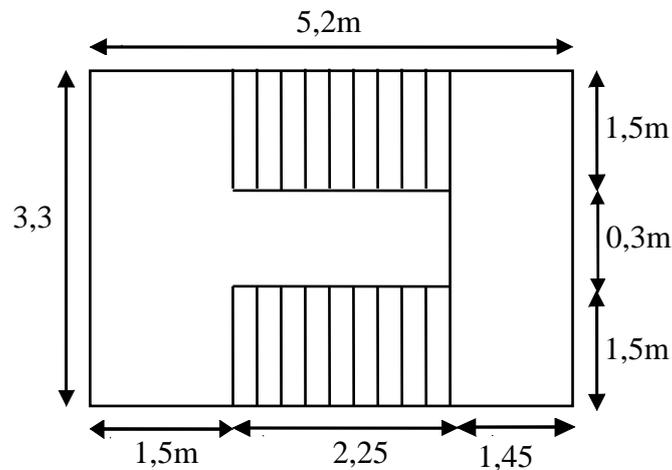


Figure V.2 : Disposition et dimension des éléments des escaliers.

V.1.2 Charge apprendre en considération :

$$\text{Garde-corps} = 0,10 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Tôle stirée} = 0,40 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Charge d'exploitation} = 2,5 \text{ KN/m}^2$$

V.1.3 Dimensionnement des supports de marches :

Les marches sont modélisées comme une poutre simplement appuyée :

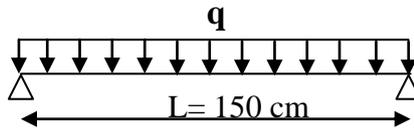


Figure V.3 : Les charges sur la cornière.

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = [1,35(0,1 + 0,4) \times 0,3 + 1,5(2,5 \times 0,3)]$$

$$q_u = 1,327 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = G + Q = [(0,1 + 0,4) \times 0,3 + 2,5 \times 0,3]$$

$$q_s = 0,9 \text{ KN/ml}$$

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

$$M_{sd} = q \times \frac{l^2}{8} = 1,327 \times \frac{1,5^2}{8} = 0,373 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} \leq M_{rd} \Rightarrow W_{plz} \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \geq M_{sd}$$

$$\Rightarrow W_{plz} \geq \frac{M_{sd} \times \gamma_{M0}}{f_y}$$

$$\Rightarrow W_{plz} \geq \frac{0,373 \times 10^{-2} \times 1,1}{235 \times 10^{-1}}$$

$$\Rightarrow W_{plz} \geq 1,745 \text{ cm}^3$$

On opte pour une cornière à ailles égales = **L 40X40X5**

- $I_y = 5,43 \text{ cm}^4$

- $P_p = 2,98 \text{ kg/ml}$

V.1.3.1 Vérification par condition de flèche :

$$q_s = (G + Q) \times 0,3 + P_p$$

$$\Rightarrow q_s = 0,9 + 0,0292$$

$$\Rightarrow q_s = 0,929 \text{ KN/ml}$$

$$\delta < \delta_{\max} \Rightarrow \frac{5q_s l^4}{384 \times E \times I_y} \leq \frac{L}{250}$$

$$\Rightarrow \frac{5 \times 0,929 \times 10^{-2} \times 150^4}{384 \times 2,1 \times 10^4 \times 5,43} = 0,53 \leq 0,6$$

Condition vérifiée

V.1.4 Dimensionnement du limon :

On prend en considération le limon le plus défavorable et Le dimensionnement se fait par la Condition suivante :

$$\left(\frac{M_{sd}}{M_{pl,rd}} \right)^1 + \left(\frac{N_{sd}}{N_{pl,rd}} \right)^2 \leq 1$$

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

$$q_u = [1,35(0,1 + 0,4) \times 0,75 + 1,5(2,5 \times 0,75)] \Rightarrow q_u = 3,318 \text{ KN/ml}$$

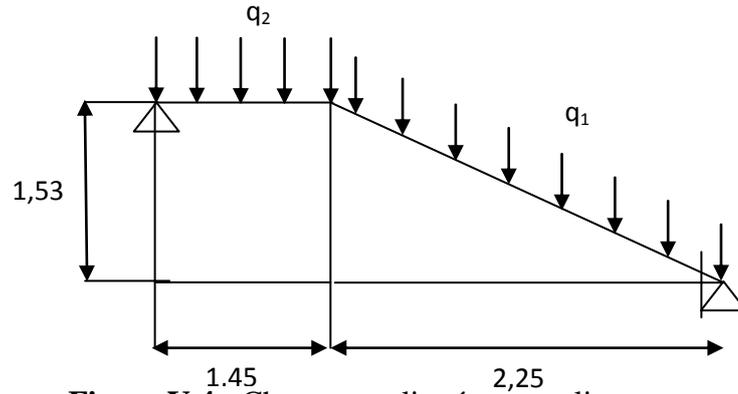


Figure V.4 : Charges appliqués sur un limon.

$$M_{sd} = 3,91 \text{ KN.m}$$

$$N_{sd} = 5,05 \text{ KN.m}$$

Donc :

$$\left(\frac{M_{sd}}{M_{pl,rd}}\right)^1 + \left(\frac{N_{sd}}{N_{pl,rd}}\right)^2 \leq 1$$

$$\Rightarrow \left(\frac{M_{sd}}{W_{pl} \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}}}\right)^1 + \left(\frac{N_{sd}}{A \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}}}\right)^2 \leq 1$$

On opte une profilée de **UPN160**

$$W_{pl} = 41,2 \text{ cm}^3$$

$$A = 13,5 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$\left(\frac{391}{41,2 \times \frac{23,5}{1,1}}\right)^1 + \left(\frac{5,05}{13,5 \times \frac{23,5}{1,1}}\right)^2 = 0,14 + 1,97 \times 10^{-4} = 0,15 < 1$$

Pour UPN 160 :

- $I_y = 925 \text{ cm}^4$
- $P_p = 18,8 \text{ kg/ml}$

V.1.4.1 Vérification par condition de flèche :

$$q_s = (G+Q) \times 0,75 + P_p$$

$$\Rightarrow q_s = [(0,1 + 0,4) + 2,5] \times 0,75 + 0,188$$

$$\Rightarrow q_s = 2,438 \text{ KN/ml}$$

$$\delta < \delta_{max} \Rightarrow \frac{5q_s l^4}{384 \times E \times I_y} \leq \frac{L}{250}$$

$$\Rightarrow \frac{5 \times 2,438 \times 10^{-2} \times 4,2^4}{384 \times 2,1 \times 10^4 \times 925} = 0,49 \leq 1,66$$

Condition vérifiée

V.2 Etude du plancher :

Les planchers sont constituées d'un support de platelage de forte inertie reposent sur des poutres croisées et des solives qui elle-même reposent sur des poutres maîtresses. Bien entendue qu'il y a divers types de plancher, parmi eux on a choisi un plancher mixte (acier/béton).

Les dimensions du plancher :

- Entre-axe des solives : $l_1=1,65m$
- Entre-axe des poutres principales : $l_2=6m$
- Portée des solives : $l=6m$

V.2.1 Calcul de plancher mixte :

Inertie de montage poutre/dalle :

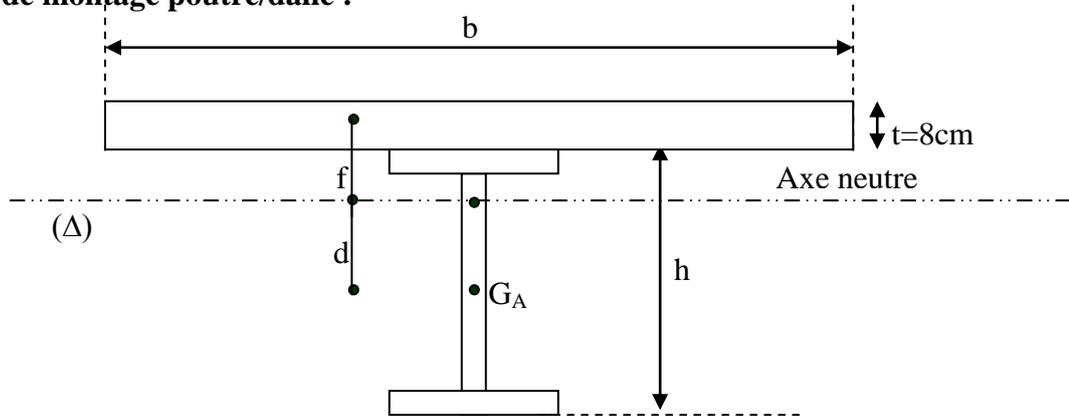


Figure V.5 : Montage poutre/dalle.

Avec :

- t : épaisseur de la dalle en béton $t=8cm$
- b : largeur de la dalle collaborant $b=\min(l_1, \frac{l}{5}) \Rightarrow b=1,2m$

V.2.1.1 Dimensionnement des solives :

a. Charge permanente :

- Dalle en béton : $G_1= 2 \times 1,65 = 3,3 \text{ KN/ml}$
- Tôle (HI-BOND) : $G_2=0,0956 \times 1,65=0,156 \text{ KN/ml}$
- $G_{total}= 3,45 \text{ KN/ml}$

b. Charge d'exploitation : $Q= 3,5 \times 1,65= 5,77 \text{ KN/ml}$

V.2.1.2 Combinaison des charges et actions :à l'E.L.U

$q_u=1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 3,45 + 1,5 \times 5,77 = 13,31 \text{ KN/ml}$

a. Moment sollicitant M_{sd} :

$M_{sd} = q_u \frac{l_y^2}{8} \Rightarrow M_{sd} = 13,31 \frac{6^2}{8} \Rightarrow M_{sd} = 59,89 \text{ KN.m}$

b. Module de résistance :

$$M_{sd} \leq M_{cRd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M_0}}$$

$\Rightarrow W_{ply} \geq \frac{M_{sd} \times \gamma_{M_0}}{f_y} = \frac{59,89 \times 1,1 \times 10^3}{235} = 280,35 \text{ cm}^3$

V.2.2 Choix de profilé : choisir IPE240

V.2.2.1 Vérification de la flèche :

- Combinaison des charges et actions à L'ELS :

$q_s= (G_{total}+G_{Ppsolive})+Q=(4,28+0,307)+5,77= 10,35 \text{ KN/ml}$

$$\delta \leq \delta_{\max} \Rightarrow \delta = \frac{5 \times q \times l^4}{384 \times E \times I_y} \leq \frac{l}{250}$$

$$\Rightarrow \delta = \frac{5 \times 10,35 \times 10^{-2} \times 600^4}{384 \times 2,1 \times 10^4 \times 3892} = 2,13 \leq \frac{l}{250} = 2,4 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Le profilée qui satisfait les deux conditions à l'ELU et l'ELS est un **IPE240**.

Tableau V.1 : Caractéristique du profilée

Profil	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
IPE240	30,7	39,1	240	120	9,8	6,2	3892	284	367	73,9	9,97	2,69

V.2.2.2 Vérification au cisaillement:

$$V_{sd} \leq V_{pl,Rd} \Rightarrow V_{sd} = \frac{q \times l}{2} \leq V_{pl,Rd} = 0,58 \times \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{M_0}}$$

- A_v : l'aire de cisaillement

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

$$\Rightarrow A_v = 39,1 - (2 \times 12 \times 0,98) + [(0,62 + 2 \times 1,5) \times 0,98]$$

$$\Rightarrow A_v = 19,12 \text{ cm}^2$$

$$V_{sd} = \frac{14,83 \times 6}{2} = 44,49 \text{ KN} \leq V_{pl,Rd} = 0,58 \times \frac{1912,76 \times 235}{1,1} = 237 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

V.2.3 Vérification après exécution :

Après durcissement de la dalle en béton, la section devient homogène (acier-béton) donc elle travaille en même temps.

V.2.3.1 Détermination la Position de l'axe neutre :

$$d = \frac{B}{n} \times \frac{t+h}{2 \times s}$$

s : aire de la section mixte $\Rightarrow s = A + \frac{B}{n}$

B: Section du béton $\Rightarrow B = t \times b = 8 \times 120 \Rightarrow B = 960 \text{ cm}^2$

n : coefficient d'équivalence acier/béton donné par :

$$n = \frac{E_a}{E_c} \Rightarrow n = \frac{2,1 \times 10^6}{\frac{33 \times 10^4}{2}} \Rightarrow n = 12,72$$

E_a : module d'élasticité de l'acier

E_c : module équivalente du béton

$$\Rightarrow s = 39,1 + \frac{960}{12,73} = 114,51 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow d = \frac{B}{n} \times \frac{t+h}{2 \times s} \Rightarrow d = \frac{960}{12,73} \times \frac{8+24}{2 \times 114,51} \Rightarrow d = 10,53 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 12 \text{ cm}$$

Donc l'axe neutre se trouve dans la solive.

$$V_i = \frac{h}{2} + d \Rightarrow V_i = \frac{24}{2} + 10,53 \Rightarrow V_i = 22,53\text{cm}$$

$$V_s = \frac{h}{2} + t - d \Rightarrow V_s = \frac{24}{2} + 8 - 10,53 \Rightarrow V_s = 9,47\text{cm}$$

V.2.3.2 Calcul moment d’inertie : (dalle+solive)

$$I = I_A + A \times d^2 + \frac{I_B}{n} + \frac{B}{n} \left(\frac{t+h}{2} - d \right)^2$$

I_A :Moment d’inertie de la poutre en acier : $I_A = 3892\text{cm}^4$

$$I = 3892 + (39,1 \times 10,53^2) + \frac{120 \times 8^3}{12 \times 12,73} + \frac{120 \times 8}{12,73} \left(\frac{8 + 24}{2} - 10,53 \right)^2$$

$$\Rightarrow I = 10483,85 \text{ cm}^4$$

V.2.3.3 Calcul du moment fléchissant:

$$q_u = 1,35 (G_{\text{total}} + G_{\text{solive}}) + 1,5 Q = 1,35 \times 4,587 + 1,5 \times 5,77 = 14,85\text{KN/ml}$$

$$M_{\text{max}} = \frac{q \times l^2}{8} \Rightarrow M_{\text{max}} = \frac{14,847 \times 6^2}{8} \Rightarrow M_{\text{max}} = 66,8135\text{KN.m}$$

V.2.3.4 Calcul des contraintes de flexion :

a. Dans l’acier :

Contraintes de traction (semelle inférieure de la poutre) :

$$\sigma_{a\text{ inf}} = \frac{M \times V_i}{I} \Rightarrow \sigma_{a\text{ inf}} = \frac{6681,35 \times 22,53}{10483,85} = -143,58 \text{ MPa}$$

Contraintes de compression (semelle supérieure de la poutre) :

$$\sigma_{a\text{ sup}} = \frac{M \times (V_s - t)}{I} \Rightarrow \sigma_{a\text{ sup}} = \frac{6681,35 \times (9,47 - 8)}{1048,85} = +9,36 \text{ MPa}$$

b. Dans béton :

Contraintes de traction (fibre inférieure de la dalle) :

$$\sigma_{b\text{ inf}} = \frac{M \times (V_s - t)}{n \times I} \Rightarrow \sigma_{b\text{ inf}} = \frac{6681,35 \times (9,47 - 8)}{12,73 \times 1048,85} = +0,73\text{MPa}$$

Contraintes de traction (fibre supérieure de la dalle) :

$$\sigma_{b\text{ sup}} = \frac{M \times V_s}{n \times I} \Rightarrow \sigma_{b\text{ sup}} = \frac{6681,35 \times 9,47}{12,73 \times 1048,85} = +4,73 \text{ MPa}$$

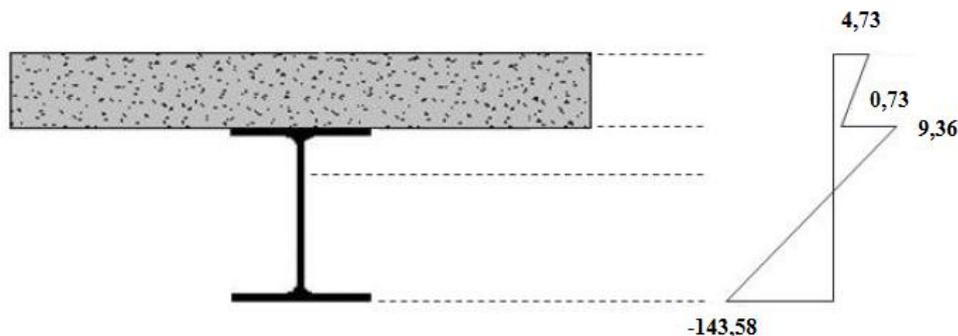


Figure V.6 : Diagramme des contraintes de flexion (MPa).

V.2.3.5 Contrainte additionnelle de retrait :

Le durcissement du béton s’accompagne d’un retrait. Mais la dalle étant solidaire avec les poutres en acier, ce retrait est bloqué par l’acier, qui s’oppose au raccourcissement de la dalle, à l’interface acier/béton.

Ces effets provoquent :

- Un raccourcissement E_a de la poutre en acier
- Un allongement E_b de la dalle béton (par rapport sa position d'équilibre, ne

Pouvant librement se rétracter, le béton ce tend ce qui équivaut à allongement).

$$\beta = \frac{h + t}{2} \Rightarrow \beta = \frac{24 + 8}{2} \Rightarrow \beta = 16\text{cm}$$

$$\alpha = \frac{I_A}{A \times \beta} \Rightarrow \alpha = \frac{3892}{30,7 \times 16} \Rightarrow \alpha = 7,92\text{cm}$$

$$k = \frac{B \times E\alpha \times \varepsilon \times \beta \times A}{n \times I\alpha + B \times I\alpha + B \times A \times \beta^2}$$

$$E\alpha \times \varepsilon = 2,1 \times 10^6 \cdot 2 \times 10^{-4} = 42 \text{ MPa}$$

$$k = \frac{960 \times 42 \times 16 \times 39,1}{12,73 \times 3892 + 960 \times 3892 + 960 \times 39,1 \times 16^2} \Rightarrow k = 1,88 \text{ MPa}$$

$$Z_1 = \frac{h}{2} + \alpha \Rightarrow Z_1 = \frac{24}{2} + 7,92 \Rightarrow Z_1 = 19,92\text{cm}$$

$$Z_2 = Z_1 + t \Rightarrow Z_2 = 19,92 + 8 \Rightarrow Z_2 = 27,92 \text{ cm}$$

a. Dans l'acier :

Contrainte dans la semelle inférieure de la poutre :

$$\sigma'_{ainf} = K(h - Z_2) = 1,88(24 - 27,92) \Rightarrow \sigma_a = -7,38 \text{ MPa}$$

Contrainte dans la semelle supérieure de la poutre :

$$\sigma'_{asup} = K \times Z_1 = 1,88 \times 19,92 \Rightarrow \sigma_a = +37,44 \text{ MPa}$$

b. Dans le béton :

Contrainte dans la fibre inférieure de la dalle :

$$\sigma'_{binf} = \frac{1}{n} [(E_a \times \varepsilon) - (K \times Z_2)] = \frac{1}{12,73} [(2,1 \times 10^6 \times 2 \times 10^{-4}) - (1,88 \times 27,92)]$$

$$\Rightarrow \sigma_{binf} = -0,8 \text{ MPa}$$

Contrainte dans la fibre supérieure de la dalle :

$$\sigma'_{bsup} = \frac{1}{n} [(E_a \times \varepsilon) - (K \times Z_1)] = \frac{1}{12,73} [(2,1 \times 10^6 \times 2 \times 10^{-4}) - (1,88 \times 19,92)]$$

$$\Rightarrow \sigma_{binf} = +0,35 \text{ MPa}$$

V.2.3.6 Cumul des contraintes :

a. Dans l'acier :

Contrainte dans la semelle inférieure de la poutre :

$$\sigma_{ainf} = \sigma_{ainf} + \sigma'_{ainf} \Rightarrow \sigma_{a1inf} = -150,96 \text{ MPa}$$

Contrainte dans la semelle supérieure de la poutre :

$$\sigma_{asup} = \sigma_{asup} + \sigma'_{asup} \Rightarrow \sigma_{a1sup} = +46,8 \text{ MPa}$$

b. Dans le béton :

Contrainte dans la fibre inférieure de la dalle :

$$\sigma_{binf} = \sigma_{binf} + \sigma'_{binf} \Rightarrow \sigma_{binf} = +0,07 \text{ MPa}$$

Contrainte dans la fibre supérieure de la dalle :

$$\sigma_{bsup} = \sigma_{bsup} + \sigma'_{bsup} \Rightarrow \sigma_{bsup} = +5,08 \text{ MPa}$$

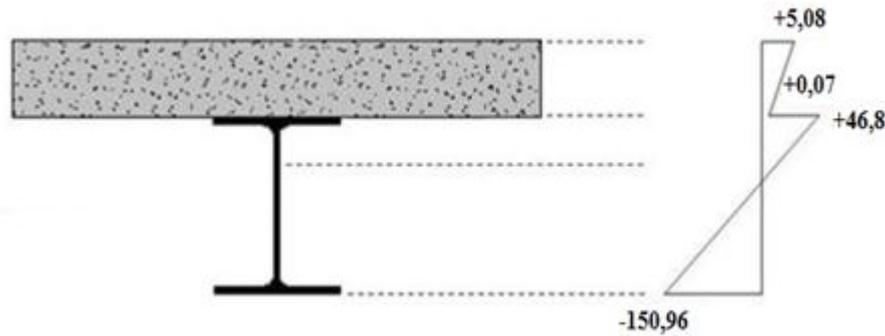


Figure V.7: Diagramme de cumul des contraintes (MPa).

V.3 Calcul des poutres :

$$M_{sd} = q_u \frac{l_y^2}{8} \Rightarrow M_{sd} = 44,49 \frac{6^2}{8} \Rightarrow M_{sd} = 200,21 \text{ KN.m}$$

V.3.1 Module de résistance :

$$M_{sd} \leq M_{cRd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M_0}}$$

$$\Rightarrow W_{ply} \geq \frac{M_{sd} \times \gamma_{M_0}}{f_y} = \frac{200,21 \times 1,1 \times 10^3}{235} = 937,12 \text{ cm}^3$$

V.3.2 Choix de profilé : selon les résultats trouvés le choix opté est IPE360

V.3.2.1 Vérification de la flèche :

- Combinaison des charges et actions à L'ELS :

$$\delta \leq \delta_{max} \Rightarrow \delta = \frac{q_s \times l^4}{384 \times E \times I_y} \leq \frac{l}{250}$$

$$\Rightarrow \delta = \frac{31,05 \times 10^{-2} \times 600^4}{384 \times 2,1 \times 10^4 \times 16270} = 0,30 \leq \frac{l}{250} = 2,4 \text{ cm}$$

Condition vérifiée

V.3.2.2 Vérification au cisaillement:

$$V_{sd} \leq V_{pl,Rd} \Rightarrow V_{sd} = \frac{q \times l}{2} \leq V_{pl,Rd} = 0,58 \times \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{M_0}}$$

A_v : l'aire de cisaillement

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

$$A_v = 72,7 - (2 \times 17 \times 1,27) + [(0,8 + 2 \times 1,8) \times 1,27$$

$$\Rightarrow A_v = 35,10 \text{ cm}^2$$

$$V_{sd} = \frac{44,49 \times 6}{2} = 133,47 \text{ kn} \leq V_{pl,Rd} = 0,58 \times \frac{3510,76 \times 235}{1,1} = 434,92 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow V_{sd} < V_{pl,Rd}$$

Condition vérifiée

V.4 calcul de ferrailage de la dalle :

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

$$q_u = (1,35 \times 458,8 \times 1,00) + (1,5 \times 350 \times 1,00)$$

$$q_u = 11,44 \text{ KN/ml}$$

V.4.1 Le Calcul du moment fléchissant :

$$M_{max} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{11,44 \times 6^2}{8} \Rightarrow M_{max} = 51,49 \text{ KN.m}$$

V.4.2 Les valeurs minimales des moments:

$M_t = 0,85 M_{\max}$: travée de rive.

$M_t = 0,75 M_{\max}$: travée intermédiaire

On prend les valeurs maximales des moments :

$M_t = 0,85 M_{\max} = 41,77 \text{ KN.m}$

$M_t = 0,75 M_{\max} = 38,62 \text{ KN.m}$

- **Moment réduit :**

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} \Rightarrow \mu_u = \frac{41,77}{1,2 \times 0,08^2 \times 14,17 \times 10^3} \Rightarrow \mu_u = 0,383$$

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

$$\mu_u = 0,383 \leq \mu_R$$

Donc une section a simple armature tel que

($f_e 400$: $\mu_R = 0,392$);

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \Omega_{st}}$$

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

$$Z = d \times (1 - (0,4 \times \alpha)) \text{ D'où : } \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,64$$

Donc :

$$Z = 0,08 \times (1 - (0,4 \times 0,64)) = 0,059 \text{ m} = 5,94 \text{ cm}$$

$$A_{st} = \frac{41,77}{0,059 \times 347,82} \Rightarrow A_{st} = 2,03 \text{ cm}^2$$

On a: $A_{st} < 5\% B = 4,8 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4T12 = 4,52 \text{ cm}^2 > A_{st} = 2,03 \text{ cm}^2$

La dalle est ferrillée dans les deux sens avec **4T12** espacé de **15cm**.

V.5 Étude des connecteurs :

Les connecteurs sont des éléments qui assurent la liaison entre la dalle de compression et l'acier. En d'autres termes, ils sont destinés pour résister au glissement de la dalle en limitant les déplacements relatifs de l'acier et du béton à une valeur suffisamment faible.

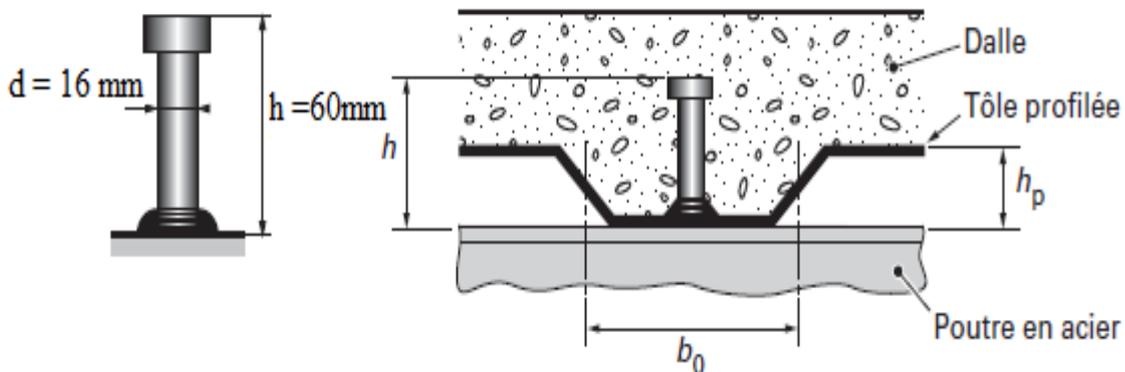


Figure V.8 : Goujon à tête soudée avec la dalle mixte.

V.5.1 Résistance de calcul des connecteurs :

La résistance de calcul d'un goujon à tête, soudé au pistolet automatique et présentant en pied un bourrelet de soudure normal est donnée par la plus petite valeur des deux formules suivantes :

$$P_{Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0,8f_u(\frac{\pi d^2}{4})}{\gamma_v} \text{ résistance des connecteur isolé} \\ \frac{0,29\alpha d^2 \sqrt{f_{ck}E_{cm}}}{\gamma_v} \text{ résistance du béton autour du connecteur} \end{array} \right.$$

f_u : la résistance ultime en traction spécifiée du matériau du goujon

d : le diamètre du fut de goujon

E_{cm} : La valeur moyenne au module sécant du béton

γ_v : Facteur partiel de sécurité

$f_u = 420 \text{ MPa} ; f_{ck} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow E_{cm} = 30,5 \times 10^3 \text{ MPa}$

$P_{Rd1} = \frac{0,8f_u(\frac{\pi d^2}{4})}{\gamma_v} \Rightarrow P_{Rd1} = \frac{0,8 \times 4200(\frac{3,14 \times 0,16^2}{4})}{1,25} \Rightarrow P_{Rd1} = 54,01 \text{ KN}$

$$P_{Rd2} = \frac{0,29\alpha d^2 \sqrt{f_{ck}E_{cm}}}{\gamma_v}$$

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

$\frac{h}{d} = \frac{60}{16} = 3,75 \Rightarrow \alpha = 0,2(3,75 + 1) = 0,95$

$$P_{Rd2} = \frac{0,29\alpha d^2 \sqrt{f_{ck}E_{cm}}}{\gamma_v} \Rightarrow P_{Rd2} = \frac{0,29 \times 0,95 \times 16^2 \times 10^{-3} \sqrt{25 \times 30,5 \times 10^3}}{1,25}$$

$P_{Rd2} = 49,26 \text{ KN}$

V.6 Nombre des goujons par solives :

$$n = \frac{f_{cf}}{P_{Rd}}$$

- f_{cf} : Effort de cisaillement longitudinal

$$f_{cf} = A_\alpha \frac{f_u}{\gamma_a}$$

- A_α : Section du profilée

$f_{cf} = A_\alpha \frac{f_u}{P_{Rd}} \Rightarrow f_{cf} = 39,1 \times 10^2 \frac{360 \times 10^{-3}}{1,1} \Rightarrow f_{cf} = 1279,63 \text{ KN}$

$n = \frac{f_{cf}}{P_{Rd}} \Rightarrow n = \frac{1279,63}{49,26} \Rightarrow n = 26 \text{ goujon}$

V.6.1 L'espace des goujons:

$esp = \frac{L}{n-1} = \frac{600}{25} = 24 \text{ cm.}$

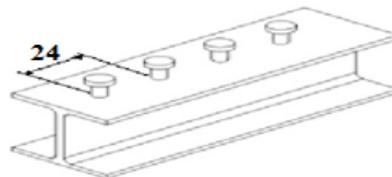


Figure V.9 : Espacement des connecteurs dans une solive.

V.7 Etude du gradin :

V.7.1 Pré dimensionnement du gradin :

Hauteur = 357 cm

Giron = 100 cm

Contre marche = 51 cm

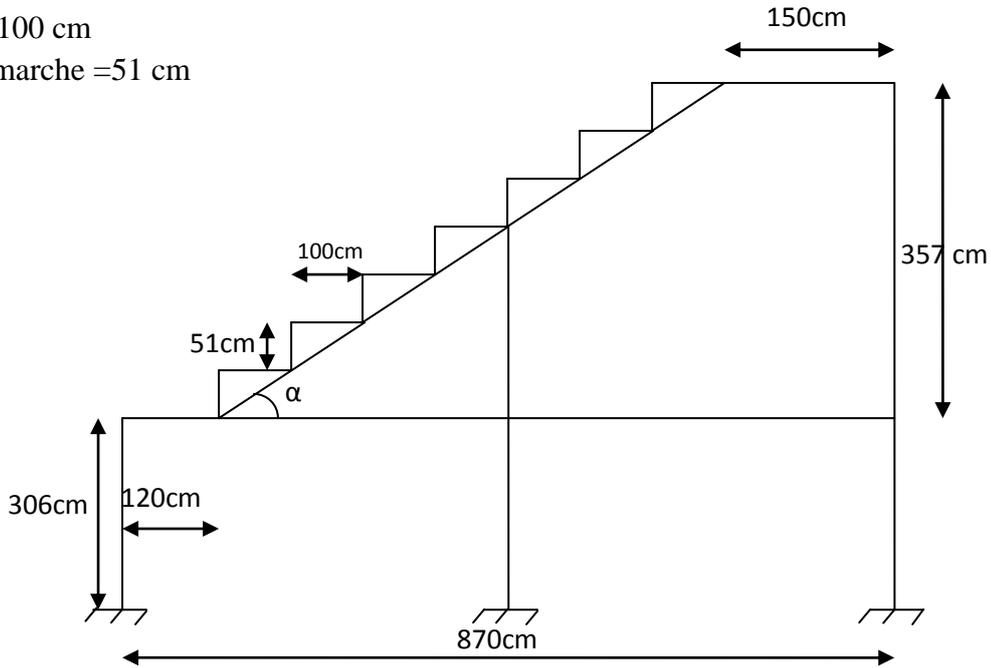


Figure V.10 : coupe transversal du gradin.

- **L'inclinaison de la pailasse :**

$$tg \alpha = \frac{357}{600} \rightarrow \alpha = 30,75^\circ$$

- **La longueur de la pailasse :**

$$L = \frac{6}{\cos 30,75} \rightarrow L = 6,98 \text{ m}$$

V.7.1.1 Charge apprendre en considération :

Les dimensions du plancher :

- Entre-axe des solives : $l_1 = 1,12 \text{ m}$
- Portée des solives : $l = 6 \text{ m}$

V.7.2 Dimensionnement des solives :

Dalle en béton :

$$G_1 = 2,5 \times 1,12 = 2,8 \text{ KN/ml}$$

Tôle (HI-BOND) :

$$G_2 = 0,0956 \times 1,12 = 0,107 \text{ KN/ml}$$

$$G_{\text{total}} = 2,90 \text{ KN/ml}$$

- a. Charge d'exploitation :

$$Q = 5 \times 1,12 = 5,6 \text{ KN/ml}$$

V.7.2.1 Combinaison des charges et actions : à l'E.L.U

$$q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 2,9 + 1,5 \times 5,6$$

$$\Rightarrow q_u = 12,31 \text{ KN/ml}$$

- a. **Moment sollicitant M_{sd} :**

$$M_{sd} = q_u \frac{l_y^2}{8} \Rightarrow M_{sd} = 12,31 \times \frac{6^2}{8} \Rightarrow M_{sd} = 55,39 \text{ KN.m}$$

b. Module de résistance :

$$M_{sd} \leq M_{cRd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M_0}}$$

$$\Rightarrow W_{ply} \geq \frac{M_{sd} \times \gamma_{M_0}}{f_y} = \frac{55,39 \times 1,1 \times 10^3}{235} = 259,27 \text{ cm}^3$$

V.7.3 Choix de profilé : choisir IPE 220

V.7.3.1 Vérification de la flèche :

V.7.3.1 Vérification de la flèche :

- Combinaison des charges et actions à L'ELS :

$$q_s = (G_{total} + G_{pssolive}) + Q = (2,90 + 0,262) + 5,6 = 8,76 \text{ KN/ml}$$

$$\delta \leq \delta_{max} \Rightarrow \delta = \frac{5 \times q \times l^4}{384 \times E \times I_y} \leq \frac{l}{250}$$

$$\Rightarrow \delta = \frac{5 \times 8,76 \times 10^{-2} \times 600^4}{384 \times 2,1 \times 10^4 \times 2772} = 2,53 > \frac{l}{250} = 2,4 \text{ cm} \quad \text{Condition non vérifiée}$$

Il faut passer au profilé supérieur c'est à dire : **IPE 240**

$$q_s = (G_{total} + G_{pssolive}) + Q = (2,90 + 0,307) + 5,6 = 8,82 \text{ KN/ml}$$

$$\delta \leq \delta_{max} \Rightarrow \delta = \frac{5 \times q \times l^4}{384 \times E \times I_y} \leq \frac{l}{250}$$

$$\Rightarrow \delta = \frac{5 \times 8,80 \times 10^{-2} \times 600^4}{384 \times 2,1 \times 10^4 \times 3892} = 1,81 \leq \frac{l}{250} = 2,4 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

V.7.3.2 Vérification au cisaillement:

$$V_{sd} \leq V_{pl,Rd} \Rightarrow V_{sd} = \frac{q \times l}{2} \leq V_{pl,Rd} = 0,58 \times \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{M_0}}$$

- A_v : l'aire de cisaillement

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

$$\Rightarrow A_v = 39,1 - (2 \times 12 \times 0,98) + [(0,62 + 2 \times 1,5) \times 0,98]$$

$$\Rightarrow A_v = 19,12 \text{ cm}^2$$

$$V_{sd} = \frac{12,61 \times 6}{2} = 37,83 \text{ KN} \leq V_{pl,Rd} = 0,58 \times \frac{1912,76 \times 235 \times 10^{-3}}{1,1} = 237 \text{ KN}$$

Condition vérifiée

V.7.4 Dimensionnement du limon :

On prend en considération le limon le plus défavorable et Le dimensionnement se fait par la Condition suivante :

$$\frac{M_{sd}}{M_{pl,rd}} + \left(\frac{N_{sd}}{N_{pl,rd}} \right)^2 \leq 1$$

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

$$q_u = (1,35 \times 2,90 + 1,5 \times 5,6) \times 6 \Rightarrow q_u = 73,89 \text{ KN/ml}$$

$$M_{sd} = 132,74 \text{ KN.m}$$

$$N_{sd} = 390,43 \text{ KN.m}$$

Il faut vérifier:

$$\frac{M_{sd}}{M_{pl,rd}} + \left(\frac{N_{sd}}{N_{pl,rd}} \right)^2 \leq 1$$

$$\Rightarrow \left(\frac{M_{sd}}{W_{pl} \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}}} \right)^1 + \left(\frac{N_{sd}}{A_x \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}}} \right)^2 \leq 1$$

Pour : IPE 330

$$W_{pl} = 803 \text{ cm}^3$$

$$A = 62,6 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$\left(\frac{132,74 \times 10^2}{804 \times \frac{23,5}{1,1}} \right)^1 + \left(\frac{390,43}{62,6 \times \frac{23,5}{1,1}} \right)^2 = 0,77 + 0,085 = 0,85 < 1$$

- $I_y = 11770 \text{ cm}^4$

- $P_p = 49,1 \text{ kg/ml}$

V.7.4.1 Vérification par condition de flèche :

$$q_s = (G+Q) + P_p$$

$$\Rightarrow q_s = (2,9 + 5,6 + 0,491) \times 6$$

$$\Rightarrow q_s = 53,94 \text{ KN/ml}$$

$$\delta \leq \delta_{\max} \Rightarrow \frac{0,415 \times 5 q_s l^4}{384 \times E \times I_y} \leq \frac{L}{250}$$

$$\Rightarrow \frac{0,415 \times 5 \times 53,94 \times 10^{-2} \times 968^4}{384 \times 21 \times 10^4 \times 11770} = 1,03 \leq 3,87$$

Condition vérifiée

Chapitre VI

ETUDES SISMIQUES

VI.1 Introduction :

Le séisme est un phénomène naturel qui affecte la surface de la terre, il Produit des dégâts destructifs au niveau des constructions, et par conséquent, des pertes dans les vies humaines, 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 à vies humaines et aux biens matériels.

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 accélérogramme

Vue la particularité de notre structure, le calcul se fera par la méthode d'analyse modale spectrale.

a- Principe de la méthode :

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

b- Classification des zones sismiques :

Le territoire national est divisé en quatre zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité et le tableau associé qui précise cette répartition par wilaya et par commune.

- ZONE 0 : sismicité négligeable.
- ZONE I : sismicité faible.
- ZONE IIa et IIb : sismicité moyenne.
- ZONE III : sismicité élevée.

Pour notre cas, et d'après la carte et le tableau cité précédemment :

- Tlemcen se situe dans une zone de sismicité faible 'ZONE I'

c. Classification de l'ouvrage :

- Notre ouvrage étant une construction sportive, il est classé en 'groupe1B'.
- Selon le rapport géotechnique relatif à cet ouvrage, on est en présence d'un sol rocheux de catégorie S1.

VI.2 Le calcul :

• Spectre de réponse de calcul

D'après le règlement RPA99/version 2003 le spectre de réponse de calcul est défini par :

$$\frac{s_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3,0s \end{cases}$$

Avec :

- **A : coefficient d'accélération de zone:**

Donnée en fonction de la zone sismique et le groupe d'usage de la structure

Pour la zone et groupe d'usage 1B

$$\rightarrow A = 0,10$$

- **R : coefficient de comportement de la structure :**

Ossature contreventée par palées triangulées en X

$$\rightarrow R = 4$$

- **T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site :**

Site rocheux (S1)

$$\rightarrow T_1 = 0,15s \text{ et } T_2 = 0,30s$$

- **η : facteur de correction d'amortissement**

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

- ξ : Pourcentage d'amortissement critique

Portique en acier $\rightarrow \xi = 5\%$

$$\rightarrow \eta = 1.$$

- **β : Coefficient de pondération :**

Fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

Dans notre cas $\rightarrow \beta=0,3$

- **Q : facteur de qualité :**

La valeur de Q est déterminée par la formule suivante:

$$Q = 1 + \sum_1^b p_q$$

- P_q : la pénalité à retenir selon que le critère de qualité est satisfait ou non.

Le tableau suivant donne les valeurs de pénalité P_q :

Tableau VI.1 Valeurs des pénalités :

Critère « q »	Observation	p_q
Condition minimale sur les files de contreventement	Observé	0
Redondance en plan	Observé	0
Régularité en plan	Observé	0
Régularité en élévation	Observé	0
Contrôle de la qualité des matériaux	Non observé	0.05
Contrôle de la qualité de l'exécution	Non observé	0,1
Total p_q		0,15

Donc : $Q = 1 + 0,15$

\Rightarrow

$Q = 1,15$

- **Modélisation** : Le spectre est caractérisé par les données suivantes :

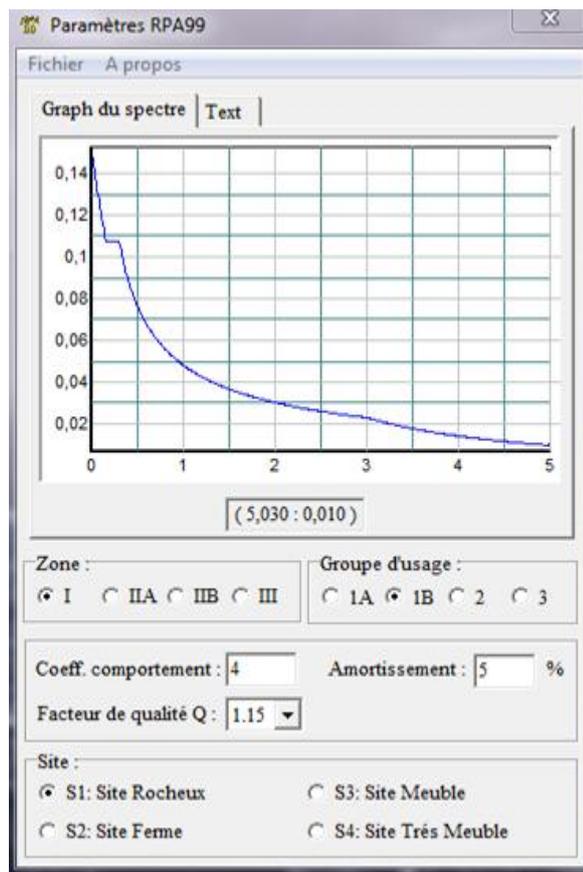


Figure VI.1 : Spectre de réponse

VI.3 Choix de disposition des contreventements :

Les contreventements sont des éléments qui ont pour objet d'assurer la stabilité de l'ossature en s'opposant à l'action des forces horizontales : vent, séisme, chocs...etc.

Ils sont généralement conçus pour garantir le cheminement des charges verticales et horizontales jusqu'aux fondations.

VI.4 Vérification de la structure :

VI.4.1 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%.

La période fondamentale obtenue par le logiciel SAP 2000

$$T=0,27 \text{ s}$$

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

$$H_N=11,47\text{m}$$

- C_t : coefficient fonction du système de contreventement, et du type de remplissage
On a un portique auto stable en acier sans remplissage en maçonnerie

$$C_t =0,085$$

D’où :

$$T=0,085X (11,47)^{3/4} \Rightarrow T=0,529 \text{ s} \Rightarrow T+30\%T=0,68\text{s}$$

Donc :

$$0,27\text{s} < T+30\%T=0,67 \text{ s} \quad \text{la période est admissible}$$

VI.4.2 Calcul de la force sismique totale V :

D’après l’article 4.2.3, la force sismique totale **V** qui s’applique à la base de la structure, doit être calculée successivement suivant deux directions horizontales orthogonales selon la formule:

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

- **A**: est le coefficient d’accélération de zone :

$$A=0,10$$

- **D** : est le facteur d’amplification dynamique moyen, déterminé en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d’amortissement et de la période fondamentale de la structure.

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

$$D=2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \quad T_2 \leq T \leq 3s$$

$$D=2,5 \times 1 \left(\frac{0,30}{0,52}\right)^{2/3}$$

$$\Rightarrow D=1,74$$

- **W** : le Poids total de la structure

$$W = \sum W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : poids du aux charges permanente

W_{Qi} : charge d’exploitation

$$W = 5847,03 \text{ KN}$$

Donc calcul la force sismique :

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

$$V = \frac{0,1 \times 1,74 \times 1,15}{4} \times 5849,03$$

$$V=290,91 \text{ KN}$$

Tableau VI.2 : Résultat des forces sismiques à la base

	Vt (KN)	V (KN)	80% V	0.8V < Vt
Sens X	240,71	290,91	232,72	C . V
Sens Y	346,52	290,91	232,72	C . V

VI.4.3 Vérification des déplacements :

Le déplacement horizontal à chaque niveau 'K' de la structure est calculé comme suit :

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

Avec :

- δ_{ek} : Déplacement du aux forces sismiques Fi
- R : Coefficient de comportement. $\rightarrow R = 4$.

Le déplacement relatif au niveau 'K' par rapport au niveau 'K-1' est égale 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% de la hauteur de l'étage.

Les résultats obtenus sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Tableau VI.3 : Résultat du déplacement :

Niveau	Sens (X)			Sens(Y)			1% hetage(cm)	Condition
	δ_{ek} (cm)	R	δ_k (cm)	δ_k (cm)	R	δ_k (cm)		
RDC	0,7	4	2,8	0,22	4	0,88	3,06	Vérifiée
TOITURE	2,3	4	9,2	0,6	4	2,40	11,47	Vérifiée

Chapitre VII

ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

VII.1 Dimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux qui supportent les charges et les surcharges, et qui transmettent ces derniers aux fondations, ils sont généralement des profilés en HEA ou HEB.

On doit calculer le poteau le plus sollicité qui est le poteau central de l'étage RDC.

- $N_{sd} = 228,86 \text{ KN}$
- $M_{sd} = 317,05 \text{ KN.m}$

Les poteaux sont sollicités en flexion composée, alors il faut qu'il satisfait la condition suivante :

$$\frac{M_{sd}}{M_{pl,Rd}} + \left(\frac{N_{sd}}{N_{pl,Rd}} \right)^2 \leq 1$$

Avec:

$$\begin{cases} M_{pl,Rd} = W_{ply} \frac{f_y}{\gamma_{M_0}} \\ N_{pl,Rd} = A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M_0}} \end{cases}$$

Le profile choisie doit satisfaire le plus convenablement possible la condition de résistance :

$$\begin{aligned} \frac{M_{sd}}{M_{pl,Rd}} + \left(\frac{N_{sd}}{N_{pl,Rd}} \right)^2 &\Rightarrow \left(\frac{M_{sd}}{W_{ply} \frac{f_y}{\gamma_{M_0}}} \right)^1 + \left(\frac{N_{sd}}{A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M_0}}} \right)^2 \\ &\Rightarrow \left(\frac{317,05 \times 10^6}{2088 \times 10^3 \times \frac{235}{1,1}} \right)^1 + \left(\frac{228,86 \times 10^3}{142,8 \times 10^2 \times \frac{235}{1,1}} \right)^2 = 0,71 < 1 \end{aligned}$$

Condition Vérifiée

Tableau VII.1 Caractéristiques du profilé

Profil	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 _y cm	i _z cm
HEA 360	112	142,8	350	300	17,5	10	33090	7887	2088	802,3	15,22	7,43

VII.1.2 Classe de la section transversale :

a. Classe de l'âme fléchie :

$$\frac{d}{t_w} \leq 33 \varepsilon \quad \text{avec} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$$d = h - 2(t_{f,r}) \Rightarrow d = 350 - 2 \times (17,5 + 27) \Rightarrow d = 261 \text{ mm}$$

$$\frac{261}{10} \leq 33 \sqrt{\frac{235}{235}} \Rightarrow 26,1 < 33$$

l'âme est de classe 1

b. Classe de la semelle comprimée :

$$\frac{c}{t_f} \leq 10 \varepsilon \Rightarrow \frac{bf}{t_f} \leq 10 \sqrt{\frac{235}{235}} \Rightarrow 8,57 < 10$$

la semelle est de classe 1

Conclusion : La section est de classe 1

VII.1.3 Vérification au flambement :

Les poteaux sont des éléments qui travaillent principalement à la compression et la flexion, et comme les efforts normaux sont faibles devant le moment on procède à la vérification de la résistance au flambement

$$\text{On doit vérifier que : } N_{sd} \leq N_{b,Rd}$$

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 :

$$l_f = 0,5 \times L_0$$

$$l_f = 0,5 \times 3,06 \Rightarrow l_f = 1,53 \text{ m}$$

Plan (y-y) :

$$\text{Axe (y-y)} \Rightarrow \text{courbe (b)} \Rightarrow \alpha = 0,34$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{L_{fy}}{i_y} = \frac{153}{15,22} = 10,05 \Rightarrow \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{93,9\varepsilon} = \frac{10,05}{93,9} = 0,10$$

Plan (z-z) :

$$\text{Axe (z-z)} \Rightarrow \text{courbe (c)} \Rightarrow \alpha = 0,49$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{L_{fz}}{i_z} = \frac{153}{7,43} = 20,59 \Rightarrow \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{93,9\varepsilon} = \frac{20,59}{93,9} = 0,21$$

$$\bar{\lambda} = \max(\bar{\lambda}_y, \bar{\lambda}_z) = 0,21$$

a. Détermination de coefficient de flambement χ :

$$\chi = \frac{1}{\left(\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}\right)} \leq 1$$

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

$$\phi = 0,5 \times [1 + 0,49(0,21 - 0,2) + 0,21^2] \Rightarrow \phi = 0,524$$

$$\chi = \frac{1}{\left(0,524 + \sqrt{0,524^2 - 0,21^2}\right)} \Rightarrow \chi = 0,996$$

$$N_{b,Rd} = \frac{0,996 \times 1 \times 1428 \times 235 \times 10^{-3}}{1,1} = 303,85 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 228,86 \text{ KN} < N_{b,Rd} = 303,85$$

Condition vérifiée

VII.2 Etudes des poutres :

Les efforts sollicitant les plus défavorables calculés par le logiciel SAP2000

- $V_{sd} = 24,16 \text{ KN}$
- $M_{sd} = 45,64 \text{ KN.m}$

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

Avec:

$$M_{c,rd} = W_{ply} \times \frac{f_y}{\gamma_{M_0}}$$

$$W_{ply} \geq \frac{M_{sd} \times \gamma_{M_0}}{f_y} = \frac{45,64 \times 1,1 \times 10^3}{235}$$

$$W_{ply} \geq 213,63 \text{ cm}^3$$

VII.2.1 Choix du profilé :

On a opté pour IPE 200

Tableau VII.2 : Caractéristiques du profilé

Profil	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 _y cm	i _z cm
IPE 200	22,4	28,5	200	100	8,5	5,6	1943	142	221	44,6	8,26	2,24

VII.2.1 Vérification Condition de flèche :

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

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

$$\delta < \delta_{max} \quad \delta = \frac{7,17 \times 600^4}{384,2,1 \times 10^6 \times 1943} = 0,59 \text{ cm} < 3,00 \text{ cm}$$

Condition vérifiée

VII.2.2 Classe du profilé :**e. Classe de l'âme fléchie :**

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

$$d = h - 2(t_f + r) \Rightarrow d = 200 - 2 \times (8,5 + 12) \Rightarrow d = 159 \text{ mm}$$

$$\frac{159}{5,6} \leq 72 \sqrt{\frac{235}{235}} \Rightarrow 28,39 < 72$$

l'âme est de classe 1

f. Classe de la semelle comprimée :

$$\frac{c}{t_f} \leq 10 \varepsilon \Rightarrow \frac{bf}{t_f} \leq 10 \sqrt{\frac{235}{235}} \Rightarrow 5,88 < 10$$

la semelle est de classe 1

Conclusion : La section est de classe 1**VII.2.3 Condition de cisaillement :**

La condition à satisfaire pour vérifier la sécurité:

$$V_{sd} \leq V_{pl,Rd} \Rightarrow V_{sd} = \frac{q \times l}{2} \leq V_{pl,Rd} = 0,58 \times \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{M_0}}$$

- A_v : l'aire de cisaillement

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

$$\Rightarrow A_v = 28,5 - (2 \times 10 \times 0,85) + [(0,56 + 2 \times 1,2) \times 0,85]$$

$$\Rightarrow A_v = 14,01 \text{ cm}^2$$

$$V_{sd} = 24,16 \text{ KN} \leq V_{pl,Rd} = 0,58 \times \frac{1401,54 \times 235}{1,1} = 173,66 \text{ KN}$$

Condition vérifiée

VII.2.4 Résistance de la poutre au déversement :

Le moment résistant de déversement est donnée par :

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

Avec :

- $B_w = 1$ section de classe 1
- χ_{lt} = est le facteur de réduction pour le déversement.
- $F_y = 235 \text{ N/mm}$
- $\gamma_{M_1} = 1,1$

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

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

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

Avec :

- $C_1 = 1,132$
- $G = \frac{E}{2(1-\nu)} \Rightarrow \begin{cases} E = 21 \cdot 10^6 \text{ N/cm}^2 \\ \nu = 0,3 \end{cases} \Rightarrow G = 8,08 \cdot 10^6 \text{ N/cm}^2$
- I_t : Moment d'inertie de torsion ($I_t = 6,98 \text{ cm}^4$)
- I_w : Moment d'inertie de gauchissement ($I_w = 13 \times 10^3 \text{ cm}^6$)
- I_z : Moment d'inertie de flexion suivant l'axe faible inertie ($I_z = 142 \text{ cm}^4$)

$$M_{cr} = 1,132 \times \frac{3,14^2 \times 21 \times 10^6 \times 142}{600^2} \sqrt{\frac{13 \cdot 10^3}{142} + \frac{600^2 \times 8,08 \cdot 10^6 \times 6,98}{3,14^2 \times 21 \cdot 10^6 \times 142}}$$

$$M_{cr} = 30947020,97 \text{ N.m}$$

$$\bar{\lambda}_{lt} = \sqrt{\frac{\beta_w \times W_{pl,y} \times f_y}{M_{cr}}} \Rightarrow \bar{\lambda}_{lt} = \sqrt{\frac{1 \times 221 \times 235 \times 10^2}{30947020,97}} = 0,40$$

On calcul :

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

Avec:

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

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

$$\phi_{lt} = 0,5 \times [1 + 0,21(0,40 - 0,2) + 0,40^2] = 0,59$$

Donc :

$$\chi_{lt} = \frac{1}{(0,59 + \sqrt{0,59^2 - 0,40^2})} = 0,98$$

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

$$M_{b,Rd} = \frac{0,98 \times 1 \times 221 \times 235 \times 10^{-3}}{1,1} = 46,28 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 45,64 \text{ KN.m} \leq M_{b,Rd} = 46,28 \text{ KN.m}$$

Condition Vérifiée

VII.3 Contreventement :

VII.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, effets de séismes, chocs.. 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 sur les pignons et sur les long pans.

VII.3.2 Effort axial de traction :

$$N_{sd} \leq N_{t,rd}$$

- $N_{sd} : 71,32 \text{ KN}$

$$N_{sd} \leq N_{t,rd} \Rightarrow N_{sd} \leq \frac{A \times F_y}{\gamma_{mo}}$$

$$\Rightarrow A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{mo}}{F_y} \Rightarrow A \geq 3,33 \text{ cm}^2$$

Donc : choisir 2L 50X50X5 ($A = 4,8 \text{ cm}^2$)

a. Résistance plastique de calcul de section brute :

$$N_{pl,rd} = (2 \cdot A) \cdot f_y / \gamma_{M_0}$$

Avec:

$$A = 4,8 \text{ cm}^2 ; \quad f_y = 235 \text{ N/mm}^2 ; \quad \gamma_{M_0} = 1,1$$

$$N_{pl,rd} = 2 \times 4,8 \times 235 / 1,1 = 205,09 \text{ KN}$$

b. Résistances ultime de section nette au droit des trous de fixations :

$$N_{net,rd} = A_{net} \cdot f_y / \gamma_{M_1}$$

$$A_{net} = A - \sum A_{vide}$$

$$A_{vide} = d \times t \Rightarrow A_{vide} = 20 \times 5 \Rightarrow A_{vide} = 100 \text{ mm}^2$$

$$A_{net} = A - \sum A_{vide} \Rightarrow A_{net} = 380 \text{ mm}^2$$

$$N_{net,rd} = A_{net} \cdot f_y / \gamma_{M_2} \Rightarrow N_{net,rd} = 380 \times 235 \times 10^{-3} / 1,1 \Rightarrow N_{net,rd} = 81,18 \text{ KN}$$

$$N_{u,rd} = 0,9 A_{net} \cdot f_u / \gamma_{M_2}$$

Avec :

$$f_u = 360 \text{ N/mm}^2 ; \quad \gamma_{M_1} = 1,1$$

$$N_{u,rd} = 0,9 \times 380 \times 360 \times 10^{-3} / 1,1$$

$$N_{u,rd} = 111,96 \text{ KN}$$

c. Vérification :

$$\text{Min} (N_{pl,rd}, N_{net,rd}, N_{u,rd}) \geq N_{sd}$$

$$\text{Min} (205,09; 81,18 ; 111,96) = 81,18 > 71,32 \text{ KN}$$

Condition Vérifiée

Tableau VII.3 : de type de contreventement :

Type	Longueur (m)	Effort (KN)	dimension
Poutre au vent	6,22	46,02	L 40 x 5
Ciseaux	6,26	48,92	L 40 x 5
Stabilité verticale	6,94	71,32	L 50 x 50 x 5
Palée de stabilité	6,08	67,14	L 50 x 5

VII.4 Calcul de la ferme :

Dans une construction métallique, on remarque qu'il ya deux genres de portiques.

- Portique à comble en ferme
- Portique à comble en traverse

Le choix du portique s'est porter sur le comble en ferme parce qu'il plus économique qu'en traverse et moins couteux.

VII.4.1 Choix de la ferme :

Les fermes à treillis sont généralement articulées à leurs appuis. Car il est délicat de réaliser les encastremets avec treillis.

Il existe divers types de treillis et parmi eux la ferme trapézoïdale a été choisie

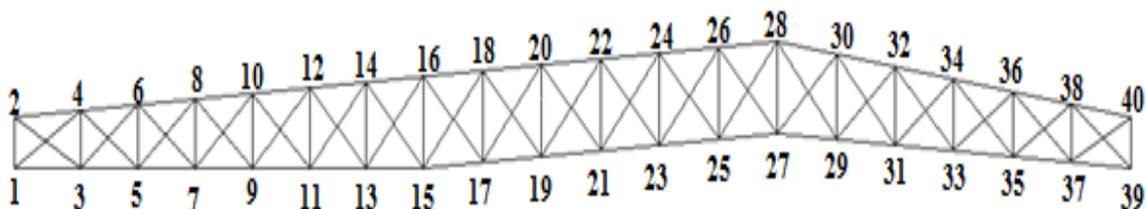


Figure VII.2 Coupe longitudinale de la ferme

Tableau VII.4 : Différents angles de la ferme

Angles	α_1	α_2	α_3	α_4	α_5	α_6	α_7	$\alpha_8 - \alpha_{13}$
Degrés	35,7°	38,9°	43,2°	46,1°	48,9°	50,1°	51,8°	47,3

VII.4.2 Détermination des efforts par la méthode des nœuds :

Cas d'une charge unitaire $P = 1.0 \text{ kg}$

$R_a + R_b = 19 P = 14 \text{ Kg}$

$R_a = R_b = 8,5 \text{ Kg}$

• **Nœud 1 :**

Supposition: la barre est tractée

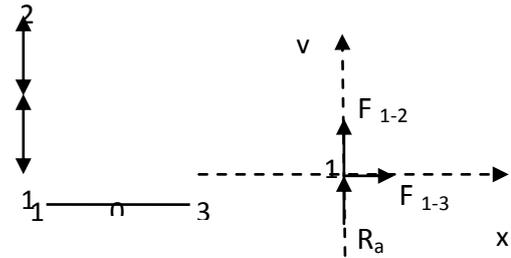
$\sum \vec{F} /_x = \vec{0} \Rightarrow F_{1-3} = 0$

$\sum \vec{F} /_y = \vec{0} \Rightarrow F_{1-2} = -8,5 \text{ Kg}$

✓ **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

$\sum \vec{F} /_x = \vec{0} \Rightarrow F_{2-4} = -13,18 \text{ kg}$

$\sum \vec{F} /_y = \vec{0} \Rightarrow F_{2-3} = -16,24 \text{ kg}$

✓ **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

$\sum \vec{F}_x = \vec{0} \Rightarrow F_{3-5} = 8,41 \text{ kg}$

$\sum \vec{F}_y = \vec{0} \Rightarrow F_{3-4} = -13,88 \text{ kg}$

✓ **Conclusion**

Le résultat trouvé est en signe négatif donc il faut changer la supposition.

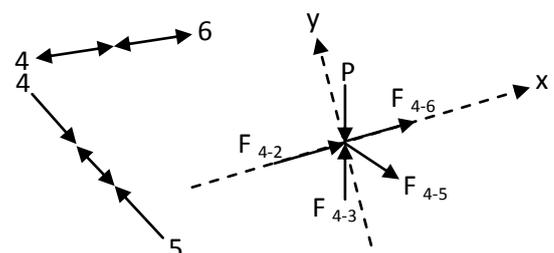
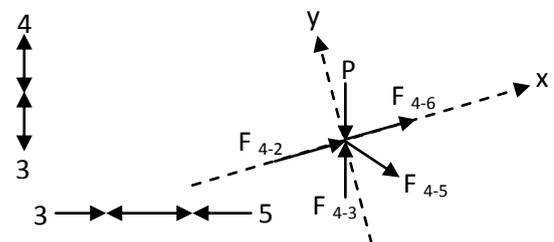
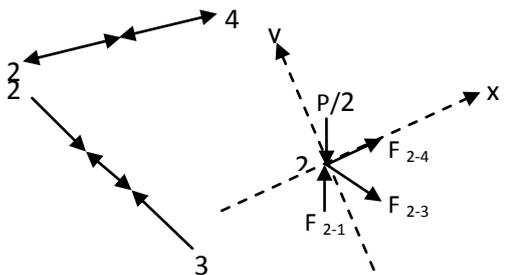
⇒ La barre (3-4) est comprimée

• **Nœud 4 :**

Supposition: la barre est tractée

$\sum \vec{F}_x = \vec{0} \Rightarrow F_{4-6} = -4,02 \text{ kg}$

$\sum \vec{F}_y = \vec{0} \Rightarrow F_{4-5} = 11,76 \text{ kg}$



✓ **Conclusion**

Le résultat trouvé est en signe positif donc la supposition est la bonne.

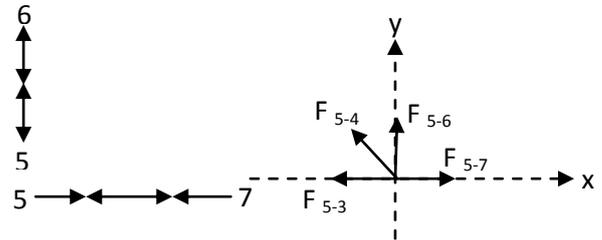
⇒ La barre (4-5) est tractée.

• **Nœud 5 :**

Supposition: la barre est tractée

$$\Sigma \vec{F}_x = \vec{0} \Rightarrow F_{5-7} = 23,43 \text{ kg}$$

$$\Sigma \vec{F}_y = \vec{0} \Rightarrow F_{5-6} = -6,64 \text{ kg}$$



✓ **Conclusion**

Le résultat trouvé est en signe négatif donc il faut changer la supposition.

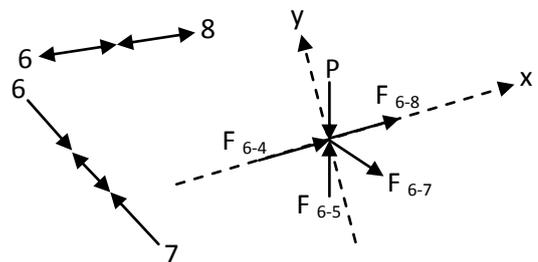
⇒ La barre (5-6) est comprimée.

• **Nœud 6 :**

Supposition: la barre est tractée

$$\Sigma \vec{F}_x = \vec{0} \Rightarrow F_{6-8} = -1,84 \text{ kg}$$

$$\Sigma \vec{F}_y = \vec{0} \Rightarrow F_{6-7} = 8,12 \text{ kg}$$



✓ **Conclusion**

Le résultat trouvé est en signe positif donc la supposition est la bonne.

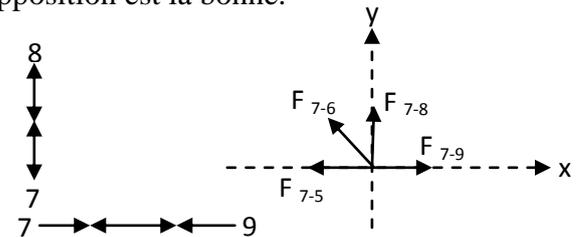
⇒ La barre (6-7) est tractée.

• **Nœud 7 :**

Supposition: la barre est tractée

$$\Sigma \vec{F}_x = \vec{0} \Rightarrow F_{7-9} = 16,56 \text{ kg}$$

$$\Sigma \vec{F}_y = \vec{0} \Rightarrow F_{7-8} = -5,14 \text{ kg}$$



✓ **Conclusion**

Le résultat trouvé est en signe négatif donc il faut changer la supposition.

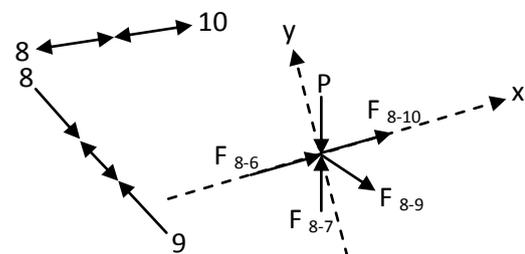
⇒ La barre (7-8) est comprimée.

• **Nœud 8 :**

Supposition: la barre est tractée

$$\Sigma \vec{F}_x = \vec{0} \Rightarrow F_{8-10} = -4,03 \text{ kg}$$

$$\Sigma \vec{F}_y = \vec{0} \Rightarrow F_{8-9} = 8,48 \text{ kg}$$



✓ **Conclusion**

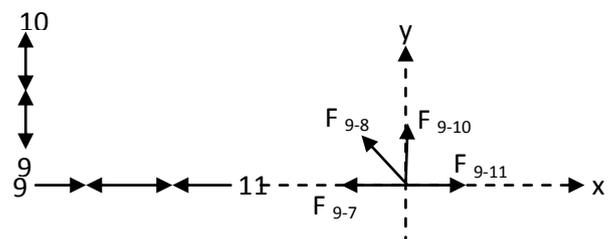
Le résultat trouvé est en signe positif donc la supposition est la bonne.

⇒ La barre (8-9) est tractée.

• **Nœud 9 :**

Supposition: la barre est tractée

$$\Sigma \vec{F}_x = \vec{0} \Rightarrow F_{9-11} = 10,25 \text{ kg}$$



$$\Sigma \vec{F}_y = \vec{0} \Rightarrow F_{9-10} = -5,64 \text{ kg}$$

✓ **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

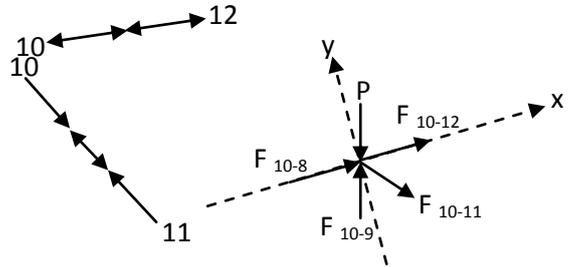
$$\Sigma \vec{F}_x = \vec{0} \Rightarrow F_{10-12} = -8,17 \text{ kg}$$

$$\Sigma \vec{F}_y = \vec{0} \Rightarrow F_{10-11} = 6,21 \text{ kg}$$

✓ **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

$$\Sigma \vec{F}_x = \vec{0} \Rightarrow F_{11-13} = 5,75 \text{ kg}$$

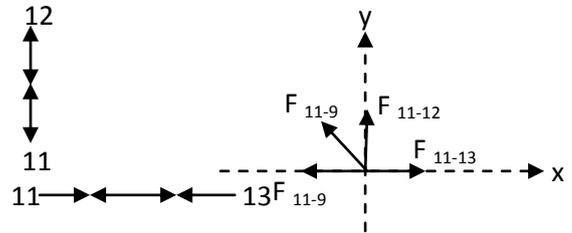
$$\Sigma \vec{F}_y = \vec{0} \Rightarrow F_{11-12} = -4,28 \text{ kg}$$

$$F_{11-13} = 13,82$$

✓ **Conclusion**

Le résultat trouvé est en signe négatif donc il faut changer la supposition.

⇒ La barre (11-12) est comprimée.



• **Nœud 12 :**

Supposition: la barre est tractée

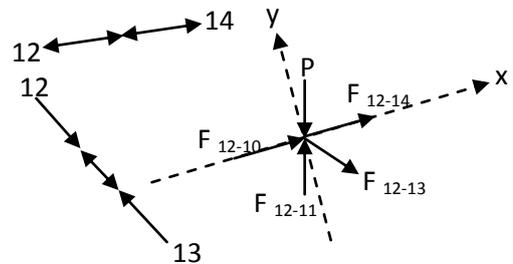
$$\Sigma \vec{F}_x = \vec{0} \Rightarrow F_{12-14} = -10,90 \text{ kg}$$

$$\Sigma \vec{F}_y = \vec{0} \Rightarrow F_{12-13} = 4,26 \text{ kg}$$

✓ **Conclusion**

Le résultat trouvé est en signe positif donc la supposition est la bonne.

⇒ La barre (12-13) est tractée.



• **Nœud 13 :**

Supposition: la barre est tractée

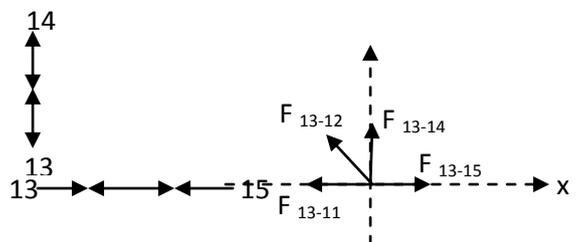
$$\Sigma \vec{F}_x = \vec{0} \Rightarrow F_{13-15} = 2,76 \text{ kg}$$

$$\Sigma \vec{F}_y = \vec{0} \Rightarrow F_{13-14} = -3,03 \text{ kg}$$

✓ **Conclusion**

Le résultat trouvé est en signe négatif donc il faut changer la supposition.

⇒ La barre (13-14) est comprimée.

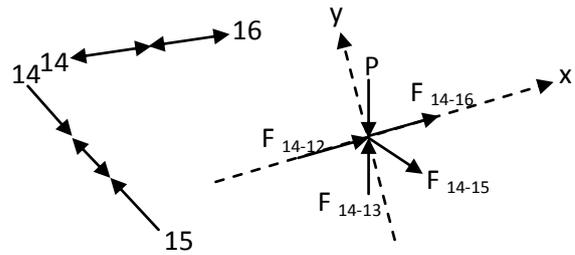


• **Nœud 14**

Supposition: la barre est tractée
 $\Sigma \vec{F}_x = \vec{0} \Rightarrow F_{14-16} = -12,48 \text{ kg}$
 $\Sigma \vec{F}_y = \vec{0} \Rightarrow F_{14-15} = 2,57 \text{ kg}$

✓ **Conclusion**

Le résultat trouvé est en signe positif donc la supposition est la bonne.
 \Rightarrow La barre (14-15) est tractée

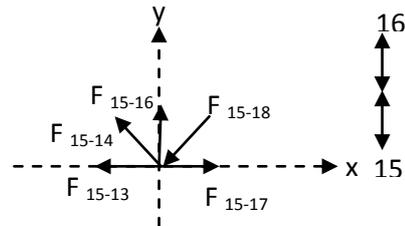


• **Nœud 15**

Supposition: la barre est tractée
 $\Sigma \vec{F}_x = \vec{0} \Rightarrow F_{15-16} = 1,02 \text{ kg}$
 $\Sigma \vec{F}_y = \vec{0} \Rightarrow F_{15-16} = -1,82 \text{ kg}$

✓ **Conclusion**

Le résultat trouvé est en signe négatif donc il faut changer la supposition.
 \Rightarrow La barre (15-16) est comprimée

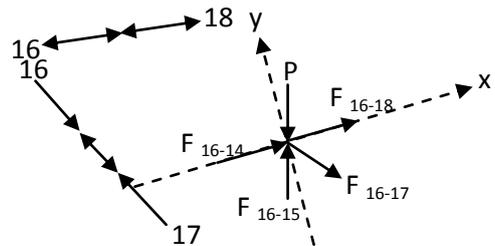


• **Nœud 16 :**

Supposition: la barre est tractée
 $\Sigma \vec{F}_x = \vec{0} \Rightarrow F_{16-18} = -13,23 \text{ kg}$
 $\Sigma \vec{F}_y = \vec{0} \Rightarrow F_{16-17} = 1,11 \text{ kg}$

✓ **Conclusion**

Le résultat trouvé est en signe positif donc la supposition est la bonne.
 \Rightarrow La barre (16-17) est tractée

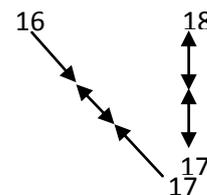


• **Nœud 17 :**

Supposition: la barre est tractée
 $\Sigma \vec{F}_x = \vec{0} \Rightarrow F_{17-19} = 1,77 \text{ kg}$
 $\Sigma \vec{F}_y = \vec{0} \Rightarrow F_{17-18} = -2,81 \text{ kg}$

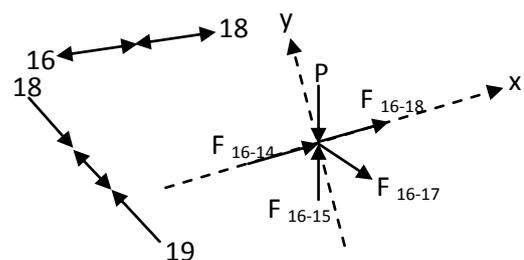
✓ **Conclusion**

Le résultat trouvé est en signe négatif donc il faut changer la supposition.
 \Rightarrow La barre (17-18) est comprimée



• **Nœud 18**

Supposition: la barre est tractée
 $\Sigma \vec{F}_x = \vec{0} \Rightarrow F_{18-20} = -13,06 \text{ kg}$
 $\Sigma \vec{F}_y = \vec{0} \Rightarrow F_{18-19} = 3,25 \text{ kg}$



✓ **Conclusion**

Le résultat trouvé est en signe positif donc la supposition est la bonne.

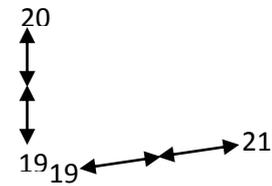
⇒ La barre (18-19) est tractée

• **Nœud 19 :**

Supposition: la barre est tractée

$$\Sigma \vec{F}_x = \vec{0} \Rightarrow F_{19-21} = 13,23 \text{ kg}$$

$$\Sigma \vec{F}_y = \vec{0} \Rightarrow F_{19-20} = -1,11 \text{ kg}$$



✓ **Conclusion**

Le résultat trouvé est en signe négatif donc il faut changer la supposition.

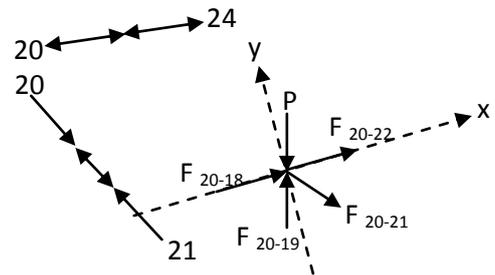
⇒ La barre (19-20) est comprimée

• **Nœud 20 :**

Supposition: la barre est tractée

$$\Sigma \vec{F}_x = \vec{0} \Rightarrow F_{20-22} = -12,30 \text{ kg}$$

$$\Sigma \vec{F}_y = \vec{0} \Rightarrow F_{20-21} = 0,98 \text{ kg}$$



✓ **Conclusion**

Le résultat trouvé est en signe positif donc la supposition est la bonne.

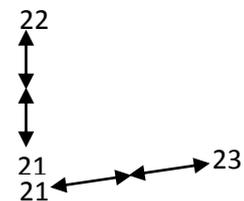
⇒ La barre (20-21) est tractée

• **Nœud 21 :**

Supposition: la barre est tractée

$$\Sigma \vec{F}_x = \vec{0} \Rightarrow F_{21-23} = 3,86 \text{ kg}$$

$$\Sigma \vec{F}_y = \vec{0} \Rightarrow F_{21-22} = -1,81 \text{ kg}$$



✓ **Conclusion**

Le résultat trouvé est en signe négatif donc il faut changer la supposition.

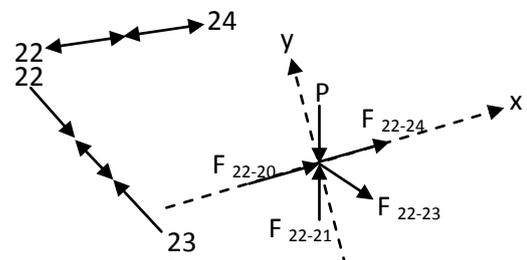
⇒ La barre (21-22) est comprimée

• **Nœud 22 :**

Supposition: la barre est tractée

$$\Sigma \vec{F}_x = \vec{0} \Rightarrow F_{22-24} = -4,09 \text{ kg}$$

$$\Sigma \vec{F}_y = \vec{0} \Rightarrow F_{22-23} = 0,76 \text{ kg}$$



✓ **Conclusion**

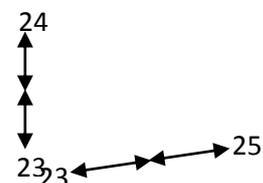
Le résultat trouvé est en signe positif donc la supposition est la bonne.

⇒ La barre (22-23) est tractée

• **Nœud 23 :**

Supposition: la barre est tractée

$$\Sigma \vec{F}_x = \vec{0} \Rightarrow F_{23-25} = 1,03 \text{ kg}$$



$$\Sigma \vec{F}_y = \vec{0} \Rightarrow F_{23-24} = -0,91 \text{ kg}$$

✓ **Conclusion**

Le résultat trouvé est en signe négatif donc il faut changer la supposition.

⇒ La barre (23-24) est comprimée

• **Nœud 24 :**

Supposition: la barre est tractée

$$\Sigma \vec{F}_x = \vec{0} \Rightarrow F_{24-26} = -11,37 \text{ kg}$$

$$\Sigma \vec{F}_y = \vec{0} \Rightarrow F_{24-25} = 1,60 \text{ kg}$$

✓ **Conclusion**

Le résultat trouvé est en signe positif donc la supposition est la bonne.

⇒ La barre (24-25) est tractée

• **Nœud 25 :**

Supposition: la barre est tractée

$$\Sigma \vec{F}_x = \vec{0} \Rightarrow F_{25-27} = 0,82 \text{ kg}$$

$$\Sigma \vec{F}_y = \vec{0} \Rightarrow F_{25-26} = -1,17 \text{ kg}$$

✓ **Conclusion**

Le résultat trouvé est en signe négatif donc il faut changer la supposition.

⇒ La barre (25-26) est comprimée

• **Nœud 26 :**

Supposition: la barre est tractée

$$\Sigma \vec{F}_x = \vec{0} \Rightarrow F_{26-28} = -13,36 \text{ kg}$$

$$\Sigma \vec{F}_y = \vec{0} \Rightarrow F_{26-27} = 2,94 \text{ kg}$$

✓ **Conclusion**

Le résultat trouvé est en signe positif donc la supposition est la bonne.

⇒ La barre (26-27) est tractée

• **Nœud 27 :**

Supposition: la barre est tractée

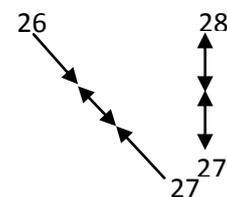
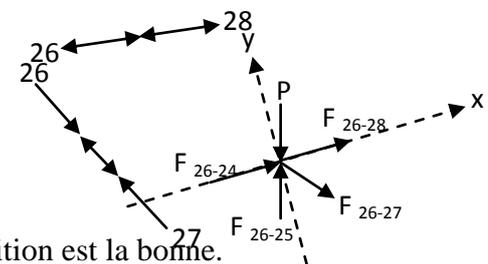
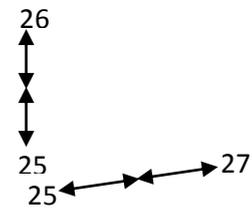
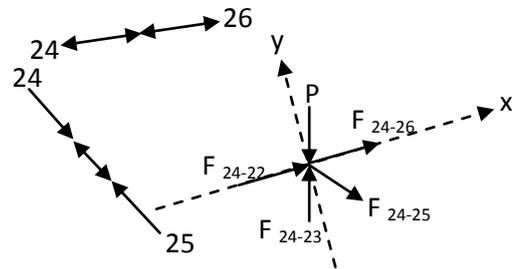
$$\Sigma \vec{F}_x = \vec{0} \Rightarrow F_{27-29} = 13,43 \text{ kg}$$

$$\Sigma \vec{F}_y = \vec{0} \Rightarrow F_{27-28} = -4,72 \text{ kg}$$

✓ **Conclusion**

Le résultat trouvé est en signe négatif donc il faut changer la supposition.

⇒ La barre (27-28) est comprimée



VII.4.3 Calcul de la ferme:**VII.4.3.1 Ferme intermédiaire :****VII.4.3.1.1 Montant et diagonale :****a. Les éléments comprimés :**

Les efforts sollicitant les plus défavorables calculés par logiciel SAP2000 sont :

$$N_{c,sd}=126,51 \text{ KN}$$

$$N_{crd}=A \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$N_{c,sd} \leq N_{c,rd}$$

$$A = N_{c,sd} \cdot \gamma_{M0} / f_y \Rightarrow A = 126,51 \times 1,1 / 23,5$$

$$\Rightarrow A = 5,93 \text{ cm}^2$$

On prend la double cornières 2L 60x60x8 $\Rightarrow A=9,03 \text{ cm}^2$

a.1 Classe de la section transversale

- **Ailes comprimées (parois comprimée)**

$$b=60 \text{ mm}$$

$$C = \frac{b}{2} = \frac{60}{2} = 30 \text{ mm}$$

$$t=8 \text{ mm}$$

$$C/t=3,75 < 10\varepsilon \quad \text{donc la semelle est de classe 1}$$

a.2 Vérification au flambement

$$N_{b,rd} = \chi \cdot \beta_A \times (2 \times A) \times f_y / \gamma_{M0}$$

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 :

- l_f : longueur de flambement a considérer.

$$l_f = 0,9 \cdot l = 0,9 \times 255 = 229,5 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{2 \times i} \Rightarrow \lambda = \frac{229,5}{2 \times 1,8} \Rightarrow \lambda = 63,75$$

$$\lambda_1 = 93,9 \varepsilon \Rightarrow \bar{\lambda} = \frac{63,75}{93,9} \cdot \sqrt{1} \Rightarrow \bar{\lambda} = 0,67$$

$\bar{\lambda} = 0,67 \geq 0,2$ donc le risque de flambement est à considérer.

$$\phi = 0,5[1 + 0,49(0,67 - 0,2) + 0,67^2] = 0,84$$

$$\chi = \frac{1}{0,84 + \sqrt{0,84^2 - 0,67^2}} = 0,74$$

$$N_{b,rd} = 0,74 \times 1 \times 2 \times 9,03 \times 23,5/1,1 \Rightarrow N_{b,rd} = 285,51 > 126,81 \quad \text{condition vérifiée}$$

b. Effort axial de traction :

$$N_{sd} \leq N_{t,rd}$$

$$N_{sd} = 82,18 \text{ KN}$$

b.1 Résistance plastique de calcul de section brute :

$$N_{pl,rd} = 2 \times A \cdot f_y / \gamma_{M_0}$$

Avec:

$$A = 9,03 \text{ cm}^2 \quad ; \quad f_y = 235 \text{ N/mm}^2 \quad ; \quad \gamma_{M_0} = 1,1$$

$$N_{pl,rd} = 2 \times 9,03 \times 23,5 / 1,1 = 385,82 \text{ KN}$$

b.2 Résistances ultime de section nette au droit des trous de fixations

$$N_{pl,rd} = A_{net} \cdot f_y / \gamma_{M_0}$$

$$A_{net} = A - \sum A_{vide}$$

$$A_{vide} = d \times t \Rightarrow A_{vide} = 22 \times 8 \Rightarrow A_{vide} = 176 \text{ mm}^2$$

$$A_{net} = A - \sum A_{vide} \Rightarrow A_{net} = 727 \text{ mm}^2$$

$$N_{pl,rd} = A_{net} \cdot f_y / \gamma_{M_2} \Rightarrow N_{pl,rd} = 727 \times 235 \times 10^{-3} / 1,1 \Rightarrow N_{pl,rd} = 155,31 \text{ KN}$$

b.3 Résistances ultime de section nette au droit des trous de fixations

$$N_{u,rd} = 0,9 A_{net} \cdot f_u / \gamma_{M_0}$$

Avec :

$$f_u = 360 \text{ N/mm}^2 \quad ; \quad \gamma_{M_0} = 1,1$$

$$N_{u,rd} = 0,9 \times 727 \times 0,36 / 1,1$$

$$N_{u,rd} = 214,13 \text{ KN}$$

C. Vérification :

$$\text{Min} (N_{pl,rd}, N_{net,rd}, N_{u,rd}) \geq N_{sd}$$

$$\Rightarrow \text{Min} (385,82 ; 155,31 ; 214,13) \geq 82,18 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow 155,31 > 82,18 \text{ KN}$$

Condition Vérifiée

VII.4.3.1.2 Membrure supérieur et inférieur :

a. Les éléments comprimés :

Les efforts sollicitant les plus défavorables calculés par logiciel SAP2000 sont :

$$N_{c,rd} = 221,35 \text{ KN}$$

$$N_{c,rd} = A \frac{f_y}{\gamma_{M_0}}$$

$$N_{c,rd} \leq N_{c,sd}$$

$$A = N_{c,sd} \cdot \gamma_{M_0} / f_y \Rightarrow A = 221,35 \times 1,1 / 23,5$$

$$\Rightarrow A = 10,36 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend la double cornières 2L 80x80x8} \Rightarrow A = 12,30 \text{ cm}^2$$

a.1 classe de la section transversale

- Ailes comprimées (parois comprimée)

$$b = 80 \text{ mm}$$

$$C = \frac{b}{2} = \frac{80}{2} = 40 \text{ mm}$$

$t = 8 \text{ mm}$

$C/t = 0,05 < 10\varepsilon$ donc la semelle est de classe 1

a.2 Vérification de flambement

$$N_{b,rd} = \chi \cdot \beta_A \times 2 \times A \cdot f_y / \gamma_{M_0}$$

$$l_f = 0,9 \cdot l = 0,9 \times 168 = 151,2 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{2X_i} \Rightarrow \lambda = \frac{151,2}{2 \times 2,43} \Rightarrow \lambda = 31,11$$

$$\lambda_1 = 93,9 \varepsilon \Rightarrow \bar{\lambda} = \frac{31,11}{93,9} \cdot \sqrt{1} \Rightarrow \bar{\lambda} = 0,33$$

$\bar{\lambda} = 0,33 \geq 0,2$ donc le risque de flambement est à considérer.

$$\phi = 0,5 [1 + 0,49(0,33 - 0,2) + 0,33^2] = 0,58$$

$$\chi = \frac{1}{0,58 + \sqrt{0,58^2 - 0,33^2}} = 0,94$$

$$N_{b,rd} = 0,94 \times 1 \times 2 \times 12,3 \times 23,5 / 1,1 \Rightarrow N_{b,rd} = 494,01 > 221,35 \quad \text{Condition vérifiée}$$

b. Effort axial de traction :

$$N_{sd} \leq N_{t,rd}$$

$$N_{sd} = 126,89 \text{ KN}$$

b.1 Résistance plastique de calcul de section brute :

$$N_{pl,rd} = 2 \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M_0}$$

Avec:

$$A = 12,30 \text{ cm}^2 ; \quad f_y = 235 \text{ N/mm}^2 ; \quad \gamma_{M_0} = 1,1$$

$$N_{pl,rd} = 2 \times 12,30 \times 23,5 / 1,1 = 525,54 \text{ KN}$$

b.2 Résistances ultime de section nette au droit des trous de fixations :

$$N_{pl,rd} = A_{net} \cdot f_y / \gamma_{M_0}$$

$$A_{net} = A - \sum A_{vide}$$

$$A_{vide} = d \times t \Rightarrow A_{vide} = 22 \times 8 \Rightarrow A_{vide} = 176 \text{ mm}^2$$

$$A_{net} = A - \sum A_{vide} \Rightarrow A_{net} = 1054 \text{ mm}^2$$

$$N_{pl,rd} = A_{net} \cdot f_y / \gamma_{M_2} \Rightarrow N_{pl,rd} = 1054 \times 235 \times 10^{-3} / 1,1 \Rightarrow N_{pl,rd} = 255,17 \text{ KN}$$

b.3 Résistances ultime de section nette au droit des trous de fixations :

$$N_{u,rd} = 0,9 A_{net} \cdot f_u / \gamma_{M_0}$$

$$N_{u,rd} = 0,9 \times 1054 \times 360 \times 10^{-3} / 1,1$$

$$N_{u,rd} = 310,45 \text{ KN}$$

C. Vérification :

$$\text{Min}(N_{pl,rd}, N_{net,rd}, N_{u,rd}) \geq N_{sd}$$

$$\Rightarrow \text{Min}(525,54 ; 255,17 ; 310,45) \geq 126,89$$

$$\Rightarrow 255,17 > 126,89$$

Condition Vérifiée

VII.4.3.2 Ferme de l'extrémité :

VII.4.3.2.1 Les éléments comprimés :

Tableau VII.5 : Récapitulatif des éléments comprimés

Type	cornière	Classe	$N_{b,rd}$	$N_{c,sd}$	$N_{b,rd} > N_{c,rd}$
Diagonale et montant	2L 50x5	1	137,41	132,87	C. Vérifiée
Mem sup et Mem inf	2L 60x8	1	374,58	176,13	C. Vérifiée

VII.4.3.2.2 Effort axial de traction :

Tableau VII.6 : Récapitulatif des éléments tractés

Type	cornière	classe	$N_{pl, brute}$ (1)	$N_{pl, nette}$ (2)	N_{ultime} (3)	$N_{t,sd}$	$Min(1,2,3) > N_{sd}$
Diagonale et montant	2L 50x5	1	205,09	79,04	108,98	71,86	C. Vérifiée
Mem sup et Memb inf	2L 60x8	1	385,82	155,31	214,13	71,86	C. Vérifiée

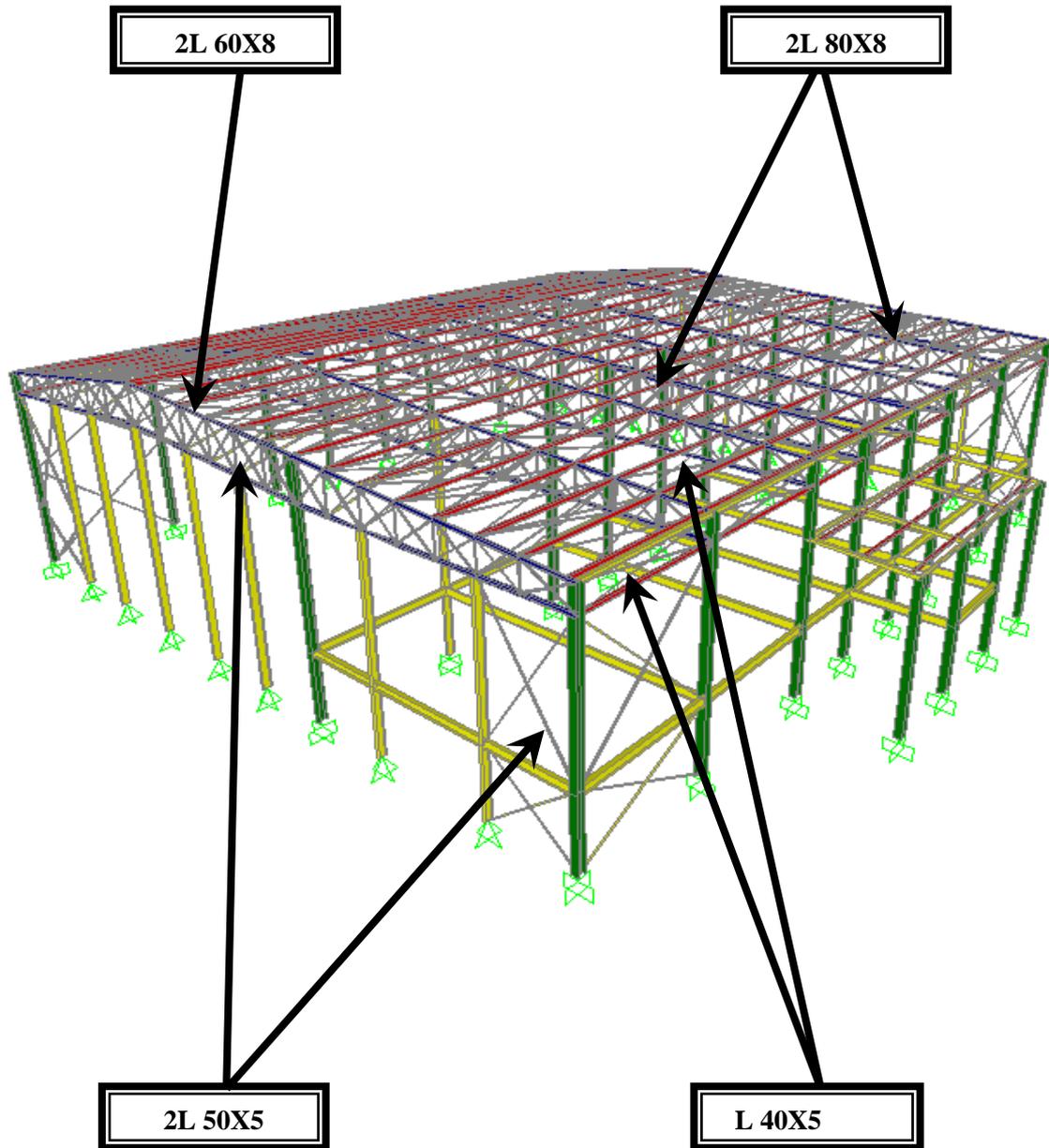


Figure VII.3 : Présentation des différents types de contreventements

Chapitre VIII ETUDES DES ASSEMBLAGES

VIII.1 Définition :

Un assemblage est un dispositif permettant de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elle, en transmettant et répartissant les diverses sollicitations entre les pièces

VIII.2 Assemblage de l'échantignole :

VIII.2.1 Boulon d'attache :

Le boulon d'attache est sollicité par deux efforts combinés de traction et de cisaillement. Il sera dimensionné de telle façon à satisfaire la condition suivante :

$$\frac{F_{V,sd}}{F_{V,Rd}} + \frac{F_{t,sd}}{1,4 F_{t,Rd}} \leq 1$$

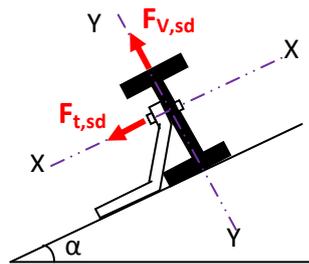


Figure VIII.1 : coupe transversal de l'échantignole

Avec :

- $F_{V,sd}$: effort de cisaillement
- $F_{t,sd}$: effort de traction

$F_{V,sd}$ et $F_{t,sd}$ représentent F_y et F_x respectivement qui sont déjà calculé

- $F_{V,Rd}$: résistance de calcul au cisaillement par boulon
- $F_{t,Rd}$: résistance de calcul à la traction par boulon

Prenons un boulon de classe 10.9 de caractéristiques suivantes :

- f_{ub} : 1000 N/mm²

$$\gamma_{Mb} = \begin{cases} 1.25 & \text{Boulon sollicité en cisaillement} \\ 1.5 & \text{Boulon sollicité en traction} \end{cases}$$

$F_{V,Rd}$ et $F_{t,Rd}$ sont donnés en fonction de l'aire de la section résistante « A_s » du boulon dans le tableau 65.3 page 113 [annexe] comme suit :

$$F_{V,Rd} = \frac{0,5 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{Mb}} = \frac{0,5 \times 1,0 \times A_s}{1,25} = 0,4 A_s$$

$$F_{t,Rd} = \frac{0,9 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{Mb}} = \frac{0,9 \times 1,0 \times A_s}{1,5} = 0,6 A_s$$

$$\frac{F_{V,sd}}{F_{V,Rd}} + \frac{F_{t,sd}}{1,4 \times F_{t,Rd}} \leq 1 \quad \Leftrightarrow \frac{6,79}{0,4 A_s} + \frac{0,63}{1,4 \times 0,6 A_s} \leq 1$$

$$A_s = 17,72 \text{ mm}^2$$

On prend un boulon de diamètre $\Phi 12$ d'une section résistante $A_s = 84 \text{ mm}^2$.

Pour la précision, le règlement CCM97 impose d'autre vérification qui sont :

$$a/ \quad \frac{F_{V,sd}}{F_{t,rd}} \leq 1$$

$$b/ \frac{F_{v,sd}}{F_{b,rd}} \leq 1$$

$$c/ \frac{F_{t,sd}}{B_{p,rd}} \leq 1$$

a. 1^{ère} vérification

$$\frac{F_{v,sd}}{F_{t,rd}} = \frac{6,79}{0,6 \times 84} = 0,13 < 1$$

Condition Vérifiée

b. 2^{ème} vérification

$$\frac{F_{v,sd}}{F_{b,rd}} \leq 1$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \alpha \times f_u \times d \times t}{\gamma_{mb}}$$

Avec :

- $F_{b,Rd}$: résistance à la pression diamétrale
- $\alpha = \min \left(\frac{f_{ub}}{f_u} ; 1 \right) = \min \left(\frac{1000}{360} ; 1 \right) = 1$
- d : diamètre du boulon ; $d=12$ mm
- t : épaisseur de l'échantignole ; $t= 10$ mm

D'où :

$$F_{b,rd} = \frac{2,5 \times 1 \times 360 \times 10^{-3} \times 10 \times 12}{1,25} = 86,4 \text{KN}$$

$$\frac{F_{v,sd}}{F_{b,rd}} = \frac{6,79}{86,4} = 0,07 < 1$$

Condition Vérifiée

c. 3^{ème} vérification

$$\frac{F_{t,sd}}{B_{p,rd}} \leq 1$$

- $B_{p,Rd}$: résistance de calcul au cisaillement par poinçonnement de la tête du boulon ou de l'écrou.

$$B_{p,rd} = \frac{0,6 \times \pi \times d_m \times t_p \times f_u}{\gamma_{mb}}$$

Avec :

- t_p : épaisseur de la plaque sous la tête du boulon
- $t_p : t_w = 5$ mm
- d_m : diamètre moyen de la tête du boulon ou de l'écrou

$$d_m = 12 \text{ mm}$$

$$B_{p,rd} = \frac{0,6 \times 3,14 \times 12 \times 5 \times 360 \times 10^{-3}}{1,25} = 32,55 \text{ KN}$$

$$\frac{F_{t,sd}}{B_{p,rd}} = \frac{0,63}{32,55} = 0,019 < 1$$

Condition Vérifiée

Les conditions imposées par le CCM97 sont vérifiées pour le boulon de diamètre $\Phi 12$

VIII.2.2 Cordon de soudure

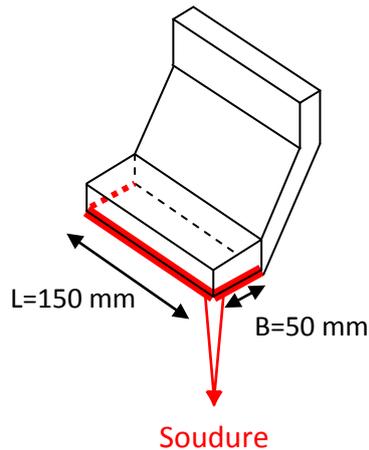


Figure VIII.2 échantignole

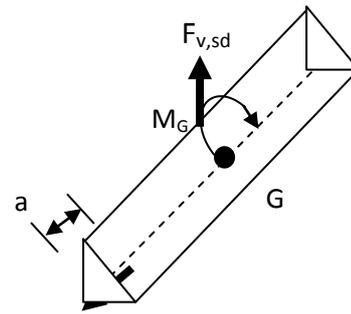


Figure VIII.3 Cordon de soudure

Pour $t_{max} \leq 17$ mm nous prenons $a_{min} = 4$ mm

Avec :

- a: épaisseur du cordon de soudure.
- t_{max} : épaisseur de la plus grande des pièces à assemblées.
-

VIII.2.3 Vérification des soudures :

$$R_s = 0,7 \cdot f_y \cdot s \cdot l = 0,7 \times 235 \times 4 \times \sqrt{2} \times 150 = 139,58 \text{ KN}$$

$$R_w = 0,5 f_{ue} \cdot a \cdot l = 0,5 \times 360 \times 4 \times 150 = 108 \text{ KN}$$

$$F_{v,sd} = 6,79 \text{ KN} \leq \frac{R_s}{\gamma_m} = 126,89 \text{ KN}$$

Condition vérifiée

$$F_{t,sd} = 0,63 \text{ KN} \leq \frac{R_w}{\gamma_m} = 98,18 \text{ KN}$$

Condition vérifiée

VIII.3 Assemblage «Poteau – Poutre» : HEA360 – IPE200

VIII.3.1 Efforts sollicitant :

Les sollicitations maximales à prendre en considération sont :

$$M_{sd} = 45,64 \text{ KN.m}$$

$$V_{sd} = 24,16 \text{ KN}$$

Epaisseur de la platine : $e_p = 20$ mm

Boulon HR 8.8 de diamètre $\Phi 20$

$$18 \text{ mm} \leq t_{max} \leq 25 \text{ mm} \rightarrow \begin{cases} a_{min} = 5 \text{ mm} \\ a_{max} = 0,7t = 14 \text{ mm} \end{cases}$$

On prend un cordon de soudure : $a = 10$ mm

VIII.3.2 Soudure de la platine :

VIII.3.2.1 Soudure de la semelle tendue :

$$N_{sd} = \frac{M_{sd}}{h}$$

$$N_{sd} = (45,64 \times 10^3) / 200 = 228,20 \text{ KN}$$

$$R_s = \frac{0,7 \times s \times l \times f_y}{\gamma_m}$$

$$L = \frac{200}{2} \Rightarrow L = 100 \text{ mm}$$

$$R_s = (0,7 \times 10\sqrt{2} \times 100 \times 2 \times 235 \times 10^{-3}) / 1,1 = 422,97 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 228,21 \text{ KN} < R_s = 422,97 \text{ KN}$$

VIII.3.2.2 Soudure de l'âme :

$$R_s = \frac{0,7 \times s \times l \times f_y}{\gamma_m}$$

$$L = h - 2t_f \Rightarrow L = 200 - 2 \times 8,5 \Rightarrow L = 183 \text{ mm}$$

$$R_s = (0,7 \times 10\sqrt{2} \times 183 \times 2 \times 235 \times 10^{-3}) / 1,1 = 774,04 \text{ KN}$$

$$V_s = 24,16 \text{ KN} < R_s = 774,04 \text{ KN}$$

VIII.3.3 Disposition constructives :

Après plusieurs simulations on opte pour un assemblage formé de deux files de 3 boulons HR8.8 $\Phi 20$

VIII.3.3.1 Pince longitudinale :

$$1,2d_0 \leq e_1 \leq 12t$$

$$d_0 = \Phi + 2 = 22 \text{ mm} \Rightarrow 1,2 \times 22 \leq e_1 \leq 12 \times 17,5 \\ \Rightarrow 26,4 \text{ mm} \leq e_1 \leq 210 \text{ mm}$$

On prend $e_1 = 30 \text{ mm}$

VIII.3.3.2 Pince transversale :

$$1,5d_0 \leq e_2 \leq 12t$$

$$d_0 = \Phi + 2 = 22 \text{ mm} \Rightarrow 1,5 \times 22 \leq e_2 \leq 12 \times 17,5 \\ \Rightarrow 33 \text{ mm} \leq e_2 \leq 210 \text{ mm}$$

On prend $e_2 = 40 \text{ mm}$

VIII.3.4 Calcul des boulons sollicités en traction :

$$T_R = 0,8 f_{ub} A_s$$

- A_s : section résistance du boulon $M_{20} = 245 \text{ mm}^2$

$$T_R = 0,8 \times 800 \times 10^{-3} \times 245 = 156,80 \text{ KN}$$

$$M_R = 2 T_R (0,15 + 0,07 + 0,01) = 75,26 \text{ KN.m}$$

$$M_R = 75,26 \text{ KN.m} > M_{sd} = 45,64 \text{ KN.m}$$

Condition vérifiée

VIII.3.5 Calcul des boulons sollicités au cisaillement :

$$V_R = \frac{f_{ub} A_s}{\sqrt{3}}$$

$$V_R = \frac{800 \times 10^{-3} \times 245}{\sqrt{3}} = 113,16 \text{ KN}$$

$$V_d = \frac{V_{sd}}{6}$$

$$V_d = \frac{24,16}{6} = 4,02 \text{ KN} < \frac{V_R}{\gamma_{M1}} = 102,87 \text{ KN}$$

Condition vérifiée

VIII.3.6 Vérification de la pression diamétrale :

$$L_R = 2,4 \times F_u \times d \times t$$

$$L_R = 2,4 \times 360 \times 10^{-3} \times 22 \times 17,5 = 332,64 \text{ KN}$$

$$V_d = 4,02 \text{ KN} < \frac{L_R}{\gamma_{M1}} = 302,4 \text{ KN}$$

Condition vérifiée

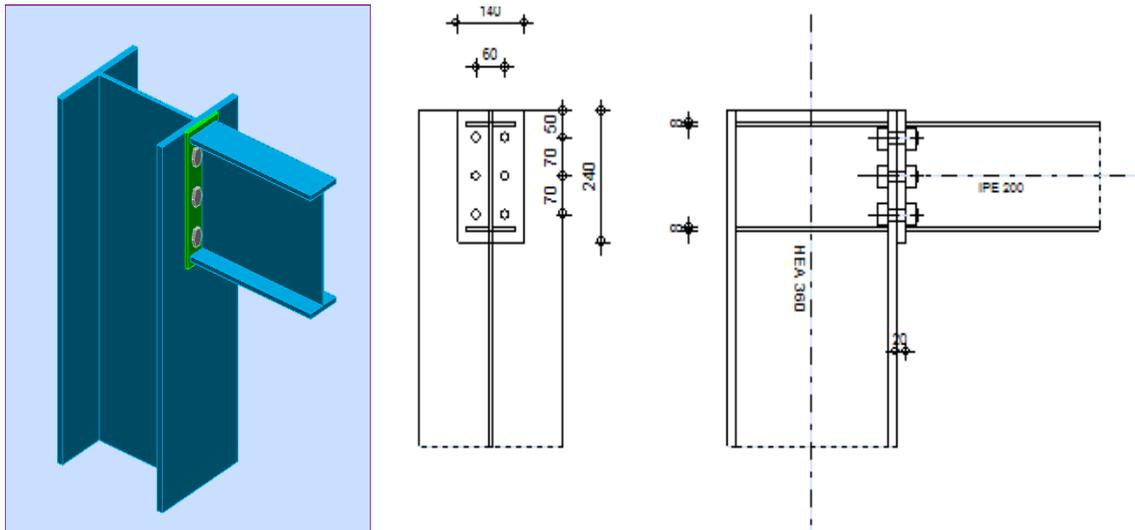


Figure VIII.4 : Assemblage poteau-poutre

VIII.4 Assemblage « barres de la ferme » :

VIII.4.1 Efforts sollicitant :

Les efforts maximums à prendre en considération sont :

$$N_{sd} = 126,51 \text{ KN}$$

le choix qui s'est porté en avant sur les éléments principaux de la ferme sont :

- Les diagonales et les montants sont de double cornière à aile égales
2L 60x60x6/10
- Les membrures supérieures et inférieures sont de
2L 80x80x8/10

Epaisseur du gousset : $e_p = 10\text{mm}$

$$t_{\max} \leq 17\text{mm} \rightarrow \begin{cases} a_{\min} = 4\text{mm} \\ a_{\max} = 0,7t = 7\text{mm} \end{cases}$$

On prend un cordon de soudure : $a = 5\text{mm}$

VIII.4.2 Soudure du gousset :

$$N_d = N_{sd} \times \sin \alpha$$

$$N_d = 126,51 \times \sin 43,24^\circ = 86,67 \text{ KN}$$

$$R_s = \frac{0,7 \times s \times l \times f_y}{\gamma_m}$$

$$R_s = (0,7 \times 10\sqrt{2} \times 140 \times 2 \times 235 \times 10^{-3}) / 1,1 = 592,17 \text{ KN}$$

$$V_s = 86,67 \text{ KN} < R_s = 592,17 \text{ KN}$$

Condition vérifiée

VIII.4.3 Disposition constructive

Après plusieurs simulations on opte pour un assemblage formé d'une file de 2 boulon 8.8 $\Phi 20$

VIII.4.3.1 Pince longitudinale

$$1,2d_0 \leq e_1 \leq 12t$$

$$d_0 = \Phi + 2 = 22\text{mm} \Rightarrow 1,2 \times 22 \leq e_1 \leq 12 \times 8 \\ \Rightarrow 26,4\text{mm} \leq e_1 \leq 96\text{mm}$$

On prend $e_1 = 30\text{mm}$

VIII.4.3.2 Pince transversale

$$1.5d_0 \leq e_2 \leq 12t$$

$$d_0 = \Phi + 2 = 22\text{mm} \Rightarrow 1,5 \times 22 \leq e_2 \leq 12 \times 8$$

$$\Rightarrow 33\text{mm} \leq e_2 \leq 96\text{mm}$$

On prend $e_2 = 40\text{mm}$

VIII.4.4 Vérification des boulons sollicités au cisaillement

$$V_R = \frac{f_{ub}A_s}{\sqrt{3}}$$

$$V_R = \frac{800 \times 10^{-3} \times 245}{\sqrt{3}} = 113,16 \text{ KN}$$

$$V_d = \frac{V_{sd}}{2}$$

$$V_d = \frac{126,51}{2} = 63,26 \text{ KN} < \frac{V_R}{\gamma_{M1}} = 102,87 \text{ KN}$$

Condition vérifiée

VIII.4.5 Vérification de la pression diamétrale :

$$L_R = 2,4 \times F_u \times d \times t$$

$$L_R = 2,4 f_u d t = 2,4 \times 360 \times 10^{-3} \times 22 \times 8 = 152,06 \text{ KN}$$

$$V_d = 63,26 \text{ kN} < \frac{L_R}{\gamma_{M1}} = 138,24 \text{ KN}$$

Condition vérifiée

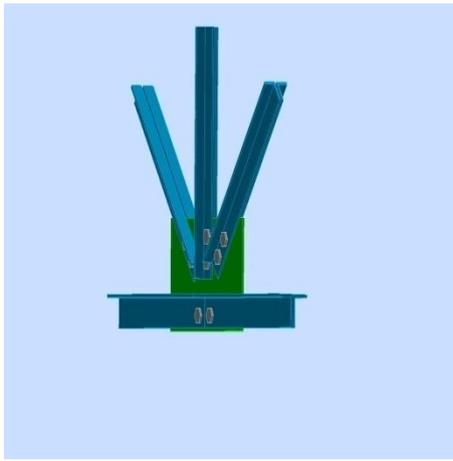


Figure VIII.5 : assemblage de ferme

VIII.5 Liaison «poutre - solive» IPE360 – IPE240:

L'assemblage est réalisé à l'aide de deux cornières qui relie l'extrémité de la solive avec l'âme de la poutre, avec un file vertical de boulon.

Efforts à prendre en consideration:

$$V_{sd} = 41,25 \text{ kn}$$

Choix du cornière :

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

Avec :

$$V_{pl.rd} = \frac{A_v \left(\frac{F_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{M1}}$$

$$A_v \geq \frac{1,1 \times 41,250}{138,56} = 168,69 \text{ mm}^2$$

On Prendre: L80x80x8

VIII.5.1 Disposition constructive :

Après plusieurs simulations on opte pour un assemblage formé de deux files de 4 boulon 4.6 $\Phi 16$

VIII.5.1.1 Pince transversale :

$$1,5d_0 \leq e_1 \leq 12t$$

$$d_0 = \Phi + 2 = 18\text{mm} \Rightarrow 1,5 \times 18 \leq e_1 \leq 12 \times 8$$

$$\Rightarrow 27\text{mm} \leq e_1 \leq 96\text{mm}$$

On prend $e_1 = 30\text{mm}$

VIII.5.2 Calcul des boulons sollicités au cisaillement :

$$V_R = \frac{f_{ub}A_s}{\sqrt{3}} = \frac{400 \times 10^{-3} \times 157}{\sqrt{3}} = 36,25 \text{ kN}$$

$$V_d = \frac{41,25}{4} = 10,31 \text{ kN} < \frac{V_R}{\gamma_{M1}} = 32,95 \text{ kN}$$

Condition vérifiée

VIII.5.3 Vérification de la pression diamétrale

$$L_R = 2,4 f_u d t = 2,4 \times 360 \times 10^{-3} \times 16 \times 8 = 110,59 \text{ kN}$$

$$V_d = 10,31 \text{ kN} < \frac{L_R}{\gamma_{M1}} = 100,53 \text{ kN}$$

Condition vérifiée

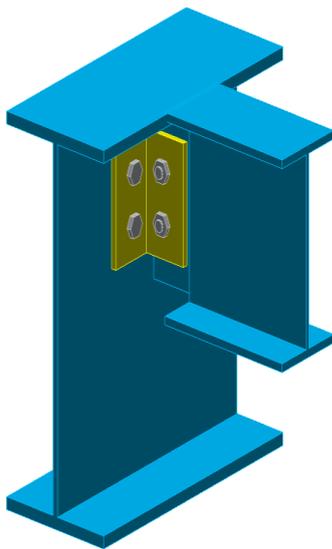


Figure VIII.6 : Assemblage poutre-solive

VIII.6 Les pieds de poteaux:

Le rôle principal d'un pied de Poteau est la transmission aux fondations de toutes les charges verticales et horizontales sollicitant la structure. Cette transmission est assurée par une plaque d'assise soudée à la base du poteau.

VIII.6.1 : Dimensionnement de la plaque d'assise:

Les plaques d'assises doivent être capable de répartir ces charges sur une surface d'appui de manière à ce que la pression de contact à l'interface acier-béton ne dépasse pas la contrainte limite de compression du béton de la fondation.

VIII.6.1.1 : Cordon de soudure:

- **Semelle** $a_a = 0,7 t_f = 0,7 \times 17,5 = 12,25\text{mm} \Rightarrow$ On prend $a_a = 20\text{mm}$
- **Ame** $a_s = 0,7 t_w = 0,7 \times 10 = 7 \text{ mm} \Rightarrow$ On prend $a_s = 10\text{mm}$

VIII.6.1.2 Surface de la platine :

$$a \geq 350 + (2 \times 20) = 390 \text{ mm}$$

$$b \geq 300 + (2 \times 20) = 340 \text{ mm}$$

$$\text{On prend : } \begin{cases} a = 450 \text{ mm} \\ b = 400 \text{ mm} \end{cases}$$

VIII.6.1.3 Epaisseur de la platine :

$$t \geq u \sqrt{\frac{3\sigma}{24}}$$

$$N_{sd} = 228,86 \text{ KN}$$

$$M_{sd} = 317,05 \text{ KN.m}$$

On doit vérifier que :

$$\sigma = \left(\frac{N}{a \times b} \right) + \left(\frac{M}{I \times V} \right)$$

$$\sigma = \left(\frac{228860}{450 \times 400} \right) + \left(\frac{317,05 \times 10^6}{\frac{450 \times 25^3 \times 306}{12} \times \frac{306}{2}} \right) = 48,06 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma = 48,06 \text{ daN/cm}^2 \leq \sigma_b = 80 \text{ daN/cm}^2$$

- Béton dosé à 350kg/m³ de ciment : $\sigma_b = 80 \text{ daN/cm}^2$

$$t \geq u \sqrt{\frac{3\sigma}{24}} = 50 \sqrt{\frac{3 \times 0,6253}{24}} = 12,31 \text{ mm}$$

L'épaisseur est faible et pour des raisons pratiques on opte pour une épaisseur $t = 25 \text{ mm}$

VIII.6.2 Vérification des tiges d'ancrage :

L'effort admissible par tige est donné par la formule suivante :

$$N_a = 0,1 \left(1 + \frac{7g_c}{1000} \right) \frac{\Phi}{\left(1 + \frac{\Phi}{d_1} \right)} (l_1 + 6,4r + 3,5l_2) \leq \left(\frac{N}{8} \right)$$

- N : l'effort de soulèvement dû aux efforts sismiques sous la combinaison :

$$G + Q + 1.2E$$

- g_c : dosage en ciment du béton $g_c = 350 \text{ kg/m}^3$

- $l_1 = 20\Phi$

- $l_2 = 2\Phi$

- $r = 3\Phi$

$$N_a = 0,1 \left(1 + \frac{7g_c}{1000} \right) \frac{\Phi}{\left(1 + \frac{\Phi}{d_1} \right)} (l_1 + 6,4r + 3,5l_2) \leq \left(\frac{N}{8} \right) = \frac{22886}{8} = 2860,75 \text{ daN}$$

D'où :

$$15,94 \Phi^2 - 12,96 \Phi - 2860,75 \geq 0 \Rightarrow \Phi = 13,80 \text{ mm}$$

On choisi alors 8 tiges d'un diamètre $\Phi 30$

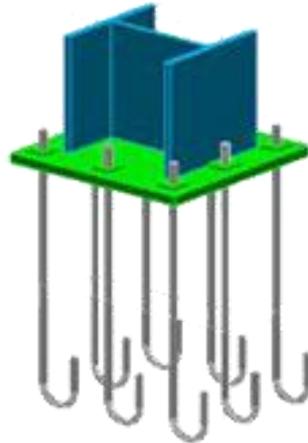


Figure VIII.7 : La jonction poteau fondation

VIII.6.3 Condition d'équilibre du B.A.E.L :

$$\frac{N}{8} \leq F_A = \pi \cdot \tau_{su} \cdot \Phi \cdot l_1$$

- φ : Coefficient de scellement droit, pour les lisses $\varphi_s = 1$
 $\tau_{su} = 0,6 \varphi^2 f_{tj} = 0,6 \times 1 \times 2,1 = 1,26 \text{ MPa}$

- φ : Coefficient de scellement droit, pour les lisses $\varphi_s = 1$

D'où :

$$F_A = 71215,2 \text{ daN} \gg 2860,75 \text{ daN}$$

Chapitre IX CALCUL DES FONDATIONS

IX.1 Introduction :

La stabilité de l'ouvrage est assurée par les fondations qui transmettent les charges exercées par la superstructure au sol. Elle constitue donc une partie délicate de l'ouvrage puisque leur bonne conception et réalisation conduisent à une bonne tenue de l'ensemble.

D'après le RPA99 version 2003, les fondations sont dimensionnées selon les combinaisons suivantes :

- G+Q+E
- 0,8G±E

Le choix de la fondation doit satisfaire les -critères suivants :

- stabilité de l'ouvrage (rigide).
- facilite d'exécution (coffrage).
- économie (ferraillage).

D'après le rapport géotechnique effectués : $\overline{\sigma}_{sol} = 3,50$ bars

On choisit des semelles isolées comme type de fondation utilisé dans notre projet.

Chaque semelle est soumise à :

- un effort normal
- un moment de flexion

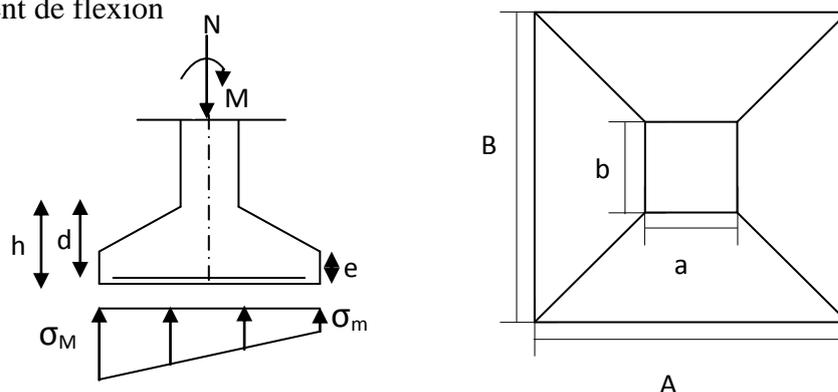


Figure IX.1 : Digramme des contraintes agissant sur les fondations

IX.2 Etude des semelles :

Tableau IX.1 les efforts sollicitant M et N :

	Efforts	L'ELU	L'ELS
Semelle d'angle	N (KN)	115,21	67,03
	M (KN.m)	3,09	3,35
Semelle intermédiaire	N (KN)	220,85	99,46
	M (KN.m)	5,93	4,69
Semelle centrale	N (KN)	423,09	147,01
	M (KN.m)	09,08	7,35

IX.3 Dimensionnement des semelles :

- $\overline{\sigma_{sol}} = 3,50 \text{ bars} = 350 \text{ KN/m}^2 = 0,35 \text{ MPa}$.

a. Semelle centrale :

$$a \geq 350 + (2 \times 20) = 390 \text{ mm}$$

$$b \geq 300 + (2 \times 20) = 340 \text{ mm}$$

On prend : $\begin{cases} a = 450 \text{ mm} \\ b = 400 \text{ mm} \end{cases}$

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} \Rightarrow \begin{cases} A = B \frac{a}{b} \\ B = A \frac{b}{a} \end{cases}$$

$$\overline{\sigma_{sol}} = \frac{N_s}{A \cdot B} \Rightarrow A \cdot B \geq \frac{N_s}{\overline{\sigma_{sol}}}$$

$$\Rightarrow A \geq \sqrt{\frac{a}{b} \cdot \frac{N_s}{\overline{\sigma_{sol}}}} \Rightarrow A \geq \sqrt{\frac{0,45}{0,40} \times \frac{147,01}{350}} \Rightarrow A \geq 0,69 \text{ m}$$

$$\Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \cdot \frac{N_s}{\overline{\sigma_{sol}}}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{0,40}{0,45} \times \frac{147,01}{350}} \Rightarrow B \geq 0,62 \text{ m}$$

Donc on prend une semelle carrée de dimensions (1 x1) m².

IX.3.1 Détermination de d et h :

$$\frac{B - b}{4} \leq d \leq A - a \quad \Leftrightarrow \quad \frac{1 - 0,40}{4} \leq d \leq 1 - 0,45$$

$$\Leftrightarrow 15 \text{ cm} \leq d \leq 55 \text{ cm}$$

$d_{min} = 40 \text{ cm}$ donc on prend $d = 45 \text{ cm}$

$$\text{Alors } h = 45 + 5 = 50 \text{ cm}$$

IX.3.2 Vérification des contraintes :

$$\sigma_{sol} \leq \overline{\sigma_{sol}}$$

$$\sigma_{sol} = \frac{N'_s}{S} + \frac{M_s}{I/V}$$

Avec :

- $S = B^2 = 1 \text{ m}^2$

- $I = \frac{B^4}{12} = 0,083 \text{ m}^4$

- $V = \frac{B}{2} = 0,5 \text{ m}$

- $N'_s = N_s + \text{poids propre de la semelle}$

Poids propre de la semelle = $(1 \times 1) \times 0,5 \times 25 = 12,5 \text{ KN}$

$$N'_s = 147,01 + 12,5 = 159,01 \text{ KN}$$

$$\sigma_{sol} = \frac{N_s}{S} + \frac{M_s}{I/V} = \frac{159,01}{1 \times 1} + \frac{7,37}{1/12} \times 0,5 = 203,40 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{sol} = 203,40 \text{ KN/m}^2 \leq \overline{\sigma_{sol}} = 350 \text{ KN/m}^2$$

Condition vérifiée

IX.3.3 Vérification de la stabilité au renversement :

$$e_0 = \frac{M_s}{N_s} \leq \frac{B}{4}$$

$$\Rightarrow e_0 = 0,049 \text{ m} < \frac{B}{4} = 0,25 \text{ m}$$

Condition Vérifiée

IX.3.4 Détermination du ferrailage :• **Ferrailage//A :****a. E.L.U** avec méthode de BIELLE

$$A_u = \frac{N_u' \cdot (A-a)}{8 \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

Avec :

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

$$\bullet N_u' = N_u \left(1 + \frac{3e}{B}\right) \Rightarrow N_u' = 423,09 \left(1 + \frac{3 \times 0,049}{1}\right) \Rightarrow N_u' = 485,28 \text{ KN}$$

$$A_u = \frac{485,28 \times 10^{-3} \times (1-0,45)}{8 \times 0,45 \times 347,82} \Rightarrow A_u = 2,13 \text{ cm}^2$$

b. E.L.S

$$A_s = \frac{N_s' \cdot (A-a)}{8 \cdot d \cdot \bar{\sigma}_{st}}$$

Avec :

$$\bullet \bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} \cdot f_e ; 110 \cdot \sqrt{n \cdot f_{c28}} \right) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\bullet N_s' = N_u \left(1 + \frac{3e}{B}\right) \Rightarrow N_s' = 147,01 \left(1 + \frac{3 \times 0,049}{1}\right) \Rightarrow N_s' = 168,62 \text{ KN}$$

$$A_s = \frac{168,62 \times 10^{-3} \times (1-0,45)}{8 \times 0,45 \times 201,63} \Rightarrow A_s = 1,27 \text{ cm}^2$$

• **Ferrailage//B :****c. E.L.U** avec méthode de BIELLE

$$A_u = \frac{N_u' \cdot (B-b)}{8 \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

Avec :

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

$$\bullet N_u' = N_u \left(1 + \frac{3e}{B}\right) \Rightarrow N_u' = 423,09 \left(1 + \frac{3 \times 0,049}{1}\right) \Rightarrow N_u' = 485,28 \text{ KN}$$

$$A_u = \frac{485,28 \times 10^{-3} \times (1-0,40)}{8 \times 0,45 \times 347,82} \Rightarrow A_u = 2,32 \text{ cm}^2$$

d. E.L.S

$$A_s = \frac{N_s' \cdot (B-b)}{8 \cdot d \cdot \bar{\sigma}_{st}}$$

Avec :

$$\bullet \bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} \cdot f_e ; 110 \cdot \sqrt{n \cdot f_{c28}} \right) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\bullet N_s' = N_s \left(1 + \frac{3e}{B}\right) \Rightarrow N_s' = 147,01 \left(1 + \frac{3 \times 0,049}{1}\right) \Rightarrow N_s' = 168,62 \text{ KN}$$

$$A_s = \frac{168,62 \times 10^{-3} \times (1-0,40)}{8 \times 0,45 \times 201,63} \Rightarrow A_s = 1,39 \text{ cm}^2$$

IX.3.5 Calcul nombre des barres :

$$n_a = \frac{A-2C}{e}$$

- c : enrobage ⇒ c=3cm
- e : espacement ⇒ e=min(15,25) ⇒ e=15 cm

$$n_a = \frac{100-2 \times 3}{15} \Rightarrow n_a = n_b = 6,27$$

Donc on prend un ferrailage de : 7T12=7,92 cm²

IX.3.6 Calcul des ancrages :

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_s}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times 28 = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_s = 0,6 \left[\psi^2 \times f_{t28} \right] = 0,6 [1,5^2 \times 2,1] = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{12 \times 400}{4 \times 2,83} \Rightarrow l_s = 42,32 \text{ cm}$$

$$L_s = 42,32 \text{ cm} > \frac{B}{4} = 25 \text{ cm}$$

Donc type d'ancrage : ⇒



IX.3.7 Détermination de la hauteur du patin "e "

$$e \geq \max (6 \phi + 6 \text{ cm} , 15 \text{ cm} , 12 \phi + 6 \text{ cm})$$

$$e \geq \max (13,2 ; 15 ; 20,4) \Rightarrow \text{On prend } e = 21 \text{ cm}$$

$$d = 45 \text{ cm}$$

$$h = 50 \text{ cm}$$

b. Semelle intermédiaire :

Suivant la même méthode précédente, on fait la le calcul de la semelle centrale.

Tableau IX.2 : Récapitulatif des résultats de la semelle intermédiaire :

	A × B (m ²)	d (cm)	h (cm)	e (cm)	A _{st} (cm ²)	S _t (cm)
Semelle intermédiaire	1x1	45	50	21	7T12=7,92	15

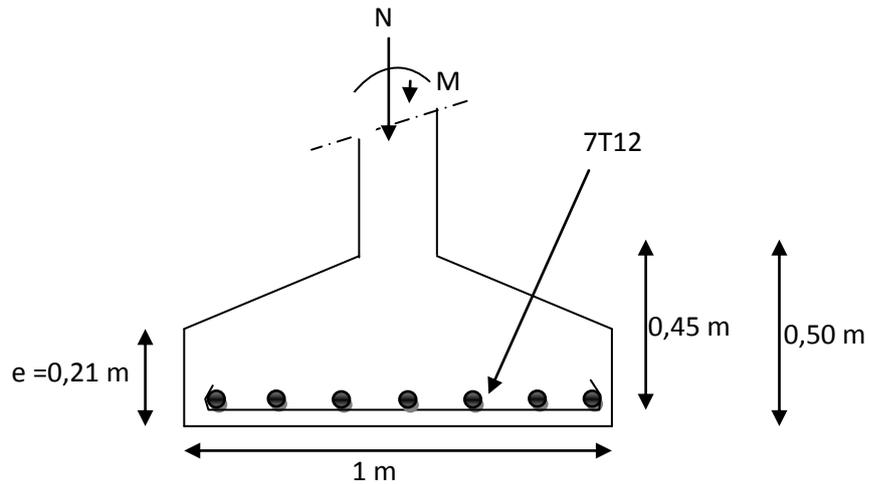


Figure IX.2 : Ferrailage de la semelle centrale et intermédiaire

C. Semelle d’angle :

Tableau IX.3 : Récapitulatif des résultats de la semelle d’angle :

	A × B (m ²)	d (cm)	h (cm)	e (cm)	A _{st} (cm ²)	S _t (cm)
Semelle d’angle	0,8x0,8	40	45	21	6T12=6,79	15

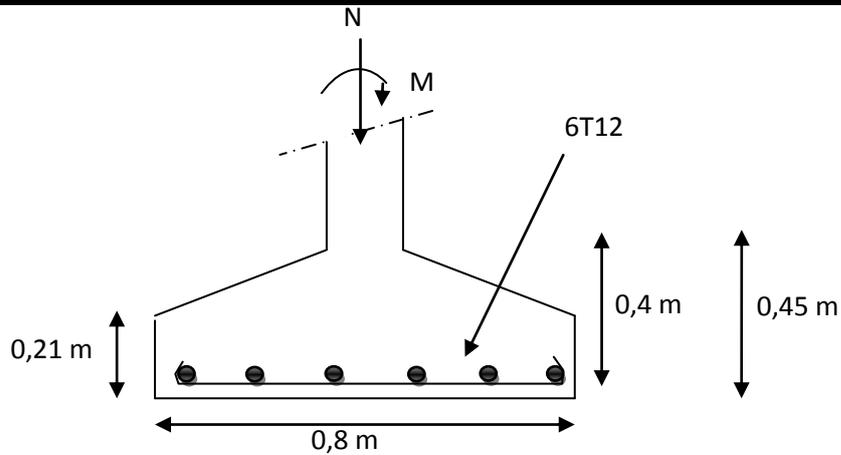


Figure IX.3 : Ferrailage de la semelle d’angle

IX.4 Etudes des longrines :

a. Dimensionnement des longrines :

Selon le RPA 99 version 2003 les dimensionnements minimales de la section transversale des longrines sont : (30×30) cm².

b. Calcul de ferrailage :

Le ferrailage minimum doit être de 0,6% de la section avec des cadre don l’espacement est inferieur au min (20cm; 15Φ)

$$A_{min} = 0,6\% (30 \times 30)$$

$$A_{min} = 0,6\% (30 \times 30) = 5,4 \text{ cm}^2$$

On prend donc $A_{st} 6T12 = 6,79 \text{ cm}^2$

c. Condition de non fragilité :

$$A_{stmin} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_c}$$

$$A_{stmin} = 0,23 \times 30 \times 30 \times 2,1/400 \Rightarrow A_{stmin} = 1,09 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 6,79 \text{ cm}^2 \geq 1,09 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq A_{stmin}$$

Condition vérifiée

d. Calcul des armatures transversales

$$\Phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}, \Phi_{min}, \frac{b}{10} \right)$$

$$\Phi_t \leq \min \left(\frac{300}{35}, 12, \frac{300}{10} \right)$$

$$\Phi_t = \Phi 8 \text{ mm}$$

e. Calcul d'espacement des cadres

Le RPA 99 exige des cadres un espacement ne doit dépassant $S_t \leq (20 \text{ cm} ; 15 \Phi_t)$

$S_t \leq (20 \text{ cm} ; 12 \text{ cm})$ on prend : $S_t = 12 \text{ cm}$

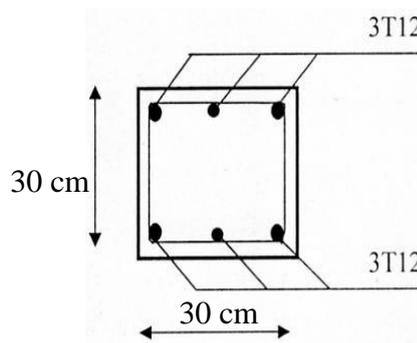


Figure IX.4 : Ferrailage de la longrine.

Conclusion

D'après l'étude réalisée dans le cadre de 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'applications des règlements et de certaines méthodes , de mettre en évidence quelques principes de base qui doivent être pris en considération dans la conception des structures métalliques.

Le présent projet est une salle de sport qui est inscrit en premier lieu dans une démarche de conception à partir des plans d'architecte. Il est effectué à base de deux critères, à savoir la résistance des éléments porteurs de la structure et la stabilité de sa forme vis-à-vis des différentes sollicitations pour assurer la sécurité et l'adaptation des solutions économiques.

Grâce à ce projet de fin d'étude, nous avons appris à utiliser le logiciel de calcul SAP2000 et l'Autocad pour les dessins, ainsi que l'application des règlements telle que le CCM97 et RPA99 (version 2003).

En fin, nous souhaitons que ce modeste travail apportera un plus à notre département et servira pour les promotions à venir.

BILBIOGRAPHIE

JEAN MOREL EYROLLES CALCUL DES STRUCTURES METALLIQUES SELON L'EURCODE 3.

MIMOUNE Mostefa, MIMOUNE Fatima Zohra : REGLE DE CALCUL ET DE VERIFICATION.

MANFRED A.H, MICHEL. C « CHARPENTES METALLIQUES : Conception et dimensionnement des halles et bâtiments.» Vol.11, Presses polytechniques et universitaires romandes (EPFL) ,1995

Marc Landowski ; Bertrand Lemoine : concevoir et construire en acier. Luxembourg, 2005

LAHLOU. D : « CALCUL DES ELEMENTS RESISTANTS D'UNE CONSTRUCTION METALLIQUE » Ed : Office des Publications Universitaires (Algérie) 2009.

Manfred A. Hert Rolf Bez : «Traité De Génie Civil - Tome 10–Construction Métallique : Notions fondamentales et méthodes de dimensionnement» (Lausanne Avril 1994)

CHARGES ET SURCHARGES : DTR bc2.2 ministère de l'habitat et de l'urbanisme, (Algérie)

REGLE DE CONCEPTION ET DE CALCUL DES STRUCTURES EN ACIER : « CCM97 » ministère de l'habitat et de l'urbanisme, (Algérie)

REGLEMENT NEIGE ET VENT : « RNV99 » (D.T.R. C 2- 4.7) ministère de l'habitat et de l'urbanisme, (Algérie)

REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES : « RPA 99 version 2003 » ministère de l'habitat et de l'urbanisme, (Algérie)

REGLES TECHNIQUES DE CONCEPTION ET DE CALCUL DES OUVRAGES ET DES CONSTRUCTIONS EN BETON ARME : suivant la méthode des états limites « BAEL 91 révisées 99 » ministère de l'habitat et de l'urbanisme, Ed : CSTB 2000, (Algérie)

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).

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).