

Conclusion

Ce projet était l'occasion idéale d'exploiter nos connaissances acquises et plus particulièrement ces deux dernières années de Master.

A travers les différentes étapes de conception et de calcul, on a pu nous familiariser avec les différents règlements et codes ainsi qu'à l'utilisation d'outils de calcul et de D.A.O.

De part notre formation dans le domaine de la construction métallique, on a trouvé dans ce projet une opportunité d'apprendre et d'approfondir nos connaissances en béton armé et les structures en acier.

Il est difficile et parfois frustrant, pour un étudiant en master, de s'apercevoir que dans un projet réel, il n'est pas simple de mettre en adéquation les aspects techniques esthétiques et financiers ce dernier, représente bien souvent l'enjeu majeur d'une opération de construction

En fin, nous souhaitons que ce modeste travail nous suive dans le futur proche de notre vie professionnelle

Résumé:

Le projet est l'étude d'une salle de sport composée de deux blocs, dans la commune de SIDI MEDJAHED dans la wilaya de TLEMCEN suivant les différents codes et règlements de calcul tels que le CCM97, le RPA99V2003, BAEL 91 et Le RNV 99

À travers les différents chapitres de ce projet on a fait une brève introduction suivi de la présentation et la conception de la structure étudiée.

Par la suite on a réalisé l'étude des effets climatiques et le pré-dimensionnement des différents éléments en béton armé et en charpente métallique, le calcul des éléments secondaires et l'étude sismique ont été effectué par la suite.

Finalement on a réalisé les calculs des assemblages et le calcul des fondations puis on a achevé le projet par une conclusion.

Mots clés

Construction métallique, neige et vent, Hall métallique.

Abstract:

This project is the study of a gymnasium composed of two parts, in the city of SIDI MEDJAHED in the Wilaya of TLEMCEN according to the different codes as CCM97, RPA99V2003, BAEL 91 and the RNV99...

In this project composed of different chapters, we started by a brief introduction, then the presentation and the conception of the studied structure.

Next, we made the study of the climatic loads and the calculation of the sizes of the different elements of the metallic structure and of reinforced concrete, then the calculation of secondary elements of the structure and the seismic study were realised.

Finally, the calculation of the different connections and the calculation of foundation.

Our project was achieved by a conclusion.

Keywords

Metal construction, snow and wind, Metal Hall.

ملخص

يقوم المشروع حول دراسة مركب رياضي مكون من جزأين. في بلدية سيدي مجاهد بولاية تلمسان وفقا لمختلف قوانين الحساب و التحجيم المتداولة منها CCM97, RPA99V2003, BAEL91, RNV99 عبر مختلف اجزاء المشروع قمنا اولا بتقديم المشروع و التعريف بمختلف خصائصه. بعد ذلك قمنا بدراسة التأثيرات المناخية و ايضا تحجيم مختلف عناصر الهيكل المنجز بالخرسانة المسلحة و كذلك الهيكل المعدني. الخطوة التالية تتمثل في حساب الاجزاء الثانوية و دراسة التأثيرات الزلزالية. اخيرا قمنا بحساب مختلف الروابط الخاصة بالهيكل المعدني و حساب الاسس. انهي المشروع بخاتمة شاملة.

كلمات مفتاح

الإنشاءات المعدنية والتلوج والرياح، وقاعة المعادن

Remerciements

On doit tout d'abord nos remerciements à ALLA.LE Tout Puissant qui nous accordé la force et la volonté pour réaliser ce travail et l'achever pour finalement vous le présenter.

On doit aussi les plus sincères remerciements à nos encadreurs Mr RAS A et Dr MISSOUM A pour tout l'aide et la patience qu'ils ont présenté à notre égard, et qui sans eux ce travail n'aurait surement jamais vu le jour.

Aux membres du jury, Dr ZADJAOUI.A, Mr BABA AHMED et Mr MEDJAHED. S, qui nous remercions profondément du fond du cœur pour l'honneur qu'ils nous ont accordé pour présider notre soutenance et examiner notre projet, Mille mercis Messieurs.

Nos remerciement s'adressent à l'ensemble des professeurs qui nous ont guidé durant le cycle de notre formation et à qui nous serons reconnaissants jusqu'à la fin de nos jours car sans eux on ne serait jamais arrivés là où on est aujourd'hui vous présentant ce mémoire.

Finalement nous remercions tous ceux qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

Dédicaces

Je dédie ce travail au premier lieu à ma chère "YEMMA" qui je ne remercierai jamais assez

A mon très cher "ABI" qui grâce à ses conseils et ses paroles j'ai pu tracer mon avenir et devenir ce que je suis à présent.

A mes chers frères: Abd El Hafid, Amine, Sid Ahmed, Mohammed que DIEU les gardes pour moi et les comble de bonheur.

A ma très chère et unique sœur Samia, que je remercie pour tout ce qu'elle a fait et fait encore pour moi.

A mes chers oncles chacun en son nom, je vous dédie ce travail et je vous remercie du fond du cœur pour être toujours là pour moi.

A mon binôme et mon ami YOUNES avec qui j'ai partagé de bons et d'inoubliables moments durant la préparation de ce projet.

A mon amie et collègue AFAF qui m'a aidé dans la préparation de ce mémoire.

♥A l'ensemble de nos camarades et collègues de la promotion de♥

CONSTRUCTION METALLIQUE 2012/2013

Karim

Je dédie ce travail au premier lieu à ma chère MERE qui je ne remercierai jamais assez

A la mémoire de mon très cher PERE qui j'aurai souhaité qu'il soit présent à mes côtés dans un jour pareil .Que DIEU comble son âme de prospérité.

A mes très chères sœurs : SOUMIA et RYM que DIEU les gardes pour moi et les comble de bonheur et de réussites.

A mes chers oncles chacun en son nom de la famille BEN HADDA, je vous dédie ce travail et je vous remercie du fond du cœur pour être toujours là pour moi.

A toute la famille LAZAAR, et TOUATI de OULED RIAH.

A mon binôme et mon ami KARIM avec qui j'ai partagé de bons et d'inoubliables moments durant la préparation de ce projet.

A tous mes amis qui se reconnaîtront et qui je n'ai pas pu mentionner de noms de peur d'oublier quelqu'un.

♥A l'ensemble de nos camarades et collègues de la promotion de♥

CONSTRUCTION METALLIQUE 2012/2013

Younes

Liste des Figures :

Figure I. 1 : Vue en perspective de la salle de sport.....	8
Figure I. 2 : Présentation du projet.....	8
Figure I. 3 : Localisation du projet.....	9
Figure II. 1: Vue en 3D da la structure en béton et plancher.....	12
Figure II. 2 Vue en 3D da la structure en charpente métallique	13
Figure II. 3- Panneau sandwich.....	14
Figure III. 1 : Valeurs de C_d pour les structures métallique	18
Figure III. 2 : Sens V1 perpendiculaire au long pan	20
Figure III. 3 : C_{pi} pour les bâtiment sans cloisons intérieures	22
Figure III. 4 Répartition des pressions sur la toiture. Direction du vent V1	23
Figure III. 5 Valeurs de C_{pe} sur les parois verticales. Direction du vent V2	24
Figure III. 6: Valeurs de C_{pe} pour la toiture. Direction du vent V2.....	25
Figure III. 7 Répartition des pressions sur les parois verticales-Direction du vent V2	25
Figure III. 8 : Répartition des pressions sur la toiture - Direction du vent V2	26
Figure IV. 1 : Plancher terrasse inaccessible RDC	28
Figure IV. 2 : Une coupe de la poutelle.....	29
Figure V. 1 : Cas des sollicitations	35
Figure V. 2 : Cas de charges permanentes.....	35
Figure V. 3 : Charge de la neige	36
Figure V. 4 : Cas de l'effet du vent	36
Figure V. 5: Cas de la charge max Q_y ; Q_z	37
Figure V. 6 : Cas de la charge max Q_y ; Q_z	37
Figure V. 7 : Cas de l'effet de lierne	37
Figure V. 8 : la panne au déversement	41
Figure V. 9 Coupe longitudinale d'une lierne	45
Figure V. 10: Schéma statique de la panne	45
Figure V. 11 : position des liernes avec les pannes	46
Figure V. 12 Cordon de soudure	51
Figure V. 13 La soudure l'échantignole avec membrure sup.....	51
Figure V. 14 Palier de stabilité.....	53
Figure V. 15 Palier de stabilité.....	53
Figure VI. 1 : Carte de zonage sismique en Algérie	56
Figure VI. 2 : Spectre de réponse bloc b.....	60

Figure VI. 3 : Spectre de réponse bloc a.....	62
Figure VI. 4 : <i>largeur minimum du joint sismique</i>	65
Figure VII. 1 Coupe longitudinal de la ferme.....	67
Figure VII. 2 Géométrie de la ferme	67
Figure VIII. 1 : Ferrailage transversal des poteaux	82
Figure VIII. 2 Ferrailage longitudinale des poteaux.....	83
Figure IX. 1: liaison charpente béton.....	84
Figure IX. 2: Détail d'une tige d'ancrage	85
Figure IX. 3 Détail de la jonction ferme-poteau	86
Figure IX. 4 Détail de la jonction membrure supérieur et Montan et diagonal	89
Figure IX. 5 3D de la jonction membrure supérieur et Montan et diagonal	89
Figure X. 1 Ferrailage de la semelle intermédiaire.....	93
Figure X. 2 : Ferrailage de la semelle centrale et d'angle	93
Figure X. 3 ferrailages de la semelle centrale et intermédiaire	97
Figure X. 4 Ferrailage de la semelle d'angle.....	97

Liste des Tableaux

Tableau II. 1 Charges permanentes du rez-de-chaussée.....	14
Tableau II. 2- Charges permanentes et d'exploitation du plancher terrasse.....	15
Tableau II. 3 Charges permanentes et d'exploitation de la toiture.....	15
Tableau II. 4 - Charges permanentes et d'exploitation de cloisons extérieures	15
Tableau III. 1 Définition de catégorie de terrain	19
Tableau III. 2 dimensionnement de la répartition V1	20
Tableau III. 3 Valeurs de Cpeparois verticales.....	21
Tableau III. 4 valeur de Cpepour la toiture.....	21
Tableau III. 5 :Pressionssurlesparoisverticales.DirectionV1.....	22
Tableau III. 6 :Pressionssurlatoiture.DirectionV1duvent	22
Tableau III. 7 Pressionssurlesparoisverticales-DirectionV2duvent.....	25
Tableau III. 8 :Pressionssurlatoiture-DirectionV2duvent.....	25
Tableau IV. 1 :Descente de charges Plancher terrasse inaccessible :.....	28
Tableau V. 1 : caractéristique d'un IPE160	40
Tableau VII. 1 Différents angles de la ferme	67
Tableau VII. 2 : Récapitulatif du dimensionnement des différentes barres composant la ferme	72
Tableau X. 1 Différentes sollicitations agissantes sur la semelle du bloc (A)	90
Tableau X. 2 : <i>Récapitulation des résultats de la semelle intermédiaire</i>	93
Tableau X. 3 Résultats de la semelle centrale et d'angle	93
Tableau X. 4 Différentes sollicitations agissantes sur la semelle de bloc (A).....	95

Sommaire

Table matiere	1
Introduction generale.....	7
CHAPITRE I- GENERALITES.....	8
I.1 -Présentation du projet:	8
I.2- Description du projet :	8
I.3 - Données géométriques de l'ouvrage :	9
I.4- Localisation et données concernant le site :.....	9
I.5- Règlements techniques :	10
I.6 - Matériaux utilisés.....	10
I.6.1. Acier :.....	10
I.6.2.Béton :	10
I.6.3. Aciers d'armatures :	11
Chapitre II : Conception de l'ouvrage.....	12
II.1 - Conception architecturale.....	12
II.2 Conception structurale.....	12
II 2.1 La structure en béton	13
II.2.2 La structure en charpente métallique.....	14
II.2.2.1 présentation de l'ouvrage en charpente :.....	14
II.2.2.2 Les éléments principaux :.....	14
II.2.2.3. Toiture métallique.....	14
II.3 - Descentes des charges	15
II.3.1 - Introduction	15
II.3.2 - Plancher terrasse :.....	15
II.3.3 - Toiture	16
II.3.4 - Cloisons extérieures	16
Chapitre III :études climatiques.....	17
III.1- Action de la neige.....	17
III.1.1 Valeur caractéristique de la neige Sk	17
III.1.2 Coefficient de forme de la toiture.....	17
III.1.3 Charge caractéristique de la neige.....	17
III.2 Action du vent	17
III.2.1 Présentation générale	17
III.2.2 - Données relatives au site	18

III.2.3 Détermination du coefficient dynamique Cd.....	18
III.2.4 Détermination de la pression dynamique qdyn :.....	19
III.2.4.1 Coefficient de topographie Ct(Z):.....	19
III.2.4.2 Coefficient de rugosité Cr(Z)	19
III.2.4.3 Coefficient d'exploitation Ce (Z):.....	20
III.2.4.4 Valeur de la pression dynamique:.....	20
III.2.5 Vent perpendiculaire au long pan (directions V1):	20
III.2.5.1 Coefficients de pression extérieure Cpe:	20
III.2.5.2 Coefficients de pression intérieure Cpi:	22
III.2.5.3 Calcul des pressions.....	22
III.2.6 Vent perpendiculaire au pignon(directions v2):	24
III.2.6.1 Coefficients de pression extérieure Cpe:	24
III.2.6.3 Calcul des pressions.....	25
III.3. Forces de frottement	25
Chapitre IV : pré-dimensionnement.....	27
IV.1 Pré dimensionnement du plancher :.....	27
IV.1.1 Détermination de l'épaisseur du plancher :.....	27
IV.1.1.2 Plancher terrasse inaccessible RDC :.....	27
IV.1.2 Les poutrelles	28
IV.1.2.1 détermination de b0 :	28
IV.2 Dimensionnement des poutres:.....	29
IV.2.1 Poutre principale:.....	29
IV.2.2 Poutre secondaire :.....	29
IV.3 Dimensionnement des poteaux :.....	30
IV.3.1 Poteau rectangulaire :.....	30
IV.3.1.1 surface supportée par le poteau:.....	30
IV.3.1.2 Chargement :.....	30
IV.3.1.3 Détermination le coté du poteau (a) :	31
IV.3.1.4 Vérification du poteau au flambement.....	32
IV.3.2 Poteau circulaire :	32
IV.3.2.1 Chargement :.....	32
IV.3.2.2 Détermination le diamètre D :	33
IV.3.2.3 Vérification selon RPA99:.....	33
IV.4 Conclusion :	33

Chapitre V : calcul des éléments secondaires	33
V.1 Calcul des pannes.....	33
V.1.1 Introduction :	33
V.1.1.1 Détermination des sollicitations :	33
V.1.1.2 Combinaison des charges:.....	35
V.1.1.3 Principe de dimensionnement :	36
V.1.1.4 <i>Vérification de la flèche</i> :	38
V.1.1.5 <i>Vérification de cisaillement</i> :.....	39
V.1.1.6 Vérification au déversement :.....	39
V.1.1.7 La Classe du profilé	39
V.1.1.8 Vérification des contraintes	42
V.2 Les liernes des pannes.....	43
V.2.1 Dimensionnement des liernes des pannes	44
V.2.1.1 Réaction de la panne sur le lierne la plus sollicitée	44
V.2.1.2 Calcul de la section des liernes :	46
V.3 Calcul de l'échantignolle	47
V.3.1 Définition :.....	47
V.3.2 Dimensionnement de l'échantignolle :.....	47
V.3.2.1 Efforts sollicitant à l'E.L.U.....	47
V.3.2.2 Module de résistance de l'échantignolle	48
V.3.2.3 Epaisseur de l'échantignolle « t »	48
V.3.2.4 Boulon d'attache	48
V.4 Chéneaux d'eau.....	51
V.5 Calcul les barre de contreventement :.....	52
CHAPITRE VI : Etude sismique	55
VI.1. Introduction	55
VI.1.1. - Classification des zones sismiques.....	55
VI.1.2. Classification des ouvrages selon leur importance	55
VI.2.Analyse dynamique.....	56
VI.2.1. Principe de la méthode	56
VI.2.2 Spectre de réponse de calcul	56
VI.3 Analyse dynamique des blocs	58
VI.3.1 Modélisation de la structure	58
VI.3.2 Analyse modale	58

VI.4 Vérification de bloc (b) béton armé :	59
VI.4.1 Vérification de la période fondamentale	59
VI.4.2 Vérification de la force sismique à la base	59
VI.4.3 Vérification des déplacements	60
VI.5 Vérification de bloc (A) béton armé toiture en charpente métallique :	61
VI.5.1 Vérification de la période fondamentale	61
VI.5.2 Vérification de la force sismique à la base	62
VI.5.3 Vérification des déplacements	62
VI.6 : Justification de la largeur des joints sismiques	63
Chapitre VII études des fermes	64
VII.1 Introduction :	64
VII.2 Détermination des efforts par la méthode des nœuds	64
VII.2.1 Nœud 1	64
VII.2.2 Nœud 2	64
VII.2.3 Nœud 3	65
VII.2.4 Nœud 4	65
VII.2.5 Nœud 5	65
VII.2.6 Nœud 6	66
VII.2.7 Nœud 7	66
VII.2.8 Nœud 8	66
VII.2.9 Nœud 9	66
VII.2.10 Nœud 10	66
VII.2.11 Nœud 11	67
VII.2.12 Nœud 12	67
VII.2.13 Nœud 13	67
VII.2.14 Nœud 14	67
VII.2.15 Nœud 15	68
VII.3 Les éléments comprimés	70
VII.3.1 Condition de flèche	70
VII.3.2 Classe de la section transversale	70
VII.3.3 Vérification de flambement	70
VII.3.4 Effort axial de traction	71
Chapitre VIII : calcul des poteaux	72
VIII.1. pré-dimensionnement des poteaux de bloc (A):	72

VIII.1.1 : Introduction :	72
VIII.1.2 : pré-dimensionnement des poteaux :	72
VIII.1.2.1 Coffrage :	72
VIII.1.3 Vérification du poteau au flambement.....	74
VIII.1.3.1 Calcul du moment d'inertie.....	74
VIII.1.3.2 Calcul de l'élanement	74
VIII.2. Calcul ferrailage :	74
VIII.2.1 : Armatures longitudinales :	74
VIII.2.2. Armatures transversales :	78
VIII.2.2.1 vérification de la contrainte de cisaillement.....	78
VIII.3 Dessin de ferrailage.....	79
IX.1 Définition :	81
IX.2 Calcul de la jonction charpente-béton bloc (A).....	81
IX.2.1 Détermination des dimensions de la platine	81
IX.2.2 Caractéristique des tiges	82
IX.2.3 Positionnement de la tige	82
IX.2.4 Vérification de la contrainte de compression du béton.....	83
IX.2.5 Vérification des goujons à la traction.....	84
IX.2.6 Calcul de l'épaisseur de la platine	84
IX.3 Assemblage « barres de la ferme » :	84
IX.3.1 Efforts sollicitant :	84
IX.3.2 Soudure de gousset.....	84
IX.3.3 Nombre de boulon :	85
IX.3.4 Disposition constructive.....	85
IX.3.4.1 Pince longitudinale.....	85
IX.3.4.2 Pince transversale	85
IX.3.5 Calcul des boulons sollicités au cisaillement.....	85
IX.3.4 Vérification de la pression diamétrale	86
chapitre X fondation.....	87
X.1 Introduction.....	87
X.2.étude des semelles bloc(A) :	87
X.2.1 étude de la semelle intermédiaire:	88
X.2.1.1 Condition d'homothétie :	88
X.1.1.2Détermination de d et h_t :	88

X.2.1.3Vérification :	88
X.2.1.4 Détermination du ferrailage :	89
X.2.1.5 Vérification de la stabilité au renversement	89
X.2.1.6 Détermination de la hauteur du patin (e)	89
X.2.1.7 Espacement	89
X.2.2 Etude de la semelle centrale et d'angle :	90
X.2.3 Les longrines	90
X.2.3.1Définition :	90
X.2.3.2 Ferrailage de la longrine :	91
X.2.3.3Condition de non fragilité	91
X.2.3.4 Calcul des armatures transversales.....	92
X.2.3.5 Calcul d'espacement des cadres	92
X.2 Etude des semelles du bloc (b) :	92
X.2.1 Etude de la semelle centrale et intermédiaire :	92
X.2.1.1 Condition d'homothétie :	92
X.2.1.2Détermination de d et h	93
X.2.1.3Vérification :	93
X.2.1.4 d'détermination du ferrailage	93
X.2.1.5 Vérification de la stabilité au renversement	93
X.2.1.6 Détermination de la hauteur du patin "e "	93
X.2.1.7 Espacement	94
X.2.2 Etude de la semelle intermédiaire et d'angle:	94
X.2.3.2 Calcul des armatures transversales.....	95
X.2.3.3 Calcul d'espacement des cadres	95

Introduction

Dans le cadre de l'obtention du diplôme de Master en Génie Civil, nous sommes menés à réaliser un projet de fin d'études. Ce dernier consiste à calculer et à dimensionner une structure afin qu'elle remplisse les conditions dont elle a été conçue.

Le projet est l'étude d'une salle de sport constituée de deux blocs, le premier est un terrain de sport dont la couverture est en charpente métallique portée par des poteaux en béton armé tandis que le deuxième est réalisé complètement en béton armé. L'étude et le dimensionnement des différents éléments ont été élaborés selon les différents règlements techniques de calcul et de conception, à savoir : (RPA99 V03, BAEL91, CCM97, RNV99)

Dans un premier temps, nous allons définir le chargement tel que les charges permanentes, d'exploitation et sismique.

Par la suite, on va dimensionner les différents éléments principaux de la structure qu'elle soit en béton armé (telle que les poteaux) ou en acier (réciproquement les fermes) sans oublier de faire de même pour les éléments secondaires et de toiture.

Une attention particulière est donnée à l'étude sismique et enfin, nous aborderons la conception et le calcul des assemblages.

CHAPITRE I- GENERALITES

I.1 -Présentation du projet:

Ce projet consiste à étudier une salle de sport « Commune de Sidi Mjihad – W. Tlemcen ».



Figure. I.1 : Vue en perspective de la salle de sport

I.2- Description du projet :

L'ouvrage qui fait l'objet de notre étude est constitué de deux parties :

- ✓ Bloc(A) : Couverture en charpente métallique et murs en maçonnerie.
- ✓ Bloc(B) : Structure en béton arme englobant la réception, infirmerie, vestiaires, locaux « chaufferie » et matériel.

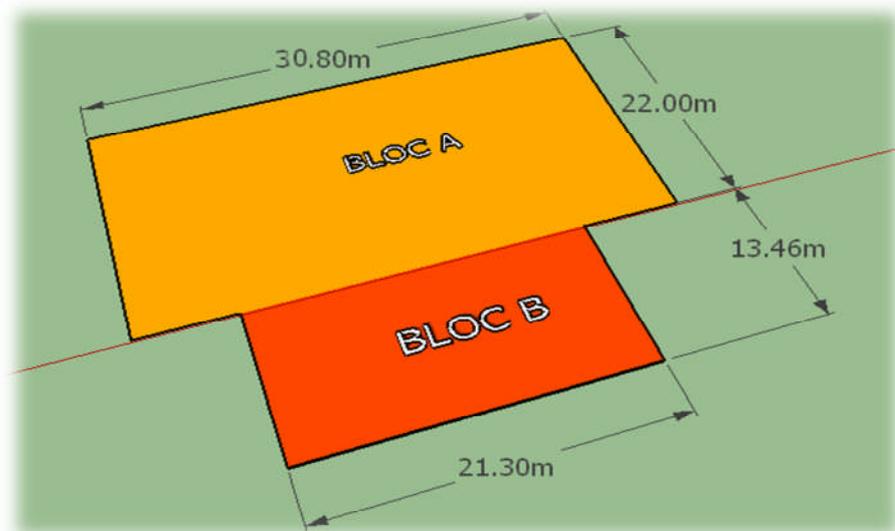


Figure. I. 2 : Présentation du projet

I.3 - Données géométriques de l'ouvrage :

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

Bloc(A)

- ✓ Longueur totale $L_1 = 30,80$ m
- ✓ Largeur totale $L_2 = 22,00$ m
- ✓ Hauteur totale $H = 9,00$ m

Bloc(B)

- ✓ Longueur totale $L_1 = 21,30$ m
- ✓ Largeur totale $L_2 = 13,46$ m
- ✓ Hauteur totale $H = 5,16$ m

I.4- Localisation et données concernant le site :

- Contraint admissible est de 2 bars(rapport du sol du LTPO),
- Altitude = 435 m,
- Le site est classé dans la zone sismique I

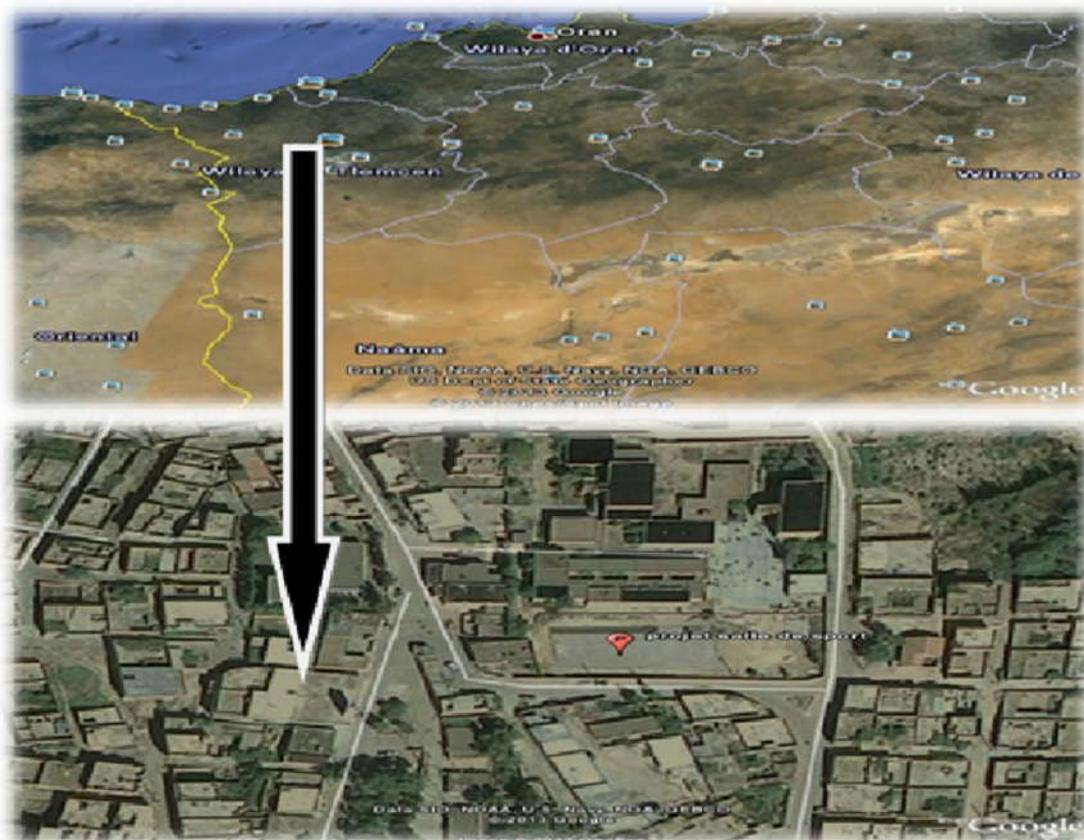


Figure. I.3 : Localisation du projet

I.5- Règlements techniques :

Les règlements techniques utilisés dans cette étude sont :

- CCM 97 : Règle de calcul des constructions en acier,
- RPA99 : Règle parasismique Algériennes version 2003,
- RNV99 : Règle définissant les effets de la neige et du vent,
- BAEL 91 : Béton armé aux états limites,
- DTR C2.2 : Charges et structure

I.6 - Matériaux utilisés

I.6.1. Acier :

Les caractéristiques mécaniques des différentes nuances d'acier sont les suivantes :

- 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 : $\nu = 0.3$,
- Le coefficient de dilatation thermique : $\alpha = 12 \times 10^{-6}$ m/°C,
- Module d'élasticité transversale : $G = 84000$ MPa.

I.6.2. Béton :

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

➤ Résistance de béton :

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

- La résistance à la compression à 28 jours : $f_{c\,28} = 25$ MPa
- La résistance à la traction à 28 jours est déduite de celle de compression par la relation : $f_{t\,28} = 0,6 + 0,06 f_{c\,28}$

➤ Contraintes limites :

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

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

➤ Etat limite de service :

La contrainte de compression limite de service est donnée par :

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

➤ Contraintes de cisaillement :

La contrainte limite de cisaillement prend les valeurs suivantes :

- Fissuration peu nuisible : $\bar{\tau} = \min (0.13 f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = \mathbf{3.25 \text{ MPa}}$
- Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable : $\bar{\tau} = \min (0.10 f_{c28}, 3 \text{ MPa}) = \mathbf{2.5 \text{ MPa}}$

➤ **Module d'élasticité :**

Le module de déformation longitudinale du béton est donné par la formule suivante :

$$E_{ij} = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}} \quad E_{i28} = \mathbf{32164,20 \text{ MPa}}$$

Selon le BAEL, les valeurs sont les suivantes:

- $\nu = 0$ à l'ELU
- $\nu = 0.2$ à l'ELS

I.6.3. Aciers d'armatures :

L'acier présente une très bonne résistance à la traction, et une bonne résistance à la compression dans le cas d'élançements faibles. Si aucune précaution n'est prise il peut subir des effets de corrosion. C'est un matériau très ductile, qui peut atteindre des déformations très importantes avant rupture.

➤ **Caractéristiques mécaniques :**

Nuance		F _y (MPa)
Ronds lisses	Fe 220	215
	Fe 240	235
Barres HA	Fe 400	400
	Fe 500	500

Tableau I.1 : Valeurs nominales de f_y pour l'acier d'armatures

➤ **Contraintes limites :**

Etat limite ultime :

La contrainte admissible à l'ELU a pour valeur :

- En cas de situations accidentelles $\sigma_{st} = 400 \text{ MPa}$
- En cas de situations normales $\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$

Etat limite de service :

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

- Fissuration peu nuisible : pas de limitation.
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min (2/3 f^e, 110 \sqrt{nf_{ij}})$.
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} = \min (1/2 f^e, 90 \sqrt{nf_{ij}})$.

Chapitre II : Conception de l'ouvrage

II.1 - Conception architecturale

Cette salle de sport est constituée de deux structures. La première est un terrain de sport (basketball, handball et volleyball) couvert par une toiture en charpente métallique qui est portée par des poteaux en béton armé, avec des murs en maçonnerie. La deuxième structure est bâtiment d'un seul niveau en béton armé contenant un bureau, vestiaires, local matériels, local chaufferie, infirmerie, un hall d'accueil et des sanitaires.

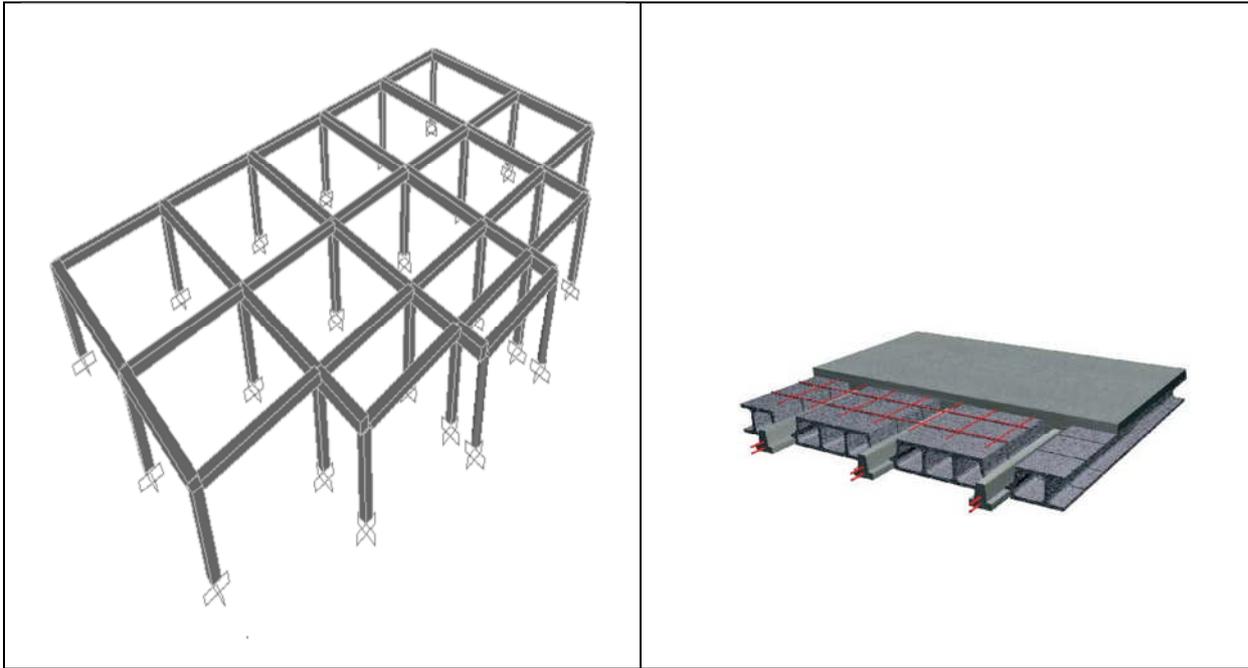


Figure. II.1 : Vue en 3D de la structure en béton et plancher

II.2 Conception structurale

La structure a été étudiée en deux parties distinctes : une structure en béton armé et l'autre en charpente métallique.

II.2.1 La structure en béton

Le bâtiment est constitué d'un système poteau-poutre en béton armé avec un plancher à corps creux type (20+5).

II.2.2 La structure en charpente métallique

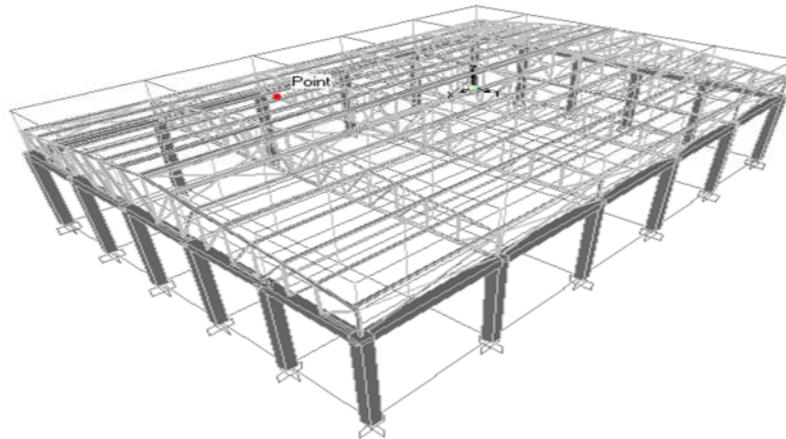


Figure. II.2. Vue en 3D de la structure en charpente métallique

II.2.2.1 présentation de l'ouvrage en charpente :

- Sur longe pan : 30,80 m.
- sur pignon : 22 m.
- la hauteur à partir de la base jusqu'à la panne de faitage : 9 m.

II.2.2.2 Les éléments principaux :

II.2.2.2.1. Portiques :

Les portiques qui constituent l'ossature principale des halls métalliques, sont composés de fermes qui supportent les pannes et couvertures ainsi que des poteaux en béton armé qui supportent les fermes. Portique avec fermes à treillis.

II.2.2.2.2. Les Fermes :

Les fermes sont des poutres maîtresses d'un comble. Elles sont constitutives d'un certain nombre de barres droites isolées qui sont réunies par des nœuds et forment un système géométriquement indéformable chargé uniquement dans ses nœuds.

On distingue différents types de fermes. Pour ce projet, la ferme est trapézoïdale.

II.2.2.3. Toiture métallique

C'est un ensemble de parois extérieures assurant l'étanchéité horizontale d'un ouvrage. Elle est supportée directement par des pannes dans le cas des tôles longues pour le cas de ce projet le choix a été porté sur (panneau sandwich).

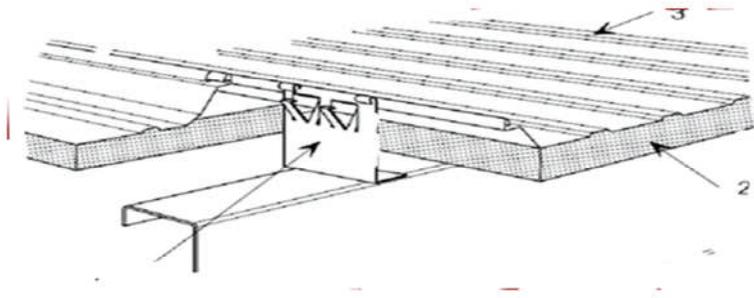


Figure. II.3 - Panneau sandwich

- 1 : clip joint debout,
- 2 : matière isolante,
- 3 : tôle TN40

II.3 - Descentes des charges

II.3.1 - Introduction

Dans ce chapitre, les différentes charges agissantes sur la structure seront définies, elles se résument dans l'action des charges permanentes et d'exploitation, des effets thermique et climatique, ainsi que le séisme. Ces derniers ont une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage. Pour cela, une étude approfondie doit être élaborée pour la détermination de ces différentes actions. Les chargés permanente et d'exploitation pour en deux portes en béton et charpente été résumé dans les tableaux II.1 à II.4

Types	Charges permanentes
Carrelage + Mortier de Pose	120 Kg/m ²
Cloison	100 Kg/m ²

Tableau. II.1 Charges permanentes du rez-de-chaussée

II.3.2 - Plancher terrasse :

Types	Charges permanentes
Plancher avec dalle de compression 20+5	200Kg/m ²
Plafond rapporté en contreplaqué	5 Kg/m ²
Etanchéité multicouche	30 Kg/m ²
Forme de pente	200 Kg/m ²
Protection d'étanchéité	50 Kg/m ²
TOTAL	G₁ = 485Kg/m²
	Surcharge d'exploitation
Charge d'entretien	Q ₁ = 100 Kg/m ²

Tableau. II.2 - Charges permanentes et d'exploitation du plancher terrasse

II.3.3 - Toiture

Types	Charges permanentes
Couverture (tôle + la matière isolante)	41kg/m ²
Accessoires	2.93 kg/m ²
Faux plafond	5,24kg/m ²
	G ₂ =49,17 kg/m ²
	Surcharge d'exploitation
Surcharge d'entretien	Q ₃ =100kg/m ²

Tableau. II.3 - Charges permanentes et d'exploitation de la toiture**II.3.4 - Cloisons extérieures**

Types	Charges permanentes
Maçonnerie double parois (sans ouverture)	0,26 x 2,70= 0,702 t/ml
Maçonnerie double parois (avec ouverture)	0,702 x 0,85 ≈ 0,60 t/ml
Enduit extérieure (Enduit en mortier de liants hydrauliques)	18 daN/ m ²
Enduit intérieur	10 daN/ m ²

Tableau. II.4 - Charges permanentes et d'exploitation de cloisons extérieures

Chapitre III :études climatiques

III.1- Action de la neige

- La charge caractéristique de la neige par unité de surface s'obtient par la formule suivante:

$$S = \mu.S_k \quad [\text{kN/m}^2] \quad [\text{RNV.99}]$$

- S_k : Valeur caractéristique de la neige exprimée en $[\text{kN/m}^2]$
- μ : coefficient de forme de la toiture dépendant l'angle d'inclinaison du versant.

III.1.1 Valeur caractéristique de la neige S_k

- La salle de sport étudiée est située dans un CEM à Sidi Mjahed (W. Tlemcen). Elle correspond à la zone A selon la classification da RNV99.

$$S_k = \frac{(0,07 \times H + 15)}{100} \quad [\text{RNV.99}]$$

- H : représente l'altitude du lieu d'implantation par rapport au bord de la mer $H=435\text{m}$.

$$S_k = 0,455 \text{ kN/m}^2$$

III.1.2 Coefficient de forme de la toiture

Les coefficients de forme pour une toiture à deux versants sont données par le tableau 6.2 [RNV.99] en fonction des angles d'inclinaison des versants $\alpha = 7,76$ compris ente 0 et 15

$$\text{Donc} \quad \mu_1 = \mu_2 = 0,8$$

III.1.3 Charge caractéristique de la neige

$$S = \mu.S_k$$

$$S = 0,8. 0,455$$

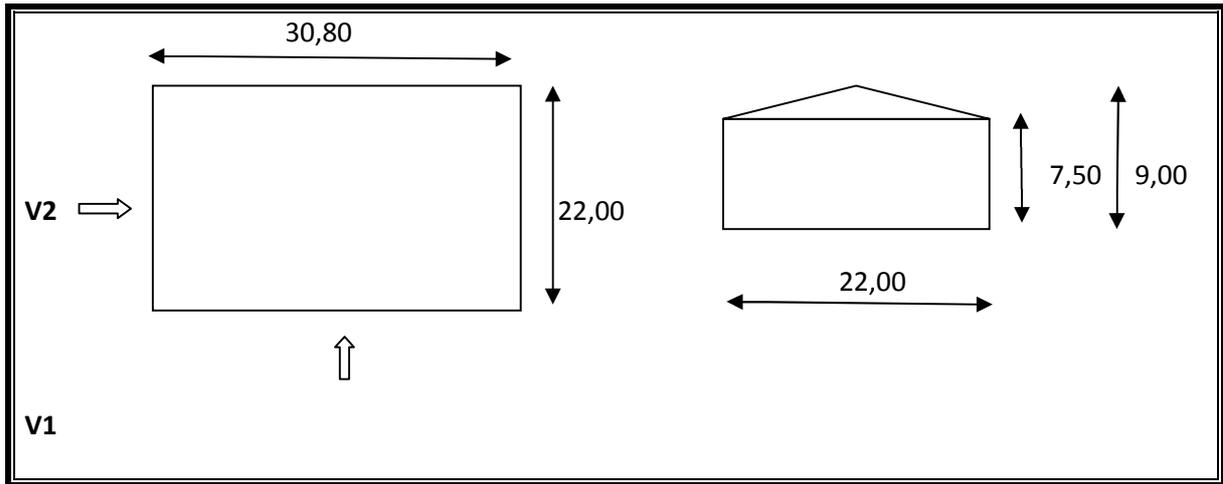
$$S = 0,364 \text{ kN/m}^2$$

III.2 Action du vent

III.2.1 Présentation générale

La construction étudiée étant de forme rectangulaire, appartenant la catégorie I pour laquelle on considère deux directions du vent.

- ✓ Vent perpendiculaire au long pan : Sens V1
- ✓ Vent perpendiculaire au pignon : Sens V2



III.2.2 - Données relatives au site

- Catégorie de construction I,
- Site plat : $C_T=1$,
- Zone de vent I,
- $q_{réf} = 375 \text{ N/m}^2$,
- $V_{réf} = 25 \text{ m/s}$,
- Catégorie de terrain III,
- $K_T = 0,22$ (facteur de terrain),
- $Z_0 = 0.3 \text{ m}$ (paramètre de rugosité),
- $Z_{min}=8\text{m}$ (hauteur minimale)

III.2.3 Détermination du coefficient dynamique Cd

La structure du bâtiment étant métallique on utilise [RNV.99] on doit déterminer la valeur de Cd pour chaque direction du vent

- Vent normal au long pan : Sens V1

b : dimension perpendiculaire à la direction du vent

b=30,80 H=9,00 cd=0,910

- Vent normal au pignon : Sens V2

b=22,00 H=9,00 cd=0,925

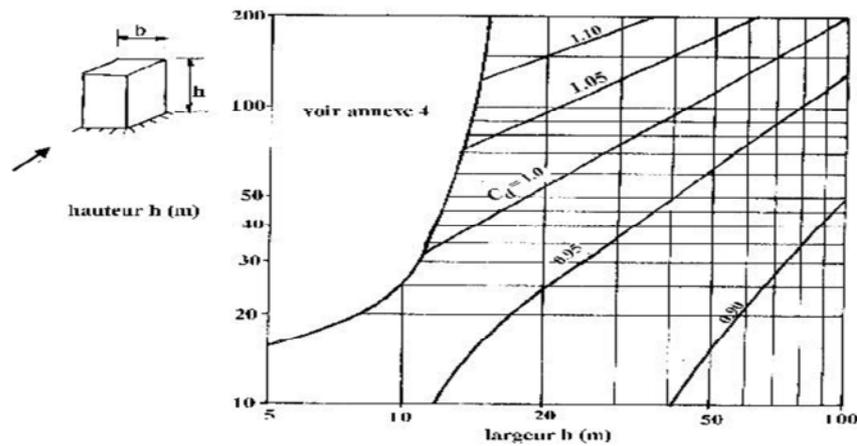


Figure.III.1 : Valeurs de C_d pour les structures métallique

III.2.4 Détermination de la pression dynamique q_{dyn} :

La structure est de hauteur totale ≤ 10 m. Il n'y a pas lieu de subdiviser le maître couple [RNV.99]. On calculera la pression dynamique.

- $Z = 9,00$ m pour la toiture.
- $Z = 3.75$ m pour les parois verticales (c'est a dire a mi-hauteur).

III.2.4.1 Coefficient de topographie $C_t(Z)$:

Le coefficient de topographie est donné par [RNV.99] site plat $C_t(Z)$ pour (Tlemcen).

III.2.4.2 Coefficient de rugosité $C_r(Z)$

Il est calculé en fonction de Z par la formule suivante [RNV.99]

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

K_T : facteur de terrain

Z_0 (m) : le paramètre de rugosité

Z_{min} (m) : la hauteur minimale

$Z(m)$: la hauteur considérée

Le terrain est catégorie III (Zones industrielles ou suburbaines, forêt, zones urbaines ne rentrant pas dans la catégorie de terrain III).

Catégorie de terrain	K_T	z_0	Z_{min}
III	0.22	0.3	8

Tableaux.III.1 Définition de catégorie de terrain

$$Cr(9) = 0.22 \ln\left(\frac{9}{0.3}\right) = 0.748 \text{ (pour toiture).}$$

$$Cr(4) = 0.22 \ln\left(\frac{8}{0.3}\right) = 0.722 \text{ (pour parois verticale).}$$

III.2.4.3 Coefficient d'exploitation Ce (Z):

Le coefficient d'exposition est donné par la formule suivante [RNV.99]

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

$$Ce(9) = 1^2 \times 0.748 \left[1 + \frac{1+7 \times 0.22}{0.748 \times 1} \right] = 1.711 \text{ (pour toiture).}$$

$$Ce(3.75) = 1^2 \times 0.722 \left[1 + \frac{1+7 \times 0.22}{0.722 \times 1} \right] = 1.633 \text{ (pour parois verticale).}$$

III.2.4.4 Valeur de la pression dynamique:

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

$$q_{dyn}(9) = 375 \times 1.711 = 642 \text{ [N/m}^2\text{] (pour toiture)}$$

$$q_{dyn}(3.75) = 375 \times 1.663 = 615 \text{ [N/m}^2\text{] (pour parois verticale)}$$

III.2.5 Vent perpendiculaire au long pan (directions V1):

III.2.5.1 Coefficients dépression extérieure C_{pe}:

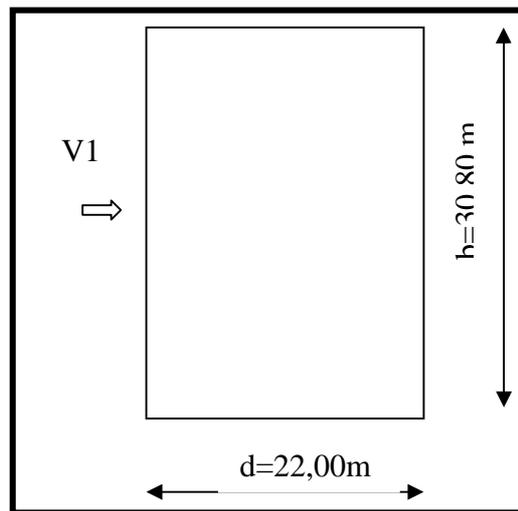


Figure.III.2: Sens V1 perpendiculaire au long pan

$$S = b \times h = 30.8 \times 9$$

$$S = 277.20 \text{ m}^2 \quad S > 10 \text{ m}^2$$

Donc : C_{pe} = C_{pe10} [RNV.99]

- C_{pe} pour les parois verticales : pour cette direction $b=30.8$ m , $d=22$ m , $h=9$ m
 $e=\min[b;2h]=\min[30.8;18] \rightarrow e=18$ m

Face BC ou AD			
e(m)	b(m)	d(m)	h(m)
18	30.8	22	9
d > e donc on a A et B et C		A=e/5	3.6
		B=e-A	14.4
		C=d-e	4

tableaux.III.2 dimensionnement de la répartition V1

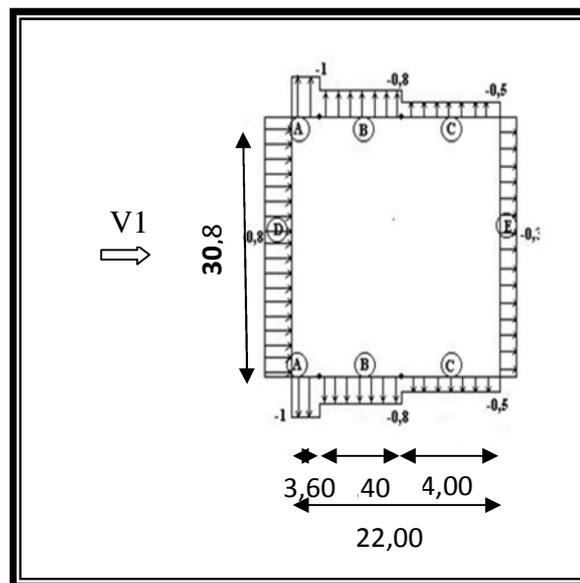


Figure.III. 3 : Valeurs de C_{pe} parois verticales

- Coupe pour la toiture :

La direction du vent est définie par un angle $\theta^0=0$ pour direction perpendiculaire au faitage, les coefficients de pression extérieure pour la toiture sont tirés du tableau [RNV.99]

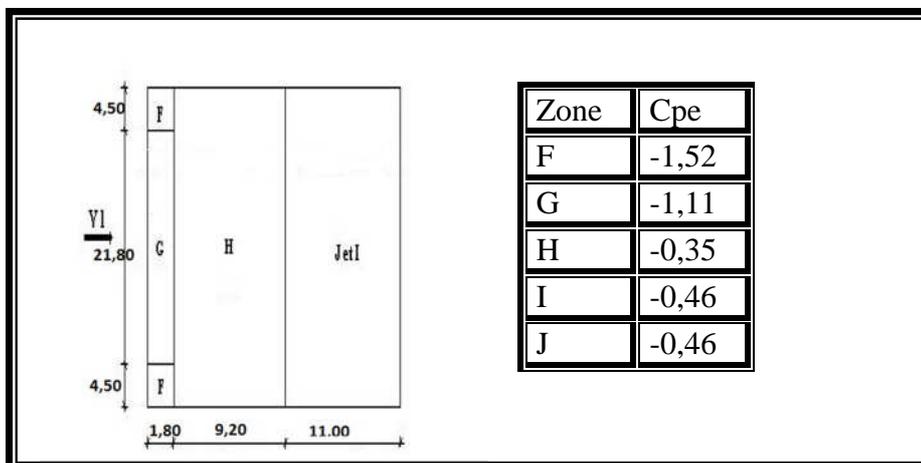


Figure.III. 4 : valeur de C_{pe} pour la toiture

III.2.5.2 Coefficients de pression intérieure C_{pi}:

Le coefficient de pression intérieure est tiré de fonction de μ_p .

$$\mu_p = \frac{\sum \text{des surfaces des ouvertures sans levent}}{\sum \text{des surfaces de les ouvertures}} \quad \text{[RNV.99]}$$

Les ouvertures :

- façade AB principale 2 portes (2,00 x 2,50)+ 2 Fenêtres (2,00 x 1,00)
- façade BC,CD,AD 5 Fenêtres (2,00 x 1,00)

Façade AB $\rightarrow \mu_p = \frac{30}{44} = 0.68$

Donc C_{pi} = -0.12

Façade BC,CD,AD $\rightarrow \mu_p = \frac{34}{44} = 0.77$

Donc C_{pi} = -0.27

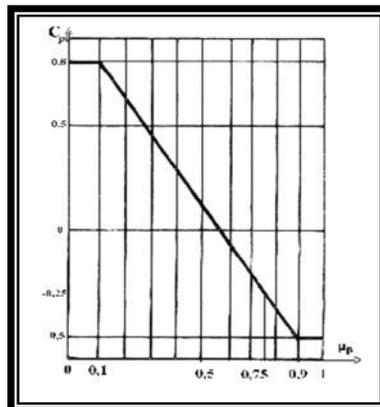


Figure III.5: C_{pi} pour les bâtiments sans cloisons intérieures

III.2.5.3 Calcul des pressions

Les pressions q_j sont calculées à l'aide des formules [RNV.99] :

$$q_j = C_d \cdot q_{dyn}(z_j) [C_{pe} - C_{pi}]$$

✓ **Parois verticales**

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-après.

Zone	C _d	q _{dyn} (N/m ²)	C _{pe}	C _{pi}	q _j (N/m ²)
D	0,91	615	0,8	-0,27	+599
A	0,91	615	-1	-0,27	-409
B	0,91	615	-0,8	-0,27	-297
C	0,91	615	-0,5	-0,27	-129
E	0,91	615	-0,3	-0,27	-17

Tableau.III.3: Pression sur les parois verticales. Direction V1

✓ **Toiture**

Les résultats sont donnés dans le tableau ci-après.

Zone	C _d	q _{dvn} (N/m ²)	C _{pe}	C _{pi}	q _j (N/m ²)
F	0,91	642	-1,52	-0,27	-731
G	0,91	642	-1,11	-0,27	-490
H	0,91	642	-0,35	-0,27	-47
I	0,91	642	-0,46	-0,27	-111
J	0,91	642	-0,46	-0,27	-111

Tableau.III.4:Pressionssurlatoiture.DirectionV1duvent

Les Figures ci-après illustrent la répartition des pressions sur les parois verticales et toitures dans la direction de vent V1 façadeAB.

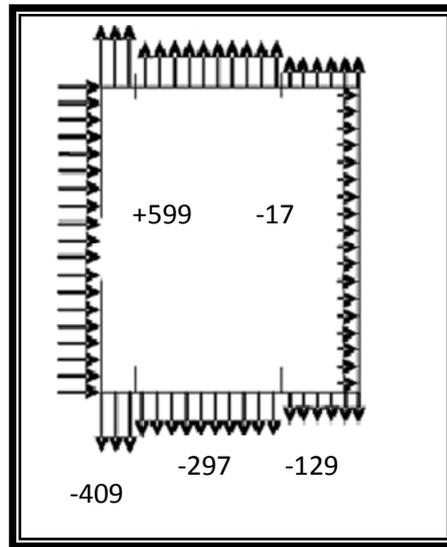


Figure.III.6:Répartitiondespressionssurlesparoisverticales-DirectionduventV1

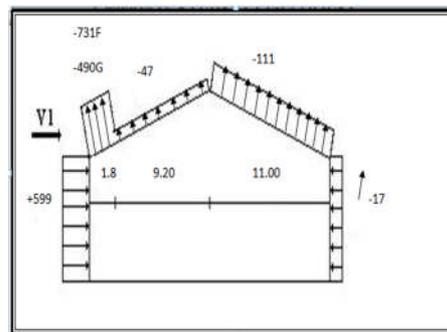


Figure.III.7:Répartitiondespressionssurlatoiture.DirectionduventV1

III.2.6 Vent perpendiculaire au pignon(directions v2):

III.2.6.1 Coefficients de pression extérieure Cpe:

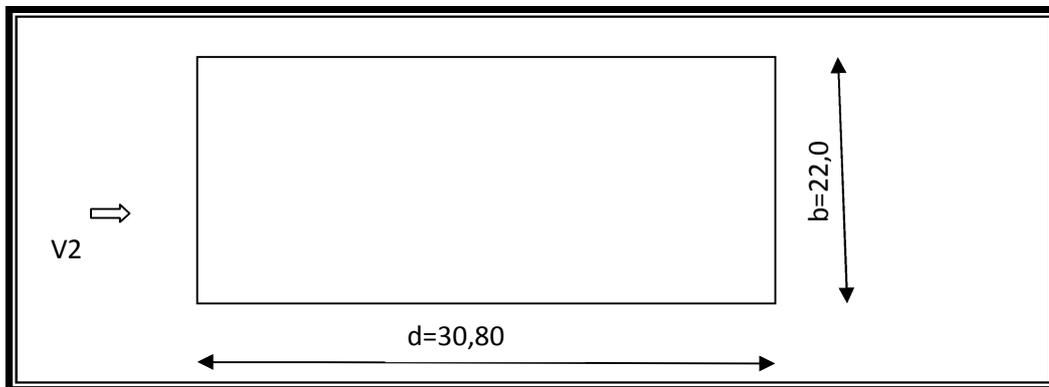


Figure.III.8 Sens V1 perpendiculaire au pignon

C_{pe} pour les parois verticales :

Pour cette direction b=22 m, d=30,80 m, h=9m

$e = \min [b; 2h] = \min [22; 18] \rightarrow e = 18m$

Face BC ou AD			
e(m)	b(m)	d(m)	h(m)
18	22	30,80	9
d > e donc on a A et B et C		A=e/5	3.6
		B=e-A	14.4
		C=d-e	12,80

Tableaux.III.5 dimensionnement de la répartition V2

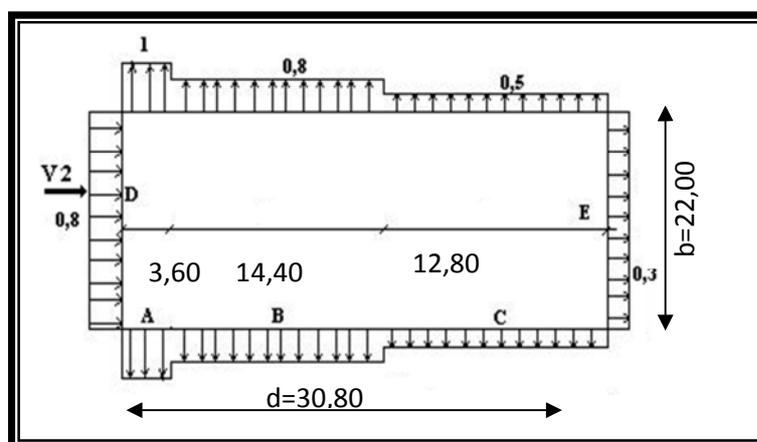


Figure III.9 : Valeurs de C_{pe} sur les parois verticales. Direction du vent V2

C_{pe} pour la toiture :

La direction du vent est définie par un angle $\Theta^0=90$ pour un vent direction perpendiculaire au faitage, les coefficients de pression extérieure pour la toiture sont tirés du tableau [RNV.99];

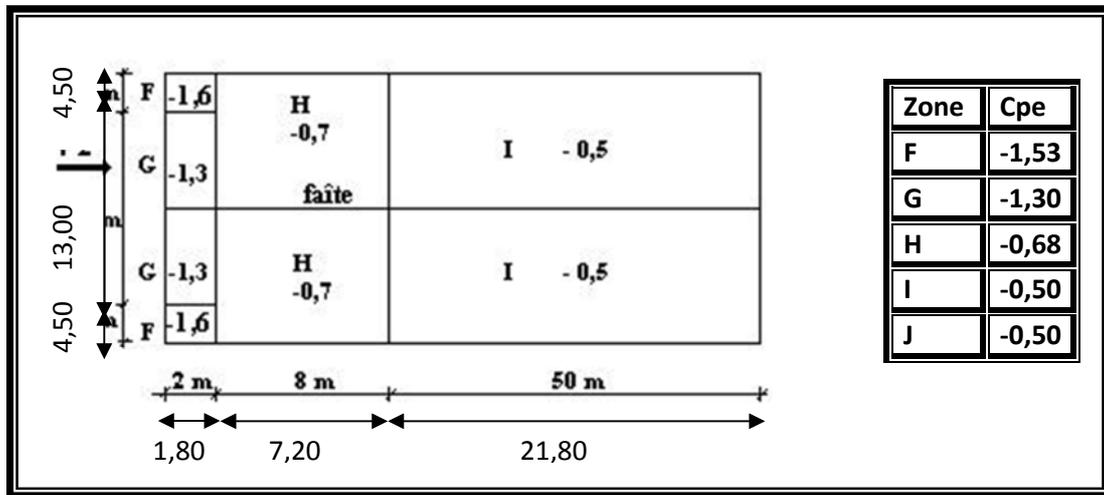


Figure III.10 : Valeurs de Cpe pour la toiture. Direction du vent V2

III.2.6.3 Calcul des pressions

$$q_j = C_d q_{dyn}(z_j) [C_{pe} - C_{pi}]$$

Parois verticales

Les résultats sont donnés dans le tableau ci-après.

Zone	C _d	q _{dvn} (N/m ²)	C _{pe}	C _{pi}	q _j (N/m ²)
D	0,925	615	0,8	-0,12	+524
A	0,925	615	-1	-0,12	-501
B	0,925	615	-0,8	-0,12	-387
C	0,925	615	-0,5	-0,12	-216
E	0,925	615	-0,3	-0,12	-103

Tableau.III.6: Pressions sur les parois verticales-Direction V2 du vent

Toiture

Les résultats sont donnés dans le tableau ci-après.

Zone	C _d	q _{dvn} (N/m ²)	C _{pe}	C _{pi}	q _j (N/m ²)
F	0,925	642	-1,52	-0,12	-837
G	0,925	642	-1,11	-0,12	-701
H	0,925	642	-0,35	-0,12	-333
I	0,925	642	-0,46	-0,12	-226
J	0,925	642	-0,46	-0,12	-226

Tableau.III.7: Pressions sur la toiture-Direction V2 du vent

Les Figures ci-après illustrent la répartition des pressions sur les parois verticales et toitures dans la direction de vent V2 façade AD.BC

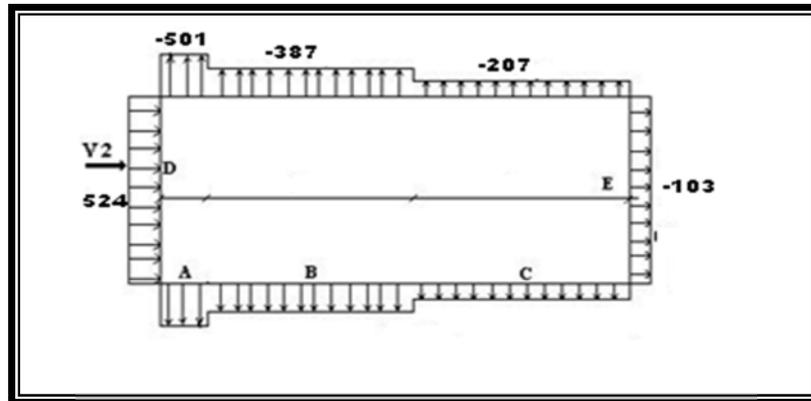


Figure III.11: Répartition des pressions sur les parois verticales - Direction du vent V2

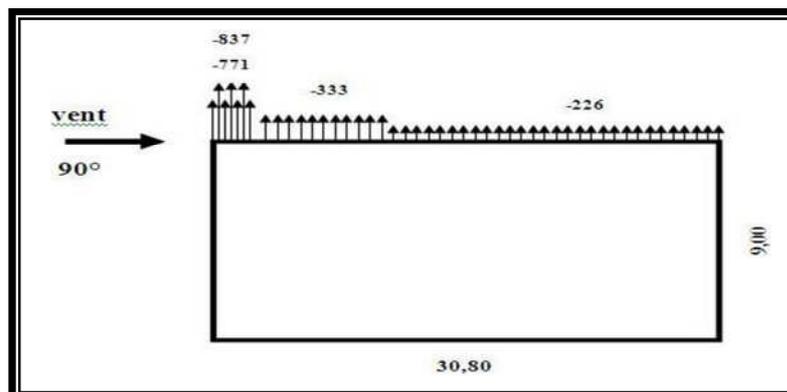


Figure III.11 : Répartition des pressions sur la toiture - Direction du vent V2

III.3. Forces de frottement

L'une des conditions ($d/h=30,80/9=3,42>3$) donnée au [RNV.99]; est vérifiée. Il y a lieu de considérer les forces de frottement. On prendra le cas d'un bardage en toiture et au niveau des parois verticales dont les ondulations sont perpendiculaires à la direction du vent ($C_{fr}=0,04$, cf. Tableau 2.1). La force de frottement est donnée par la formule 2.8:

$$\text{Toiture } f_{r, \text{toiture}} = 642 \times 0,04 \times (30,80 \times 2 \times 11,10) = 17,56 \text{ KN}$$

$$\text{Parois verticales: } F_{fr, p. \text{ verticales}} = 615 \times 0,04 \times (30,80 \times 2 \times 7,5) = 11,36 \text{ KN}$$

$$F_{fr} = 17,56 + 11,36 = 28,92 \text{ KN}$$

Chapitre IV : pré-dimensionnement

IV.1 Pré dimensionnement du plancher :

IV.1.1 Détermination de l'épaisseur du plancher :

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

Soit vérifiée :

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

Avec :

h_t = hauteur totale du plancher

L = portée maximale de la poutrelle entre

$$h_t \geq \frac{536}{22.5} = 23,82cm$$

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

IV.1.1.2 Plancher terrasse inaccessible RDC :

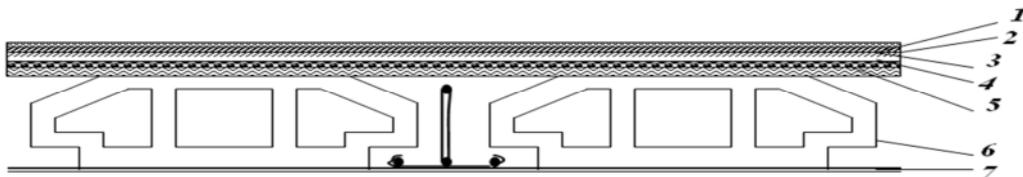


Figure. IV.1 : Plancher terrasse inaccessible RDC

chargement	La charge(kn/m ²)
1-GraIVillon de protection(e=4cm)	0.68
2-Systeme multicouche (e=2cm)	0.12
3-Forme de pente en béton léger (5cm)	2.20
4-Chappe flottante asphalte (e=2,5cm)	0.50
5-Isolation thermique à liège (e=4cm)	0.16
6-Plancher à corps creux (20+5)cm	3.20
7-Enduit en plâtre (e=2cm)	0.20
La charge permanente	G=∑Gi=7.06
La surcharge d'exploitation	Q=1,00

Tableau. IV.1 :Descente de charges Plancher terrasse inaccessible :

Matériaux :

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

IV.1.2 Les poutrelles

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

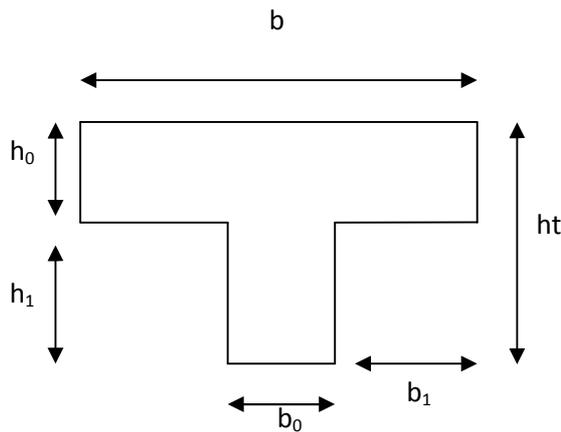


Figure. IV.2 :Une coupe de la poutrelle

IV.1.2.1 détermination de b_0 :

On a : $0.4 \cdot h_t \leq b_0 \leq 0.8 h_t$

$$0.4 \times 25 \leq b_0 \leq 0.8 \times 25$$

$$10 \text{ cm} \leq b_0 \leq 20 \text{ cm}$$

Soit : $b_0 = 12 \text{ cm}$

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

$$b_0 = 12 \text{ cm}$$

$$h_0 = 5 \text{ cm}$$

$$h_1 = 20 \text{ cm}$$

$$h_t = 25 \text{ cm}$$

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

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

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

IV.2 Dimensionnement des poutres:

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

$$\begin{cases} b \geq 20cm \\ h \geq 30cm \\ \frac{h}{b} < 4cm \end{cases} \quad 7.5.1page66 (2)$$

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

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

Avec :

- h_t : hauteur total de la poutre
- b : largeur de la poutre=la largeur de poteau
- L : la plus grande portée libre entre axes d'appuis

La portée max des poutres est:

a. Poutre principale : $L_{max} = 5,66m$

b. Poutre secondaire : $L_{max} = 4,20m$.

IV.2.1 Poutre principale:

$$\begin{cases} L = 566 \text{ cm} \\ d = 0.9 h_t \end{cases} \begin{cases} 37,73cm \leq h_t \leq 56,6cm \\ d = 0,9h_t = 36cm \end{cases} \quad \text{On prend } h_t = 40 \text{ cm}$$

b : largeur de la poutre=la largeur de poteau On prend $b = 30cm$

D'après le **R.P.A.99** :

$$\begin{cases} b = 30cm > 20cm & \text{C.V} \\ h_t = 40cm > 30cm & \text{C.V} \\ \frac{h_t}{b} = 1.33 < 4cm & \text{C.V} \end{cases}$$

Donc on prend la section des poutres principales **A = (30x40) cm**

IV.2.2 Poutre secondaire :

$$\begin{cases} L = 420cm \\ d = 0,9h_t \end{cases} \rightarrow \begin{cases} 28cm \leq h_t \leq 42cm \\ d = 0,9h_t = 27cm \end{cases} \quad \begin{array}{l} \text{On prend } h_t = 30 \text{ cm} \\ \text{On prend } b = 30 \text{ cm} \end{array}$$

D'après **R.P.**

$$\begin{cases} b = 30\text{cm} \geq 20\text{cm} & \text{C.V} \\ h_t = 30\text{cm} = 30\text{cm} & \text{C.V} \\ h_t / b = 1 < 4 & \text{C.V} \end{cases}$$

Donc on prend la section des poutres secondaires **A = (30x30) cm²**

IV.3 Dimensionnement des poteaux :

Le calcul est basé sur la section du poteau le plus sollicité (centrale).

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent selon les règlements RPA 99 satisfaire les conditions suivantes :

IV.3.1 Poteau rectangulaire :

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

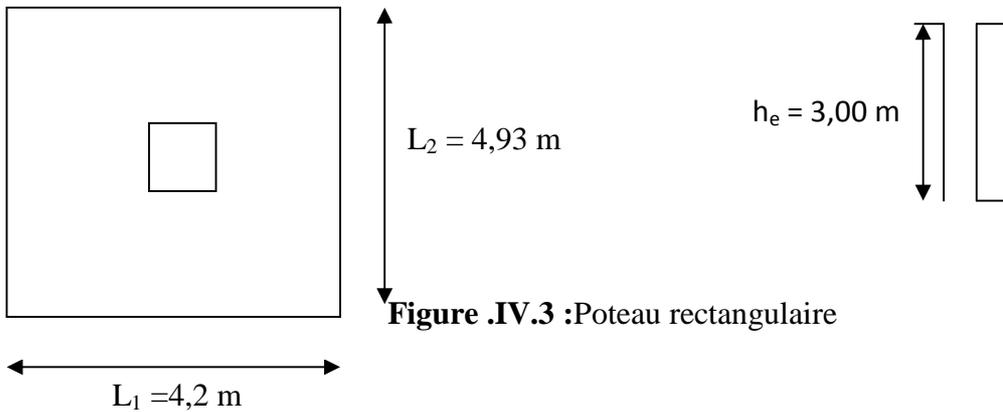


Figure .IV.3 :Poteau rectangulaire

IV.3.1.1 surface supportée par le poteau:

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

$$S=(5,66/2+4,20/2) \times (4,20/2+4,20/2)=\mathbf{20,70\text{m}^2}.$$

Les poteaux seront calculés en compression centré

IV.3.1.2 Chargement :

La charge permanente totale	G	7,06K N/m²
La charge d'exploitation	Q=Q ₀	1KN/m²
L'effort normal permanent	N _G =G.S	146,14KN
L'effort normal d'exploitation	N _Q =Q.S	20,70 KN
L'effort ultime	N _u =1,35NG+1,5NQ	228,33 KN

IV.3.1.3 Détermination le coté du poteau (a) :

Nu = 228,33KN

$$N = \frac{Nu}{Bc.fcj} \quad 7.2 \text{ page65 (2)}$$

- Nu : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton
- Bc : l'aire (section brute) de cette dernière
- fcj : la résistance caractéristique du béton

$$N = \frac{228,33}{20,7.0,025} = 441,21KN$$

$$Br \geq \frac{\beta * N}{\frac{f_{bc} + 0,85 f_e}{0,9 + 100 * \gamma_s}}$$

Avec:

$$\beta = 1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2$$

D'après le BAEL on prend $\lambda=35 \blackrightarrow \beta= 1,2$

$$f_{bc} = \frac{0,85 * f_{c28}}{\theta * \gamma_b}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$$

$$\theta = 1 \text{ (charge > 24 h)}$$

$$\gamma_b = 1,5 \text{ (cas générale)}$$

$$f_{bc} = 14, 17 \text{ Mpa}$$

$$Br \geq 0,028 \text{ m}^2$$

On a :

$$Br \geq (a-0,02)^2$$

$$a = \sqrt{Br} + 0,02$$

$$a = \sqrt{0,028} + 0,02 \geq 0,189 \text{ m}$$

Donc on prend

$$a=b = 30 \text{ cm}$$

Vérifications des conditions imposées par le RPA 99 V2003 :

- $\text{Min (a;b)} \geq 0,25 \text{ m}$ $a=b = 0,30 \text{ m} > 0,25 \text{ m}$ **C. V**
- $\text{Min (a ;b)} \geq \frac{h_e}{20}$ $a=0,30 \text{ m} > \frac{3,00}{20} = 0,15$ **C. V**
- $\frac{1}{4} \leq \frac{a}{b} \leq 4$ $\frac{1}{4} \leq 1 \leq 4$ **C. V**

IV.3.1.4 Vérification du poteau au flambement

IV.3.1.4.1 Calcul du moment d'inertie

Rayon de giration i_y, i_z

$$I_y = I_z = \frac{a b^3}{12} = \frac{30 \times 30^3}{12} = 67500 \text{ cm}^4 \quad i_y = i_z \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{67500}{900}} = 8,66$$

A : section du Poteau, $A = a \times b = 900 \text{ cm}^2$

IV.3.1.4.2 Calcul de l'élancement

$$\lambda_y = \lambda_z = \frac{l_f}{i_x} = \frac{266}{8,66} = 24,25 < 50$$

avec :

- $l_f = 0,7 \times l_0$ (cas général) ; $l_f = 0,7 \times 3,00 = 2,1 \text{ m}$
- i_x : rayon de giration

$(\lambda_{x,y}) < (50, 50)$ il n'y a pas des risque de flambement

IV.3.2 Poteau circulaire :

$$\begin{cases} D \geq 25\text{cm} \\ D \geq h_e / 15 \end{cases}$$

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

$$S = (4,20/2) \times (1,10/2) = 1,155 \text{ m}^2.$$

Les poteaux seront calculés en compression centré

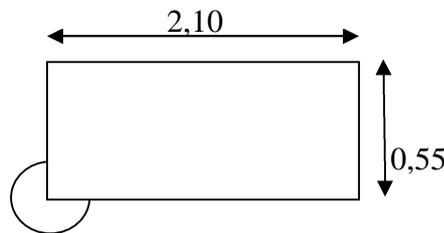


Figure. IV.4 :Poteau circulaire

IV.3.2.1 Chargement :

La charge permanente totale	G	7,06K N/m²
La charge d'exploitation	Q=Q ₀	1KN/m²
L'effort normal permanent	N _G =G.S	8,15 KN
L'effort normal d'exploitation	N _Q =Q.S	1,15 KN
L'effort ultime	N _u =1,35N _G +1,5N _Q	12,73 KN

IV.3.2.2 Détermination le diamètre D :

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

$$\lambda = 0,7l_0 \times 4 / D \leq 50 \iff D \geq 0,7 \times 3,00 \times 4 / 50 \iff D \geq 16,8 \text{cm}$$

On prend D=30cm

$$\lambda = 0,7 \times 3,00 \times 4 / 0,25 = 28 < 50 \quad \text{C.V}$$

IV.3.2.3 Vérification selon RPA99:

Zone I : $\left\{ \begin{array}{l} D \geq 25 \text{cm} \\ D \geq (h_e/15) = 300/15 = 20 \text{cm} \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} D = 30 \text{cm C.V} \\ D = 30 \text{cm} \geq 20 \text{cm} \quad \text{C.V} \end{array}$

IV.4 Conclusion :

Les éléments porteurs de cet ouvrage après le dimensionnement sur les suivant :

Désignation	Dimensionnement cm ²
Plancher en corps creux	20+5
Poutres principales (b *h)	30*40
Poutre secondaires (b*h)	30*30
Poteau rectangulaire (a*b)	30*30
Poteau circulaire (D)	30

Chapitre V : calcul des éléments secondaires

V.1 Calcul des pannes

V.1.1 Introduction :

Compte tenu de la pente des versants, donnée par la pente des fermes (notre cas) ou traverses de portique, les pannes sont posées inclinées d'un angle α et de ce fait, fonctionnent en flexion déviée.

V.1.1.1 Détermination des sollicitations :

Les pannes sont en effet soumises :

- à des charges verticales (poids propre de la panne et du complexe de couverture, neige, charges accrochées éventuelles), dont la résultante, ramenée en charge linéique « Q » se décompose en une charge Q_y parallèle à l'âme de la panne et une charge Q_x perpendiculaire à l'âme, qu'il convient de bien prendre en compte, afin d'éviter tout risque de déversement latérale ;
- à une charge oblique V, due au vent (pression ou succion), perpendiculairement au versant, donc parallèlement à l'âme de la panne.

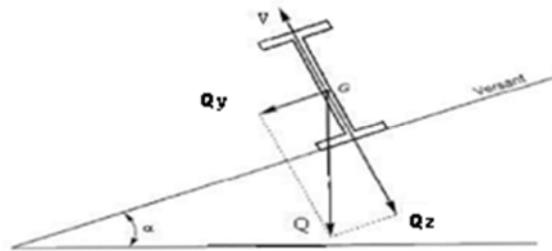


Figure V.1 : Cas des sollicitations

Les données :

- La pente du versant = $7,76^\circ$
- Espacement maximale des pannes : $e = 1,45 \text{ m}$
- Les pannes sont posées comme travées isostatiques \rightarrow poutre simplement appuyées
- Espace entre les fermes : $l_x = 6 \text{ m}$
- La nuance d'acier utilisé est Fe 360
- Le coefficient partiel de sécurité $Y_{M0} = 1.1$

a. Les charges permanentes (G) :

- Poids propre de la panne (estimé) : 14 kg/ml

- Poids des éléments non porteur (poids des panneaux sandwich: 17,9 kg/ m² et accessoire de pose 10 kg/m²)
- Poids de faux plafond : 20 kg/m²

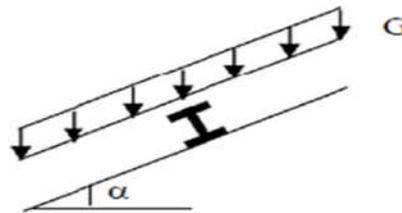


Figure V.2 : Cas de charges permanentes

Donc : $G = (17,9 + 10 + 20) \times 1,45 + 14 \rightarrow G = 83,45 \text{ kg/ml}$

b. Les surcharges d’entretien (Q) :

La toiture est inaccessible est donc la charge d’entretien est égale aux poids d’un ouvrier et son assistant. elle est équivalente à deux charges concentrées de 100 kg chacune situées à 1/3 et 2/3 de la portée de la panne ou bien pour simplifier on prend généralement comme charge d’entretien une charge globale de 75 kg/m² de la surface de couverture.

Donc : $Q = 75 \times 1,45 = 108,75 \text{ kg/ml}$

c. Surcharge climatiques :

- **Surcharge de neige (Qs) :**

Neige (par unité de surface horizontale $S = 0,364 \text{ KN/m}^2 \rightarrow S = 36,4 \text{ kg/m}^2$), charge linéique verticale sur les pannes : $Q_s = 36,4 \times \cos (7,76) \times 1,45 \rightarrow Q.s. = 52,38 \text{ kg/ml}$

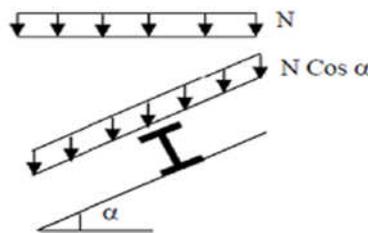


Figure V.3 : Charge de la neige

- **Surcharge du vent (Qv) :**

Vent (dépression extérieure maximale en toiture $q_i = -837 \text{ N/m}^2 \rightarrow q_i = -83,7 \text{ kg/m}^2$), charge perpendiculaire sur les pannes : $Q_v = -83,7 \times 1,45 \rightarrow Q_v = - 121,36 \text{ kg/ml}$

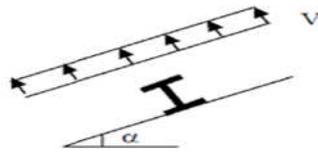


Figure V.4 : Cas de l'effet du vent

V.1.1.2 Combinaison des charges:

a. Etat limite ultime : à l'E.L.U

- $1,35 G + 1,5 Q \rightarrow 1,35 (83,45) + 1,5 (108,75) = 275,22 \text{ kg/ml}$
- $1,35 G + 1,5 Q_s \rightarrow 1,35 (83,45) + 1,5 (52,38) = 191,22 \text{ kg/ml}$
- $1,35 G + 1,5 Q_v \rightarrow 1,35 (83,45) + 1,5 (121,36) = 294,7 \text{ kg/ml}$

b. Etat limite service : à l'E.L.S

- $G + Q \rightarrow 83,45 + 108,75 = 192,2 \text{ kg/ml}$
- $G + Q_s \rightarrow 83,45 + 52,38 = 135,83 \text{ kg/ml}$
- $G + Q_v \rightarrow 83,45 + 121,36 = 294,81 \text{ kg/ml}$

La combinaison la plus défavorable est celle citée en 3ème, assavoir

$$Q_{\max} = 1,35 G + 1,5 Q = 294,7 \text{ kg/ml}$$

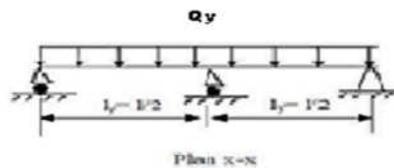


Figure V.5 : Cas de la charge max
 $Q_y ; Q_z$

- $Q_z = Q_{\max} \cos \alpha \rightarrow Q_z = 294,7 \times \cos (7,76) \rightarrow Q_z = 291,8 \text{ kg/ml}$
- $Q_y = Q_{\max} \sin \alpha \rightarrow Q_y = 294,7 \times \sin (7,76) \rightarrow Q_y = 39,76 \text{ kg/ml}$

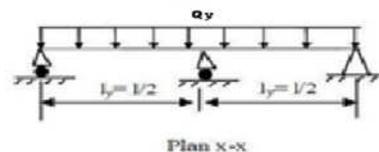


Figure V.6 : Cas de la charge max
 $Q_y ; Q_z$

On calcule le moment maximum selon :

- **L'axe fort : x-x**

On prévoit des liernes dans le plan (x-x) $\rightarrow l_z = l_x/2$ $M_{y, s d} = Q_y \times l_y^2/8 \rightarrow M_{z, s d} = 41,07 \times (3)^2/8 \rightarrow M_{z, s d} = 46.20 \text{ kg/ml}$.

• **L'axe fort : y-y**

$$M_{y, s d} = Q_z \times l^2/8 \rightarrow M_{y, s d} = 301,43 \times (6)^2/8 \rightarrow M_{y, s d} = 1356.43 \text{ kg/ml}$$

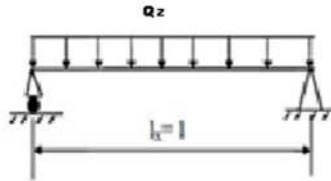


Figure V.7 : Cas de l'effet de lierne

V.1.1.3 Principe de dimensionnement :

Les pannes sont dimensionnées par le calcul pour satisfaire simultanément :

- Aux conditions de résistance, ($M_{s d} < M_{c, Rd}$)
- Aux conditions de flèche. ($\delta_{x, y} \leq \delta_{v \text{ max}}$)

1.Aux conditions de résistance :

On considère les sections du profilé de classe 1 et 2

$$M_{y, s d} \leq M_{y, c. Rd}$$

Sont imposées par le CCM97 afin de dimensionner les pannes

$$M_{z, s d} \leq M_{z, c. Rd} \quad (2)$$

Avec :

$$M_{y, c Rd} = W_{pl y} \times f_y / Y_{M0}$$

$$M_{z, c Rd} = W_{pl z} \times f_y / Y_{M0}$$

$$M_{y, s d} = 1356.43 \text{ kg/ml} \rightarrow M_{y, sd} = 13564,300 \text{ kN/mm}^2$$

$$M_{z, s d} = 30,09 \text{ kg/ml} \rightarrow M_{z, sd} = 462,000 \text{ kN/mm}^2$$

Donc (1) $M_{y, sd} \leq W_{ply} \times f_y / Y_{M0} \quad (1')$

$$(1') \quad W_{pl x, \text{ min}} = \frac{M_{ysd} \cdot Y_{m0}}{f_y} \rightarrow W_{pl y, \text{ min}} = \frac{13564300 \cdot 1,1}{235} \rightarrow W_{pl y, \text{ min}} = 63492.46 \text{ mm}^3$$

$$\rightarrow W_{pl y, \text{ min}} = 63,49 \text{ cm}^3$$

Donc (2) $M_{y, s d} \leq W_{pl y} \times f_y / Y_{m0} \quad (2')$

$$(2') \quad W_{pl z, \text{ min}} = \frac{M_{zsd} \cdot Y_{m0}}{f_y} \rightarrow W_{pl y, \text{ min}} = \frac{462000 \cdot 1,1}{235} \rightarrow W_{pl z, \text{ min}} = 2162.55 \text{ mm}^3$$

$$\rightarrow W_{pl z, \text{ min}} = 2.16 \text{ cm}^3$$

Donc le choix est IPE140 de caractéristique suivant :

Prof	h	b	tw	tf	r	d	pp	section A	Iy	iy	Iz	iz
IPE	mm	mm	mm	mm	mm	mm	kg	cm ²	cm ⁴	cm	cm ⁴	cm
140	140	73	4.7	6.9	7	112	12.9	16.4	541	5.74	44.9	1.65
Moment de torsion cm ⁴				Wy cm ³			Wz cm ³		Wply cm ³		Wplz cm ³	
2.54				77.3			12.3		88.3		19.2	

Tableau V.1 : caractéristique d'un IPE140

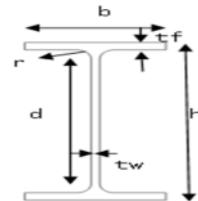


Figure V.8 : la panne en I 140

2. Conditions des flèches à ELS :

Q= G + W 85.85+125.55kg/ml

Q=211,4kg/ml

$$\begin{cases} Q_y = q \times \sin \alpha = 211.4 \times 0,13 = 0,28 \text{ kN/ml} \\ Q_z = q \times \cos \alpha = 211,4 \times 0,99 = 2,09 \text{ kN/ml} \end{cases}$$

On calcul la flèche maximale selon

• Plan x-x

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

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

$$I_y \text{ min} = \frac{0,415 \times 5 \times 0,2854 \times 10^{-2} \times 300^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 1,5} = 3,96 \text{ cm}^4$$

• Plan y-y

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

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

$$I_x \text{ min} = \frac{5,2,0946 \cdot 600^4}{384 \cdot 2,1 \cdot 10^5 \cdot 3} = 561,05 \text{ cm}^4$$

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

Prof	h	b	a	E	r	d	pp	section A	Iy	iy	Iz	iz
IPE	mm	mm	mm	mm	mm	mm	kg	cm2	cm4	cm	cm4	cm
160	160	82	5	7.4	9	127	15.8	20.1	869	6.58	68.3	1.84
Moment de torsion cm4				Wy cm3			Wz cm3		Wply cm3		Wplz cm3	
3.53				109			16.7		124		26.1	

Tableau .V.2 : caractéristique d'un IPE160

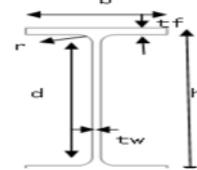


Figure V.9 : la panne en I 160

V.1.1.4 Vérification de la flèche :

- Plan x-x

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

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

$$\delta < \delta_{\max} \iff \delta = \frac{0,415 \times 5 \times 0,2854 \times 300^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 68,3}$$

$$\delta = 0,08 \text{ cm} < 1,5$$

Condition vérifié

- Plan y-y

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

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

$$\delta < \delta_{\max} \iff \delta = \frac{5,2,0946 \cdot 600^4}{384 \cdot 2,1 \cdot 10^6 \cdot 869} = 1,93 \text{ cm} < 3 \text{ cm}$$

Condition vérifié

V.1.1.5 Vérification de cisaillement :

La vérification au cisaillement est donnée par la formule suivant

$$1,54 \tau \leq V_{pl} ; r_d = A_v \cdot (f_y / \sqrt{3}) / \gamma_{m0}$$

$$\tau_x = \frac{v_{sd}}{A_v}$$

vsd : effort tranchant

Av : aire de cisaillement

$$V_{sdX} = \frac{Q_y \times L_x}{2} \longleftrightarrow V_{sdX} = \frac{2,82 \times 6}{2} = 8,46 \text{ kN}$$

Pour le laminé en H et I

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

$$A_V = 20,1 - 2 \cdot (8,2 \cdot 0,74) + (0,5 + 2(0,9)) \cdot 0,74 \longleftrightarrow A_V = 9,66 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } \tau_y = \frac{8,46}{9,7} = 0,87 \text{ kN}$$

$$\tau_z = \frac{V_{sdz}}{2 A_V} \quad \text{Avec: } A_s \text{ : la section de la semelle}$$

$$V_{sdy} = 0,625 \cdot O_z \cdot l_y$$

$$V_{sdy} = 0,625 \cdot 2,09 \cdot 3 = 3,91 \text{ kN}$$

$$\text{Avec: } A_s = b \cdot t_f = 8,2 \cdot 0,75 = 6,15 \text{ cm}^2$$

$$\tau_z = \frac{3,91}{2 \cdot 6,15} = 0,31 \text{ kN/cm}^2$$

$$\tau_{\text{max}} = 0,31 \text{ kN/cm}^2$$

$$\text{Donc : } 1,54 \cdot 0,87 \leq 11,72 \quad \text{Condition vérifiée}$$

V.1.1.6 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 :

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

$$M_{sd} = [1,35(83,45) \cos 7,76^\circ + 1,5(-125,55)] \frac{6^2}{8}$$

$$M_{sd} = 3,30 \text{ kN.m}$$

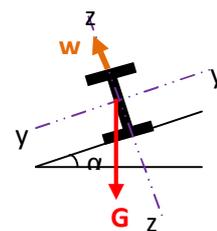


Figure V.10 : la panne au déversement

b. la Résistance de calcul de l’IPE 160 au déversement

La résistance de calcul au déversement par la formule suivante :

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \times B_w \times f_y \frac{W_{plx}}{\gamma_{M1}} \quad [\text{CCM97}]$$

V.1.1.7 La Classe du profilé

1. Classe de semelle

$$\frac{b/2}{t_f} \leq 10 \varepsilon \text{ avec } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad [\text{CCM97}]$$

$$\frac{82/2}{7,4} \leq 10 \sqrt{\frac{235}{235}} \iff 5,54 < 10 \iff \text{semelle est de classe 1}$$

2. Classe de l'âme

tableau53.1 page47 (3) $\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon$ Avec : $d=h-(2*r+2*tf)=(2*(9)+2(7,4))=127,2\text{mm}$

$$\frac{127,2}{7,4} \leq 72 \sqrt{\frac{235}{235}} \iff 25,44 < 72 \iff \text{l'âme est de classe 1}$$

Conclusion : La section est de classe 1

$$\left\{ \begin{array}{l} B_w = 1 \\ \gamma_{M1} = 1,1 \end{array} \right. \text{ et pour les sections de classe 1 } \quad [\text{CCM97}]$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\left(\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^-} \right)} \quad \chi_{LT}: \text{coefficient de réduction pour le déversement}$$

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

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

$$\lambda_{LT}^- = \sqrt{\frac{\beta_w \times W_{pl,x} \times f_y}{M_{cr}}} \quad [\text{CCM97}]$$

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

$$M_{cr} = C_1 \pi^2 \frac{E x I_y}{L^2} \sqrt{\frac{I_w + L^2 x G x I_t}{I_z \pi^2 x E x I_z}} \quad [\text{CCM97}]$$

Avec :

- $C_1 = 1,132$: facteur dépendant des conditions de charge et d'encastrement .B12pge144
- I_y : moment d'inertie de flexion suivant l'axe de faible inertie= 68.3 cm^4 .
- I_t : moment d'inertie de torsion= $3,53 \text{ cm}^4$
- I_w : moment d'inertie de gauchissement= $I_z.(h-tf/2)^2=68,3((16,0-0,74)/2)^2=3,97 * 10^3 \text{ cm}^6$
- L : la logeur de la poutre entre point latéralement maintenus= 600cm
- $G = \frac{E}{2(1+\nu)} = \frac{21*10^7}{2(1+0,3)} = 8,077 . 10^7 \text{ N/cm}^2$ [CCM97]

$$M_{cr} = 1,132 \pi^2 \frac{2,1 \times 10^7}{600^2} \times 68,3 \times \sqrt{\frac{3,97 \times 10^3}{68,3} + \frac{(600^2) \times 8,077 \times 10^7 \times 3,53}{\pi^2 \times 2,1 \times 10^7 \times 68,3}} \quad \text{annexe B.1 [CCM97]}$$

$$M_{cr} = 3,656 \times 10^6 \text{ N.cm}$$

$$\lambda_{LT}^- = \sqrt{\frac{1 \times 124 \times 235 \times 10^2}{3656000}} = 0,9 = \lambda_{LT}^-$$

$$\phi_{LT} = 0,5 [1 + 0,21(0,9 - 0,2) + (0,9^2)] = 0,97 = \phi_{LT}$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{[5,07 + \sqrt{5,07^2 - 2,93^2}]} = 0,75$$

$$M_{bRd} = 0,75 * 1 * (235 \ 124/2) = 238418 \text{ N/cm}$$

$$M_{bRd} = 23,84 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 330 \text{ kg.m} = 3.30 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} \leq M_{bRd}$$

Donc La stabilité du déversement est vérifiée.

V.1.1.8 Vérification des contraintes

Nous sommes dans la flexion déviée, il faut vérifier :

$$\left(\frac{M_{x,sd}}{M_{Nx,rd}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{y,sd}}{M_{Ny,rd}} \right)^\beta \leq 1 \quad [\text{CCM97}]$$

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

$$M_{Nx,Rd} = M_{plx,Rd} \frac{(1-n)}{(1-0,5\alpha)} \quad [\text{CCM97}]$$

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

$$\text{Avec : } \alpha = \frac{A - 2 * b * t_f}{A} = \frac{20,1 - 2 * (8,2 * 0,74)}{20,1} = 0,396 \leq 0,5$$

$$\begin{cases} M_{Ny,Rd} = M_{ply,Rd} = W_{ply} X \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \\ M_{Nx,Rd} = \frac{M_{plx,rd}}{1-0,5\alpha} = \frac{W_{plx} * f_y}{(1-0,5\alpha) \gamma_{M0}} \end{cases} \quad n < \alpha$$

$$N_{sd} = 0 \longleftrightarrow \alpha = 2 \text{ et } \beta = 1$$

Il faut vérifier que:

$$\left[\frac{M_{x,sd} \times \gamma_{M0} \times (1-0,5\alpha)}{W_{plx} * f_y} \right]^2 + \left[\frac{M_{y,sd} \times \gamma_{m0}}{W_{ply} \times f_y} \right]^1 \leq 1$$

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

$$q = 1,35 (85,85) + 1,5 (125,5) = 304,22 \text{ Kg/ml}$$

$$= 3,04 \text{ KN/ml}$$

$$\begin{cases} M_{x,sd} = 3,04 * \cos 7,76^\circ * \frac{(3)^2}{8} = 3,4 \text{ KN.m} \\ M_{y,sd} = 3,04 * \sin 7,76^\circ * \frac{(6)^2}{8} = 1,84 \text{ KN.m} \end{cases}$$

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

$$\left[\frac{3,4 * 10^2 * 1,1 (1 - 0,5 * 0,39)}{124 * 23,5} \right]^2 + \left[\frac{1,84 * 10^2 * 1,1}{26,1 * 23,5} \right]^1 \leq 10,33 \leq 1 \quad \text{Condition. Vérifiée}$$

pas de flambement pour les panne.

Pour la stabilité de la semelle comprimée dans le plan de l'âme il faut vérifier le rapport (d/tw) qui donné par la formule suivant :

$$\frac{d}{t_w} \leq K \times \frac{E}{f_{yt}} \times \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}} \quad [\text{CCM97}]$$

d : distance entre nus intérieurs des semelles.

t_w : épaisseur de l'âme

A_w: aire de l'âme du profilé = (h-2t_f) x t_w = (160-2 x(7,4)) x 5 = 726 mm²

A_{fc}:aire de la semelle comprimée = b x t_f = 82 x 7,4 = 606,8 mm²

F_y : limite d'élasticité de la semelle comprimée = f_y = 235 N/mm²

K : coefficient pris égal à 0,30 pour une semelle de classe 1

0,40 classe 2

0,55 classe 3

On prend K=0.30

$$\begin{cases} K \times \frac{E}{f_y} \times \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}} = 0,3 \times \frac{2,1 \times 10^5}{235} \times \sqrt{\frac{726}{606,8}} = 293 \\ \frac{d}{t_w} = \frac{h-2(t_f+r)}{t_w} = \frac{160-2(7,4+9)}{5} = 25,44 \end{cases}$$

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

Conclusion

Après le calculs et vérification, le choix d'un IPE160 comme panne remplit les 2 conditions de résistance et d'installation.

V.2 Les liernes des pannes

Les liernes travaillent à la traction (des tirants). Ce sont généralement des barres rondes, et des cornières, leur rôle est d'éviter la déformation latérale des pannes.

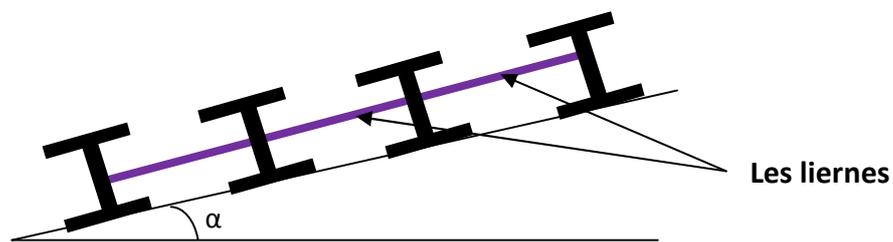


Figure V.11 Coupe longitudinale d'une lierne

V.2.1 Dimensionnement des liernes des pannes

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

La réaction au droit de cet appui est $R_i = 1,25 q_x \cdot l_x$

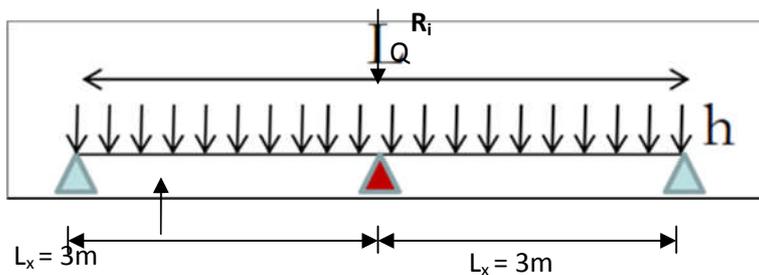


Figure. V.12 : Schéma statique de la panne

$T = 1,25(h/2) \cdot (l/2)$

$Q = 1,35 G + 1,5 W = 1,35 (85,85) - 1,5 (125,55) = 304,22 \text{ kg/ml}$

$q_x = 304,22 \times \sin 7,76 = 41,07 \text{ kg/ml} = 0,41 \text{ kN/ml}$

V.2.1.1 Réaction de la panne sur la lierne la plus sollicitée

$$R = 1,25 \times q_x \times \frac{l_x}{2} = 1,25 \times 0,41 \times \frac{6}{2} = 1,54 \text{ KN}$$

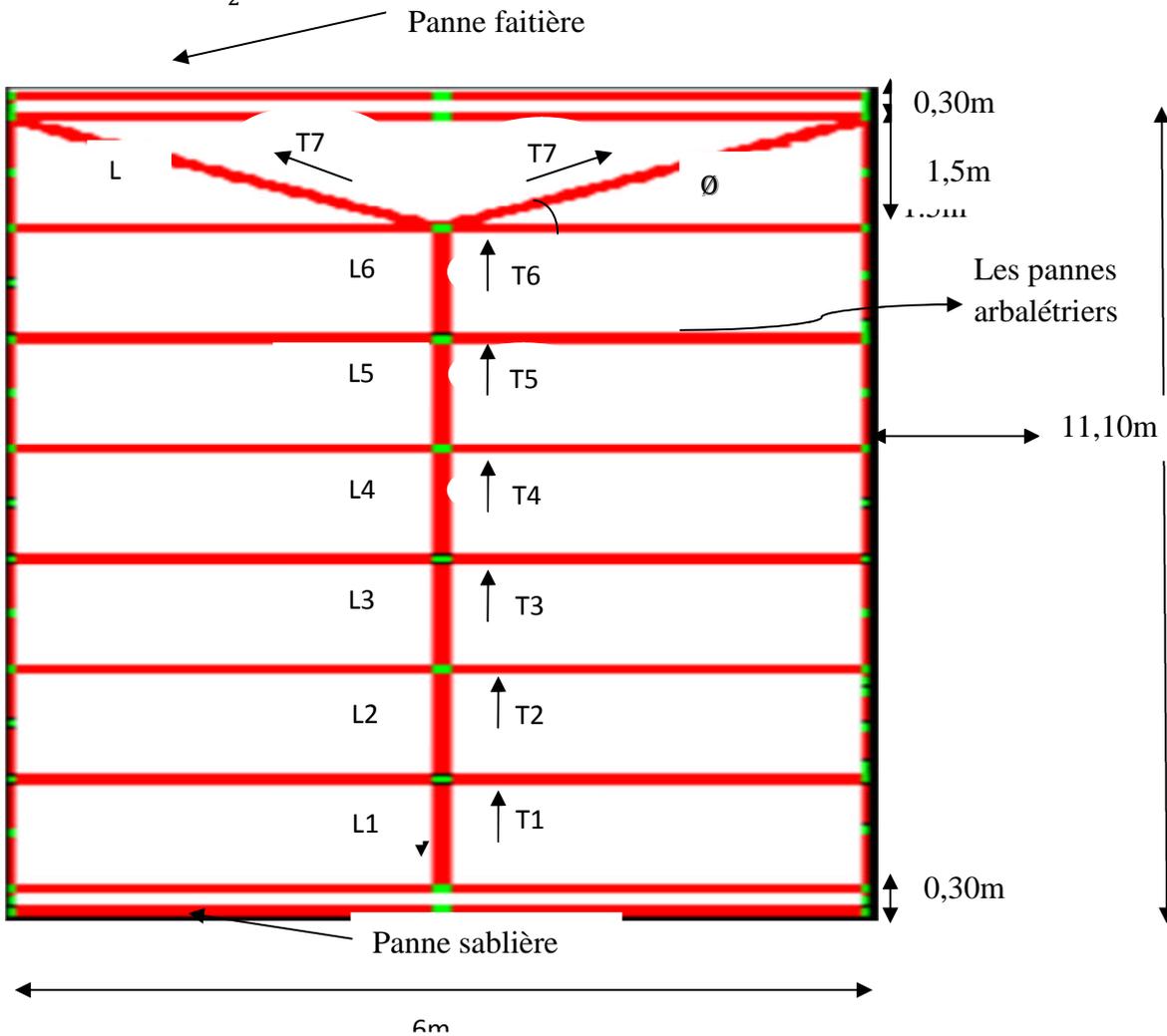


Figure .V.13 : position des liernes avec les pannes

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

$$T_1 = \frac{R}{2} = \frac{1,54}{2} = 0,77 \text{ KN}$$

Effort dans le tronçon L_2 : $T_2 = R + T_1 = 1,54 + 0,77 = 2,31 \text{ KN}$

Effort dans le tronçon L_3 : $T_3 = R + T_2 = 1,54 + 2,31 = 3,85 \text{ KN}$

Effort dans le tronçon L_4 : $T_4 = R + T_3 = 1,54 + 3,85 = 5,39 \text{ KN}$

Effort dans le tronçon L_5 : $T_5 = R + T_4 = 1,54 + 5,39 = 6,93 \text{ KN}$

Effort dans le tronçon L_6 : $T_6 = R + T_5 = 1,54 + 6,93 = 8,47 \text{ KN}$

Effort dans le tronçon L_7 : $2T_7 \cdot \cos \theta = T_6 = 7,47$

Remarque :

Les liernes sont des tirants qui fonctionnent en traction et qui sont soumis à des efforts croissants, au fur et à mesure qu'ils se rapprochent du faîtage. Les efforts de traction sollicitant les liernes ne peuvent pas être attachés aux pannes faîtières, qui périraient transversalement. Ils sont donc transmis aux fermes par des tirants en diagonale (bretelles).

V.2.1.2 Calcul de la section des liernes :

Le tronçon le plus sollicité est L_6 .

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

$$\left\{ \begin{array}{l} N_{sd} \leq N_{pl,Rd} \\ N_{pl,Rd} = A_s \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \end{array} \right.$$

$$N_{sd} \leq A_s \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \iff A_s \geq \frac{N_{sd} \cdot \gamma_{M0}}{f_y} \quad ; \quad \text{avec: } f_y = 0.235 \text{ kN}$$

$$A_{s \text{ min}} = \frac{8.47 \cdot 1,1}{0,235} = 39,64 \text{ mm}^2$$

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

Avec :

$$T_1 = R/2 = 1,54/2 = 0,77 \text{ KN}$$

n : nombre de liernes par versant ; avec : $n=8$

Nous avons 8 pannes par versant

$$N_{sd} = 0,77 + 1,54 (8-1)$$

$$N_{sd} = 11,55 \text{ KN}$$

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

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

$$N_{pl,Rd} = A_s \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{[CCM97]}$$

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

$$A_{s \min} = \frac{11,55 \times 1,1}{235 \times 10^{-3}} = 54,06 \text{ mm}^2$$

As : l'aire de la rond $A_s = \pi.R^2 = \pi.D^2/4 \geq 0,432 \text{ cm}$

D : diamètre de la section $D = \sqrt{(0.432.4 / 3.14)}$

$D = 0,741 \text{ cm}$

$D = 7.41 \text{ mm}$

On prendra un lierne de panne de diamètre $\Phi 12$

V.3 Calcul de l'échantignolle

V.3.1 Définition :

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

V.3.2 Dimensionnement de l'échantignolle :

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

M_r sera déterminé par rapport à la section d'encastrement.

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

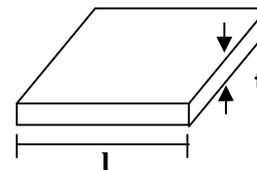
Pour une IPE160 :

$h = 16 \text{ cm}$

$2(b/2) \leq t \leq 3(b/2) \iff 8.2 \leq t \leq 12,3$

$T = (8.2 + 12.3) / 2$

$t = 10.25 \text{ cm}$ on prend $t = 10 \text{ cm} \iff b = c = 5 \text{ cm}$



V.3.2.1 Efforts sollicitant à l'E.L.U

$F_y = 1,35G_y + 1,5 W_x l/2$

$F_y = 1,35(85,06) + 1,5(-125,55) \times 6/2 = -450,14 \text{ kg} = 4,5 \text{ kN}$

$F_x = 1,35G_x \cdot l/2$

$= 1,35 \times 11,4 \times 6/2 = 46.17 \text{ kg} = 0,46 \text{ kN}$

$$M_r = -450, 14 \times 5 + 46, 17 \times 16/2$$

$$M_r = - 1881,34 \text{ kg.cm}$$

$$M_r = 1,88 \text{ kN.m}$$

V.3.2.2 Module de résistance de l'échantignole

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

V.3.2.3 Epaisseur de l'échantignole « t »

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

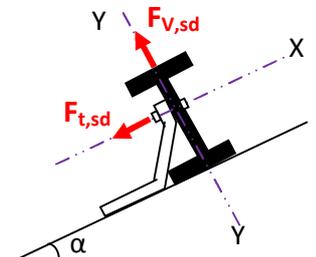
$$t_{\min} = \sqrt{\frac{6M_r}{f_y}} = \sqrt{\frac{6 \times 1,88}{0,15 \times 235 \times 10^3}} = 0,05 \text{ m} = 50 \text{ mm}$$

On prend un échantignole d'épaisseur t=12 mm

V.3.2.4 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 :

$$\frac{F_{V,sd}}{F_{V,Rd}} + \frac{F_{t,sd}}{1,4 F_{t,Rd}} \leq 1$$



Avec :

- $F_{V,sd}$: effort de cisaillement { 1.25 Boulon sollicité en cisaillement
- $F_{t,sd}$: effort de traction { 1.5 Boulon sollicité en traction

$F_{V,sd}$ et $F_{t,sd}$ représentent F_y et F_x respectivement qui sont déjà calculé en amont.

$F_{V,Rd}$: 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 :

$$f_{ub} = 1000 \text{ N/mm}^2 = 1 \text{ KN/mm}^2 \quad [\text{CCM97}]$$

$F_{V,Rd}$ 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 (3) comme suit :

$$F_{V, Rd} = \frac{0,5 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{Mb}} = \frac{0,5 \times 1,0 \times A_s}{1,25} = 0,4 A_s$$

$$F_{t, Rd} = \frac{0,9 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{Mb}} = \frac{0,9 \times 1,0 \times A_s}{1,5} = 0,6 A_s$$

$$\frac{F_{V, sd}}{F_{V, Rd}} + \frac{F_{t, sd}}{1,4 \times F_{t, Rd}} \leq 1 \iff \frac{4,5}{0,4 A_s} + \frac{0,46}{1,4 \times 0,6 A_s} \leq 1$$

$$\iff 3,96 = 0,16 A_{s, \min}$$

$$A_{s, \min} = 6,02 \text{ mm}^2$$

On prend un boulon de diamètre $\Phi 12$ d'une section résistante $A_s = 84,30 \text{ mm}^2$.

Pour la précision, le règlement [CCM97] impose d'autres vérifications qui sont :

$$\frac{F_{v, sd}}{F_{t, rd}} \leq 1$$

$$\frac{F_{v, sd}}{F_{b, rd}} \leq 1$$

$$\frac{F_{t, sd}}{B_{p, rd}} \leq 1$$

• **1^{ère} vérification**

$$\frac{F_{v, sd}}{F_{t, rd}} = \frac{4,5}{0,6 \times 84} = 0,09 < 1 \iff \text{Condition. Vérifiée}$$

• **2^{ème} vérification**

$$\frac{F_{v, sd}}{F_{b, rd}} \leq 1$$

$$F_{b, Rd} = \frac{2,5 \times \alpha \times f_u \times d \times t}{\gamma_{mb}}$$

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 ; $d=12 \text{ mm}$

t : épaisseur de l'échantignole ; $t= 12 \text{ mm}$

D'où :

$$F_{b, Rd} = \frac{2,5 \times 1 \times 360 \times 10^3 \times 0,012 \times 0,012}{1,25} = 103,68 \text{ KN}$$

$$\frac{F_{v,sd}}{F_{b,rd}} = \frac{16,27}{103,68} = 0,156 < 1 \iff \text{Condition. Vérifiée}$$

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.

$$B_{p,rd} = \frac{0,6 \times \pi \times d_m \times t_p \times f_u}{\gamma_{mb}} \quad [\text{CCM97}]$$

Avec :

t_p : épaisseur de la plaque sous la tête du boulon ;c- à-d celle de l'IPE 160

$t_p : t_w = 5 \text{ mm}$

d_m : diamètre moyen de la tête du boulon ou de l'écrou

$d_m = 12 \text{ mm}$

$$B_{p,rd} = \frac{0,6 \times 3,14 \times 0,012 \times 0,0053 \times 360 \times 10^3}{1,25} = 34,50 \text{ KN}$$

$$\frac{F_{t,sd}}{B_{p,rd}} = \frac{0,409}{34,50} = 0,011 < 1 \iff \text{Condition. Vérifiée}$$

Les conditions imposées par le [CCM97] sont vérifiées pour le boulon de diamètre $\Phi 12$.

V.3.2.5 Cordon de soudure

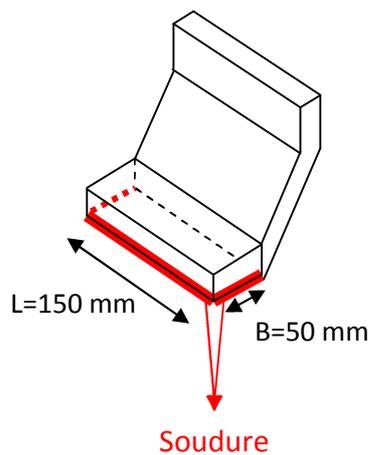


Figure V.14 La soudure l'échantignole avec membrure sup

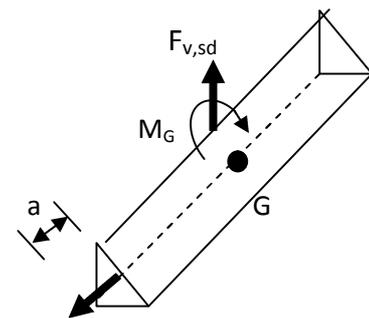


Figure. V.15 Cordon de soudure

Pour $t_{max} \leq 17 \text{ mm}$ nous prenons $a_{min} = 4 \text{ mm}$

Avec :

a: épaisseur du cordon de soudure.

t_{max} : épaisseur de la plus grande des pièces à assemblées.

• **Vérification des soudures :**

$$R_s = 0,7 \cdot f_y \cdot s \cdot l = 0,7 \cdot 235 \cdot 4 \cdot \sqrt{2} \cdot 3 \cdot 150 = 418,74 \text{ KN}$$

$$R_w = 0,5 f_{ue} \cdot a \cdot l = 0,5 \cdot 360 \cdot 4 \cdot 3 \cdot 150 = 324 \text{ KN}$$

$$F_{v,sd} = 16,27 \text{ KN} \leq \frac{R_s}{\gamma_m} = 380,67 \text{ KN} \quad \text{Condition. Vérifiée}$$

$$F_{t,sd} = 0,40 \text{ KN} \leq \frac{R_w}{\gamma_m} = 294,54 \text{ KN} \quad \text{Condition. Vérifiée}$$

V.4 Chéneaux d'eau

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.

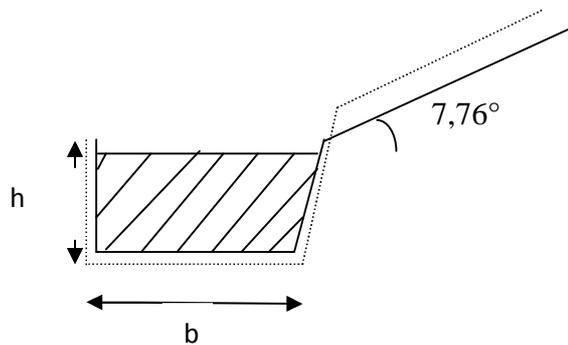


Figure V.16 Coupe transversale du chéneau

La section du chéneau et du diamètre des descentes des eaux pluviales :

La section du chéneau sera déterminée par la formule suivant

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

Avec :

- **s** : section transversale du chéneau en cm^2
- **S** : surface couverte intéressant le chéneau en m^2
- **d** : périmètre de la section mouillée du chéneau en cm
- **p** : pente du chéneau

La surface de versant :

On fixe une pente $p=2mm/m$

$$S=30,80 \times 11=338,8\text{m}^2$$

$S=420\text{cm}^2$ après l'abaque page 261 (4) donc la condition et vérifier

$$b = 35 \text{ cm} ; h = 20\text{cm} ; b_0 = 25 \text{ cm} ; h_0 = 14c$$

on que 1cm^2 de la section DEP évacue 1m^2 de la surface de la couverture.

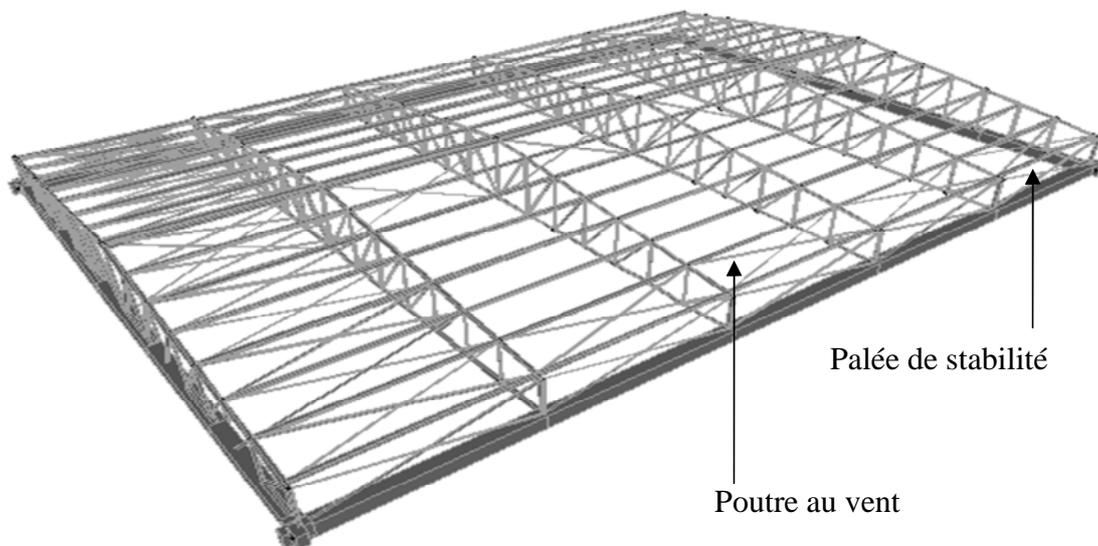
prenons 3 DEP par espacement de 15m

$$s = \frac{S}{3} = \frac{338,8}{3} = 112,93\text{cm}^2$$

En considère une DEP de forme cylindrique (baque page 262),de diamètre 150mm.

V.5 Calcul les barres de contreventement :

Les systèmes de contreventements ont pour fonctions principales de garantir la stabilité vis-à-vis des effort horizontaux appliquées à l'ouvrage et d'assurer un bon cheminement des effort jusqu'aux fondations.



✓ palée de stabilité:

Les barres de contreventements verticaux sont sollicitées par un effet de traction, et effort normal selon sap 2000

les contreventements poutre au vent (sous versant) et palée de stabilité (long pan) doivent reprendre transmettre aux fondation les efforts horizontaux s'exerçant sur le bâtiment et empêches les déformations trop importantes sous ces sollicitations.

- $N_{t,rd} \geq N_{sd} = 48,9\text{KN}$ [CCM97]

- $N_{t,rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} \iff A_{min} = \frac{48900 \cdot 1,1}{23500} = 2,25 \text{ cm}^2$

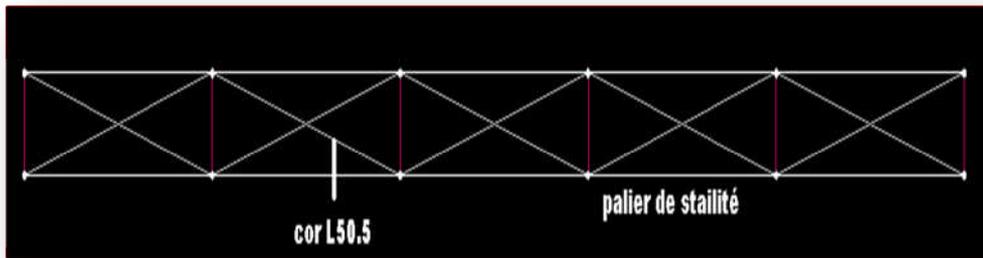


Figure VI.10 Palier de stabilité

Le profilée qui satisfait la condition précédente sera un seule cornière L30.30.4 de

A : La section du cornière = 2,27 .10²mm²

Cornière	G(kg/m ²)	A brut (cm)	A net(cm)
L50.50.5	3,77	2,27	2,07

Tableau VI.3 : caractéristique d'un cornière

- La résistance ultime:

$$N_{u,rd} = \frac{0,90 A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{m2}} = \frac{0,90 \cdot 2,07 \cdot 36}{1,25} = 53,65 \text{ KN}$$

- La résistance plastique de la section net

$$N_{net,rd} = \frac{0,90 A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{m0}} = \frac{0,90 \cdot 2,07 \cdot 36}{1,1} = 60,97 \text{ KN}$$

- La résistance plastique de la section brute

$$N_{pl,rd} = \frac{0,90 A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{m0}} = \frac{2,27 \cdot 36}{1,1} = 74,29 \text{ KN}$$

$$\min(N_{u,rd} \cdot N_{net,rd} \cdot N_{t,rd}) \geq N_{t,rd} \quad \text{CV}$$

- ✓ Contreventement horizontal (poutre au vent):

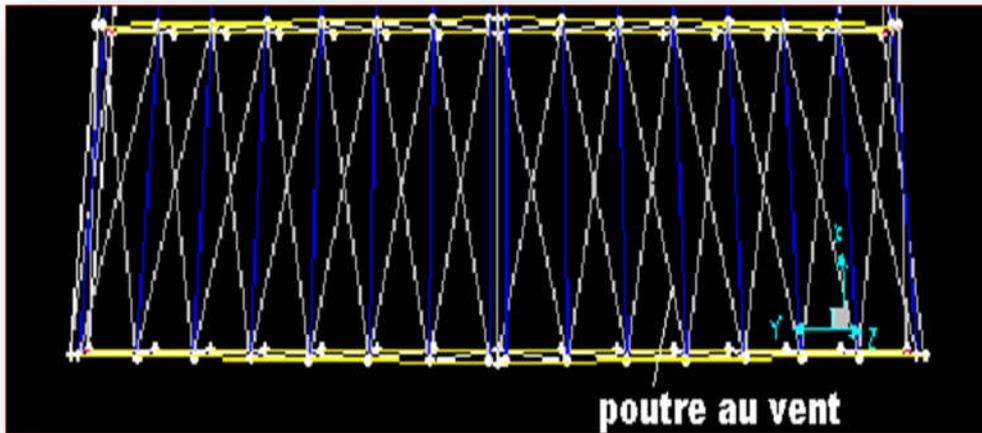


Figure VI.11 poutre au vent

Après l'utilisation logiciel sap 2000, l'effort normal maximal obtenu par la combinaison la plus défavorable $N_{max} = 52,23\text{KN}$

- section des diagonals

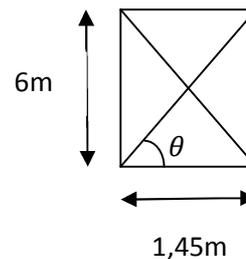
$$A = \frac{52.23}{23,5} = 2,22\text{cm}^2 \text{ un cornier (L45.45.4); } A = 3,79\text{cm}^2; i_y = i_z = 1,36\text{cm}$$

- verification des constraints:
 $N_{max} = 81,23$

$$\cos \theta = \frac{1,45}{6}$$

$$\theta = 76,01^\circ$$

$$l_0 = \frac{1,45}{\cos \theta} = 6,17\text{m}$$



- Calcul l'élancement réduit :

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_k} \text{ avec } \lambda_k = 0,93 \sqrt{235/235}$$

on concidaire le contreventement articulé-articulé

$$l_f = l = 61,7\text{cm}$$

rayon de gération $i_y = i_z = 1,36\text{cm}$

$$\lambda_y = \lambda_z = \frac{l_f}{i} = \frac{0,6}{1,36} = 0,44 \geq 0,2 \text{ il ya un risque de flambement}$$

$$\bar{\lambda} = \frac{0,44}{0,93} = 0,47$$

Il faut calculer

Nr: l'effort résistance réduite

$$N_r = \chi \cdot \beta \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$$

$\alpha = 0,49$ courbe de flambement de cornière

χ : coefficient de réduction

$$\Phi = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}] = 0,67$$

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

$$\chi = \frac{1}{0,67 + \sqrt{0,67^2 - 0,47^2}} = 0,67$$

$$N_r = 46,35 \text{ kN}$$

on augmente la section (L45.45.5); $A = 4,30 \text{ cm}^2$

$$N_r = 0,67 \cdot 1,4 \cdot 30 \cdot \frac{23,5}{1,1}$$

$$N_r = 61,54 \text{ kN} > 52,23$$

C.V

CHAPITRE VI : Etude sismique

VI.1. Introduction

Le séisme sur un bâtiment c'est une action dynamique complexe .Elles se manifestent par des mouvements essentiellement horizontaux imposés aux fondations. Les constructions résistent à ces mouvements par des forces d'inertie dues à leurs masses qui s'opposent aux mouvements. Ce qui entraîne bien entendu des efforts dans la structure.

VI.1.1. - Classification des zones sismiques

Le territoire national est divisé en quatre (04) 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, soit



Figure VI.1: Carte de zonage sismique en Algérie

- Zone O : sismicité négligeable
- Zone I : sismicité faible
- Zone II : sismicité moyenne
- Zone III : sismicité élevée

La figure VI.1 représente la carte des zones sismiques de l'Algérie et le zonage global des différentes wilayas. L'annexe I donne la classification sismique par wilaya et par commune lorsque la wilaya est partagée entre deux zones sismiques différentes

VI.1.2. Classification des ouvrages selon leur importance

Le niveau minimal de protection sismique accordé à un ouvrage dépend de sa destination et de son importance vis à vis des objectifs.

L'objectif dans ce chapitre est détermination des efforts sismiques qui sollicite la structure.

- Zone I : Sismicité faible
- Groupe 1B : Ouvrages de grande importance

Ouvrages abritant fréquemment de grands rassemblements des personnes.

Le calcul sismique se fait par le "règlement parasismique Algérien" RPA99/version2003 (D.T.R-B.C-2.48), qui met a disposition trois méthodes de calcul :

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

Suivant la particularité de la structure du bâtiment, le calcul se fera par la méthode d'analyse modale spectrale.

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

- Zone I : Tous groupes

VI.2.Analyse dynamique

VI.2.1. Principe de la méthode

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

VI.2.2 Spectre de réponse de calcul

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

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta (1.25 A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta (1.25 A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta (1.25 A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases} \quad \text{[RPA99]}$$

Avec :

- A : coefficient d'accélération de zone (tableau 4.1) RPA

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Zone I} \\ \text{Groupe1B} \end{array} \right. \longrightarrow A=0.10$$

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

$$\eta = \frac{\sqrt{7/2 + \xi}}{\xi} \geq 0.7 \quad \text{[RPA99]}$$

$$\begin{cases} \eta \text{ bloc a} = 1,84 \\ \eta \text{ bloc b} = 1,83 \end{cases}$$

- ξ : pourcentage d'amortissement critique (tableau 4.2)

$$\begin{cases} \xi = 0,5 & \text{Bloc a} \\ \xi = 0,7 & \text{Bloc b} \end{cases}$$

- R : coefficient de comportement de la structure (tableau 4.3)

rigide $\begin{cases} R = 3,5 & \text{bloc a Portiques auto stables avec remplissages en maçonnerie} \\ R = 3,5 & \text{bloc b} \end{cases}$

- T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (tableau 4.7)

(Site est ferme)

$$\begin{cases} T1 = 0,15 \\ T2 = 0,40 \end{cases}$$

- Q : facteur de qualité (tableau 4.4)

- $Q = 1 + \sum_{i=1}^n P_{qi} = 1.10 \quad \text{[RPA99]}$

Critère .q	P.q.	
	observé	Non. Observé
1. Condition minimales sur les files de contreventement	0	
2. Redondance en plan		0,05
3. Régularité en plan	0	
4. Régularité en élévation		0,05
5. contrôle de la qualité de l'exécution	0	
6. contrôle de la qualité de l'exécution	0	
TOTAL		1,10

Tableau VI.1: Valeurs des pénalités P.q.

VI.3 Analyse dynamique des blocs

L'objectif de l'étude dynamique des deux blocs est la détermination de ses caractéristiques dynamiques propres. Ceci est obtenu en considérant son comportement en vibration libre non-amortie. Cela nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximums lors d'un séisme.

VI.3.1 Modélisation de la structure

La modélisation de la structure a été faite par le logiciel SAP2000.

VI.3.2 Analyse modale

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

Ce type d'analyse peut être appliqué à tout types de structure avec des résultats plus exactes et souvent satisfaisant à condition d'avoir fait une bonne modélisation.

Le spectre est caractérisé par les données suivantes :

- Zone I
- Groupe d'usage 1B
- R : Coefficient de comportement 3.5 pour les deux bloc
- $\xi\%$: Amortissement (a) et (b) 5% et 7%
- Q : Facteur de qualité 1.10
- Site ferme S2

Lors de modélisation de notre structure en SAP2000 dans une fenêtre d'utilisation complètement graphique Bloc (b).

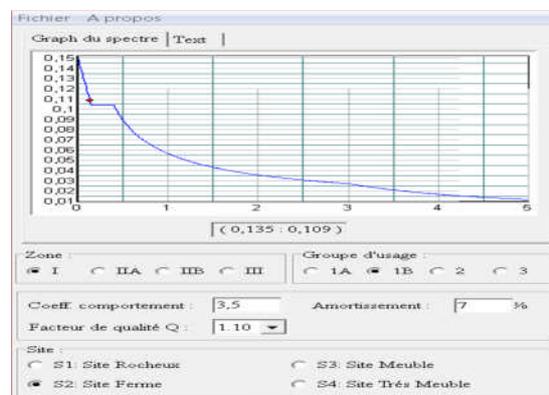


Figure VI.2: Spectre de réponse bloc b

VI.4 Vérification de bloc (b) béton armé :

VI.4.1 Vérification de la période fondamentale

La valeur de T, calculée par le logiciel SAP2000 ne doit pas dépasser celle estimée à partir de la formule empirique appropriée de plus de 30%.

Le période fondamentale obtenu par le logiciel SAP2000 : $T = 0.124s$

La période empirique est donnée par la formule suivante :

Avec :

$$T = C_t \cdot h_N^{3/4} \quad [\text{RPA99}]$$

- C_t : portique auto stable en béton ou en acier avec remplissage en maçonnerie

$$C_t = 0.050$$

- h_N : hauteur totale à partir de la base de bloc (b) jusqu'au tête de l'acrotère

$$h_N = 3,8m$$

$$\text{D'ou` : } T = 0.05 \cdot (3,8)^{3/4} = 0.136s$$

$$\text{Donc : } T_{\text{empirique}} = 0.136 + (0.3 \cdot 0.136) = 0.177$$

$$T_{\text{empirique}} > 0.124 \text{ s} \quad \text{C.V}$$

VI.4.2 Vérification de la force sismique à la base

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

$$V_t > 0.8V \quad [\text{RPA99}]$$

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Effort sismique dans le sens (X) : } V_t = 47,39 \text{ kN} \\ \text{Effort sismique dans le sens (Y) : } V_t = 50,81 \text{ kN} \end{array} \right.$$

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

$$V = \frac{A \times Q \times D}{R} \times W \quad [\text{RPA99}]$$

Avec :

- A : Coefficient d'accélération de zone A = 0.10
- D : facteur d'amplification dynamique moyen
- On a : $0 < T < T_2 = 0.40s$ donc D = $2.5 \times \eta_b = 2,2$
- W : poids total de la structure (calculé par SAP2000) W = 516,44 kN

$$V = \frac{0,10 \times 1,1 \times 2,2}{3,5} \times 516,44$$

$$\left\{ \begin{array}{l} V = 35,7 \text{ KN} \\ V * (80\%) = 28,56 \text{ KN} \end{array} \right.$$

Sens	Vt (KN)	V (KN)	V × (80%)	Vt > (80%) × V
x	47,39	35,7	28,56	C. vérifier
y	50,81	35,7	28,56	C. vérifier

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

VI.4.3 Vérification des déplacements

$$R \cdot \delta < 1/100 \cdot H \quad (\text{m})$$

Avec:

- H : de 3,8 m
- R : 3,5
- δ : Déplacement dû aux forces sismiques Obtenu par SAP2000

$$\left\{ \begin{array}{l} \delta_x = 0.00064 \text{ m} \quad 3,5 \times 0.00064 < 0.038 \text{ (m)} \\ \delta_x = 0,00011\text{m} \quad 0,0022 < 0,038 \text{ (m)} \quad \text{C. V} \end{array} \right.$$

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

$$\delta_k = R \delta_{ek} \quad (4.19) \text{ page 51 } (2)$$

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

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

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \delta_k x= R \delta_{ek x} \quad \delta_{kx} = 3,5 \times 0,00064 \\ \delta_k y= R \delta_{ek y} \quad \delta_{ky} = 3,5 \times 0,00011 \end{array} \right.$$

Sens	(X)	(Y)	1% h N(m)	
δ_k (m)	0,0022	0,00038	0.038	c. verifies

Tableau VI.3: Résultante des déplacements horizontaux dans les deux sens

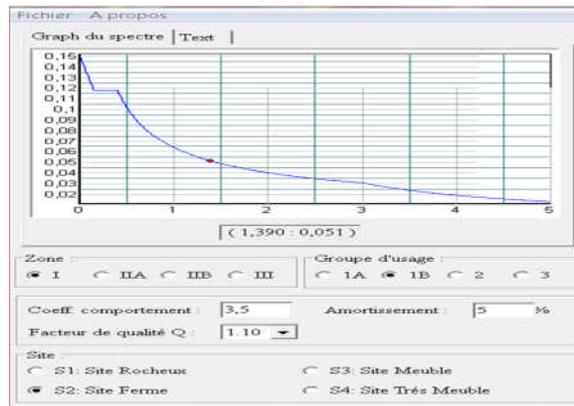


Figure VI.3: Spectre de réponse bloc a

VI.5 Vérification de bloc (A) béton armé toiture en charpente métallique :

VI.5.1 Vérification de la période fondamentale

La valeur de T, calculée par le logiciel SAP2000 ne doit pas dépasser celle estimée à partir de la formule empirique appropriée de plus de 30%.

Le période fondamentale obtenue par le logiciel SAP2000 : $T = 0.272s$

La période empirique est donnée par la formule suivante :

Avec :

$$T = Ct \cdot h_N^{3/4}$$

- Ct : portique auto stable en béton ou en acier avec remplissage en maçonnerie

$$Ct = 0.050$$

- h_N : hauteur totale à partir de la base de bloc (a) jusqu'au tête de l'acrotère

$$h_N = 9m$$

$$D'ou` : T = 0.05 \cdot (9)^{3/4} = 0.26s$$

Donc : T empirique $T=0,26 + (0.3 \times 0.26)=0.39s$

T empirique $> 0,272s$ C.V

VI.5.2 Vérification de la force sismique à la base

$\left\{ \begin{array}{l} \text{Effort sismique dans le sens (X) : } V_t = 64,89 \text{ kN} \\ \text{Effort sismique dans le sens (Y) : } V_t = 64,107 \text{ kN} \end{array} \right.$

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

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

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone $A = 0.10$

D : facteur d'amplification dynamique moyen

On a : $0 < T < T_2 = 0.40s$ donc $D = 2.5 \times \eta_a = 2,5$

W : poids total de la structure (calculé par SAP2000) $W = 1809,123$

$$V = \frac{0,1 \times 1,1 \times 2,5}{3,5} \times 1809,123$$

· $V = 142,14 \text{ KN}$

Sens	Vt (KN)	V (KN)	V × (80%)	Vt > (80%) × V
x	148,88	142,14	113,71	C. vérifier
y	134,29	142,14	113,71	C. vérifier

Tableau.VI.4: Résultante des forces sismiques à la base

VI.5.3 Vérification des déplacements

$$R \cdot \delta < 1/100 \cdot H \text{ (m)}$$

- H : de 9 m
- R : 3,5

δ: Déplacement dû aux forces sismiques Obtenu par SAP2000

$\left\{ \begin{array}{l} \delta_x = 0,010m \\ 3,5 \times 0.010 < 0.09 \text{ (m)} \end{array} \right.$

$\delta_x = 0,00793m$ $0,035 < 0,09 \text{ (m)}$ C. V

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

$$\delta_k = R \delta_{ek} \quad \dots\dots 5.10 \text{ du RPA version 2003 est vérifiée}$$

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

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

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \delta_k x = R \delta_{ek x} \\ \delta_k y = R \delta_{ek y} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} \delta_{kx} = 3,5 \times 0,010 \\ \delta_{ky} = 3,5 \times 0,00793 \end{array} \right.$$

	(X)	(Y)	1% h N(m)	
δ_k (m)	0,035	0,027	0.09	c. verifies

Tableaux.VI.5: Résultante des déplacements horizontaux dans les deux sens

VI.6 : Justification de la largeur des joints sismiques

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

$$d_{min} = 15_{mm} + (\delta_1 + \delta_2)_{mm} \geq 40_{mm} \quad [RPA99]$$

δ_1 et δ_2 : déplacements maximaux des deux blocs, calculés calculé selon 4.43 au niveau du sommet du bloc le moins élevé incluant les composantes dues à la torsion et éventuellement celles dues à la rotation des fondations

$$\left\{ \begin{array}{ll} \delta_1 = 0,035m & \text{bloc (a)} \\ \delta_2 = 0,0022m & \text{bloc (b)} \end{array} \right.$$

$$D_{min} = 15mm + (35 + 0,22) mm = 45.22mm \geq 40mm \quad C.V$$

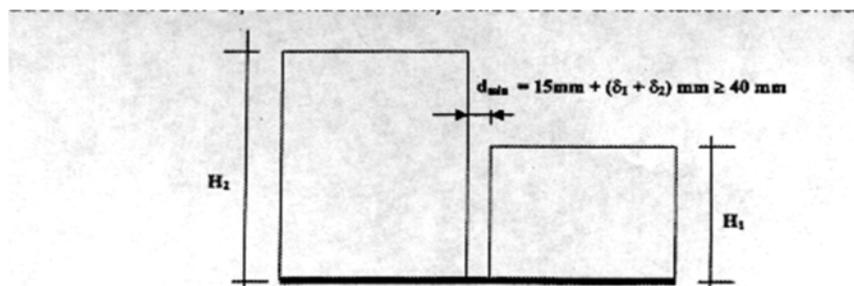


Figure.VI.4 : largeur minimum du joint sismique

Chapitre VII études des fermes

VII.1 Introduction :

Une poutre en treillis est composée de deux membrures, dont le rôle est analogue a celui des ailes d'un profilé laminé en doubles T (reprendre le moment de flexion), et d'un réseau de barres comprimées ou tendues (les diagonales et les montants) qui équilibrent l'effort tranchant tout en servant a l'introduction des forces concentrées. la poutre a treillis représente en générale la solution la plus légère pour la réalisation d'un élément fléchi d'une portée supérieure a 20m.

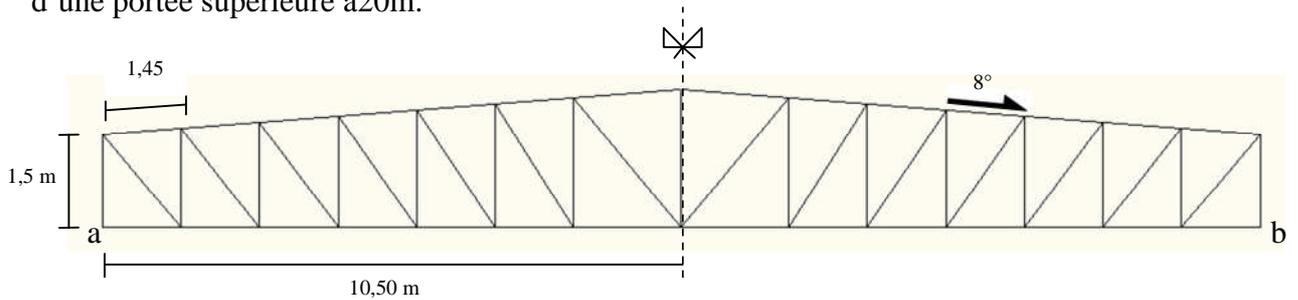


Figure.III.1 Coupe longitudinal de la ferme

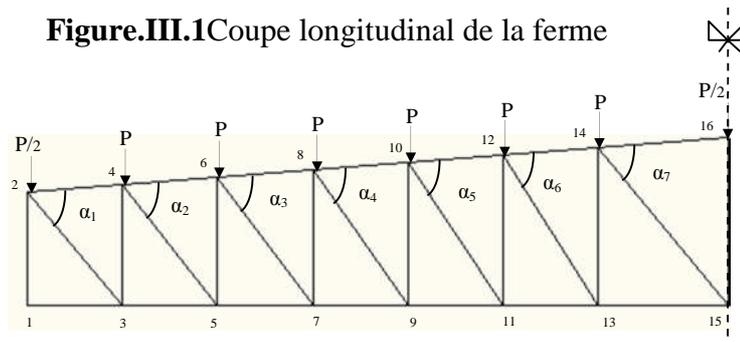


Figure.III.2 Géométrie de la ferme

Angles	α_1	α_2	α_3	α_4	α_5	α_6	α_7
Degrés	54°	57°	60°	63°	65°	67°	69°

Tableau.III.1 Différents angles de la ferme

VII.2 Détermination des efforts par la méthode des nœuds

Cas d'une charge unitaire $P = 1.0 \text{ kg}$

$$R_a + R_b = 14 P = 14 \text{ Kg}$$

$$R_a = R_b = 7 \text{ Kg}$$

VII.2.1 Nœud 1

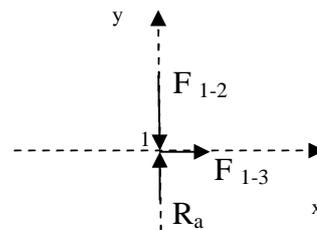
Supposition: la barre est tractée

$$\sum \vec{F} /_x = \vec{0} \iff F_{1-3} = 0$$

$$\sum \vec{F} /_y = \vec{0} \iff F_{1-2} = -7 \text{ Kg}$$

Conclusion

Le résultat trouvé est en signe négatif donc il faut changer la supposition.



↔ La barre est comprimée.

VII.2.2 Nœud 2

Supposition: la barre est tractée

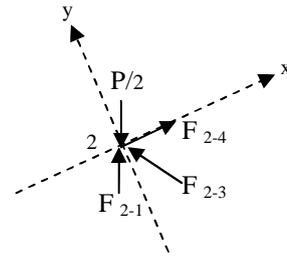
$$\sum \vec{F} /_x = \vec{0} \leftrightarrow F_{2-4} = -5,41\text{Kg}$$

$$\sum \vec{F} /_y = \vec{0} \leftrightarrow F_{2-3} = 9.19 \text{ Kg}$$

Conclusion

Le résultat trouvé est en signe négatif donc il faut changer la supposition.

↔ La barre (2-4) est comprimée.



VII.2.3 Nœud 3

Supposition: la barre est tractée

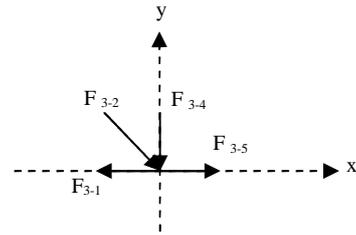
$$\sum \vec{F}_x = \vec{0} \leftrightarrow F_{3-4} = -6,36$$

$$F_{3-5} = 6,63$$

Conclusion

Le résultat trouvé est en signe négatif donc il faut changer la supposition.

↔ La barre (3-4) est comprimée.



VII.2.4 Nœud 4

Supposition: la barre est tractée

$$\sum \vec{F}_x = \vec{0}$$

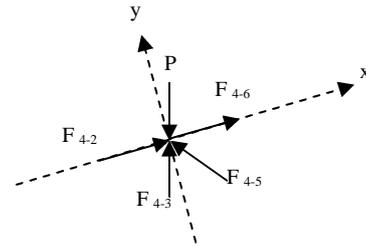
$$\sum \vec{F}_y = \vec{0} \leftrightarrow F_{4-5} = 6,2$$

$$F_{4-6} = -3,34$$

Conclusion

Le résultat trouvé est en signe positif donc la supposition est la bonne.

↔ La barre (4-5) est tractée.



VII.2.5 Nœud 5

Supposition: la barre est tractée

$$\sum \vec{F}_x = \vec{0}$$

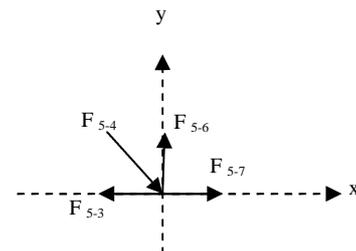
$$\sum \vec{F}_y = \vec{0} \leftrightarrow F_{5-6} = -4,72$$

$$F_{5-7} = 10,37$$

Conclusion

Le résultat trouvé est en signe négatif donc il faut changer la supposition.

↔ La barre (5-6) est comprimée.

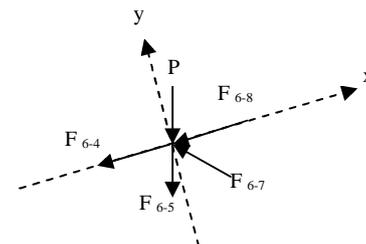


VII.2.6 Nœud 6

Supposition: la barre est tractée

$$\sum \vec{F}_x = \vec{0}$$

$$\sum \vec{F}_y = \vec{0} \leftrightarrow F_{6-7} = 6,51$$



$$F_{6-8} = 0,12$$

Conclusion

Le résultat trouvé est en signe positif donc la supposition est la bonne.

↔ La barre (6-7) est tractée.

VII.2.7 Nœud 7

Supposition: la barre est tractée

$$\Sigma \vec{F}_x = \vec{0}$$

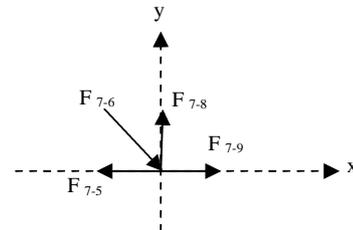
$$\Sigma \vec{F}_y = \vec{0} \leftrightarrow F_{7-8} = -5,17$$

$$F_{7-9} = 14,31$$

Conclusion

Le résultat trouvé est en signe négatif donc il faut changer la supposition.

↔ La barre (7-8) est comprimée.



VII.2.8 Nœud 8

Supposition: la barre est tractée

$$\Sigma \vec{F}_x = \vec{0}$$

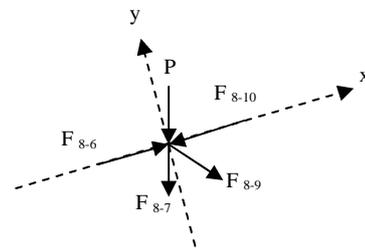
$$\Sigma \vec{F}_y = \vec{0} \leftrightarrow F_{8-9} = -6,85$$

$$F_{8-10} = 3,22$$

Conclusion

Le résultat trouvé est en signe positif donc la supposition est la bonne.

↔ La barre (8-9) est tractée.



VII.2.9 Nœud 9

Supposition: la barre est tractée

$$\Sigma \vec{F}_x = \vec{0}$$

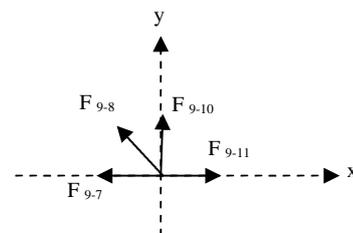
$$\Sigma \vec{F}_y = \vec{0} \leftrightarrow F_{9-10} = -5,63$$

$$F_{9-11} = -10,42$$

Conclusion

Le résultat trouvé est en signe négatif donc il faut changer la supposition.

↔ La barre (9-10) est comprimée.



VII.2.10 Nœud 10

Supposition: la barre est tractée

$$\Sigma \vec{F}_x = \vec{0}$$

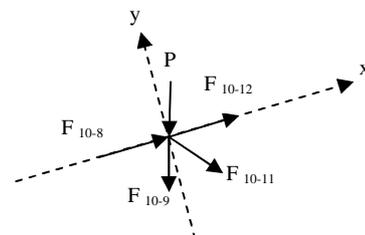
$$\Sigma \vec{F}_y = \vec{0} \leftrightarrow F_{10-11} = -7,28$$

$$F_{10-12} = -6,24$$

Conclusion

Le résultat trouvé est en signe positif donc la supposition est la bonne.

↔ La barre (10-11) est tractée.



VII.2.11 Nœud 11

Supposition: la barre est tractée

$$\Sigma \vec{F}_x = \vec{0}$$

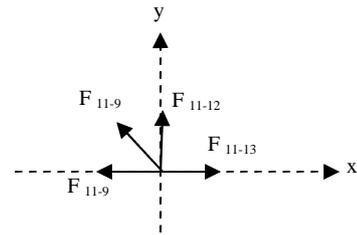
$$\Sigma \vec{F}_y = \vec{0} \iff F_{11-12} = -6,15$$

$$F_{11-13} = -14,31$$

Conclusion

Le résultat trouvé est en signe négatif donc il faut changer la supposition.

↔ La barre (11-12) est comprimée.



VII.2.12 Nœud 12

Supposition: la barre est tractée

$$\Sigma \vec{F}_x = \vec{0}$$

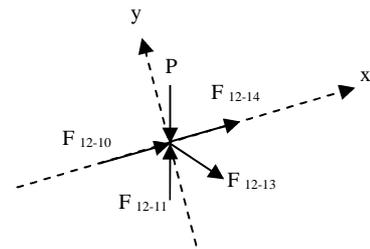
$$\Sigma \vec{F}_y = \vec{0} \iff F_{12-13} = 5,52$$

$$F_{12-14} = 4,13$$

Conclusion

Le résultat trouvé est en signe positif donc la supposition est la bonne.

↔ La barre (12-13) est tractée.



VII.2.13 Nœud 13

Supposition: la barre est tractée

$$\Sigma \vec{F}_x = \vec{0}$$

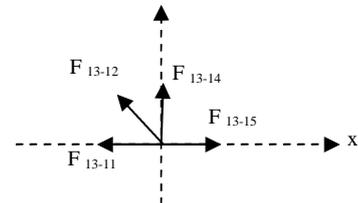
$$\Sigma \vec{F}_y = \vec{0} \iff F_{13-14} = -4,76$$

$$F_{13-15} = 19,28$$

Conclusion

Le résultat trouvé est en signe négatif donc il faut changer la supposition.

↔ La barre (13-14) est comprimée.



VII.2.14 Nœud 14

Supposition: la barre est tractée

$$\Sigma \vec{F}_x = \vec{0}$$

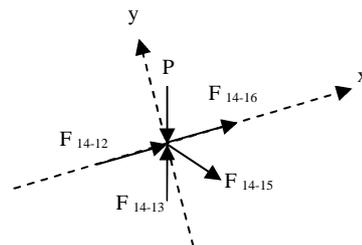
$$\Sigma \vec{F}_y = \vec{0} \iff F_{14-15} = 1,35$$

$$F_{14-16} = 3,62$$

Conclusion

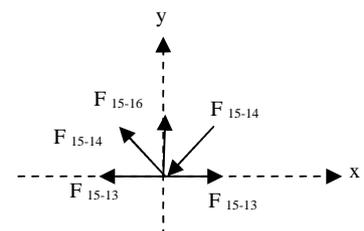
Le résultat trouvé est en signe positif donc la supposition est la bonne.

↔ La barre (14-15) est tractée.



VII.2.15 Nœud 15

Supposition: la barre est tractée



$$\Sigma \vec{F}_y = \vec{0} \iff F_{15-16} = -1,18$$

Conclusion

Le résultat trouvé est en signe négatif donc il faut changer la supposition.

\iff La barre (15-16) est comprimée.

- **Remarque :**

1. La combinaison la plus défavorable pour toutes les barres est :

$$1.35 G + 1.5 N$$

2. On prend : 1 Kg = 1 daN

3. Convention de signe : (+) Traction et (-) Compression

Elements	N° des barres	Effort P = 1.0 Kg	Nature des efforts (en Kg)			les combinaisons	
			G(528,1)	N(316,7)	V(-728,2)	1,35G+1,5N	1,35G+1,5V
Membrure supérieure	2-4	-5,41	-2857,021	-1713,35	3939,562	-6426,99885	2052,36465
	4-6	-3,34	-1763,854	-1057,78	2432,188	-3967,8699	1267,0791
	6-8	0,12	63,372	38,004	-87,384	142,5582	-45,5238
	8-10	3,22	1700,482	1019,77	-2344,804	3825,3117	-1221,5553
	10-12	-6,24	-3295,344	-1976,21	4543,968	-7413,0264	2367,2376
	12-14	4,13	2181,053	1307,97	-3007,466	4906,37805	-1566,77745
	14-16	3,62	1911,722	1146,45	-2636,084	4300,5057	-1373,3013
Membrure inférieure	1-3	0	0	0	0	0	0
	3-5	-6,36	-3358,716	-2014,21	4631,352	-7555,5846	2412,7614
	5-7	10,37	5476,397	3284,18	-7551,434	12319,40445	-3934,01505
	7-9	14,31	7557,111	4531,98	-10420,542	17000,06535	-5428,71315
	9-11	-10,42	-5502,802	-3300,01	7587,844	-12378,8037	3952,9833
	11-13	-14,31	-7557,111	-4531,98	10420,542	-17000,06535	5428,71315
	13-15	19,28	10181,77	6105,98	-14039,696	22904,3508	-7314,1572
Diagonales	2-3	9,19	4853,239	2910,47	-6692,158	10917,58215	-3486,36435
	4-5	6,2	3274,22	1963,54	-4514,84	7365,507	-2352,063
	6-7	6,51	3437,931	2061,72	-4740,582	7733,78235	-2469,66615
	8-9	-2,35	-1241,035	-744,245	1711,27	-2791,76475	891,50775
	10-11	-7,28	-3844,568	-2305,58	5301,296	-8648,5308	2761,7772
	12-13	5,52	2915,112	1748,18	-4019,664	6557,6772	-2094,0948
	14-15	1,35	712,935	427,545	-983,07	1603,77975	-512,14275
Montants	1-2	7	3696,7	2216,9	-5097,4	8315,895	-2655,555
	3-4	6,63	3501,303	2099,72	-4827,966	7876,34055	-2515,18995
	5-6	4,12	2175,772	1304,8	-3000,184	4894,4982	-1562,9838
	7-8	-6,85	-3617,485	-2169,4	4988,17	-8137,69725	2598,65025
	9-10	-5,63	-2973,203	-1783,02	4099,766	-6688,35555	2135,82495
	11-12	-6,15	-3247,815	-1947,71	4478,43	-7306,10775	2333,09475
	13-14	-4,76	-2513,756	-1507,49	3466,232	-5654,8086	1805,7774
15-16	-1,18	-623,158	-373,706	859,276	-1401,8223	447,6507	

Tableau.III.2 : Récapitulatif du dimensionnement des différentes barres composant la ferme

NB : Les résultats pris en compte sont ceux tirés de la modélisation avec logiciel SAP 2000.

- **Les combinaisons**

Membrure supérieure 9094 daN

Membrure inférieure 8249 daN

Diagonale 5500.8 daN

Montant 6293 daN

VII.3 Les éléments comprimés

$$N_{c,rd} = A \cdot f_y / \gamma_{M_0}$$

En prenant $N_{c,rd} = N_{c,sd}$

$$A_{min} = N_{c,sd} \cdot \gamma_{M_0} / f_y$$

VII.3.1 Condition de flèche

$$\delta \leq \delta_{max}$$

$$\delta = \frac{q l^4}{384 EI}$$

$$\delta_{max} = \frac{1}{400} = \frac{2100}{400} = 5,25 \text{ cm}$$

$$\delta = \frac{q \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_y} = 1,18 \text{ cm}$$

$$\delta \leq \delta_{max} \quad 0,30 \text{ cm} \leq 5,25 \text{ cm}$$

$\delta \leq \delta_{max}$ Donc la double cornières vérifiée la condition de flèche.

VII.3.2 Classe de la section transversale

a. Ailes comprimées (parois comprimée)

$$b = 60 \text{ mm}$$

$$C = \frac{b}{2} = \frac{60}{2} = 30 \text{ mm}$$

$$t = 8 \text{ mm}$$

$C/t = 3,75 < 10\epsilon$ donc la semelle est de classe 1..

VII.3.3 Vérification de flambement

$$N_{b,rd} = \chi \cdot \beta_A \cdot 2 \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M_0}$$

Avec :

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

χ : Le coefficient réduction pour le mode de flambement

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

Avec :

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

α :Facteur d'imperfection

Courbe de flambement C $\Rightarrow \alpha = 0,49$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} \cdot \sqrt{\beta_A}$$

Avec : $\lambda = \frac{l_f}{i} = 150$ ($l_f = 0,9.1$; longueur de flambement a considérer)

$$\lambda_1 = 93,9\epsilon$$

$\bar{\lambda} = 1,5 \geq 0,2$ donc le risque de flambement est à considérer.

$$\phi = 0.5[1 + 0,49(1,50 - 0.2) + 1,50^2] = 2,11$$

$$\chi = \frac{1}{2,11 + \sqrt{2,11^2 - 1,50^2}} = 0,285$$

$$N_{c,rd} = 111,88 \text{ KN}$$

$N_{c,rd} \geq N_{sd} \iff$ Il n y a pas de risque de flambement.

VII.3.4 Effort axial de traction

$$N_{sd} \leq N_{t,rd}$$

$$N_{sd} = 90,94 \text{ KN}$$

a. Résistance plastique de calcul de section brute :

$$N_{pl,rd} = 2 \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M_0} = 2 \times 9,03 \times 10^2 \times 235 / 1,1 = 385,582 \text{ KN}$$

Avec:

$$A = 9,03 \times 10^2 \text{ mm}^2; f_y = 235 \text{ N/mm}^2; \gamma_{M_0} = 1,1$$

b. Résistances ultime de section nette au droit des trous de fixations

$$N_{net,rd} = A_{net} \cdot f_y / \gamma_{M_2}$$

$$A_{net} = 15,82 \cdot 10^2 \text{ mm}^2; f_u = 360 \text{ N/mm}^2; \gamma_{M_2} = 1,1$$

$$N_{u,rd} = 0,9 A_{net} \cdot f_u / \gamma_{M_2}$$

$$N_{u,rd} = 465,97 \text{ KN}$$

c. Vérification :

$$\text{Min} (N_{pl,rd}, N_{net,rd}, N_{u,rd}) \geq N_{sd} \text{ Condition. Vérifiée}$$

Chapitre VIII :calcul des poteaux

VIII.1. pré-dimensionnement des poteaux de bloc (A):

VIII.1.1 : Introduction :

Les poteaux sont généralement soumis à des charges verticales qu'ils transmettent jusqu'aux fondations.

Pour assurer une meilleure stabilité de l'ouvrage, il faut que les poteaux soient pré-Dimensionnés pour résister aux sollicitations suivantes :

- ✓ Sollicitations verticales concernant les charges permanentes et les charges D'exploitation.
- ✓ Sollicitations horizontales concernant le séisme, et du vent.

VIII.1.2 : pré-dimensionnement des poteaux :

VIII.1.2.1 Coffrage :

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire le

Conditions suivantes :

$$\text{Min (a,b)} \geq 25 \text{ cm (Zone 1)}$$

$$\text{Min (a,b)} \geq h_p / 20 \quad \text{avec } h_p : \text{ hauteur du poteau}$$

$$1/4 < a/b < 4$$

Section réduite :

$$Br \geq \frac{\beta X N}{\frac{f_{bc}}{0,9} + \frac{0,85 X A X f_e}{Br X \gamma_s}}$$

On peut prendre $A/Br = 1\%$

Soit :

$$Br \geq \frac{\beta X N_u}{\frac{f_{bc}}{0,9} + \frac{0,85 f_e}{100 X \gamma_s}}$$

$$\text{avec :} \quad \beta = 1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2$$

D'après le BAEL on prend $\lambda=35 \longleftrightarrow \beta= 1,2$

chargement	La charge(kN/m ²)
1-poids propre panneau sandwich	0.18
2- poids propre de panne IPE160	0.158
3-accessoire	0.10
4-poids p membrures sup et inf 2lX 70X70X6	0.071
5-diagonale 2lX 60X60X8	0.064
6-mentant IPE160	0.158
La charge permanente G=∑Gi=0.73	
La surcharge d'exploitation	Q=1,00

$$N = \frac{Nu}{Bc.fcj} 7.1.3.3page63 (2)$$

$$S=6X11=66m^2$$

La charge permanente totale	G	0,73K N/m²
La charge d'exploitation	Q=Q ₀	1KN/m²
L'effort normal permanent	N _G =G.S	48.24 KN
L'effort normal d'exploitation	N _Q =Q.S	66 KN
L'effort ultime	Nu=1,35NG+1,5NQ	164.124 KN

$$N = \frac{Nu}{Bc.fcj} = 122,92 KN$$

D'après le logiciel SAP 2000 trouve Nu= 164.124 KN

$$f_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

Avec :f_{c28}= 25 Mpa

θ=1 > 24 h a durée d'application des charges.

γ_b = 1,5 (cas générale)

f_{bc} = 14, 17 Mpa

f_e = 400

γ_s = 1,15 (cas générale)

$$Br \geq \frac{1,2 \times 122,92 \times 10^{-2}}{\frac{14,16}{0,9} + \frac{0,85 \times 400}{100 \times 1,15}}$$

Br ≥ 0,0078

$$a = \frac{L_f}{10} \quad \text{avec } L_f: \text{La longueur de flambement}$$

$$L_f = 0,7 \times L_0 \text{ avec } L_0 = 6 \Rightarrow L_f = 4,2 \text{ m.}$$

$$a = \frac{4,2}{10} = 0,42 \approx 0,5 \text{ m}$$

$$b = \frac{Br}{a-0,02} + 0,02 \Rightarrow b = \frac{0,016}{0,5-0,02} + 0,02$$

$$b = 0,036 \text{ m.}$$

Donc on prend $a=b=50 \text{ cm.}$

Vérifications des conditions imposées par le RPA 99 V2003 :

- $\text{Min}(a;b) \geq 0,25 \text{ m}$ $a=b = 0,50 \text{ m} > 0,25 \text{ m}$ C. V
- $\text{Min}(a;b) \geq \frac{h_e}{20}$ $a=0,50 \text{ m} > \frac{6,00}{20} = 0,3$ C. V
- $\frac{1}{4} \leq \frac{a}{b} \leq 4$ $\frac{1}{4} \leq 1 \leq 4$ C. V

VIII.1.3 Vérification du poteau au flambement

VIII.1.3.1 Calcul du moment d'inertie

Rayon de giration i_y, i_z

$$I_{VIII} = I_y = \frac{a b^3}{12} = \frac{50 \times 50^3}{12} = 520833,33 \text{ cm}^4 \quad i_y = i_z = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{520833,33}{2500}} = 14,43$$

Avec:

- A : section du Poteau, $A = a \times b = 2500 \text{ cm}^2$

VIII.1.3.2 Calcul de l'élancement

$$\lambda_y = \lambda_z = \frac{l_f}{i_x} = \frac{420}{14,43} = 29,106 < 50$$

avec :

- $l_f = 0,7 \times l_0$ (cas général) ; $l_f = 0,7 \times 6 = 4,20 \text{ m}$
- i_y : rayon de giration

$(\lambda_{y,z}) < (50, 50)$ il n'y a pas des risque de flambement

VIII.2. Calcul ferrailage :

VIII.2.1 : Armatures longitudinales :

- N effort de compression
- Sollicitation maximales : selon logiciel SAP 2000

$$\begin{cases} Nu = 122,92 \\ Mu = 47,98 \end{cases}$$

Calcul l'excentricité

$$e = \frac{Mu}{Nu} = \frac{47,98}{122,92} \Rightarrow e = 0,39$$

$e > \frac{h}{2} \Rightarrow$ le centre de pression (C) est à l'extérieure de la section

Calcul ea:

$$ea = e + (d - \frac{h}{2})$$

$$\text{avec : } d = 0,9 h \Rightarrow d = 0,9 (0,5) \Rightarrow d = 0,45 \text{ m}$$

$$ea = 0,39 + (0,45 - \frac{0,5}{2}) = 0,59 \text{ m}$$

Calcul le moment au centre de gravité des armatures inferieures Ma:

$$Ma = Nu * ea = 122,92 * 0,59 = 72,52 \text{ KN.M}$$

$$Ma = 0,072 \text{ Mpa}$$

Vérification de la section :

$$Nu(d-d') - Ma \leq (0,337 - 0,81 * \frac{d'}{d}) * b * d^2 * Fbc .$$

$$d' = h - d \Rightarrow d' = 0,5 - 0,45 = 0,05 \text{ m}$$

$$Nu(d-d') - Ma = 0,12292 (0,45 - 0,05) - 0,0725 = -0,023 \dots\dots(1)$$

$$(0,337 - 0,81 * \frac{d'}{d}) d.b^2.Fbc = (0,337 - 0,81 * \frac{0,05}{0,45}) 0,5.0,45^2.14,16 = 0,354\dots\dots(2)$$

$$(1) < (2) \Rightarrow \text{donc c.v}$$

Domaine 2 : section partiellement comprimée avec armatures inferieures tendues

$$\mu u = \frac{Ma}{d.b^2.Fbc} = \frac{0,0725}{0,5 * 0,45^2 * 14,16} = 0,050 \text{ MN.m}$$

$$\mu r = 0,392 \text{ MN.m} \Rightarrow \mu r > \mu u$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaire Asc = 0

$$A_{st} = \frac{1}{\sigma_{st}} \left(\frac{Ma}{z} - Nu \right)$$

Avec: $Z = d (1 - 0.4 \alpha)$

Avec $\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u})$

$\alpha = 0,064 \Rightarrow Z = 0,438$

$$A_{st} = \frac{1}{347,82} \left(\frac{0,0725}{0,438} - 122,92 \cdot 10^{-3} \right) \Rightarrow A_{st} = 1.25 \text{ cm}^2$$

Sachant que le minimum exigé par la norme RPA99/version2003 est $A_{min} = 0,7\% A$ en

zone I

$A_{st \text{ min}} = 0,7\% (b \cdot h) = 0,7\% (0,50 \cdot 0,50)$

$A_{st \text{ min}} = 17,5 \text{ cm}^2$

Conclusion :

Les sections d'armatures longitudinales sont ferrillée par :

$A_{min} = 17,5 \text{ cm}^2$ qui correspond à : $4T 20 + 4 T 16 = 12,57 + 8,04 = 20,61 \text{ cm}^2$

➤ **Verification à L'ELS :**

- N effort de compression
- Sollicitation maximales: selon logiciel SAP 2000

$N_s = 91,09 \text{ KN}$ sous la combinaison à l'ELS $G + V$

$M_s = 26,80 \text{ KN.m}$

Calcul l'excentricité :

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{26,80}{91,09} \Rightarrow e = 0,29$$

$\frac{h}{6} = \frac{0,5}{6} = 0,08 \Rightarrow e > \frac{h}{2} \Rightarrow$ Section partiellement comprimée

- Calcul y :

Avec y : la distance entre la fibre supérieur et l'axe neutre

$$y = \frac{h}{2} + e_1 - e$$

Pour calculer (y) il faut calculer e1 :

e1 sera défini par l'équation du 3^{ème} degré suivante :

$$e_1^3 + p.e_1 + q = 0$$

$$P = -3 \times \left(e - \frac{h}{2}\right)^2 + \frac{6.n.A_2}{b} \times \left(e - \frac{h}{2} + d'\right) + \frac{6.n.A_1}{2} \times \left(e - \frac{h}{2} + d\right)$$

$$q = 2 \times \left(e - \frac{h}{2}\right)^3 - \frac{6.n.A_2}{b} \times \left(e - \frac{h}{2} + d'\right)^2 - \frac{6.n.A_1}{2} \times \left(e - \frac{h}{2} + d\right)^2$$

p et q peuvent être négative

- Calcul P :

$$P = -3 \times \left(e - \frac{h}{2}\right)^2 + \frac{6.n.A_1}{b} \times \left(e - \frac{h}{2} + d\right)$$

Avec : A₂ = 0

$$P = -3 \times \left(0,29 - \frac{0,5}{2}\right)^2 + \frac{6.15.17,5.10^{-4}}{b} \times \left(0,29 - \frac{0,5}{2} + 0,45\right)$$

$$P = 0,07 \text{ m}^2$$

- Calcul q :

$$q = 2 \times \left(e - \frac{h}{2}\right)^3 - \frac{6.n.A_1}{2} \times \left(e - \frac{h}{2} + d\right)^2$$

$$q = 2 \times \left(0,29 - \frac{0,5}{2}\right)^3 - \frac{6.15.17,5.10^{-4}}{b} \times \left(0,29 - \frac{0,5}{2} + 0,45\right)^2$$

$$q = -0,075 \text{ m}^3$$

La résolution de $y = \frac{h}{2} + e_1 - e$ se fait par tâtonnement

$$e_1^3 - 0,07 e_1 - 0,075$$

Pour déterminer e1 on choisie forfaitairement e1.

$$e_1 = \sqrt[3]{-p.e_1 - q}$$

$$e_1 = 0 \Rightarrow e_1 = 0,42$$

$$e_1 = 0,422 \Rightarrow e_1 = 0,356$$

$$e_1 = 0,356 \Rightarrow e_1 = 0,368$$

$$e_1 = 0,368 \Rightarrow e_1 = 0,366$$

$$e_1 = 0,366 \Rightarrow e_1 = 0,366$$

Donc e1 = 0,366

$$y = \frac{h}{2} + e_1 - e$$

$$y = \frac{0,5}{2} + 0,366 - 0,29 = 0,326 \text{ m}$$

$$y = 0,326 \text{ m.}$$

$$s = \frac{by^2}{2} + n.A_2(y-d') - n.A_1(d-y) \text{ avec } A_2 = 0.$$

$$s = \frac{0,5(0,326)^2}{2} - 15 * 17,5 * 10^{-4} (0,45 - 0,326) \Rightarrow S = 0,023 \text{ m}^3$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = \frac{Nsxy}{S} \leq \sigma_{bc}$$

$$\text{Avec } \sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 * 25 \Rightarrow \sigma_{bc} = 15 \text{ mpa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = \frac{91,09 * 10^{-3} * 0,326}{0,023} = 1,27 \leq \sigma_{bc} \Rightarrow \text{Vérifie}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \frac{n * Ns * (d-y)}{S} \leq \sigma_{st}$$

$$\text{Avec } \sigma_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{n * f_{ts}}\right) \Rightarrow \text{fissuration préjudiciable}$$

$$\sigma_{st} = 201,63 \text{ mpa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \frac{15 * 91,09 * 10^{-3} * (0,45 - 0,326)}{0,023} \leq \sigma_{st} \Rightarrow \text{Vérifie}$$

Donc : le ferrailage adoptée résiste pour cette section.

VIII.2.2. Armatures transversales :

Le rôle principal des armatures transversal est d'empêcher le flambement des Armatures longitudinal.

$$T_u = 14,28 \text{ salon logiciel SAP 2000.}$$

$$\text{La vérification : } \tau_u < \overline{\tau}_u$$

VIII.2.2.1 vérification de la contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{T_u}{b*d} = \frac{14,28 * 10^{-3}}{0,5 * 0,45} = 6,34 * 10^{-5} \text{ mpa}$$

$$\overline{\tau}_u \leq \min\left(\frac{0,15 * f_{c28}}{b} ; 4 \text{ mpa}\right) \Rightarrow \tau_u \leq \min(2,5 ; 4 \text{ mpa}) \Rightarrow = 2,5 \text{ mpa}$$

$$\overline{\tau}_u \Rightarrow \text{c'est verifier.}$$

- Calcul le diameter : (t)

$$\Phi_t = \frac{\Phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6,66 \text{ m} \Rightarrow \Phi_t = 8 \text{ mm avec } \Phi_l: \text{diamètre des armatures longitudinales}$$

Selon le RPA99 /version 2003

$$e \leq \min (10 \Phi_t; 15 \text{ cm}) \Rightarrow e \leq \min (20 ; 15 \text{ cm}) \Rightarrow e = 15 \text{ cm}$$

$$e' \leq 15\Phi_t \Rightarrow e \leq 30 \text{ cm.}$$

$$h = \max \left(\frac{he}{6}; a; b; 60 \right) \Rightarrow h = \max \left(\frac{600}{6}; a; b; 60 \right) = 100 \text{ cm.}$$

- calculus l'espacement :

Selon le B.A.E.L : $\text{esp} = \min (40 ; a + 10 ; 15)$ avec a : petite dimension du poteau

$$\text{esp} = \min (40, 60, 30) \Rightarrow \text{esp} = 30 \text{ cm}$$

Le même calcul sera fait pour les autres combinaisons

VIII.3 Dessin de ferrailage

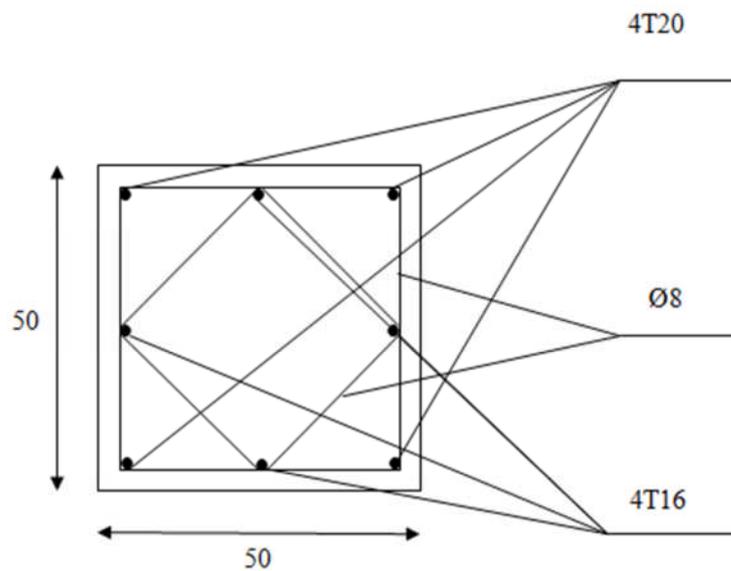


Figure. VIII.1 : Ferrailage transversal des poteaux

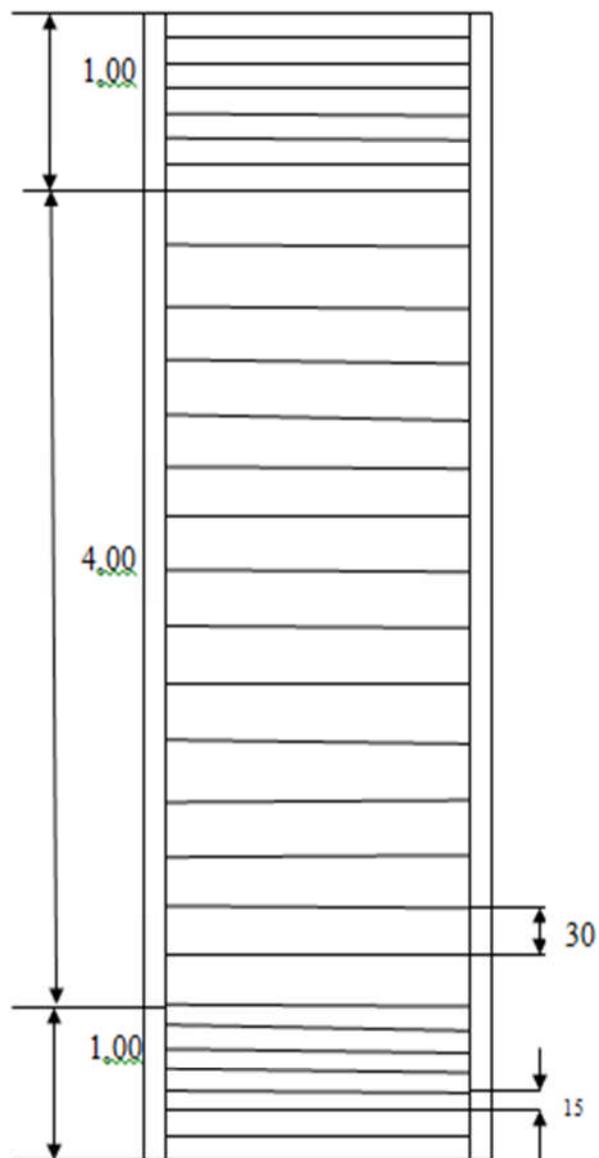


Figure. VII.2 Ferrailage longitudinale des poteaux

Chapitre IX Etude assemblage

IX.1 Définition :

Un assemblage est un dispositif de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elle, en transmission et répartition des diverses sollicitation entre les pièces

IX.2 Calcul de la jonction charpente-béton bloc (A)

La jonction entre la charpente et le béton est réalisé au moyen d'une platine appuyée sur le massif ancrée par des tiges.

Pour le dimensionnement de l'encastrement c'est à dire la détermination des efforts dans les tiges d'ancrages et dans la platine, le moment et l'effort normal exercé sur la base du poteau sont équilibré par la traction des tiges d'ancrages et la compression du béton.

- $N_s = 35,20 \text{ KN} = 3520 \text{ daN}$
- $M = 14,13 \text{ KN.m} = 1413 \text{ daN.m}$
- $V = 11,31 \text{ KN} = 1131 \text{ daN}$

Avec N_s : l'effort de vent à ELU (soulèvement)

M : moment max

V : l'effort tranchant (traction)

- La contrainte admissible du béton dosé à $350 \text{ Kg/m}^3 = 80 \text{ daN/cm}^2$

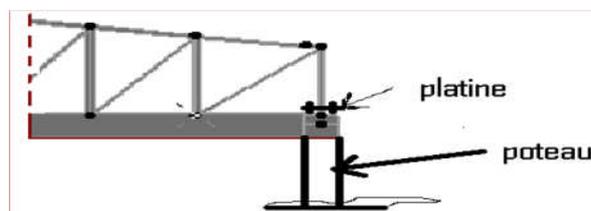


Figure IX.1 : liaison charpente béton

IX.2.1 Détermination des dimensions de la platine

La contrainte de compression est $\frac{A}{B} = \frac{a}{b} = 1$ (platine carrés)

$$\sigma_b = \frac{N_s}{S} \leq \bar{\sigma}_b$$

Avec :

- S : la surface de la platine
- $\bar{\sigma}_b$: contrainte admissible de compression du béton = $67,5 \text{ Kg/cm}^2$
- N : effort normal max

$$\longleftrightarrow a \times b \geq \frac{3520}{67.5} = 512 \text{ cm}^2 = 22.8 \text{ cm}$$

On prend $a=b=25 \text{ cm}$

IX.2.2Caractéristique des tiges

$$N_a = 0.1(1 + \frac{7 g_c}{1000}) \frac{\phi l}{(1 + \frac{\phi}{d_1})^2} \geq \frac{N}{4}$$

Avec :

- g_c : étant le dosage en ciment du béton =350kg/m³
- Φ : diamètre de la tige lisse
- L_1 : longueur de la tige lisse $L_1=38.5 \Phi$
- N : l’effort de soulèvement $N = 3520 \text{ daN}$
- d_1 : distance entre la tige et la paroi la plus proche $d_1=45 \text{ mm}$
- N_a : Effort admissible par lige

On aura :

$$0.34 \times 0.38\Phi \geq 880(1 + \frac{\phi}{0.045})^2$$

$$13.09 \geq 880(\frac{\Phi^2}{0.0025} + 2\frac{\Phi}{0.045} + 1^2)$$

$$429268.29 \Phi^2 + 40867.2 \Phi + 893 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 11695.37 \quad \Phi = 0.03 \text{ m}$$

On prend $\Phi = 30 \text{ mm}$

	Diamètre Φ (mm)	Section résistante (mm ²)
Tige calculée	30	561

Tableau. IX.1.Diamètre et section de la tige

Nous prenons 4 tiges d’ancrages.

IX.2.3Positionnement de la tige

$$L = 20 \Phi = 20 \cdot 30 = 600 \text{ mm}$$

$$d_1 = \frac{250}{2} - 45 = 80 \text{ mm}$$

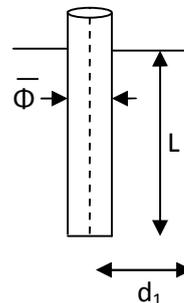


Figure. IX.2 : Détail d’une tige

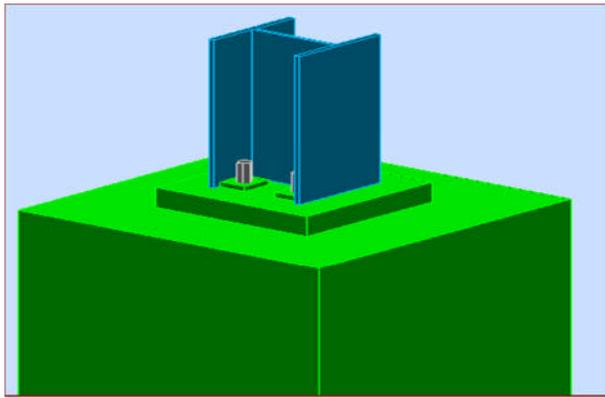


Figure. IX.3:3D de la jonction montant

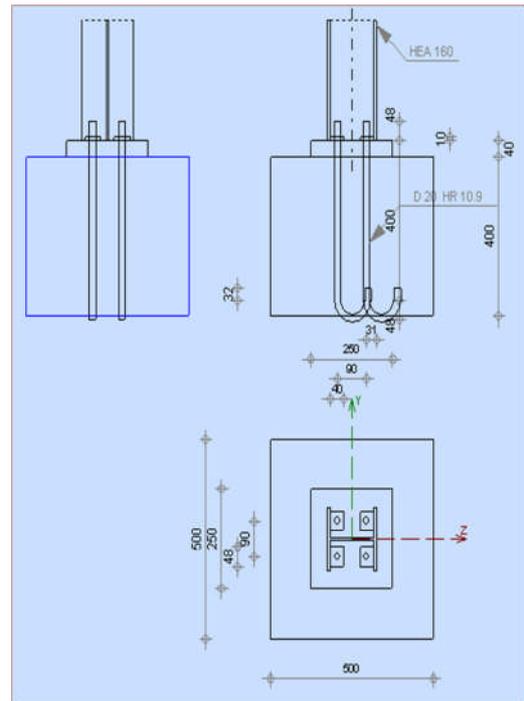


Figure. IX.3 Détail de la jonction ferme-poteau

IX.2.4 Vérification de la contrainte de compression du béton

$$e = \frac{M}{N} = \frac{1413}{35,20} = 0.401 \text{ m}$$

$$h'^3 + 3(\ell - h)h'^2 + 90A \frac{\ell}{b}h' - 90A \frac{\ell}{b}h = 0$$

Avec :

- A : section de l'ensemble des boulons A=314x4= 1256 mm²
- l = e + d₁ = 0.401+0.08=0.383m=48,1cm
- h = 50 cm
- b = 50cm

L'équation du 3^{eme} degré en h' s'écrit :

$$h'^3 + 11,17h'^2 + 865.88h' = 1130.4$$

La solution l'équation:

$$h' - 1,33 = 0$$

$$h'^2 + 9,84h' - 851.9 = 0$$

$$h = 20$$

$$\sigma_b = \frac{2.N.l}{b.h' \left(h - \frac{h'}{3} \right)} \leq f_{ub}$$

$$\sigma_b = \frac{2 \cdot 3520 \cdot 48,1}{50 \cdot 20 \left(50 - \frac{20}{3} \right)} \leq f_{ub}$$

$$\sigma_b = 8,45 \text{ daN/cm}^2 \leq 80 \text{ daN/cm}^2$$

IX.2.5 Vérification des goujons à la traction

$$\sigma_a = \frac{N l - h + \frac{h}{3}}{A \left(h - \frac{h}{3} \right)} \leq f_y$$

$$\sigma_a = \frac{3520 \cdot 48.1 - 50 + 10}{12,56 \cdot (50 - 10)} \leq f_y$$

$$\sigma_a = 56 \text{ daN/cm}^2 = 5600000 \text{ N/m}^2$$

$$1.25\sigma_a = 70 \text{ MPa} \leq f_y = 235 \text{ MPa}$$

IX.2.6 Calcul de l'épaisseur de la platine

$$M = \sigma_a \cdot x_6 \cdot A = 4220,16 \text{ daN/cm}$$

$$e \geq \sqrt{\frac{6 \cdot M}{b \cdot \sigma_a}}$$

$$e \geq \sqrt{\frac{6 \cdot 1413}{50 \cdot 56}} = 1,77 \text{ cm}$$

On prend une épaisseur $e = 3 \text{ cm} = 30 \text{ mm}$

IX.3 Assemblage « barres de la ferme » :

IX.3.1 Efforts sollicitant :

Les efforts maximums à prendre en considération sont :

$$N_{sd} = 69,43 \text{ kn}$$

le choix qui s'est porté en avant sur les éléments principaux de la ferme sont :

- Les montants de l'extrémité sont des profilés IPE 160
- Les diagonales et les montants sont de double cornière 2L 60X8/10
- Les membrures supérieures et inférieures sont de double cornière 2L70X6/10
- 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 : $a = 5 \text{ mm}$

IX.3.2 Soudure de gousset

$$N_d = N_{sd} \times \sin \alpha$$

$$N_d = 69,43 \times \sin 61,3^\circ = 60,9 \text{ kn}$$

$$R_s = \frac{0.7 \times s \times l \times f_y}{\gamma_m}$$

$$R_s = (0.7 \times 10\sqrt{2} \times 160 \times 2 \times 235) / 1.1 = 592.17 \text{ kn}$$

$$V_s = 60, 9 \text{ kn} < R_s = 592.17 \text{ kn}$$

Condition. Vérifiée

IX.3.3 Nombre de boulon :

Prendre boulon HR 8.8

$$P_B = 0.8 f_{ub} A_s$$

$$P_B = 0.8 \times 800 \times 245 \Rightarrow P_B = 156.8 \text{ kn}$$

$$R_f = \mu \cdot P_B$$

$$R_f = 0.3 \times 156.8 \Rightarrow R_f = 47.04 \text{ kn}$$

$$V_{ser} \leq n \times \frac{R_f}{\gamma_R}$$

$$n \geq \frac{1.25 \times 74.4}{47.04} \Rightarrow n \geq 1.96 \Rightarrow n = 2 \text{ boulon}$$

IX.3.4 Disposition constructive

Après plusieurs simulations on opte pour un assemblage formé de un files de 2boulon HR8.8 $\Phi 20$

IX.3.4.1 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 $e_1 = 30 \text{ mm}$

IX.3.4.2 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 $e_2 = 40 \text{ mm}$

IX.3.5 Calcul des boulons sollicités au cisaillement

$$V_R = \frac{f_{ub} A_s}{\sqrt{3}}$$

$$V_R = \frac{800 \times 245}{\sqrt{3}} = 113.16 \text{ kn}$$

$$V_d = \frac{V_{sd}}{2} \Rightarrow V_d = \frac{69,43}{2} = 34,71 \text{ kn} < \frac{V_R}{\gamma_{M1}} = 102.87$$

Condition Vérifiée

IX.3.4 Vérification de la pression diamétrale

$$L_R = 2.4 f_u d t = 2.4 \times 360 \times 20 \times 8 = 138,24 \text{ kn}$$

$$V_d = 63.26 \text{ kn} < \frac{L_R}{\gamma_{M1}} = 125,67 \text{ kn}$$

Condition. Vérifiée

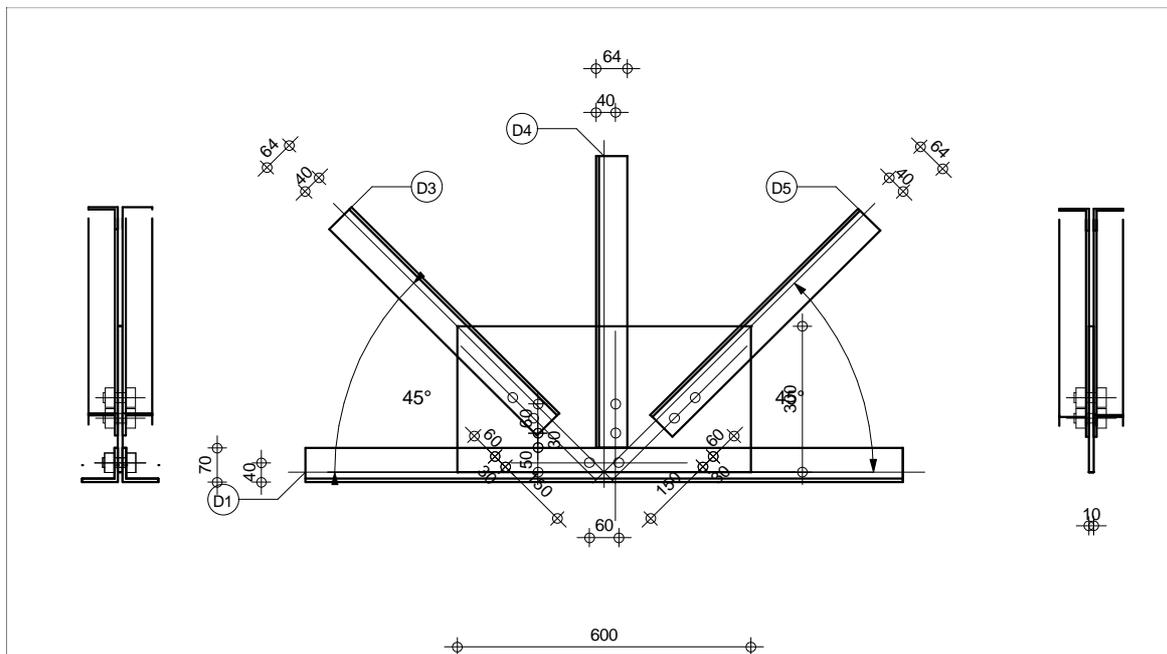


Figure. IX.4 Détail de la jonction membrure supérieur et Montan et diagonal

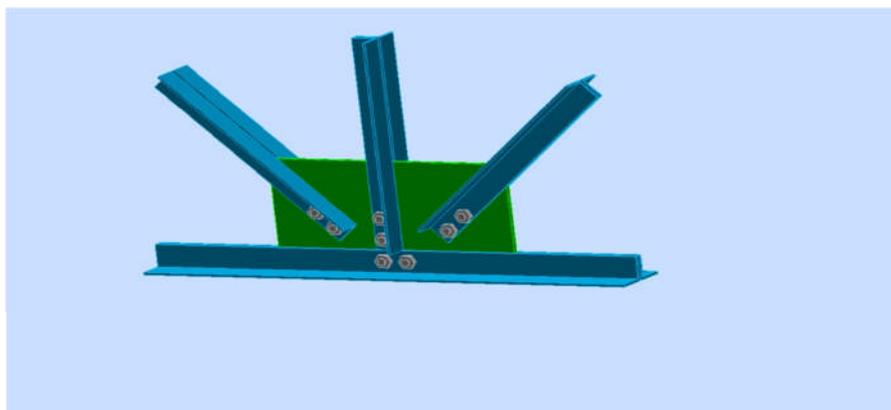


Figure.IX.5 3D de la jonction membrure supérieur et Montan et diagonal

Chapitre X fondation

X.1 Introduction

Les fondations ; terme employé le plus souvent au pluriel pour désigner l'ensemble des ouvrages enterrés sur lesquels repose une construction, elles assurent la stabilité du bâtiment et transmettent au sol le poids total de l'ouvrage en le répartissant de manière à garantir une assise parfaite, Cette transmission peut être directe, cas de fondation superficielle (semelles isolées, semelles continues, radier) où par des éléments spéciaux (puits, pieux).

➤ **le principal des fondations**

Les fondations ont comme rôle principale de reprendre les charges verticales et horizontales, et les transmettent au sol.

➤ **Situation de terrain :**

- Le terrain d'étude se trouve à l'intérieure du CEM (kébire Miloud), tout juste mitoyen du terrain de sport.
- la contrainte admissible de 2 kg/cm².
- ancrer dans la fondation du sable (afin d'absorber les couche de terre végétale et du remblai d'épaisseur allant de 2 à 3m.
- passer par fondation superficielle semelle isolée.

Enfin, tenir en compte de la recommandation du RPA 99, version 2003, l'analyse de la structure par logiciel SAP 2000 a donné les résultats suivants :

X.2.étude des semelles bloc(A) :

	Combinaisons	M(KN.m)	N(KN)
S1 Intermédiaire	ELU	0.74	183,11
	ELS	0,48	124,84
S2 Centrale	ELU	0,46	159,12
	ELS	0,31	106,93
S3 D'angle	ELU	3,86	141,57
	ELS	2,56	94,64

Tableaux .X.1: Différentes sollicitations agissantes sur la semelle du bloc (A)

X.1.1 étude de la semelle intermédiaire:

$$\bar{\sigma}_{sol} = 2kg/cm^2 = 0,02KN/cm^2 = 200 KN/m^2$$

$$a = b = 50 cm$$

X.1.1.1 Condition d'homothétie :

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} = 1 \Rightarrow A = B \text{ (semelles carrées)}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_{SOL}}} = \sqrt{\frac{124,84}{200}}$$

$$B \geq 0,80$$

On prend une semelle de dimensions (1,00x1,00) m².

X.1.1.2Détermination de d et h_t :

$$A - a \geq d \geq \frac{B - b}{4} \Rightarrow 1,00 - 0,5 \geq d \geq \frac{1,00 - 0,5}{4}$$

$$\Rightarrow 0,5m \geq d \geq 0,125 m$$

$$\Rightarrow d = 30 cm$$

$$D'ou : h_t = d + 5cm \Rightarrow h_t = 35cm$$

X.1.1.3Vérification :

Avec :

$$S = B^2$$

$$I = \frac{B^4}{12}$$

$$V = \frac{B}{2}$$

N's = N_s + poids propre de la semelle

$$\rightarrow P.P.S = (1,00 \times 1,00) \times 0,35 \times 25 = 8,75 KN$$

$$(2) \Leftrightarrow \sigma_{sol} = \frac{N_s + P.P.S}{B^2} + \frac{6 \times Ms}{B^3} \Rightarrow \sigma_{sol} = \frac{124,84 + 8,75}{1} + \frac{6 \times 0,48}{1}$$

$$\Rightarrow \sigma_{sol} = 136,47 KN/m^2$$

$$\sigma_{sol} \geq \bar{\sigma}_{sol} = 200KN/m^2 \quad C.V$$

la section de la semelle est de : 1,00x1,00 m² .

X.1.1.4 Détermination du ferrailage :

- **ELU**

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,83 \text{ Mpa}$$

$$N'_u = 183,11 + 8,75 = 191,86 \text{ KN}$$

$$A_{ux} = A_{uy} = \frac{N'_u \times (A - a)}{8 \times d \times \sigma_{st}} \Rightarrow A_u = \frac{191,86 \times 10^{-3} \times (1,00 - 0,5)}{8 \times 0,3 \times 347,83}$$

$$\Rightarrow A_u = 1,14 \text{ cm}^2$$

- **ELS**

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 110 \times \sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) \text{ Fissuration préjudiciable}$$

Avec:

$$\eta = 1,6$$

$$f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$\Rightarrow \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ M}$$

$$N'_s = 124,84 + 8,75 = 133,59 \text{ KN}$$

$$A_{sx} = A_{sy} = \frac{N'_s \times (A - a)}{8 \times d \times \overline{\sigma}_{st}} \Rightarrow A_s = \frac{133,59 \times 10^{-3} \times (1,00 - 0,50)}{8 \times 0,3 \times 201,63}$$

$$\Rightarrow A_s = 1,32 \text{ cm}^2$$

- **Calcul de nombre des barres**

$$NA = NB = [(A - 2 \times \text{enrobage}) / \text{espacement}] + 1 \iff [(100 - 2 \times 5) / 20] + 1 = 5,7 \quad 6T12$$

On a :

$$A_u \leq A_s \dots \dots \dots \Rightarrow A_{st} = 6T12 = 6,79 \text{ cm}^2$$

X.1.1.5 Vérification de la stabilité au renversement

$$e_0 = \frac{M_s}{N_s} < \frac{B}{4} \Rightarrow \frac{0,48}{124,84} < \frac{1,00}{4}$$

$$\Rightarrow 0,004 < 0,25 \quad \text{C.V}$$

X.1.1.6 Détermination de la hauteur du patin (e)

$$e \geq \max(15 \text{ cm} , 12\phi + 6 \text{ cm}) = \max[15; ((12 \times 1,2) + 6)]$$

donc on prend : $e = 20 \text{ cm}$

X.1.1.7 Espacement

$$S_t = \frac{1,00 - 0,10}{5} = 0,18$$

$$S_t = 20\text{cm}$$

	A × B (m ²)	d (cm)	h _t (cm)	e (cm)	A _{st} (cm ²)	S _t (cm)
Semelle intermédiaire	1,00 × 1,00	30	35	20	6T12=6,79	20

Tableaux. X.2: Récapitulation des résultats de la semelle intermédiaire

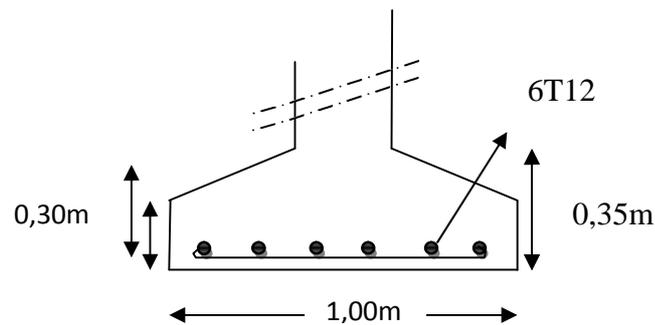


Figure X.1: Ferrailage de la semelle intermédiaire

X.1.2 Etude de la semelle centrale et d'angle :

Suivant La même méthode de calcul on choisit une semelle de (0,90 × 0,90) m².

	A × B (m ²)	d (cm)	h(cm)	e (cm)	A _{st} (cm ²)	S _t (cm)
Semelle centrale et d'angle	0,90 × 0,90	25	30	20	6T12=6,79	16

Tableau .X.3: Résultats de la semelle centrale et d'angle

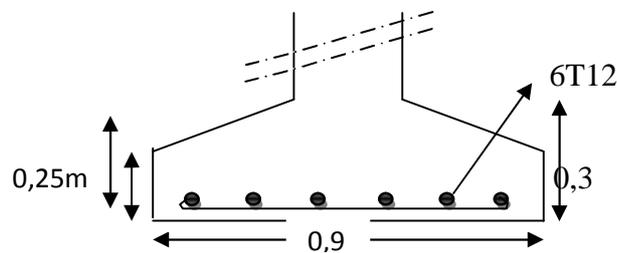


Figure. X.2: Ferrailage de la semelle centrale et d'angle

X.1.3 Les longrines

X.1.3.1 Définition :

Les longrines sont des ceintures aux niveaux des semelles, elles ressemblent à une poutre encastree dans la semelle, le calcul de longrine se fait en fonction de la nature du sol, qui supporte la Structure

on prend une section (50*40),elles doivent être calculées à résister à la traction.

$$L' \text{ action d' une force } F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ KN}$$

Avec : N égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarises.

α = coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée.[RPA 99]

Site	Zone I
S2	$\alpha =15$

Effort normale axiale dans le poteau (intermédiaire) le plus sollicité.

X.1.3.2 Ferrailage de la longrine :

$$F = \frac{183,11}{15} = 12,20 \text{ KN}$$

$$A_{st} = \frac{F}{\sigma_{st}} \Rightarrow A_{st} = \frac{12,20 \times 10^{-3}}{347,83}$$

$$\Rightarrow A_{st} = 0,35 \text{ cm}^2$$

X.1.3.3 Condition de non fragilité

En prend la section minimale :

$$A_{st} \text{ min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad \text{Avec : } \begin{cases} f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ Mpa} \\ f_{c28} = 25 \text{ Mpa ; } f_e = 400 \end{cases}$$

$$A_{st} \text{ min} \geq 0,23 \times 0,50 \times 0,40 \times 2,1 / 400$$

$$A_{st} \text{ min} \geq 2,4 \text{ cm}^2.$$

Le R.P.A 99 V2003 exige que : Le ferrailage minimum doit être de 0,6 % de la section avec des cadres dont l'espacement est inférieure au min (20 cm, 15 ϕ l).

$$A_{st,min} = 0,6\% (b \cdot h) = 0,6 \times \frac{50 \times 40}{100}$$

$$A_{st,min} = 12 \text{ cm}^2.$$

D'où le ferrailage choisi : $A_{st} = 8T12 = 12.32 \text{ cm}^2$

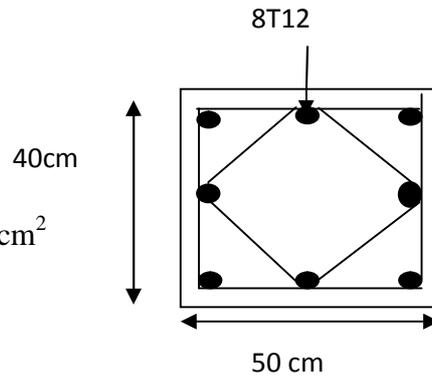


Figure. X.3: Ferrailage de la longrine

X.4.3.4 Calcul des armatures transversales

$$\Phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}, \Phi_{min}, \frac{b}{10} \right)$$

$$\Phi_t \leq \min (1,42 ; 1 ; 5,00) \text{ mm}$$

$$\Phi_t = \Phi 8 \text{ mm}$$

X.4.3.5 Calcul d'espacement des cadres

Le RPA 99 exige des cadres dont l'espacement ne doit pas dépasser $S_t \leq (20\text{cm} ; 15 \Phi_t)$

- Zone nodale

$$S_t = 15 \text{ cm}$$

- Zone courante

$$S_t = 18 \text{ cm}$$

X.2 Etude des semelles du bloc (b) :

	combis	M(KN.m)	N(KN)
S1 centrale	ELu	0,10	244,24
	ELS	0,01	179,68
S2 intermédiaire	ELu	0,16	243,81
	ELS	0,08	179,36
S3 D'angle	ELu	0,30	155,45
	ELS	0,10	112,59

Tableau. X.4: Différentes sollicitations agissantes sur la semelle de bloc (A)

X.2.1 Etude de la semelle centrale et intermédiaire :

$$a = b = 30 \text{ cm}$$

X.2.1.1 Condition d'homothétie :

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} = 1 \quad A = B \text{ semelles carrées}$$

On a :

$$B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_{SOL}}} = \sqrt{\frac{179,68}{200}}$$

$$B \geq 1,00$$

On prend une semelle de dimensions (1,20x1, 20) m².

X.2.1.2 Détermination de d et h :

$$\frac{1,2-0,3}{4} \leq d \leq 1,20 - 0,3 \quad 0,3\text{m} \leq d \leq 1,2\text{m}$$

$$d=40 \text{ cm} \quad h = 45 \text{ cm}$$

X.2.1.3 Vérification :

$$\sigma_{SOL} = \frac{N'_s}{S} + \frac{M_s}{I/V}$$

Avec : $N'_s = N_s + \text{poids propre de la semelle} = 201,28\text{KN}$

$$\sigma_{SOL} = \frac{N_s + \text{Poids propre semelle}}{B^2} + \frac{6M_s}{B^3} \sigma_{SOL} = \frac{201,28}{1,2^2} + \frac{6 \times 0,01}{1,2^3}$$

$$\sigma_{SOL} = 139,81 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_{SOL} \leq \overline{\sigma_{SOL}} \quad \text{Condition. Vérifiée}$$

X.2.1.4 d détermination du ferrailage

- **E.L.U**

$$A_u = \frac{265,84 \cdot (1,2-0,3)}{8,04 \cdot 347,83}$$

$$A_u = 0,85 \text{ cm}^2$$

- **E.L.S**

$$A_s = \frac{0,201 \cdot (1,2-0,3)}{8,04 \cdot 201,63}$$

$$A_s = 1,12 \text{ cm}^2$$

$$N_A = N_B = [(A-2 \cdot \text{enrobage})/\text{espacement}] + 1 \quad \leftrightarrow \quad [(120-2 \cdot 5)/22] + 1 = 5,7 \quad 6T12$$

$$A_s > A_u \text{ donc on prend un ferrailage de : } 6T12 = 6,79 \text{ cm}^2$$

X.2.1.5 Vérification de la stabilité au renversement

$$e_0 = \frac{M_s}{N_s} < \frac{B}{4} \frac{0,01}{179,68} < \frac{1,2}{4}$$

$$0,000055 < 0,3 \quad \text{Condition. Vérifié}$$

X.2.1.6 Détermination de la hauteur du patin "e "

$$e \geq \max (6 \varnothing + 6\text{cm} , 15 \text{ cm}, 12 \varnothing + 6\text{cm})$$

$$e \geq \max(13,2 ; 15 ; 20,4)$$

$$e = 21 \text{ cm}$$

X.2.1.7 Espacement

$$S_t = \frac{1,2 - 0,10}{5} = 0,22 \text{ m}$$

On prend $S_t = 22\text{cm}$

	A x B (m ²)	d (cm)	h (cm)	e (cm)	A _{st} (cm ²)	S _t (cm)
Semelle centrale et intermédiaire	1,2 x 1,2	40	45	21	6T12 = 6,79	22

Tableau X.5 Récapitulatif des résultats de la semelle centrale et intermédiaire

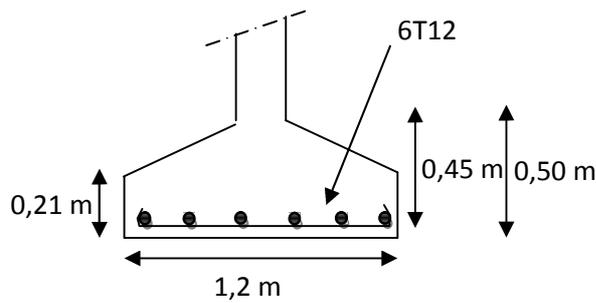


Figure .X.4 ferrailages de la semelle centrale et intermédiaire

X.2.2 Etude de la semelle intermédiaire et d'angle:

Suivant la même méthode de calcul, la semelle:

	A x B (m ²)	d (cm)	h (cm)	e (cm)	A _{st} (cm ²)	S _t (cm)
S2 d'angle	1,00 x 1,00	40	45	21	5T12 = 5,65	22,5

Tableau.X.6 récapitulatif des résultats de la semelle d'angle

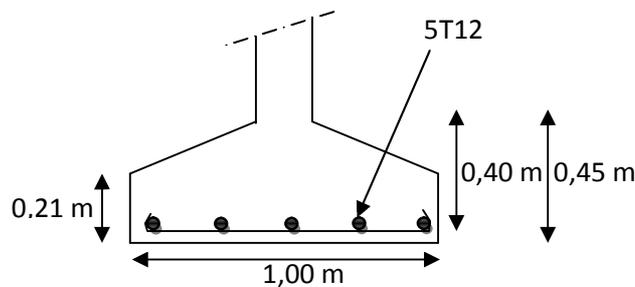


Figure. X.5 Ferrailage de la semelle d'angle

X.2.3 Les longrines

X.2.3.1 ferrailage

$$A_{stmin} = 0,6\% (b \cdot h) = 0,6 \times \frac{30 \times 30}{100}$$

$$A_{stmin} = 5,4 \text{ cm}^2.$$

$$N_A = N_B =$$

D'où le ferrailage choisi : $A_{st} = 6T12 = 6,79 \text{ cm}^2$

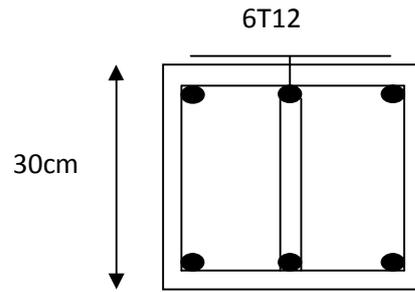


Figure. X.6 : Ferrailage de la longrine

$$N_A = N_B = [(A-2 \cdot \text{enrobage}) / \text{espacement}] + 1 \iff [(120-2 \cdot 5) / 22,5] + 1 = 5,7 \quad 6T12$$

X.2.3.2 Calcul des armatures transversales

$$\Phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}, \Phi_{min}, \frac{b}{10} \right)$$

$$\Phi_t \leq \min (0,85, 1, 3,00) \text{ mm}$$

$$\Phi_t = \Phi 8 \text{ mm}$$

X.2.3.3 Calcul d'espacement des cadres

Le RPA 99 exige des cadres dont l'espacement ne doit pas dépasser $S_t \leq (20\text{cm} ; 15 \Phi_t)$

- **Zone nodale**

$$S_t = 15 \text{ cm}$$

- **Zone courante**

$$S_t = 18 \text{ cm}$$

BIBLIOGRAPHIE

Règlement neige et vent [RNV 99] (D.T.R. C 2- 4.7) MINISTERE DE L'HABITAT ET DE L'URBANISME, (Algérie)

Règles parasismiques Algériennes [RPA 99 version 2003] MINISTERE DE L'HABITAT ET DE L'URBANISME, (Algérie)

Règle de conception et de calcul des structures en acier [CCM 97] MINISTERE DE L'HABITAT ET DE L'URBANISME, (Algérie)

Lahlou. D « CALCUL DES ELEMENTS RESISTANTS D'UNE CONSTRUCTION METALLIQUE » Ed : Office des Publications Universitaires (Algérie) 2009.

Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et des constructions en béton armé suivant la méthode des états limites [BAEL 91 révisées 99] MINISTERE DE L'HABITAT ET DE L'URBANISME, Ed : CSTB 2000, (Algérie)

Manfred A.H, Michel. C « CHARPENTES METALLIQUES : Conception et dimensionnement des halles et bâtiments.» Vol.11, Presses polytechniques et universitaires romandes (EPFL) ,1995

Mémoire Belabbaci Amina & charef souad octobre 2007 : dimensionnement d'une salle de sport en C.M dans la wilaya de Tlemcen_ influence du site d'implantation

Manfred A.H, Michel. Crisinel «CONCEPTION CHARPENTES METALLIQUES : nouvelle édition revue et adaptée aux nouvelles de structure.» Vol.11du traité de génie civil

LISTE DES NOTATIONS

Majuscules latines

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

Minuscules latines

d	Diamètre d'une section circulaire ;
f	La flèche ;
f_y	Limite d'élasticité ;
H	Hauteur d'une pièce;
l	Longueur d'une pièce (Poutre, Poteau);
l_f	Longueur de flambement ;
t	Épaisseur d'une pièce;
t_f	Épaisseur d'une semelle de poutre ;
t_w	Épaisseur de l'âme de poutre ;
Z	Hauteur au-dessus du sol ;
z₀	Paramètre de rugosité ;
z_{eq}	Hauteur équivalente ;
z_{min}	Hauteur minimale ;
Minuscules grecques	
χ	coefficient de réduction pour le mode de flambement approprié ;
β	Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation ;
β_w	Facteur de corrélation ;
β_M	Facteur de moment uniforme équivalent ;
γ_M	Coefficient de sécurité ;
λ	Élancement ;
λ_{LT}	Élancement de déversement ;
α	Facteur d'imperfection ;
∅_{LT}	Rotation de déversement ;
τ	Contrainte limite de cisaillement en élasticité ;
ε	Coefficient de réduction élastique de l'acier ;
σ_a	Contrainte de l'acier ;
σ_b	Contrainte du béton ;
ξ	Pourcentage d'amortissement critique ;
η	Facteur de correction d'amortissement ;
δ_{ek}	Déplacement dû aux forces sismiques F _i ;
Δ_k	Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » ;
μ	Coefficient de forme de la charge de neige ;
μ_p	Coefficient de perméabilité ;
Σ	Contrainte admissible du béton ;
T_u	Contrainte ultime de cisaillement
σ_{bc}	Contrainte du béton
σ_{st}	Contrainte d'acier
f_{bc}	Contrainte de calcul
f_{cj}	Résistance à la compression
f_{tj}	Résistance à la traction
F_{c28}	Résistance caractéristique a 28 jours
A_{st}	Section d'armature
γ_b	Coefficient de sécurité béton
γ_s	Coefficient de sécurité d'acier