

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

Université Abou Bakr Belkaid – Tlemcen

Faculté de Technologie

Département de Génie Civil



Mémoire d'obtention du diplôme de MASTER en Génie civil

Option Construction Métallique et Mixte.

BATIMENT INDUSTRIEL EN R+2 AVEC UN PONT ROULANT

Présenté juin 2018 par :

M^{elle} BENYAHIA Asma

Devant le jury composé de :

Mr. BENYELLES Z

Président

Dr. BENADLA Zahira

Examinatrice

Dr. DJAFOUR Nawel

Examinatrice

Mr. CHERIF Zine El Abidine

Encadreur

2017-2018

Dédicace

Que ce modeste travail témoigne de mon profond respect.

Pour commencer je prends le temps de remercier ALLAH le tout puissant de m'avoir donné la force et la volonté pour terminer mes études.

Je dédie ce mémoire ...

A mon père et ma mère que ALLAH les protège, qui m'ont offert tous les moyens, Ainsi leurs encouragements avec lesquels j'ai pu atteindre ce niveau, dont je leurs doit toute ma reconnaissance et mon respect.

A mes chères sœurs

Fatima et Hadjar

Et bien sûr à mon neveu Abdellah Djoud.

A mes tantes, mes oncles paternels, maternels, mes cousins et cousines et aux familles BENYAHIA et KAHOUADJI qui trouveront l'expression de mes sentiments de respect et de reconnaissance pour le soutien qu'ils n'ont cessé de m'apporter.

A mes amis Nadira, Ibtissem, Sarah, Touria, Boumediene, Walid, Ilyes ainsi qu'à toute la promotion de génie civil 2018 plus particulièrement la promo de la charpente métallique chacun par son nom sans oublier mes collègues de travail et bien sûr monsieur le directeur N.BOUACHA.

A tous ceux qui ont contribué de loin ou de près à la réalisation de ce mémoire.

Enfin, à tous ceux qui m'aiment.

A vous...

BENYAHIA Asma

Remerciements

Tout d'abord nous remercions ALLAH le tout puissant le miséricordieux, qui nous a donné la force, la patience et la volonté de mener bien à ce modeste travail.

Que nos parents voient aujourd'hui leurs efforts et leurs sacrifices couronnés par ce rapport. Ils ont veillé à nous éduquer avec infiniment d'amour et d'affection. Que Dieu nous permette de leur rendre au moins une partie, aussi infime qu'elle soit, de tout ce que nous leur devons.

Nous exprimons toutes nos profondes reconnaissances à notre illustre encadreur Monsieur Z.E.A CHERIF pour le temps qu'il nous a accordé, de sa confiance et de son aide scientifique, ainsi que ses précieux conseils.

Nous tiendrons aussi à remercier vivement et sincèrement nos enseignants qui nous ont aidé et appris l'âme de la science tout au long de ces années d'études.

Nous remercions vivement Monsieur BENYELLES.Z. qui a bien voulu accepter de présider ce jury ainsi que Madame BENADLA Zahira et Madame DJAFOUR Nawel pour l'intérêt qu'ils ont porté à notre travail en acceptant de l'examiner et de l'enrichir par leurs remarques, questions et propositions.

Nous remercions aussi les deux ingénieurs Mr C. OUAHRANI, Mr A. BOUTASTA et Melle A. MEDJAHED pour leurs aides et leurs conseils prodigues.

Nous remercions aussi tous nos amis et collègues pour leurs aides, leurs patiences, leurs compréhensions et leurs encouragements.

Enfin, nous exprimons toute notre gratitude à toute personne ayant contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

MERCI A TOUS

Résumé

Ce projet consiste à étudier et dimensionner un bâtiment industriel en charpente métallique selon les règlements algériens. Le bâtiment se situe dans la région de Zenâta à la wilaya de Tlemcen. Ce projet a été élaboré en plusieurs étapes ; en premier lieu l'évaluation des charges et surcharges et l'étude climatique (vent, neige, frottement) selon le règlement Algérien « R.N.V. 99 » version 2013. Ensuite, Les hypothèses de charges ont permis d'établir la descente des charges pour le dimensionnement des différents éléments (secondaires et porteurs). L'étude du plancher mixte a été élaborée selon le règlement «Euro code 4 ». L'étude dynamique, selon le règlement parasismique Algérien « R.P.A. 99 », a été ensuite menée. Après ceci, les assemblages ont été étudié selon le code de la charpente métallique « C.C.M. 97 ». Dans ce même chapitre, l'infrastructure a été étudié selon le règlement « BAEL91 ». Enfin, le travail se termine par une conclusion.

Mots-clés : Charpente métallique, bâtiment industriel, pont roulant.

Abstract

This project is a study and a design of a steel structure about industry building use according to the Algerian codes. The building is located in Tlemcen. This project was developed in several stages. First, the evaluation of the loads and the overloads and the climate study (wind, snow, friction) under the Algerian rules of “R.N.V. 99” version 2013. Then, the assumed loads allowed us to establish the inventory of the loads for the design of the different elements (secondary and bearer). The mixed floor study was elaborated according to the regulation

«Eurocode 4». After that, the dynamic study was performed, according to the Algerian earthquake codes “R.P.A. 99” and the connections were investigated under the steel structures code “C.C.M. 97”. In the last step, the infrastructure was studied according to the “BAEL91” rules. Finally, the work ends with a conclusion.

Keywords: Steel structure, industry building.

المخلص

هذا المشروع هو دراسة وتصميم لمبنى ذو طابع صناعي وفقا للقوانين الجزائرية. وقد مر هذا المشروع بعدة مراحل. أولا، تقييم الأحمال والاحمال الزائدة ودراسة المناخ (الرياح، الثلوج والاحتكاك) في إطار القواعد الجزائرية RNV.99اصدار 2013. ثم تسمح لنا الاحمال المفترضة لتحديد المخزون من الاحمال لتصميم العناصر المختلفة (الثانوية والحاملة). وقد وضعت دراسة للطابق المختلط وفقا للقاعدة وتم EUROCODE4. وبعد ذلك أجريت الدراسة الديناميكية وفقا لرموز الزلزال الجزائرية RPA.99 وتم التحقيق في الاتصالات بموجب القانون الخاص بالهياكل الفولاذية CCM97 وأخيرا ينتهي العمل بخلاصة.

الكلمات المفتاحية: مبنى ذو طابع صناعي، هياكل معدنية.

TABLE DE MATIERE

INTRODUCTION GENRALE	1
CHAPITRE I : GENERALITES	
I1 PRESENTATION DU PROJET	3
I.2 DONNEES GEOMETRIQUE DE L'OUVRAGE	3
I.3 LOCALISATION ET DONNEES CONCERNANT LE SITE DU PROJET	4
I.4 REGLEMENTS UTILISES	4
I.5 LOGICIELS UTILISES	5
I.6 MATERIAUX	5
I.6.1 L'acier de construction	5
I.6.2 L'acier des armatures	5
1- Contraintes de traction	5
2- Loi de comportement	7
I.6.2 Le béton	7
I.6.2.2 Résistance caractéristique à la traction	7
I.6.2.3 Loi de comportement	8
I.6.2.4 Module d'élasticité	9
1-Module de déformation longitudinale E_{ij}	9
2-Module de déformation différée E_V	9
I.6.3 Le béton armé	10
I.6.4 Les assemblages	10
I.6.4.1 Le boulonnage	10
I.6.4.2 Le soudage	10
CHAPITRE II : DESCENTES DES CHARGES	
II.1 INTRODUCTION	12
II.2 CHARGES PERMANENTES	12
II.3 SURCHARGES D'EXPLOITATION	13
II.4 SURCHARGES CLIMATIQUES	14
II.4.1 NEIGE	14
II.4.1.2 Coefficient de forme de la toiture μ	15
II.4.1.3 Surcharges de la neige S	15
II.4.2 VENT	16

II.4.2.1 Données du site	16
II.4.2.2 Calcul du coefficient dynamique C_d	17
II.4.2.3 Pression dynamique du vent	17
II.4.2.3.1 Coefficient topographique (C_t)	18
II.4.2.3.3 Intensité de turbulence (I_v)	18
II.4.2.3.4 Coefficient d'exposition (C_e)	18
II.4.2.3.5 Calcul de la pression dynamique q_{dyn}	18
II.4.2.4 Coefficient de pression extérieur C_{pe}	19
II.4.2.5. Coefficient de pression intérieur (C_{pi})	24
CONCLUSION	24

CHAPITRE III : DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.1 INTRODUCTION	26
III .2 PRINCIPES DU REGLEMENT CCM97	26
III .3 COEFFICIENT DE SECURITE	26
III.4 VALEURS DES FLECHES ADMISSIBLES	27
III .5 PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS SECONDAIRES DE LA STRUCTURE	27
III .5.1 LES PANNES	27
III.5.1.1 Les pannes pour toiture à double versant	28
1- Espacement entre les pannes	28
2- Dimensionnement des pannes	28
a- Vérification de la condition de flèche à L'ELS	29
b- Condition de résistance à l'ELU	31
III.6.1 LES POUTRES	32
a- Condition de flèche	32
b- Vérification de la résistance à l'ELU	34
III.6.2 LES TRAVERSESES	34
a- Condition de flèche	34
b- Vérification de la résistance à l'ELU	37
III.6.3 Traverses (bloc de stockage)	39
a- Condition de flèche	39
b- Vérification de la résistance à l'ELU	41

Chapitre IV : ETUDE DE PLANCHERS MIXTES

IV.1 INTRODUCTION	44
IV.2 VERIFICATION DE LA TOLE PROFILEE	44
IV.2.1 Entraxe des solives	44
a) Vérification à l'état limite ultime	46
b) Vérification de flèche à l'état limite de service	46
IV.3 ETUDE DU PLANCHER	47
IV.3.1 Calcul du plancher de l'étage courant	48
IV.3.1.1 Vérification de la condition de résistance	48
a) Largeur efficace de la dalle	48
b) Le moment résistant plastique développé par la section mixte	50
IV.3.1.2 Vérification au cisaillement	50
IV.3.1.3 Vérification de la flèche	50
IV.3.2 Etude des connecteurs	51
a) Définition	51
b) Résistance du connecteur isolé	51
c) Effort de cisaillement longitudinal	52
IV.3.3 Calcul du ferrailage	52
CONCLUSION	52

Chapitre V : ETUDE SISMIQUE

V.1 INTRODUCTION	54
V.2 PRINCIPE DE LA METHODE MODALE SPECTRALE	54
V.3. CRITERES DE CLASSIFICATION PAR LE RPA99 V 2003	54
V.4. ANALYSE DYNAMIQUE DE LA STRUCTURE	54
V.4.1. Modélisation de la structure	54
V.4.2. Spectre de réponse de calcul	55
V.4.3. Analyse modale spectacle	56
V.5. VERIFICATION DE LA STRUCTURE	57
V.5.1. Vérification de la période fondamentale de la structure	57
V.5.2. Vérification de la force sismique à la base	57
V.5.3. Vérification des déplacements	59

CHAPITRE VI : DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX ET SECONDAIRE

VI.1.INTRODUCTION	61
VI.2. DIMENSIONNEMENT DES POUTRES	61
1. Poutre principale de rive terrasse	61
a) Classe du profilé IPE 360	61
b) Vérification du cisaillement	62
c) Vérification du moment fléchissant	62
2. Poutre intermédiaire pour terrasse	62
a) Classe du profilé IPE 500	62
b) Vérification du cisaillement	62
c) Vérification du moment fléchissant	63
3. Poutre principale de rive d'étage courant	63
a) Classe du profilé IPE 360	63
b) Vérification du cisaillement	64
c) Vérification du moment fléchissant	64
4. Poutre principale intermédiaire étage courant	64
a) Classe du profilé IPE 160	65
b) Vérification du cisaillement	65
c) Vérification du moment fléchissant	65
5. Pannes	65
a) Classe du profilé IPE 120	66
b) Vérification du cisaillement	66
c) Vérification du moment fléchissant	66
6. Poutres secondaires	67
a) Classe du profilé IPE 160	67
b) Vérification du cisaillement	67
c) Vérification du moment fléchissant	67
VI.3. DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX	68
1. Tronçon du RDC a 2 ^{ème} étages	68
2. Vérification de la résistance à la flexion composée	69
3. Vérification du cisaillement	71
VI.4. VERIFICATION DEPLACEMENT HORIZONTAL	71

VI.5. DIMENSIONNEMENT DES CONTREVENTEMENTS	72
1. Contreventement en V	72
2. Vérification à la traction	72
VI.6. DIMENSIONNEMENT DES ESCALIERS	73
1. Conception	73
2. Dimensionnement des éléments porteurs	74
CHAPITRE VII : DIMENSIONNEMENT DU CHEMIN DE ROULEMENT	
VII.1. INTRODUCTION	77
VII.2. LA POUTRE DE ROULEMENT	77
VII.3. TYPES DE PONTS ROULANTS	78
VII.4. CLASSIFICATION DES PONTS ROULANTS	78
VII.5. RAILS DE PONT ROULANT	79
VII.6. FIXATION DES RAILS	79
VII.7. CHARGES SUR LA POUTRE DE ROULEMENT	80
VII.7.1. Plan d'ensemble de l'appareil	80
VII.7.2. Les dimensions à préciser, en particulier	81
VII.7.3. Caractéristiques des différents mouvements	81
VII.7.4. Caractéristiques du pont	82
VII.8.1. DIMENSIONS DU PONT	83
VII.8.2. CARACTERISTIQUES DU RAIL	85
a) Choix du rail	85
b) Fixation du rail	85
VII.8.3. CALCUL DU CHEMIN DE ROULEMENT	85
a) Charges permanentes (G)	86
b) Surcharges d'exploitation (S)	86
VII.9.1. VERIFICATION DES CONTRAINTES SOLLICITANT LA PDR	87
VII.9.1.1. Contraintes principales	87
VII.9.2. CALCUL DU SUPPORT DE CHEMIN DE ROULEMENT	89
1. Charges verticales	89
2. Charges horizontales	89
VII.9.3. DIMENSIONNEMENT DU SUPPORT DU CHEMIN DE ROULEMENT	89
a) Classe de la section transversale	90
b) Classe de la semelle comprimée	90

c) Vérification du HEA260 au flambement de la semelle comprimée dans le plan de l'âme	90
d) Vérification des contraintes	91
CONCLUSION	91

CHAPITRE VIII : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VIII.1 INTRODUCTION	94
VIII.2 STABILITE DES FONDATIONS	94
VII.3 LE CHOIX DE TYPE DE FONDATION	94
VIII.3.1 Pré dimensionnement	95
VIII.3.2 Epaisseur du radier	95
VIII.3.3 Débordement (D)	96
VIII.4 VERIFICATION DE LA CONTRAINTE DU SOL	97
VIII.5 LES DIFFERENTES SOLLICITATIONS	98
VIII.6 CALCUL DU FERRAILLAGE DE LA DALLE	98
VII.6.1 En travée	99
VIII.6.2 Vérification a l'ELS	99
VIII.6.3 En appui	100
VIII.7 CALCUL DE FERRAILLAGE DE LA NERVURE	101
VIII.7.1 Ferrailage longitudinal	101
A-En travée	101
B- En appui	102
VIII.7.2 Vérification a l'ELS	103
A-En travée	103
B- En appui	103
VIII.7.3 Ferrailage transversal	104
VIII.8. PIED DE POTEAU	105
VIII.8.1. Efforts sollicitant	105
VIII.8.2. Dimensionnement de la plaque d'assise	105
VIII.8.3. Disposition constructive	107
VIII.8.4. VERIFICATION DE LA RESISTANCE DE PIED DE POTEAU	108
VIII.8.4.1 Vérification de la résistance à la compression	108
VII.8.4.2. Vérification de la résistance à la traction	108
VII.8.4.2.1. Résistance des tiges d'encrage	108

VIII.8.4.2.2. Longueurs participantes du tronçon en T équivalent tendu	109
CHAPITRE IX : ETUDE DES ASSEMBLAGES	
IX.1. INTRODUCTION	111
IX.2. FONCTIONNEMENT DES ASSEMBLAGES	111
a) Le boulonnage	111
b) Le soudage	111
c) Fonctionnement par adhérence	111
d) Coefficients partiels de sécurité	112
e) Coefficient de frottement	112
IX.3. ROLE DES ASSEMBLAGES	112
IX.4. CALCUL DES ASSEMBLAGES	113
IX.4.1 L'assemblage poteau poutre par platine d'extrémité	113
IX.4.1.1. Efforts sollicitant	113
IX.4.1.2. Soudure de la platine	113
1. Cordon de soudure	113
2. Vérification de la soudure de la semelle a la traction	114
3. Vérification de la soudure de l'âme au cisaillement	114
IX.4.1.3. Disposition constructive	114
IX.4.1.4. Calcul de la hauteur de la partie comprimé	115
IX.4.1.5. Vérification a la traction	115
IX.4.1.6. Vérification au poinçonnement de la platine	115
XI.5. Assemblage poteau – poteau (HEA 550 – HEA 550)	116
IX.5.1. Efforts sollicitant	116
IX.5.2. Couvre joint de l'âme	116
IX.5.2.1. Epaisseur du couvre joint	116
IX.5.2.2. Disposition constructive	117
IX.5.2.3. Vérification au glissement	117
IX.5.3. Liaison poutre solive par un double cornier	117
CONCLUSION GENERALE	120
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	121
ANNEXES	124
ANNEXE A : Modélisation	125
ANNEXE B : Evaluation de charges	126
ANNEXE C : Etude plancher mixte	127

ANNEXE D : Dimensionnement des éléments	128
ANNEXE E : Etude des assemblages	130
ANNEXE F : Rapport géotechnique	135
ANNEXE G : Plans architecturaux	142

LISTE DES FIGURES

Chapitre I : GENERALITES

Figure I.1. Façade principale de la structure.....	3
Figure I.2. Coupe transversale.....	4
Figure I.3 : Diagramme de calcul des « contraintes - déformations » de l'acier.....	6
Figure I.4 : Diagramme « contraintes – déformations » du béton à l'ELU.....	8
Figure I.5 : Diagramme des « contraintes – déformations » du béton à l'ELS.....	9

Chapitre II : EVALUATION DES CHARGES

Figure II.1. charge sur toiture.....	14
Figure II.2. Charge de la neige sur toiture à deux versants.....	15
Figure II.3. Division de la paroi verticale selon le chargement du vent.....	16
Figure II.4. Répartition du vent sur les parois verticale.....	19
Figure II.5. Répartition du vent sur toiture.....	20
Figure II.6. Répartition du vent sur les parois verticale.....	21
Figure II.7. Répartition du vent sur toiture direction V2.....	21
Figure II.8. Répartition du vent sur les parois verticale.....	23
Figure II.9. Répartition du vent sur toiture direction.....	23

Chapitre III : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX

Figure III.1. Diagramme des moments des pannes.....	28
Figure III.2. Pannes sous la charge q_y	30
Figure III.3. Pannes sous la charge q_z	30
Figure III.4. Schéma statique de la traverse.....	34

Chapitre IV : ETUDE PLANCHER MIXTE

Figure IV.1. Espacement et longueur des solives.....	44
Figure IV.2. Caractéristiques de la tôle.....	45
Figure IV.3. Flèche de la poutre selon l'abaque de MAQUART.....	46
Figure IV.4. Eléments constituant le plancher mixte.....	47
Figure IV.5. Largeur efficace de la dalle.....	48

Chapitre V : ETUDE SISMIQUE

Figure V.1. Modèle de la structure en 3D.....	55
Figure V.2. Spectre de réponse suivant X. Spectre de réponse suivant X.....	57

Chapitre VI : Dimensionnement des éléments structuraux et secondaires

Figure VI.1. Escaliers à volées droites avec paliers intermédiaires.....	73
--	----

Figure VI.2. Constituants d'un escalier.....	74
Chapitre VII : DIMENSIONNEMENT DU CHEMIN DE ROULEMENT	
Figure VII.1. Schéma descriptif de la solution retenue.....	77
Figure VII.2. Pont roulant.....	78
Figure VII.3. Ponts roulants posés.....	80
Figure VII.4. Principaux mouvements d'un pont roulant.....	81
Figure VII.5. Caractéristiques moyennes de ponts roulants.....	82
Figure VII.6. Les dimensions du pont roulant.....	83
Figure VII.7 : les réactions agissant sur le pont roulant.....	85
Figure VII.8 : La poutre de roulement(PR).....	87
Figure VII.9 : Chargement d'un pont roulant.....	88
Figure VII.10 : Support du chemin de roulement.....	89
Chapitre VIII : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE	
Figure VIII.1. Radier général.....	95
Figure VIII.2. Dimension du radier.....	96
Figure VIII.3. Moments M11 à l'ELU.....	98
Figure VIII.4. Moments M22 à l'ELU.....	98
Figure VIII.5. Dimension de la nervure.....	101
Figure VIII.6. Assemblage pied de poteau.....	105
Figure VIII.7. Plaque d'assise à projection étendue (a) et à projection courte (b).....	106
Figure VIII.8. Paramètres géométriques pour le tronçon en T équivalent tendu.....	109
CHAPITRE IX : ETUDE DES ASSEMBLAGES	
Figure IX.1 : Caractéristique d'un boulon.....	111
Figure IX.2. Assemblage poteau-poutre.....	112
Figure IX.3. Assemblage poteau-poteau a section égale et section différente.....	116
Figure IX.4 : Cordon de soudure.....	119

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre II : Evaluation des charges

Tableau II.1. Différentes caractéristiques du terrain.....	17
Tableau II.2. Paramètres de la pression dynamique.....	18
Tableau II.3. Valeurs de $C_{pe,10}$ suivant la pente.....	20
Tableau II.4. Valeurs de $C_{pe,10}$ suivant la pente.....	21
Tableau II.5. Valeurs de $C_{pe,10}$ suivant la pente.....	22
Tableau II.6. Valeurs de $C_{pe,10}$ suivant la pente.....	23
Tableau II.7. Valeurs de q_j suivant les zones de la toiture.....	24
Tableau II.9. Valeurs de q_j suivant les zones de la paroi verticale.....	24

Chapitre III : Pré dimensionnement des éléments structuraux

Tableau III.1. Valeurs des flèches admissibles.....	27
Tableau III.2. Caractéristiques du profilé IPE120.....	30
Tableau III.3. Caractéristiques du profilé IPE360.....	33
Tableau III.4. Caractéristiques du profilé IPE 180.....	36
Tableau III.5. Caractéristiques du profilé IPE 220.....	37
Tableau III.6. Caractéristiques du profilé IPE 180.....	40

Chapitre IV : Etude plancher mixte.

Tableau IV.1 Caractéristiques du profilé IPE140.....	48
--	----

Chapitre V : Etude Sismique

Tableau V.I. Facteur de qualité suivant les deux sens.....	56
Tableau V.2. Les forces sismiques suivant les deux sens.....	58
Tableau V.3. Comparaison de V_{dyn} t avec 80% V.59.....	59

Chapitre VI. Dimensionnement des éléments structuraux et secondaires.

Tableau VI. Valeurs moment fléchissant et effort tranchant.....	61
Tableau VI.2 : Valeurs moment fléchissant et effort tranchant.....	62
Tableau VI.3 : Valeurs moment fléchissant et effort tranchant.....	63
Tableau VI.4 : Valeurs moment fléchissant et effort tranchant.....	64
Tableau VI.5 : Valeurs moment fléchissant et effort tranchant.....	66
Tableau VI.6 : Valeurs moment fléchissant et effort tranchant.....	67

Tableau VI.7 : Les valeurs de charges appliquées.....	68
Tableau VI.8 : Valeurs des charges et surcharges.....	74
Chapitre VII : Dimensionnement du chemin de roulement.	
Tableau VII.1 : Caractéristiques du profile HEA260.....	90

LISTE DES NOTATIONS

Les charges

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

N : Surcharge climatique de la neige.

V : Surcharge climatique du vent.

Les caractéristiques d'un profiles en I ou H

b : la longueur de la semelle

d : la hauteur de l'âme.

h : Hauteur du profilé.

t_w : Epaisseur de l'âme de profile.

t_f : Epaisseur de la semelle de profile.

Majuscules latines

A : Section brute 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_e : Coefficient d'exposition.

C_d : Coefficient dynamique.

E : Module d'élasticité longitudinale.

F : Force en générale.

G : Module d'élasticité transversale.

I : Moment d'inertie.

K_0 : Coefficient de flambement.

K_t : Facteur de terrain.

M : Moment de flexion.

M_{Sd} : Moment fléchissant sollicitant.

M_{Rd} : Moment résistant par unité de longueur dans la plaque d'assise.

M_{Pl} : Moment plastique.

$M_{pl,Rd}$: Moment plastique résistant.

$M_{b,Rd}$: Moment de la résistance au déversement.

$N_{pl,Rd}$: Effort normal de la résistance plastique de la section transversale brute.

$N_{b,Rd}$: Effort normal d'un élément comprimé au flambement.

N_{Sd} : Effort normal sollicitant.

$N_{t Sd}$: Effort normale de traction.

N_{cSd} : Effort normal de compression.

$N_{c,Rd}$: Valeur de calcul de la résistance de la section transversale à la compression.

R_{max} /galet : Les réactions statiques maximum par galet.

R_{min} /galet : Les réactions statiques minimum par galet.

$R_{v max}$ / galet : Les réactions verticales statiques maximum par galet.

$R_{v min}$ / galet : Les réactions verticales statiques minimum par galet.

$R_{Ht max}$ /galet : Les réactions horizontales statiques maximum par galet agissant transversalement.

$R_{Ht min}$ /galet : Les réactions horizontales statiques minimum par gale agissant transversalement t.

$R_{HI max}$ / galet : Les réactions horizontales statiques maximum par galet agissant longitudinalement.

R : Coefficient de comportement de la structure.

T : La période propre

V_{Sd} : Valeur de calcul de l'effort tranchant.

$V_{réf}$: Vitesse de référence du vent.

W_{pl} : Module de résistance plastique.

W : Poids de la structure.

Minuscules latines

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.

Z : Hauteur au-dessus du sol.

Z_0 : Paramètre de rugosité.

Z_{eq} : Hauteur équivalente.

Minuscules grecques

χ : coefficient de réduction pour le mode de flambement approprié.

β_w : Facteur de corrélation.

γ_M : Coefficient de sécurité.

λ : Élancement.

λ_{LT} : Élancement de déversement.

α : Facteur d'imperfection.

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.

σ_p : contrainte verticale du pont.

τ_p : contrainte tangentielle.

ξ : Pourcentage d'amortissement critique.

η : Facteur de correction d'amortissement.

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques.

μ : coefficient de forme de la charge de neige.

δ : Décrément logarithmique d'amortissement.

Indices :

crit : Critique.

adm: admissible

eff: efficace.

fr : Frottement.

m : Moyenne.

réf : Référence.

max : Maximum.

min : Minimum.

e : Externe.

i : Interne.

x : Sens x.

y: Sens y.

PDR : poutre de roulement.

CR : chemin de roulement.

INTRODUCTION GENERALE

Dans l'idéologie constructive de la fin de ce siècle l'acier reste encore loin d'occuper dans la construction la place qui, au regard de ses vertus, doit être la sienne.

Actuellement l'Algérie reste parmi les pays qui se basent essentiellement sur le matériau béton dans leurs constructions. Par ailleurs l'utilisation de la charpente métallique est limitée, bien que les constructions en charpente métallique présentent de nombreux avantages et quelques inconvénients dont sa corrodabilité et sa faible résistance au feu.

Le projet étudié est un bâtiment industriel avec un pont roulant pour la manutention des stockages métalliques ou nous avons étudié les chapitres suivants.

Dans le 1^{er} chapitre nous allons présenter notre ouvrage et les matériaux utilisés et bien sur les règlements et les logiciels utilisés dans les calculs et les vérifications. Le 2^{eme} chapitre traite de l'évaluation des charges agissant sur notre bâtiment.

Le pré dimensionnement des éléments structuraux et secondaires, suivi par l'étude du plancher mixte (plancher collaborant) sont présentés dans les chapitres 3 et 4 respectivement.

Le 5^{eme} chapitre concerne le comportement dynamique du bâtiment industriel étudié. En utilisant le logiciel SAP2000, le dimensionnement et les vérifications des éléments structuraux sont traités dans le chapitre 6. Le chapitre 7 est une étude du pont roulant qui nous facilite la manutention et le levage des matériaux stockés dans notre bâtiment. Le dernier chapitre 8 nous permet de concevoir et vérifier l'infrastructure supportant notre projet.

Tout ce travail est clôturé par une conclusion générale.

CHAPITRE I :
Généralités

I.1. PRESENTATION DU PROJET :

Notre projet de fin d'étude consiste à étudier un bâtiment industriel de R+2 en charpente métallique équipé d'un pont roulant pour la manutention du stockage de produits métalliques.

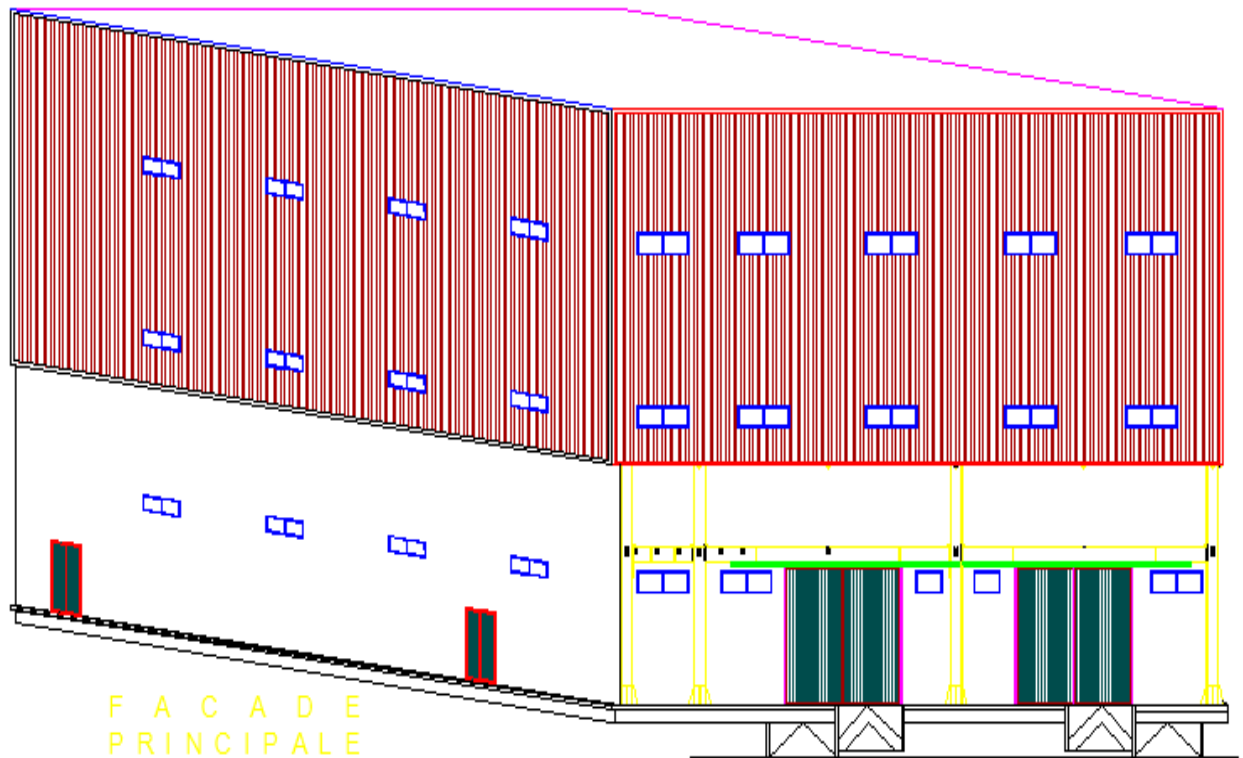


Figure I.1 : Façade principale de la structure.

Dans ce projet de fin d'études, nous allons appliquer et compléter les connaissances et les informations acquises le long de notre formation, en utilisant les règles de construction actuellement en vigueur en Algérie, ainsi que le moyen de calcul informatique.

I.2 DONNEES GEOMETRIQUES DU PROJET :

Notre bâtiment est de forme trapézoïdale vue en plan dont les dimensions géométriques sont les suivantes :

- Hauteur totale : $H_t=21.60$ m.
- Hauteur RDC : $H_{RDC} = 5.75$ m.
- Hauteur 1^{ère} étage : $H_{e1} = 6.01$ m.
- Hauteur 2^{ème} étage $H_{e2}=6.25$ m.
- Hauteur de l'acrotère $H_a=3.60$ m.
- Longueur du pignon : $L = 56$ m.

- Longueur du long pan : $l = 60\text{m}$.
- La pente du versant 1 : 18.19° .
- La pente du versant 2 : 12.04° .

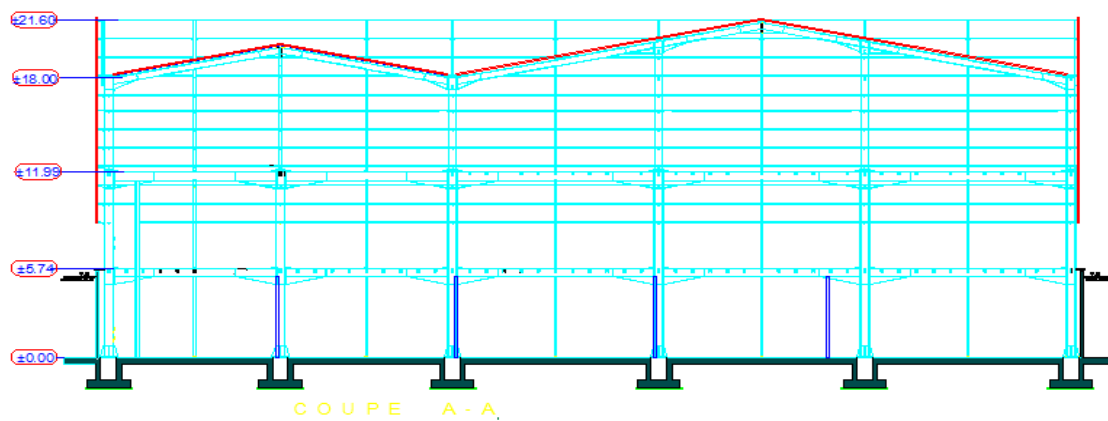


Figure I.2 : Coupe transversale.

I.3 LOCALISATION ET DONNEES CONCERNANT LE SITE :

Notre projet est un entrepôt de stockage de produits métalliques avec les caractéristiques suivants :

- L'altitude est de 247 m.
- La zone de neige : Zone A.
- La zone du vent : Zone II.
- La zone sismique : Zone I (faible sismicité).
- Contrainte admissible du sol est de $\sigma_{\text{sol}} = 1.8 \text{ bar}$.

I.4 REGLEMENTS UTILISES :

Nos calculs et dimensionnement doivent respecter les règlements suivants :

- **CCM97** « Règles de calcul des constructions en acier ».
- **EUROCODE 3** « Calcul des structures en acier ».
- **EUROCODE 4** « Conception et dimensionnement des structures mixtes acier-béton ».
- **DTR-C2.2** « Document technique règlement charges permanentes et charges d'exploitations ».
- **RPA99-V03** « Règles parasismiques algériennes RPA99 version 2003 ».

➤ **RNV99-V2013** « Règles définissant les effets de la neige et du vent ».

➤ **BAEL91** « Béton armé aux états limites ».

I.5 LOGICIELS UTILISES :

➤ Auto CAD 2009 V14.

➤ Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014.

➤ SAP2000 V14.

I.6 MATERIAUX :

I.6.1 L'acier de construction :

L'acier est un métal dur et résistant obtenu par une transformation d'un minerai contenant le fer et le carbone dont le fer est l'élément prédominant entrant dans sa composition.

Dans notre projet, nous allons utiliser un acier de nuance Fe360 dont :

- La limite élastique : $f_y = 235$ MPa.
- La masse volumique : $\rho = 7850$ Kg/m³.
- Module d'élasticité longitudinal : $E = 210000$ MPa.

I.6.2 L'acier des armatures :

1- Contraintes de traction :

Les contraintes de traction sont données par le B.A.E.L91

- **ELU :**

$$\sigma_{S10} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

En S.D.T (situation durable ou transitoire)

$$\gamma_s = 1,15 \quad \sigma_{S10} = 348 \text{MPa}$$

S.A (situation accidentelle)

$$\gamma_s = 1 \quad \sigma_{S10} = 400 \text{MPa}$$

- **ELS :**

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2 f_e}{3}, 110\sqrt{\eta f t 28}\right) \quad \rightarrow \quad \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{1}{2} f_e, 90\sqrt{\eta f t 28}\right) \quad \rightarrow \quad \bar{\sigma}_s = 164.97 \text{ MPa}$$

Pour l'acier H.A : $\eta = 1.6$

2- Loi de comportement :

Le diagramme de Contraintes – Déformations est symétrique

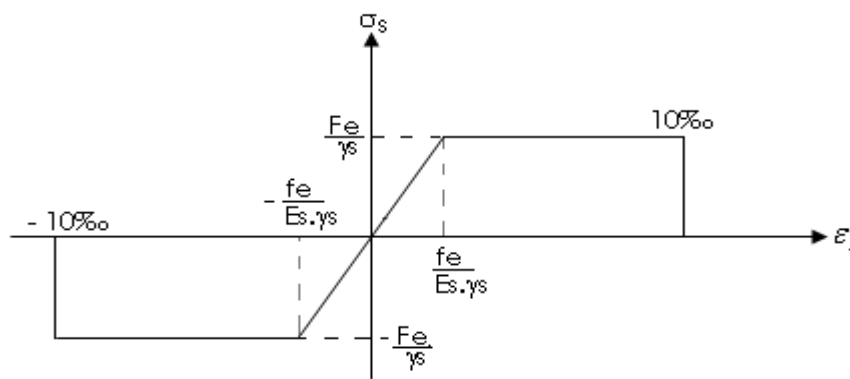


Figure I.3 : Diagramme de calcul des « contraintes - déformations » de l'acier.

- **Propriétés mécaniques de l'acier de construction**

1- La résistance :

L'acier possède de très bonnes capacités de résistance lorsqu'il est soumis à la traction. En effet les valeurs de la limite d'élasticité et de la résistance à la traction de ce matériau sont très élevées. En compression le comportement de l'acier est identique au comportement en traction mis à part les phénomènes d'instabilités éventuels.

2 – La ductilité :

C'est la capacité de l'acier de présenter une grande déformation plastique avant la rupture.

3 – La résilience (énergie de rupture) :

C'est la capacité de l'acier de résister au choc, Cette propriété de l'acier est liée à la température, elle se mesure le plus fréquemment à l'aide de l'essai de CHARPY.

4 - l'adaptation plastique :

La ductilité est la propriété la plus essentielle de l'acier car elle permet l'adaptation plastique des structures métalliques, empêchant ainsi la concentration de contraintes

I.6.3. Le béton :

C'est un matériau constitué par le mélange de ciment avec granulats (sable et gravier) et l'eau, tous ces composants interviennent dans la résistance du mélange (béton). On utilise ce matériau à cause de sa bonne résistance à la compression mieux qu'à l'effort de traction. Ces caractéristiques sont :

- La résistance caractéristique à la compression : $f_{c28} = 25$ MPa.
- La résistance caractéristique à la traction : $f_{t28} = 0,06 f_{c28} + 0,6 = 2,1$ MPa.
- Poids volumique : $\rho = 2500$ Kg/ m³.

I.6.3.1- Résistance caractéristique à la compression :

Le béton est défini d'un point de vue mécanique par sa résistance caractéristique à la compression, elle se mesure sur le béton de 28 jours et notée (notée f_{ck} dans les éléments mixtes)

Pour s'approcher de 25 MPa pour 1m³ on a

- 350 Kg de ciment portland artificiel
- 400 L de sable ($d < 5$ mm).
- 800 L de gravillon ($d < 25$ mm)
- 175 L d'eau de gâchage

La résistance caractéristique à la compression à j jours est donnée par :

$$j > 28 \rightarrow f_{c_j} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28}$$

$$j < 28 \rightarrow f_{c_j} = f_{c28}$$

I.6.3.2 Résistance caractéristique à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours est conventionnellement définie par la formule du BAEL en fonction de f_{c_j} .

$$f_{t_j} = 0,6 + 0,06 f_{c_j} \quad \text{Pour } f_{c_j} \leq 25 \text{ MPa}$$

D'où : $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$

I.6.3.3 Loi de comportement :

- à l'ELU :

Le diagramme contrainte déformation du béton à l'ELU est un diagramme dit « Parabole – Rectangle ».

- ✓ Pour les déformations comprises entre 0 et 2‰ le diagramme est un arc de parabole.
- ✓ Pour 2 ‰ jusqu'à 3,5 ‰ le diagramme est un rectangle, la contrainte vaut :

Les déformations 3,5 ‰ sont interdites.

f_{bu} : Résistance caractéristique du béton comprimé à l'ELU.

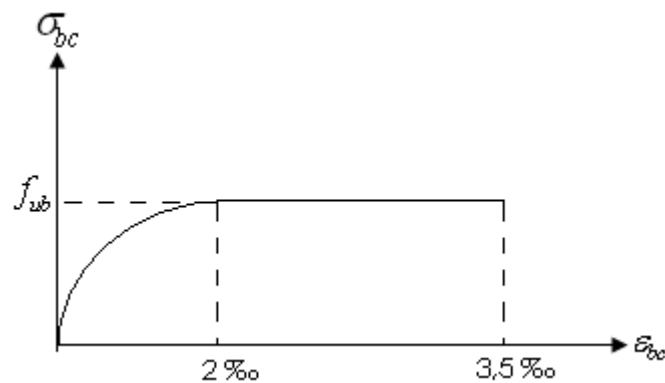


Figure I.4 : Diagramme « contraintes – déformations » du béton à l'ELU

$$f_{bu} = \frac{0,85}{\gamma_b} f_{C28} \quad (\text{MPa})$$

$\gamma_b = 1,5$ En SDT (situation durable ou transitoire)

$\gamma_b = 1,15$ SA (situation accidentelle)

Noté γ pour les éléments mixtes.

- à l'ELS :

Dans ce cas le diagramme contrainte déformation est considéré linéaire et la contrainte limite est donnée par :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6.f_{c28} \qquad \overline{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$$

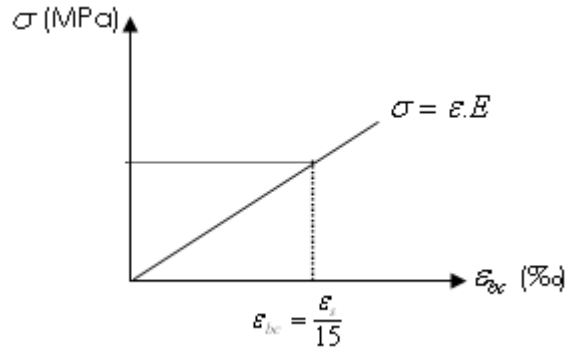


Figure I.5 : Diagramme des« contraintes – déformations» du béton à l'ELS

I.6.2.4 Module d'élasticité :

1-Module de déformation longitudinale Eij:

La forme linéaire du diagramme réel (σ ,ε) pour les faibles déformations permet de définir un module d'élasticité Eij

$$E_{ij} = 11000^3 \cdot \sqrt{f_{c_j}}$$

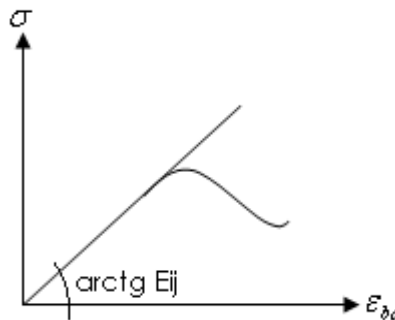


Figure I.6 : Diagramme réel « Contraintes - déplacements ».

2-Module de déformation différée Ev :

La déformation finale sous un chargement constant vaut trois fois la déformation instantanée ε.

D'où

$$E_v = \frac{E_i}{3}$$

I.6.3 Le béton armé :

L'acier et le béton présentent de bonnes caractéristiques d'adhérences, d'où l'idée de les associer pour obtenir le béton armé qui est le matériau le plus utilisé dans la construction.

I.6.4 Les assemblages :

Les principaux modes d'assemblages sont le boulonnage et le soudage.

I.6.4.1 Le boulonnage :

Le boulonnage est un moyen d'assemblage mécanique démontable qui sert à créer une liaison de continuité entre les éléments et souvent le plus utilisé en construction métallique du fait de sa facilité de mise en œuvre et des possibilités de réglage qu'il ménage sur site.

Pour notre cas, on utilise :

- Les boulons de haute résistance (HR) pour les assemblages rigides et articulés.
- Les boulons ordinaires.

I.6.4.2 Le soudage :

Le soudage est une liaison mécanique qui consiste à créer une continuité de la matière entre deux pièces différentes. La continuité est obtenue par la création d'un cordon de soudure provenant de la fusion d'une partie des pièces à assembler et d'un métal d'apport.

Chapitre II :
Evaluation des
charges

II.1. INTRODUCTION :

Ce présent chapitre fournit les principes généraux et procédures pour la détermination des différentes charges et surcharges appliquées sur une structure. Cette évaluation constitue l'étape fondamentale à partir de laquelle le dimensionnement des différents éléments de la structure commence, ces charges sont définies par l'ensemble suivant :

- Le poids propre de la structure (éléments porteurs et secondaires).
- Les charges utiles dans le bâtiment (selon la destination de l'ouvrage).
- Les actions climatiques (Neige et Vent).
- Les actions accidentelles (séisme, chocs, ...).

II.2 CHARGES PERMANENTES :

Les charges permanentes notées par « G » sont des charges qui ne varient pas dans le temps. Il s'agit du poids propre de la structure elle-même, ainsi que de l'équipement de l'ouvrage tel que (la couverture, les revêtements, les plafonds, les différentes installations,...). Elles sont données dans les documents techniques pourvus par le fournisseur.

❖ Toiture (inaccessible)

➤ Panneau sandwich **G=18 daN/m²**

❖ Plancher étage courant

➤ Dalle de compression (e= 8cm, $f_{c28}= 25$ MPA).....200 daN/m²

➤ Tôle nervurée TN40.....11 daN/m²

➤ Faux plafond (e=2cm, 1000 daN/m²)20 daN/m²

➤ Revêtement (carrelage 2000 daN/m², e=2cm).....40 daN/m²

➤ Lit de sable (1800 daN/m², e=2cm).....36 daN/m²

➤ Mortier de pose (2000 daN/m², e=2cm).....40 daN/m²

Donc : G=351 daN/m²

❖ Les Façades

- Deux panneaux en verre (e=6mm).....30 daN/m²
- Cadre15 daN/m²
- Tôle nervurée TN4011 daN/m²

$$G= 56 \text{ daN/m}^2$$

❖ Les escaliers**1. Volée :**

- Tôle striée (e=5mm)45 daN/m²
- Mortier de pose (2000daN/m², e =2cm)40 daN/m²
- Revêtement (carrelage 2000 daN/m², e=2cm).....40 daN/m²
- La cornière L 50×50×5 (d'après le robot).

$$G= 125 \text{ daN/m}^2$$

2. Paliers :

- Tôle nervurée TN4011 daN/m²
- Dalle de compression (e= 8cm, f_{c28}= 25 Mpa).....200 daN/m²
- Mortier de pose (2000 daN/m², e =2cm)40 daN/m²
- Revêtement (carrelage 2000 daN/m², e =2cm)40 daN/m²

$$G= 291 \text{ daN/m}^2$$

II.3 CHARGES D'EXPLOITATION :

Les charges d'exploitation notées par « Q » sont celles qui résultent de l'usage des locaux par opposition au poids des ouvrages qui constituent ces locaux, ou à celui des équipements fixes. Elles correspondent au mobilier, au matériel, aux matières en dépôt et aux personnes et pour un mode normal d'occupation.

Les charges d'exploitation sont déterminées suivant le document technique réglementaire Charges et surcharges d'exploitations (D.T.R-B.C-2.2). [1]

❖ **Toiture (inaccessible) :**

Pour le toit, sans accès autre que le nettoyage et l'entretien nécessaire, les charges d'entretien sont conventionnellement assimilées à deux charges concentrées de 1kN appliquées au 1/3 et aux 2/3 des portées.

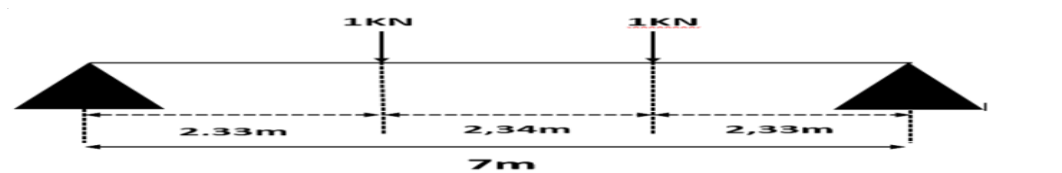


Figure II.1 : charge sur toiture

❖ **Plancher étage courant :**

$$Q=250 \text{ daN/m}^2$$

❖ **Les escaliers :**

$$Q=250 \text{ daN/m}^2.$$

II.4 SURCHARGES CLIMATIQUES :

II.4.1 Neige :

Le calcul de la charge de neige se fait conformément à la réglementation en vigueur [2]. La charge caractéristique de la neige par unité de surface est donnée par la formule suivante :

$$S = \mu \times S_k$$

Avec : S : Charge caractéristique de la neige par unité de surface.

μ : Coefficient d'ajustement des charges.

S_k : Charge de neige sur le sol.

II.4.1.1 Valeur caractéristique de la neige S_k :

La structure se trouve dans la wilaya de Tlemcen classée en zone de neige A dont l'altitude est de 247 m.

$$S_k = \frac{0.07 \cdot H + 15}{100}$$

$$S_k = \frac{0.07 \cdot 247 + 15}{100} = 0.322 \text{ kN/m}^2 = 32.2 \text{ daN/m}^2.$$

$$S_k = 32.2 \text{ daN/m}^2.$$

II.4.1.2 Coefficient de forme de la toiture μ :

Pour notre structure nous avons deux toitures composées (bloc de stockage) de deux versant avec un angle $\alpha = 7.32^\circ$.

➤ **Toiture à un seul versant ($\alpha = 7.32^\circ$) :**

$$0^\circ < \alpha < 30^\circ \rightarrow \mu_1(\alpha) = 0,8$$

➤ **Toiture à deux versants :**

$$\alpha_1 = \alpha = 7.32^\circ$$

$$0^\circ < \alpha < 30^\circ \rightarrow \mu_1(\alpha) = 0,8$$

II.4.1.3 Surcharges de la neige S :

$$S = \mu_1 \times S_k$$

$$S = 0.8 \cdot 0.322 = 0.257 \text{ kN/m}^2 = 26 \text{ daN/m}^2.$$

$$S = 26 \text{ daN/m}^2.$$

Charge perpendiculaire au versant :

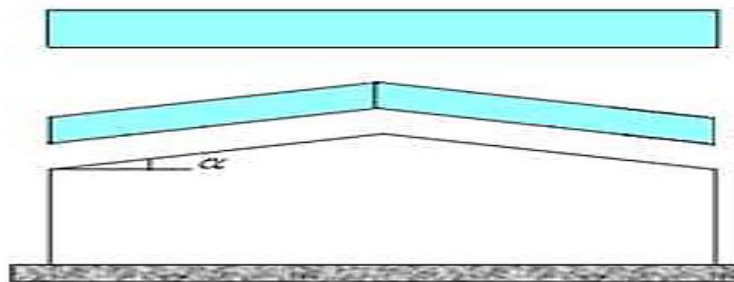


Figure II.2 : Charge de la neige sur toiture à deux versants.

II.4.2 Vent :

L'effet du vent sur une construction est assez prépondérant et a une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage. Pour cela, une étude approfondie doit être élaborée pour la détermination des différentes actions dues au vent et ceci doit se faire suivant le règlement en vigueur [2].

$$q_j = q_{dyn} \cdot C_d \cdot [C_{pe} - C_{pi}] [N/m^2]$$

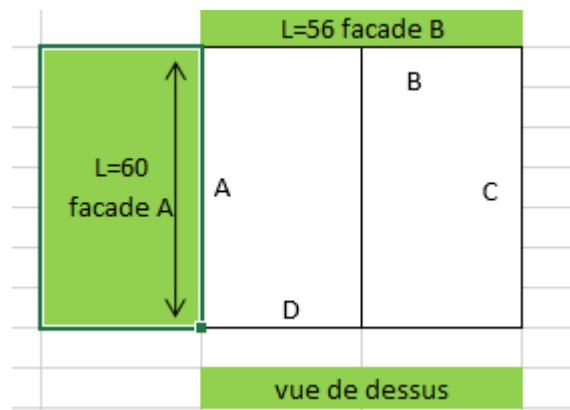


Figure II.3. Division de la paroi verticale selon le chargement du vent.

- q_{dyn} : Pression dynamique du vent.
- C_d : Coefficient dynamique.
- C_{pe} : Coefficient de pression extérieur.
- C_{pi} : Coefficient de pression intérieur.

II.4.2.1 Données du site :

Le site du projet se trouve dans la région de Zenâta wilaya de Tlemcen.

- Zone du vent : **zone II**

$$q_{réf} = 435 \text{ N/m}^2$$

- Catégorie du terrain III

$$K_t=0,215, Z_0=0,3, Z_{min}=5 \text{ m}, \epsilon=0,61.$$

- Nature du site : Plat.

II.4.2.2 Calcul du coefficient dynamique C_d :

Le coefficient dynamique C_d tient compte des effets de réduction dus à l'imparfaite corrélation des pressions exercées sur les parois ainsi que des effets d'amplification dus à la partie de turbulence ayant une fréquence proche de la fréquence fondamentale d'oscillation de la structure. Il dépend :

- Du type de la structure : charpente métallique
- De la hauteur de la structure : $h = 18 \text{ m} > 15 \text{ m}$.

Donc avec la majoration de calcul : $C_d = 1$.

II.4.2.3 Pression dynamique du vent :

$$Q_{\text{dyn}}(z_e) = q_{\text{réf}} \times c_e(z_e) \text{ [N / m}^2\text{]}$$

Avec :

- $q_{\text{réf}}$: La pression dynamique de référence pour les constructions permanentes, donnée en fonction de la zone du vent.
- c_e : Coefficient d'exposition au vent, en fonction du coefficient de rugosité (C_r), et du coefficient de topographie (C_t).
- z_e : hauteur de référence $z_e = 18 \text{ m}$

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

Catégorie III	K_t	Z_0 (m)	Z_{min} (m)	ϵ
	0.215	0.3	5	0.61

Tableau II.1 : Différentes caractéristiques du terrain.

Où :

- K_t est le facteur de terrain.
- Z_0 est le paramètre de rugosité.
- Z_{min} est la hauteur minimale.
- Z est la hauteur considérée.

$$Z_{\min} \leq Z \leq 200\text{m} \quad \Leftrightarrow \quad C_r(18) = 0,215 \cdot \ln(18/0.3) = 0.880.$$

Remarque :

La hauteur de référence est égale à la hauteur totale du bâtiment que ce soit pour les parois verticales ou pour la toiture. [2]

II.4.2.3.1 Coefficient topographique (Ct) :

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

➤ Site plat $C_t = 1$

II.4.2.3.3 Intensité de turbulence (Iv) :

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

$$I_v(z) = C_t(z) \times \ln(Z/Z_0) \quad \text{pour } Z > Z_{\min}.$$

$$I_v(z) = C_t(z) \times \ln(Z_{\min}/Z_0) \quad \text{pour } Z \leq Z_{\min}.$$

$$I_v(18) = 1/\ln(18/0.3) = 0,244$$

II.4.2.3.4 Coefficient d'exposition (Ce) :

La structure est considérée comme peu sensible aux excitations dynamiques dans les deux directions du vent.

$$C_e(Z_j) = C_r(Z) \times C_t(z) \times [1 + 7 \cdot I_v]$$

$$C_e(18) = 0.88 \times 1^2 \times [1 + 7 \times 0,244]$$

$$C_e(18) = 2.097$$

II.4.2.3.5 Calcul de la pression dynamique q_{dyn} :

q_{dyn}	C_e	Z_e
435	2.097	18

Tableau II.2 : Paramètres de la pression dynamique.

$$q_{\text{dyn}}(18) = 435 \times 2,097 = 912.19 \text{ N/m}^2 = 91.219 \text{ daN/m}^2.$$

II.4.2.4 Coefficient de pression extérieure C_{pe} :

Le coefficient de pression extérieure dépend de la forme géométrique de la base de la structure, et de la surface chargée par le vent.

$$C_{pe} = C_{pe,1} \quad \text{si } S \leq 1,0 \text{ m}^2.$$

$$C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) \cdot \log_{10}(s) \quad \text{si } 1,0 \text{ m}^2 < S < 10 \text{ m}^2.$$

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

Avec : S : la surface chargée de la paroi considérée en (m²).

a. Vent sur long pan (V1) :

➤ Paroi verticale

{b=56 m, d=60 m, h=18m}

On a d > e:

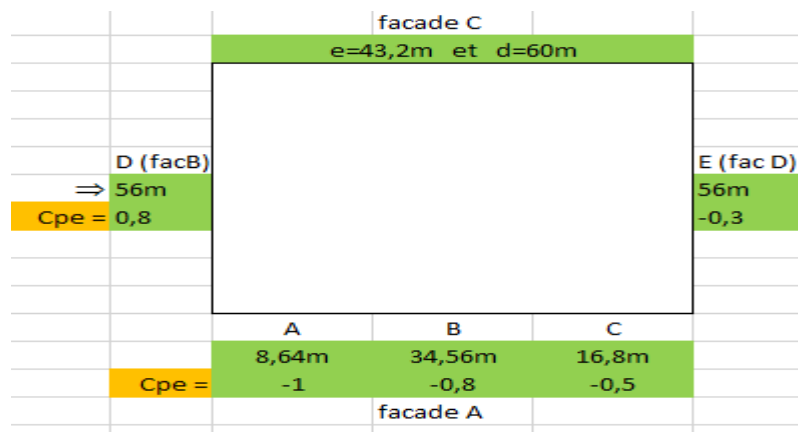


Figure II.4 : Répartition du vent sur les parois verticale.

$$e = \min (b, 2h) = \min (56 ; 36) \text{ m} \quad \Rightarrow \quad e = 36 \text{ m}.$$

$$S = b \times h = 56 \times 18 = 1008 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2 \quad \Rightarrow \quad C_{pe} = C_{pe,10}.$$

Pente α	F	G	H	I	J
7.32°	-1.7	-1.2	-0.6	-0.6	+0.2
	+0.0	+0.0	+0.0	-0.6	-0.6
15°	-1.51	-1.10	-0.53	-0.55	-0.07
	+0.04	+0.04	+0.04	-0.46	-0.46
15°	-0.9	-0.8	-0.3	-0.4	-1.0
	+0.2	+0.2	+0.2	0.0	0.0

Tableau II.3 : Valeurs de $C_{pe,10}$ suivant la pente.

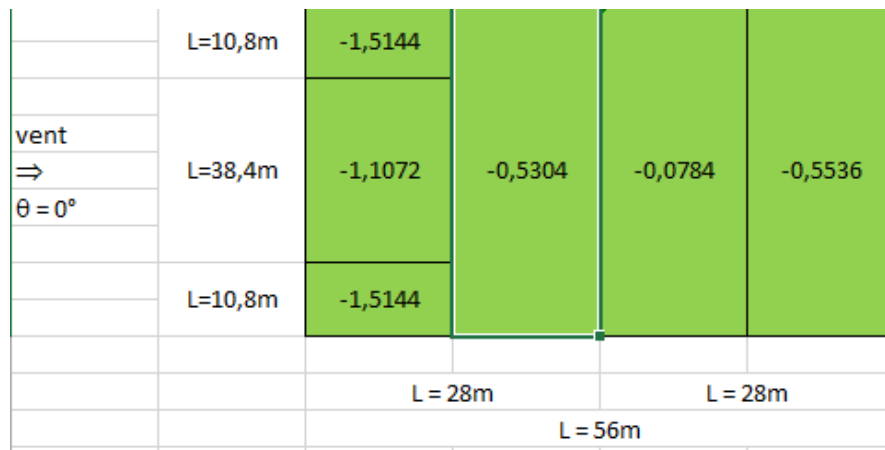


Figure II.5 : Répartition du vent sur toiture.

b. Vent sur pignon (V2)

➤ Paroi verticale

{b=56 m, d=60 m, h=18 m}

$e = \min (b ; 2h) = \min (56 ; 36)$

$e = 36 \text{ m}$

$S = b \times h = 1008 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$

$C_{pe} = C_{pe,10}$

On a $d < e$:

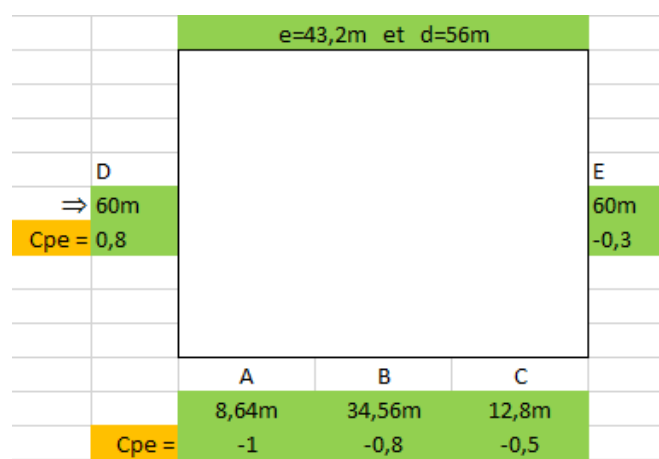


Figure II.6 : Répartition du vent sur les parois verticale.

➤ Toiture à deux versants

Pour $\theta = 90^\circ$: {b=56 m, d=60m, h=18 m}

$e = \min (b ; 2h) = \min (56 ; 36)$

$e = 36m$

$S = b \times h = 1008 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$

$C_{pe} = C_{pe,10}$

Par interpolation, on obtient les valeurs de $C_{pe,10}$:

Pente α	F	G	H	I
5°	-1.6	-1.3	-0.7	-0.6
7.32°	-1.53	-1.3	-0.67	-0.57
15°	-1.3	-1.3	-0.6	-0.5

Tableau II.4 : Valeurs de $C_{pe,10}$ suivant la pente.

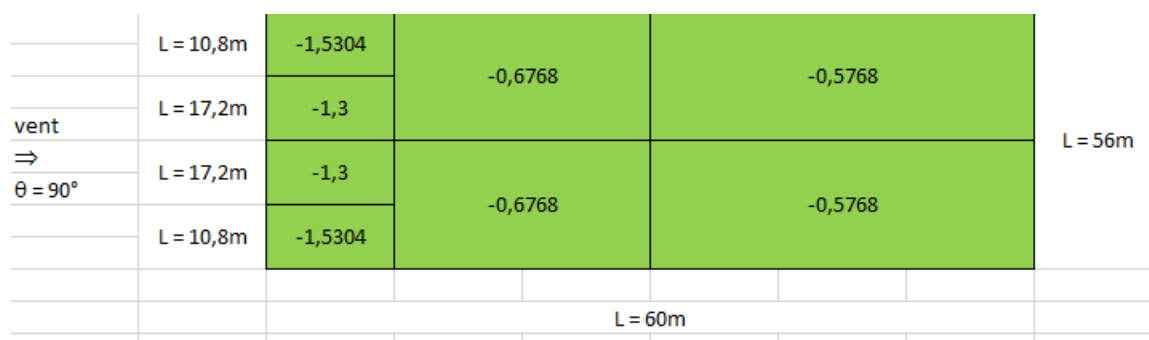


Figure II.7 : Répartition du vent sur toiture direction V2.

c. Vent sur long pan V3 :

Il est prévu dans ce cas deux charges de vent appliquées sur cette paroi qui sont V3A sur le bloc de stockage et V3B sur le bloc des magasins.

➤ Toiture

✓ **Toiture à deux versants**

Le vent dans cette direction sur la toiture est le même pour V1.

Pour $\theta = 0^\circ$,

{ b = 60 m, d = 22 m, h = 18 m }.

$e = \min (b, 2h) = \min (60 ; 36)$

$e = 36m$

$S = b \times h = 2160m^2 > 10 m^2$

$C_{pe} = C_{pe,10}$

Par interpolation, on obtient les valeurs de $C_{pe,10}$:

Pente α	F	G	H	I	J
7.32°	-1.7 +0.0	-1.2 +0.0	-0.6 +0.0	-0.6 -0.6	+0.2 -0.6
15°	-1.51 +0.04	-1.10 +0.04	-0.53 +0.04	-0.55 -0.46	-0.07 -0.46
15°	-0.9 +0.2	-0.8 +0.2	-0.3 +0.2	-0.4 0.0	-1.0 0.0

Tableau II.5 : Valeurs de $C_{pe,10}$ suivant la pente.

d. Vent sur pignon V4

Il est prévu dans ce cas deux charges de vent appliquées sur cette paroi qui sont V4A sur le bloc des magasins et V4B sur le bloc de stockage.

Cas de V4A :

➤ **Paroi verticale :**

{ b=56 m, d=60 m, h=18 m }.

$e = \min (b; 2h) = \min (56; 36)$

$e = 36 m$

$S = b \times h = 1008 m^2 > 10 m^2$

$C_{pe} = C_{pe,10}$

On a $d > e$:

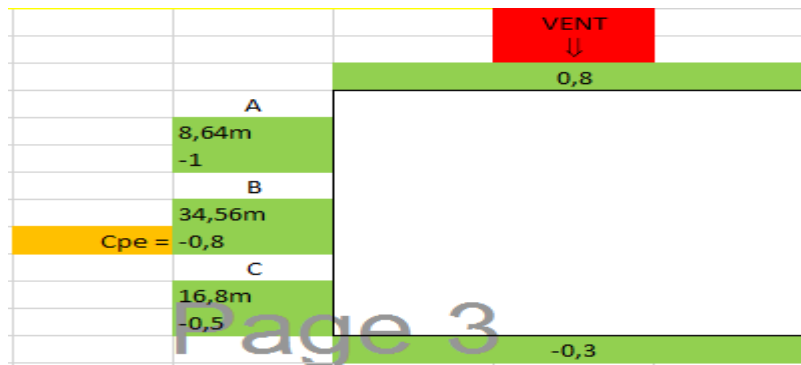


Figure II.8 : Répartition du vent sur les parois verticale.

➤ Toiture

Pour $\theta=90^\circ$: {b=56 m, d=60 m, h=18 m}.

$e = \min(b ; 2h) = \min(56 ; 36)$

$e = 36 \text{ m}$

$S = b \times h = 1008 \text{ m}^2 > 10 \text{ m}^2$

$C_{pe} = C_{pe,10}$

Par interpolation, on obtient les valeurs de $C_{pe,10}$:

Pente α	F	G	H	I
5°	-1.6	-1.3	-0.7	-0.6
7.32°	-1.53	-1.3	-0.67	-0.57
15°	-1.3	-1.3	-0.6	-0.5

Tableau II.6 : Valeurs de $C_{pe,10}$ suivant la pente.

		L=4,32m	L=23,68m	L=4,32m	L=23,68m				
vent ⇒ $\theta = 0^\circ$	L=10,8m	-1,5144				0,0464			
	L=38,4m	-1,1072	-0,5304	-0,0784	-0,5536	0,0464	0,0464	-0,4608	-0,4608
	L=10,8m	-1,5144				0,0464			
		L = 28m		L = 28m					
		L = 56m							

Figure II.9 : Répartition du vent sur toiture direction.

II.4.2.5. Coefficient de pression intérieure (C_{pi}) :

Le coefficient de pression intérieure C_{pi} prend en considération l'influence des ouvertures sur la charge du vent appliqué sur la structure, il est en fonction de l'indice de perméabilité μ_p et du rapport h/d.

Dans ce cas il s'agit d'un bâtiment résidentiel (bâtiment cloisonné) donc l'indice de perméabilité doit être nul, mais d'après la figure 5.14 du (RNV99 version 2013) ce dernier est pris au minimum

$$\mu_p = 0.3.$$

$$\mu_p = 0.3 \Rightarrow C_{pi} = 0.35$$

Zone	q _{dyn} (N/m ²)	C _d	C _{pe}	C _{pi}	q _j (N/m ²)
F	912.19	1	-1.53	0.35	-1714.91
G	912.19	1	-1.3	0.35	-1505.11
H	912.19	1	-0.67	0.35	-930.43
I	912.19	1	-0.57	0.35	-839.21

Tableau II.7. Valeurs de q_j suivant les zones de la toiture.

Zone	q _{dyn} (N/m ²)	C _d	C _{pe}	C _{pi}	q _j (N/m ²)
A	912.19	1	0.8	0.35	410.48
B	912.19	1	-0.3	0.35	-592.92
C	912.19	1	-1.0	0.35	-1231.45
D	912.19	1	-0.8	0.35	-1049.01
E	912.19	1	-0.5	0.35	-775.36

Tableau II.8. Valeurs de q_j suivant les zones de la paroi verticale.

CONCLUSION :

Dans ce chapitre, nous avons fourni les principes généraux et procédures pour déterminer les charges agissantes sur la structure étudiée (charges permanentes, surcharges d'exploitations et surcharges climatiques). Les résultats trouvés seront utilisés dans les chapitres prochains qui concernent le dimensionnement des éléments de la structure (solives, poutres, poteaux,.....).

Chapitre III :
Pré dimensionnement
des éléments
structuraux

III.1 INTRODUCTION :

Ce chapitre consiste à pré-dimensionner les éléments de la structure pour résister aux différentes sollicitations causées par les charges (G, Q, N) qui sont :

- ❖ Les éléments secondaires.
- ❖ Les éléments porteurs.

On doit vérifier :

- La condition de flèche.
- La condition de résistance.

III.2 PRINCIPES DU REGLEMENT CCM97 :

Les calculs se font selon le règlement CCM97 : [3]

- Il a pour objet de la codification du dimensionnement par le calcul et les vérifications des structures de bâtiments à ossature en acier.
- Le règlement ne définit que les exigences relatives à la résistance mécanique, à l'aptitude au service et à la durabilité des structures.
- Il ne traite pas des exigences relatives à la sécurité parasismique.
- Les exigences relatives à la protection contre le feu sont en dehors de cet objet.
- D'autres exigences telles l'isolation phonique et thermique ne font pas l'objet de ce règlement.
- Le règlement présent fait référence à d'autres normes et règlements techniques, il s'agit de leurs versions approuvées et mise en vigueur officiellement.

III.3 COEFFICIENT DE SECURITE :

Le coefficient de sécurité γ_M doit être pris égal aux valeurs suivantes :

- Section de classe (1, 2, 3) $\rightarrow \gamma_{M0} = 1,1$
- Section de classe 4 $\rightarrow \gamma_{M1} = 1,1$
- Section nette au droit des trous $\rightarrow \gamma_{M2} = 1,25$

➤ Cas des états limites ultimes des éléments → $\gamma_{M1} = 1,1$.

III.4 VALEURS DES FLECHES ADMISSIBLES :

Conditions	$\delta_{v \max}$ (flèche dans l'état final)
Toiture en générale	L/200
Toiture supportant des personnels Autres que les personnels d'entretien	L/250
Planchers en général Planchers et toitures supportant des cloisons en plâtre ou en autres matériaux fragiles ou rigides	L/250
Planchers supportant des poteaux à moins que la flèche ait été incluse dans l'analyse globale de l'état Limite ultime	L/400
Cas où $\delta_{v \max}$ peut nuire à l'aspect du bâtiment	L/250

Tableau III.1 : Valeurs des flèches admissibles.

III .5 PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS SECONDAIRES DE LA STRUCTURE :**III .5.1 Les pannes :**

Les pannes de la couverture sont des poutrelles généralement en I, elles sont disposées perpendiculairement aux traverses. Elles sont soumises à la flexion déviée sous l'effet du poids propre de la couverture, des actions climatiques et surcharge d'entretien qui sont :

➤ Charges permanentes (Poids propre de la couverture) : $G = 18 \text{ daN/m}^2$.

➤ Charges d'entretien : $Q = 100 \text{ daN/m}^2$ appliquées au 1/3 et 2/3 de la longueur de la panne.

➤ Action de la neige : $S = 26 \text{ daN/m}^2$.

III.5.1.1 Les pannes pour toiture à double versant :

1- Espacement entre les pannes :

L'espacement entre les pannes est déterminé en fonction de la portée admissible de la couverture.

❖ Combinaisons des charges :

$$q_1 = 1,35 G + 1,5 Q = (1,35 \times 18 \times 1) + (1,5 \times 100 \times 1) = 174,3 \text{ daN/ml}$$

$$q_2 = 1,35 G + 1,5 S = (1,35 \times 18 \times 1) + (1,5 \times 26 \times 1) = 63,3 \text{ daN/ml}$$

$$q = \max(q_1 ; q_2) = 174,3 \text{ daN/ml}$$

Le moment maximum pour une poutre de huit appuis (d'après le SAP 2000) : [on suppose que $l=1\text{m}$].

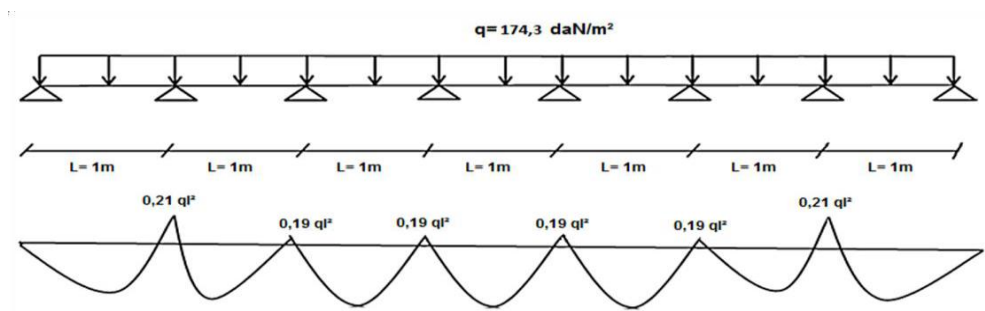


Figure III.1 : Diagramme des moments des pannes.

❖ Vérification de l'espacement :

$$\sigma = (M_{\max} / W) \leq f_y \Rightarrow M_{\max} \leq f_y \times W$$

$$0,21ql^2 \leq f_y \times W$$

$$\leq \sqrt{(f_y \times W / 0,21q)}$$

$$l \leq \sqrt{[(235 \times 10^5 \times 5 \times 10^{-6}) / (0,21 \times 174,3)]}$$

$$l \leq 1,52 \text{ m}$$

Avec : W : La flèche maximale du panneau ($W = 5 \times 10^{-6} \text{ m}^3$) [9].

On prend $l = 1 \text{ m}$.

2- Dimensionnement des pannes :

❖ Effort sollicitant :

$$G = 18 \times 1 = 18 \text{ daN / m.}$$

$$Q = 100 \times 1 = 100 \text{ daN / m.}$$

$$S = 26 \times 1 = 26 \text{ daN / m.}$$

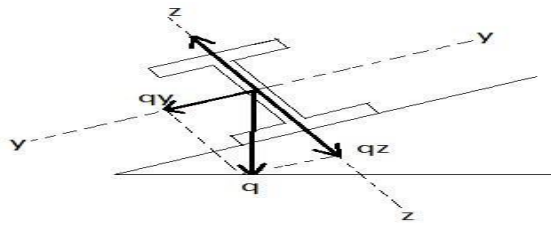


Figure III.2 : Panne sur versant.

❖ **Combinaison des charges :**

Etat limite ultime (ELU) :

$$q_1 = 1,35 G + 1,5 Q = (1,35 \times 18) + (1,5 \times 100) = 174,3 \text{ daN / ml}$$

$$q_2 = 1,35 G + 1,5 S = (1,35 \times 18) + (1,5 \times 26) = 63,3 \text{ daN / ml}$$

$$q_{u \text{ max}} = \max (q_1 ; q_2) = 174,3 \text{ daN / ml}$$

Etat limite de service (ELS) :

$$q_1 = G + Q = 18 + 100 = 118 \text{ daN / ml}$$

$$q_2 = G + S = 18 + 26 = 44 \text{ daN / ml}$$

$$q_{s \text{ max}} = \max (q_1 ; q_2) = 118 \text{ daN / ml.}$$

❖ **Vérification selon CCM97 [3] :**

a- Vérification de la condition de flèche à L'ELS :

$$q_{s,y} = q_s \cdot \sin \alpha = 118 \times \sin (18,19) = 36,83 \text{ daN / ml}$$

$$q_{s,z} = q_s \cdot \cos \alpha = 118 \times \cos (18,19) = 112,103 \text{ daN / ml}$$

La flèche doit satisfaire la condition suivante :

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

$$\delta_{\text{max}} = l/200 \quad \delta = (5 \times q \times L^4) / (384 \times E \times I)$$

Suivant (y-y) :

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

$$\delta_{\text{max}} = L_y/200 = 300/200 = 1,5 \text{ cm.}$$

$$\delta = (5 \times q_{sy} \times L_y^4) / (384 \times E \times I_z) \leq 1,5 \text{ cm.}$$

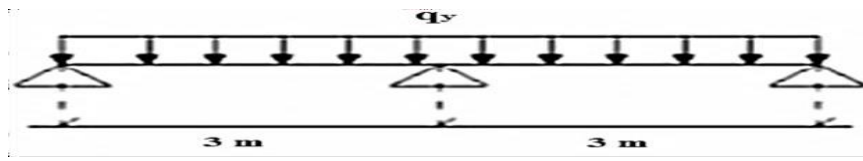


Figure III.2 : Pannes sous la charge q_y .

$$I_z \geq (5 \times q_{sy} \times L_y^4) / (384 \times E \times 1.5)$$

$$I_z \geq (5 \times 0.36 \times 300^4) / (384 \times 21 \times 10^5 \times 1.5)$$

$$I_z \geq 12.05 \text{ cm}^4.$$

Suivant (z-z):

$$\delta \leq \delta_{\max} = L_z / 200 = 600 / 200 = 3 \text{ cm}$$

$$\delta = (5 \times q_{sz} \times L_z^4) / (384 \times E \times I_y) \leq 3 \text{ cm.}$$

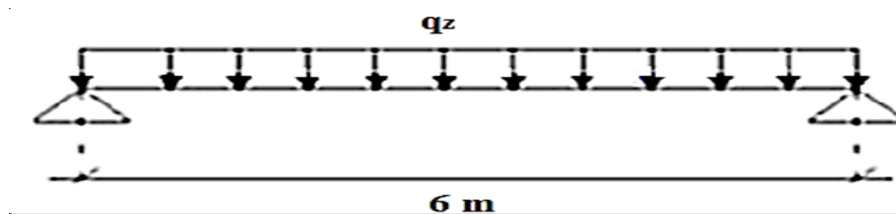


Figure III.3 : Pannes sous la charge q_z .

$$I_y \geq (5 \times q_{sz} \times L_z^4) / (384 \times E \times 1.75)$$

$$I_y \geq (5 \times 1.12 \times 600^4) / (384 \times 21 \times 10^5 \times 3).$$

$$I_y \geq 300 \text{ cm}^4.$$

	G (kg/m)	A (cm ²)	h (mm)	b (mm)	t _f (mm)	t _w (mm)	d (mm)	I _y (cm ⁴)	I _z (cm ⁴)	W _{pl,y} (cm ³)	W _{pl,z} (cm ³)	i _z (cm)	i _y (cm)
IPE120	10.4	13.2	120	64	6.3	4.4	93.4	317.8	27.67	60.73	13.58	1.45	4.9

Tableau III.2 : Caractéristiques du profilé IPE120.

On ajoute le poids propre du profilé choisit : $G = 10,4 \text{ Kg/m} = 10.4 \text{ daN/m} = 0,1 \text{ KN/m}$.

La charge sera :

$$q_1 = G + Q = [(18 \times 1) + 10,4] + (100 \times 1) = 128,4 \text{ daN /ml}$$

$$q_2 = G + S = [(18 \times 1) + 10,4] + (26 \times 1) = 54,4 \text{ daN /ml.}$$

❖ Condition de flèche avec le poids propre :

$$q_{s \text{ max}} = \max (q_1 ; q_2) = 128,4 \text{ daN /m}^1.$$

$$q_{s, y} = q_s \cdot \sin \alpha = 128,4 \times \sin (18,19^\circ) = 40,08 \text{ daN / m}^1.$$

$$q_{s, z} = q_s \cdot \cos \alpha = 128,4 \times \cos (18,19^\circ) = 121,98 \text{ daN / m}^1.$$

Suivant (y-y):

$$\delta \leq \delta_{\text{max}} = L_y / 200 = 300 / 200 = 1,5 \text{ cm}$$

$$\delta = (5 \times q_{sy} \times L_y^4) / (384 \times E \times I_z) = (5 \times 0,4 \times 300^4) / (384 \times 21 \times 10^5 \times 27,67) = 0,92 \text{ cm} \leq 1,5 \text{ cm.}$$

Suivant (z-z) :

$$\delta \leq \delta_{\text{max}} = L_z / 200 = 600 / 200 = 3 \text{ cm}$$

$$\delta = (5 \times q_{sz} \times L_z^4) / (384 \times E \times I_y) = (5 \times 1,2 \times 600^4) / (384 \times 21 \times 10^5 \times 317,8) = 3,03 \text{ cm} \leq 3 \text{ cm.}$$

Donc : on peut tolérer cette valeur, la condition est vérifiée.

b- Condition de résistance à l'ELU :

Les pannes travaillent en flexion déviée donc l'équation est :

$$\left(\frac{M_{y, sd} \cdot \gamma M_0}{W_{pl, y} \cdot f_y} \right)^2 + \left(\frac{M_{z, sd} \cdot \gamma M_0}{W_{pl, z} \cdot f_y} \right) \leq 1.$$

Avec :

$\alpha = 2$ et $\beta = 1$ Pour les sections en I et en H.

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

$$\text{Avec : } n = N_{sd} / N_{pl, Rd} = 0.$$

$$a = (A - 2 \cdot b \cdot t_f) / A = 0,38 < 0,5$$

Donc :

$$n < a \quad \Rightarrow \quad M_{Ny.Rd} = M_{ply.Rd} = W_{ply} \cdot f_y / \gamma_{M0}$$

On inclut le poids propre dans les charges :

$$q_{u,y} = q_u \cdot \sin \alpha = (174,3 + (1,35 \times 12,8)) \times \sin 18,19 = 59,80 \text{ daN/ml}$$

$$q_{u,z} = q_u \cdot \cos \alpha = (174,3 + (1,35 \times 12,8)) \times \cos 18,19 = 182 \text{ daN/ml}$$

$$M_{z,sd} = (q_{u,y} \cdot L_y^2) / 8 = (0,598 \times 6^2) / 8 = 2,691 \text{ kN.m}$$

$$M_{y,sd} = (q_{u,z} \cdot L_z^2) / 8 = 1,82 \times 3^2 / 8 = 2,04 \text{ kN.m}$$

$$[(2,04 \times 10^6 \times 1,1) / (60,73 \times 10^3 \times 235)]^2 + [(2,69 \times 10^6 \times 1,1) / (13,58 \times 10^3 \times 235)]^1 = 0,951$$

D'où : $0,951 < 1$.

Donc la condition est vérifiée.

III.6. PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS PORTEURS DE LA STRUCTURE :

III.6.1 Les poutres :

✓ Poids propre de la dalle $G=351 \text{ daN/m}^2$

✓ Poids propre des solives $G=26,2 \text{ daN/m}^2$.

✓ Espacement entre les poutres 6m.

✓ Nombre des solives 6.

✓ Charge d'exploitation étage courant $Q=250 \text{ daN/ml}$.

a- Condition de flèche :

◆ Efforts sollicitant :

$$G = (351 \times 6) + (26,2 \times 6) = 2263,2 \text{ daN/ml}$$

$$Q = 250 \text{ daN/ml}$$

❖ **Combinaison des charges :**

Etat limite ultime :

$$q_u = 1,35 G + 1,5 Q = (1,35 \times 2263,2) + (1,5 \times 250) = 3430,32 \text{ daN/ ml}$$

Etat limite de service :

$$q_s = G + Q = 2263,2 + 250 = 2513,2 \text{ daN/ ml.}$$

❖ **Vérification de la condition de flèche à (L'ELS) :**

$$\delta \leq \delta_{\max} = L/250 = 700/250 = 2,8 \text{ cm.}$$

$$\delta = (5 \times q_s \times L_y^4) / (384 \times E \times I_y) \leq 2,8 \text{ cm.}$$

$$I_y \geq (5 \times q_s \times L_y^4) / (384 \times E \times 2,8).$$

$$I_y \geq (5 \times 25,13 \times 700^4) / (384 \times 21 \times 10^5 \times 2,8).$$

$$I_y \geq 13361,21 \text{ cm}^4.$$

Profilé	G Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	d mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{pl-y} cm ³	W _{pl-z} cm ³	i _y cm	i _z cm
IPE360	57,1	72,7	360	170	12,7	8	298,6	16270	1043	1019	191,1	14,95	3,7

Tableau III.5 : Caractéristiques du profilé IPE360.

On ajoute le poids propre : $q_s = 57,1 + 2513,2 = 2570,3 \text{ daN/ml.}$

❖ **vérification de la flèche avec poids propre inclus :**

$$\delta \leq \delta_{\max} = L/250 = 700/250 = 2,8 \text{ cm}$$

$$\delta = (5 \times q_s \times L_y^4) / (384 \times E \times I_y) = (5 \times 25,70 \times 700^4) / (384 \times 21 \times 10^5 \times 16270)$$

$$\delta = 2,35 \text{ cm} < 2,8 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

❖ **Détermination de la classe du profilé IPE 360**

• **Classe de l'âme fléchie :**

$$d/t_w \leq 72 * \epsilon$$

Avec : $\epsilon = \sqrt{(235/f_y)}$ \rightarrow $\epsilon = 1$

$$298,68 = 37,32 < 72$$

L'âme est de classe I.

- Classe de la semelle comprimée :

$$c/t_f = (b/2)/t_f \leq 10 \cdot \epsilon.$$

$$170/212,7 = 6,69 < 10.$$

La semelle est de classe I.

Donc la section du profilé est de classe I.

b- Vérification de la résistance à l'ELU :

Les poutres travaillent à la flexion simple et elles sont de classe 1, donc on vérifie la condition suivante :

$$M_{sd} \leq M_{pl,rd}.$$

$$q = q_u + (1,35 \times 49,1) = 3430,32 + (1,35 \times 49,1) = 3496,6 \text{ daN/m}^l.$$

$$M_{sd} = q \times l^2/8 = 214,13 \text{ kN.m.}$$

$$M_{pl,rd} = W_{pl} \cdot f_y / \gamma_{M0} = (1019 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^3) / 1,1 = 217,69 \text{ kN.m.}$$

$$M_{sd} < M_{pl,rd} \quad \Rightarrow \quad \text{Donc la condition est vérifiée.}$$

III.6.2 Les traverses :

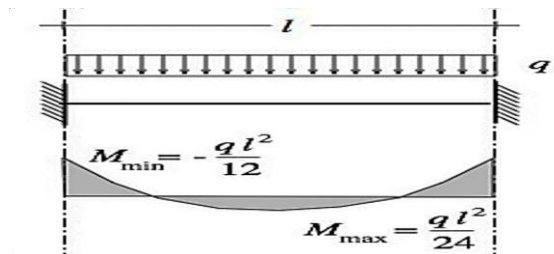


Figure III.4 : Schéma statique de la traverse.

- ✓ Poids propre de la panne 12,8 daN/m.
- ✓ Poids propre de toiture 18daN/m.
- ✓ Espacement entre les pannes 6m
- ✓ Le nombre des pannes 11.

a- Condition de flèche :

❖ **Efforts sollicitant :**

$$G = (12,8 \times 11) + (18 \times 6) = 248,8 \text{ daN/m}^1$$

$$Q = 100 \text{ daN/m}^1$$

$$S = 26 \text{ daN/m}^1.$$

❖ **Combinaison des charges :**

Etat limite ultime :

$$q_u = 1,35 G + 1,5 Q = (1,35 \times 248,8) + (1,5 \times 100) = 485,88 \text{ daN/m}^1.$$

$$q_u = 1,35 G + 1,5 S = (1,35 \times 248,8) + (1,5 \times 26) = 374,88 \text{ daN/m}^1.$$

$$q_{u \max} = 485,88 \text{ daN/m}^1.$$

Etat limite de service :

$$q_s = G + Q = 248,8 + 100 = 348,8 \text{ daN/m}^1.$$

$$q_s = G + S = 248,8 + 26 = 274,4 \text{ daN/m}^1.$$

$$q_{s \max} = 348,8 \text{ daN/m}^1.$$

❖ **Vérification la condition de flèche à l'ELS :**

$$q_{s,y} = q_s^* \sin \alpha = 348,8 \times \sin 18,19 = 213,73 \text{ daN/m}^1.$$

$$q_{s,z} = q_s^* \cos \alpha = 348,8 \times \cos 18,19 = 275,64 \text{ daN/m}^1.$$

La flèche doit satisfaire la condition suivante : $\delta \leq \delta_{\max}$

$$\delta_{\max} = l/200.$$

$$\delta = (q \times L^4) / (384 \times E \times I)$$

Suivant (y-y):

$$\delta \leq \delta_{\max} = L_y/200 = 525/200 = 2,62 \text{ cm}.$$

$$\delta = (q_{sy} \times L_y^4) / (384 \times E \times I_z) \leq 2,62 \text{ cm}.$$

$$I_z \geq (q_{sy} \times L_y^4) / (384 \times E \times 2,62).$$

$$I_z \geq (2.13 \times 525^4) / (384 \times 21 \times 10^5 \times 2,62).$$

$$I_z \geq 76.58 \text{ cm}^4.$$

Suivant (z-z):

$$\delta_{\max} = L_z / 200 = 1050 / 200 = 5,25 \text{ cm}.$$

$$\delta = (q_{sz} \times L_z^4) / (384 \times E \times I_y) \leq 5,25 \text{ cm}.$$

$$I_y \geq (q_{sz} \times L_z^4) / (384 \times E \times 5,25).$$

$$I_y \geq (2.75 \times 1050^4) / (384 \times 21 \times 10^5 \times 5,25).$$

$$I_y \geq 789.55 \text{ cm}^4.$$

On choisit le profilé IPE180 :

Profilé	P Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	d mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{pl-y} cm ³	W _{pl-z} cm ³	i _y cm	i _z cm
IPE180	18.8	23,9	180	91	8	5,3	146	1317	100,9	166,4	34,60	7,42	2,05

Tableau III.6 : Caractéristiques du profilé IPE 180.

On ajoute le poids propre :

$$q_{s,y} = 39,6 + 18,8 = 58,4 \text{ daN/m}^1.$$

$$q_{s,z} = 346,54 + 18,8 = 365,34 \text{ daN/m}^1.$$

❖ **vérification de la flèche avec poids propre inclus :**

Suivant (y-y) :

$$\delta_{\max} = L_y / 200 = 525 / 200 = 2,62 \text{ cm}.$$

$$\delta = (q_{s,y} \times L_y^4) / (384 \times E \times I_z) = (0,58 \times 525^4) / (384 \times 21 \times 10^5 \times 100,9) = 0,54 \text{ cm} < 2,62 \text{ cm}.$$

La condition est vérifiée.

Suivant (z-z) :

$$\delta_{\max} = L_z / 200 = 1050 / 200 = 5,25 \text{ cm}$$

$$\delta = (q_{s,z} \times L_z^4) / (384 \times E \times I_y) = (3,64 \times 1050^4) / (384 \times 21 \times 10^5 \times 1317) = 4,16 \text{ cm} < 5,25 \text{ cm}.$$

La condition est vérifiée.

❖ **Détermination de la classe du profilé IPE 180 :**

• **Classe de l'âme fléchie :**

$$d/t_w \leq 72\varepsilon \quad \text{Avec :} \quad \varepsilon = \sqrt{(235/f_y)} \quad \rightarrow \quad \varepsilon = 1.$$

$$1465,3 = 27,54 < 72.$$

L'âme est de classe I.

• **Classe de la semelle comprimée :**

$$c/t_f = (b/2)/t_f \leq 10\varepsilon.$$

$$91/28 = 5,68 < 10.$$

La semelle est de classe I.

Donc la section du profilé est de classe I.

b- Vérification de la résistance à l'ELU :

Les traverses travaillent à la flexion simple et sont de classe 1, donc on vérifie la condition suivante :

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

$$q = q_u + (1,35 \times 18,8) = 485,88 + (1,35 \times 18,8) = 511,26 \text{ daN/m}^1.$$

$$M_{sd} = q l^2/12 = 46,94 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl,rd} = (W_{pl,y} \times f_y) / \gamma_{M0} = (166,4 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^3) / 1,1 = 35,54 \text{ kN.m.}$$

$$M_{sd} > M_{pl,rd}$$

Donc la condition n'est pas vérifiée.

On augmente la section et on prend un IPE220 qui vérifie toutes les conditions :

Profilé	P Kg/m	A cm ²	H mm	b mm	t _f mm	t _w mm	d mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{pl-y} cm ³	W _{pl-z} cm ³	i _y cm	i _z cm
IPE220	26,2	33,4	220	110	9,2	5,9	177,6	2772	204,9	285,4	58,11	9,15	2,48

Tableau III.7 : Caractéristiques du profilé IPE 220.

On ajoute le poids propre :

$$q_{s,y} = 39,6 + 26,2 = 65,8 \text{ daN/m}^1.$$

$$q_{s,z} = 346,54 + 26,2 = 372,74 \text{ daN/m}^1$$

- **vérification de la flèche avec poids propre inclus :**

Suivant (y-y) :

$$\delta_{\max} = L_y / 200 = 525 / 200 = 2,62 \text{ cm}$$

$$\delta = (q_{sy} \times l_y^4) / (384 \times E \times I_z) = (0,65 \times 525^4) / (384 \times 21 \times 10^5 \times 204,9) = 0,29 \text{ cm} \leq 2,62 \text{ cm}.$$

La condition est vérifiée.

Plan (z-z) :

$$\delta_{\max} = L_z / 200 = 1050 / 200 = 5,25 \text{ cm}$$

$$\delta = (q_{s,z} \times l_z^4) / (384 \times E \times I_y) = (3,72 \times 1050^4) / (384 \times 21 \times 10^5 \times 2772) = 2,02 \text{ cm}$$

La section en IPE 220 vérifie la condition de flèche.

❖ Détermination de la classe du profilé IPE 220 :

- **Classe de l'âme fléchie :**

$$d/t_w \leq 72\varepsilon \quad \text{Avec :} \quad \varepsilon = \sqrt{(235/f_y)} \quad \rightarrow \quad \varepsilon = 1.$$

$$177,6/5,9 = 30,10 < 72.$$

L'âme est de classe I.

- **Classe de la semelle comprimée :**

$$c/t_f = (b/2) / t_f \leq 10\varepsilon.$$

$$110/29,2 = 5,97 < 10.$$

La semelle est de classe I.

Donc la section du profilé est de classe I.

❖ Vérification de la résistance :

$$M_{sd} < M_{pl,rd}$$

$$q = q_u + (1,35 \times 26,2) = 485,88 + (1,35 \times 26,2) = 521,25 \text{ daN/m}^1.$$

$$M_{sd} = q l^2 / 12 = 47,86 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl,rd} = (W_{pl} \times f_y) / \gamma_{M0} = (285,4 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^3) / 1,1 = 60,97 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} < M_{pl,rd}$$

Donc la condition est vérifiée.

III.6.3 Traverses (bloc de stockage) :

✓ Poids propre de la panne 12,8 daN/m ;

✓ Poids propre de la toiture 18 daN/m ;

✓ Espacement entre les traverses 6 m ;

✓ Le nombre des pannes 9.

a- Condition de flèche :

❖ Efforts sollicitant :

$$G = (12,8 \times 9) + 18 = 133,2 \text{ daN/m}^1.$$

$$Q = 100 \text{ daN/m}^1.$$

$$S = 26 \text{ daN/m}^1.$$

❖ Combinaison des charges :

Etat limite ultime :

$$q_u = 1,35 G + 1,5 Q = (1,35 \times 133,2) + (1,5 \times 100) = 329,82 \text{ daN/m}^1.$$

$$q_u = 1,35 G + 1,5 S = (1,35 \times 133,2) + (1,5 \times 26) = 218,82 \text{ daN/m}^1.$$

$$q_{u \max} = 329,82 \text{ daN/m}^1.$$

Etat limite de service :

$$q_s = G + Q = 133,2 + 100 = 233,2 \text{ daN/ml}$$

$$q_s = G + S = 133,2 + 26 = 149,91 \text{ daN/ml}.$$

$$q_{s \max} = 233,2 \text{ daN/ml}.$$

❖ **Vérification la condition de flèche à (L'ELS) :**

$$q_{s,y} = q_s \cdot \sin \alpha = 233,2 \times \sin 18,19 = 72,79 \text{ daN/ml.}$$

$$q_{s,z} = q_s \cdot \cos \alpha = 233,2 \times \cos 18,19 = 221,54 \text{ daN/ml.}$$

La flèche doit satisfaire la condition suivante :

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

$$\delta_{\max} = l/200$$

$$\delta = (q \times L^4) / (384 \times E \times I).$$

Suivant (y-y) :

$$\delta_{\max} = L_y/200 = 525/200 = 2,62 \text{ cm.}$$

$$\delta = (q_{sy} \times L_y^4) / (384 \times E \times I_z) \leq 2,62 \text{ cm.}$$

$$I_z \geq (q_{sy} \times L_y^4) / (384 \times E \times 2,62).$$

$$I_z \geq (0,13 \times 525^4) / (384 \times 21 \times 10^5 \times 2,62).$$

$$I_z \geq 4,67 \text{ cm}^4.$$

Suivant (z-z):

$$\delta_{\max} = L_z/200 = 1050/200 = 5,25 \text{ cm.}$$

$$\delta = (q_{sz} \times L_z^4) / (384 \times E \times I_y) \leq 5,25 \text{ cm.}$$

$$I_y \geq (q_{sz} \times L_z^4) / (384 \times E \times 1,75).$$

$$I_y \geq (2,32 \times 1050^4) / (384 \times 21 \times 10^5 \times 1,75).$$

$$I_y \geq 666,09 \text{ cm}^4.$$

On choisit le profilé IPE180 :

Profilé	P Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	d mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{pl-y} cm ³	W _{pl-z} cm ³	i _y cm	i _z cm
IPE180	18,8	23,9	180	91	8	5,3	146	1317	100,9	166,4	34,60	7,42	2,05

Tableau III.8 : Caractéristiques du profilé IPE 180.

On ajoute le poids propre :

$$q_{s,y} = 18,43 + 18,8 = 32,1 \text{ daN/m}^1.$$

$$q_{s,z} = 322,67 + 18,8 = 251,62 \text{ daN/m}^1.$$

❖ **vérification de la flèche avec le poids propre inclus :**

Suivant (y-y) :

$$\delta_{\max} = L_y / 200 = 525 / 200 = 2,62 \text{ cm.}$$

$$\delta = (q_{sy} \times l_y^4) / (384 \times E \times I_z) = (0,32 \times 525^4) / (384 \times 21 \times 10^5 \times 142,4) = 0,29 \text{ cm}$$

La condition est vérifiée.

Suivant (z-z) :

$$\delta_{\max} = L_z / 200 = 1050 / 200 = 5,25 \text{ cm}$$

$$\delta = (q_{sz} \times l_z^4) / (384 \times E \times I_y) = (2,51 \times 1050^4) / (384 \times 21 \times 10^5 \times 1317) = 2,87 \text{ cm}$$

La condition est vérifiée.

❖ **Détermination de la classe du profilé IPE 200 :**

• **Classe de l'âme fléchie :**

$$d/t_w \leq 72\varepsilon \quad \text{Avec :} \quad \varepsilon = \sqrt{(235/f_y)} \quad \rightarrow \quad \varepsilon = 1.$$

$$1465,3 = 27,54 < 72$$

L'âme est de classe I.

• **Classe de la semelle comprimée :**

$$c/t_f = (b/2) / t_f \leq 10\varepsilon.$$

$$91/28 = 5,68 < 10$$

La semelle est de classe I.

Donc la section du profilé est de classe I.

b- Vérification de la résistance à l'ELU :

Les traverses travaillent à la flexion simple donc on vérifie la condition suivante :

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

$$q = q_u + (1,35 \times 18,8) = 329,82 + (1,35 \times 18,8) = 355,2 \text{ daN/m}^1.$$

$$M_{sd} = q l^2/12 = 32,61 \text{ kN.m.}$$

$$M_{pl,rd} = W_{pl} \times f_y / \gamma_{M0} = 166,4 \times 10^{-6} \times 235 \times 1031,1 = 35,54 \text{ kN.m.}$$

$$M_{sd} < M_{pl,rd}$$

Donc la condition est vérifiée.

Chapitre IV
Etude plancher mixte

IV.1 INTRODUCTION :

Il existe divers types de planchers dans le génie civil. Dans notre cas, nous optons pour un plancher dit mixte (acier/béton) qui est le plus répandu dans les constructions métalliques.

Le plancher mixte est constitué de poutres croisées et de solives (support de platelage) reposant sur des poutres maîtresses qui, elles-mêmes, sont supportées par les poteaux.

IV.2 VERIFICATION DE LA TOLE PROFILEE :

Pour notre structure nous avons choisi de réaliser notre plancher mixte en utilisant la tôle TN40 (hauteur minimale est de 4cm exigée par l'Euro code 4 qui joue le rôle de plateforme de travail lors du montage, de coffrage pour le béton et d'armature inférieure pour la dalle après durcissement du béton.

IV.2.1 Entraxe des solives :

L'entraxe des solives doit vérifier les conditions suivantes :

$$0,7 \text{ m} \leq \text{Entraxe} \leq 1,50 \text{ m}$$

Poutre principale : $L_{\max} = 6 \text{ m}$.

Donc : l'entraxe = $6/6 = 1 \text{ m}$.

On obtient : Le nombre de solive égale à 5.

La portée des solives est de 6m.

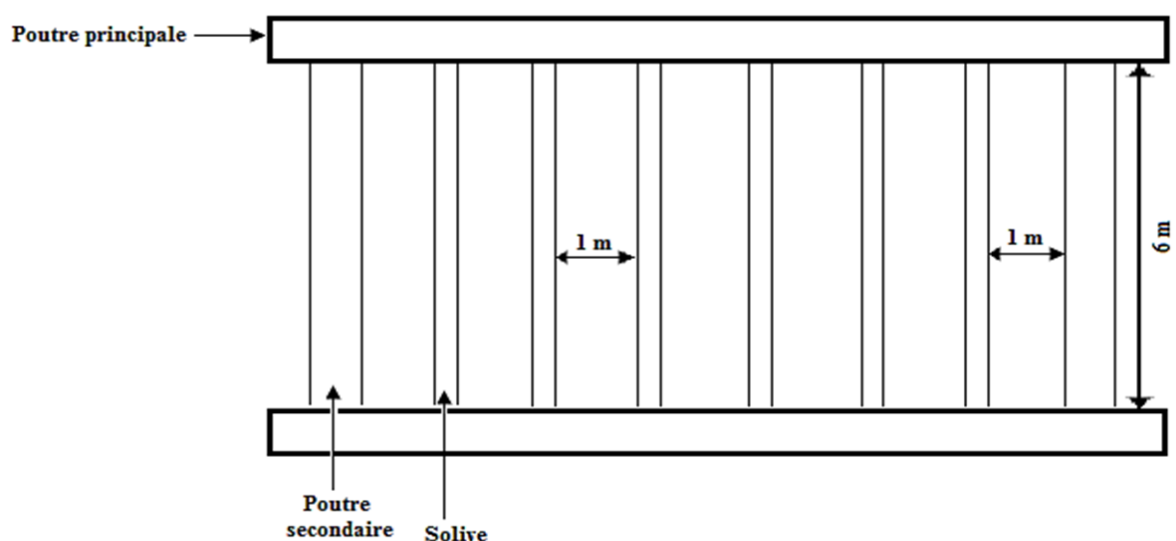


Figure IV.1 : Espacement et longueur des solives.

❖ **Caractéristiques de la tôle nervurée :**

Dans notre projet nous allons utiliser des tôles nervurées types TN40.

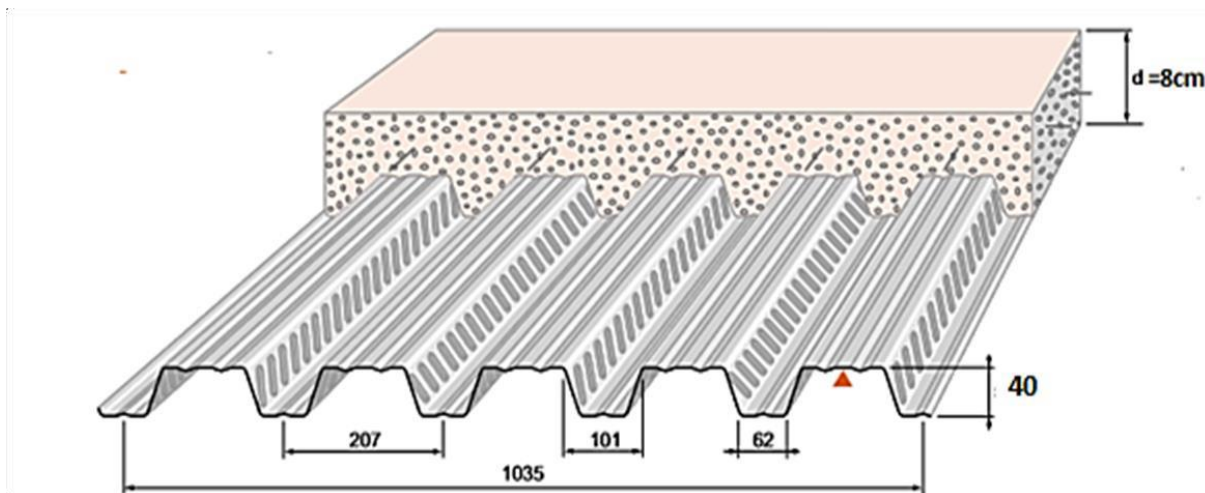


Figure IV.2 : Caractéristiques de la tôle.

- Poids propre (TN40 d'épaisseur 10/10ème) $P = 11 \text{ daN/m}^2$
- Contrainte de rupture $f_u = 400 \text{ Mpa}$
- Contrainte élastique $f_y = 160 \text{ Mpa}$
- Module de résistance $W_{Pl,y} = 9,24 \text{ cm}^3$
- Moment d'inertie $I_y = 27,21 \text{ cm}^4$

Le diagramme de moment fléchissant :

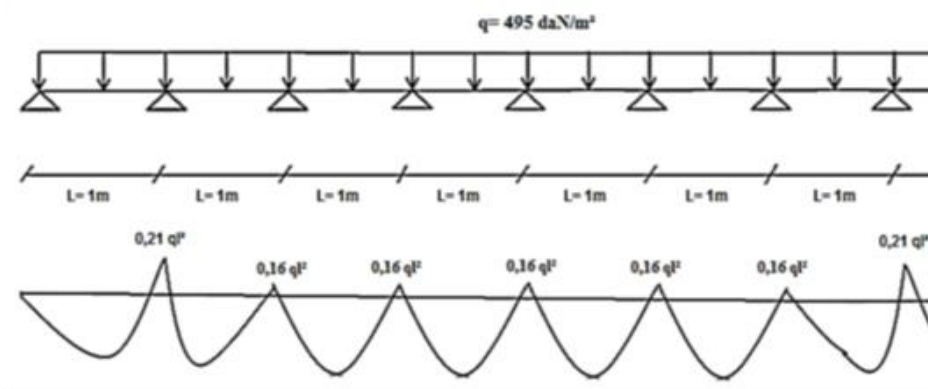


Figure IV.3 : Diagramme des moments fléchissant de la tôle.

a) Vérification à l'état limite ultime :

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

- Charges permanentes du plancher d'étage courant $G = 200 \times 1 = 200 \text{ daN/m}^1$.

- Surcharge d'exploitation (chantier) : $Q = 150 \times 1 = 150 \text{ daN/m}^1$

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

$$\rightarrow q_u = 1,35 \times 200 + 1,5 \times 150$$

$$\rightarrow q_u = 495 \text{ daN/m}^1$$

$$M_{sd} = 0,21 q l^2 = 0,21 \times 495 \times 1^2 = 103,95 \text{ daN.m}$$

$$M_{Ply,Rd} = (W_{Ply} / \gamma_{m0}) \times f_y = 9240 \times 160 / 1,1 = 1344000 \text{ N.mm} = 134,4 \text{ daN.m}$$

$$M_{ply,Rd} = 134,4 \text{ daN.m} > M_{sd} = 103,95 \text{ daN.m} \quad \text{Condition vérifiée}$$

b) Vérification de flèche à l'état limite de service :

La flèche doit satisfaire la condition suivante : $f \leq \delta_{v \max}$

$$\text{Avec : } \delta_{v \max} = L / 250 = 100 / 250 = 0,4 \text{ cm.}$$

Pour trouver les flèches d'une poutre continue on utilise l'abaque de MAQUART. On prend la flèche maximale de la travée simple considérée comme isostatique, puis on applique les coefficients donnés ci-dessous pour trouver les flèches de la poutre.

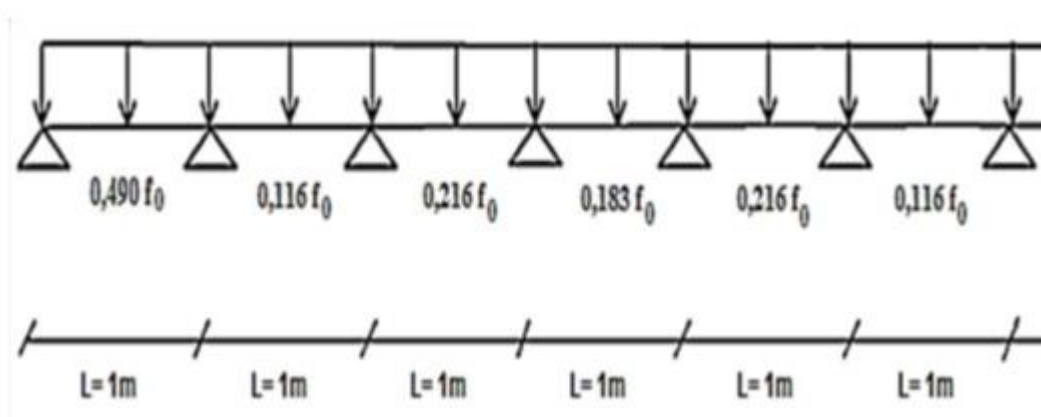


Figure IV.4 : Flèche de la poutre selon l'abaque de MAQUART.

Avec : $f_0 = q.L^3 / 24$ (poutre continue).

$$q_s = G + Q = 200 + 150 = 350 \text{ daN/m}^2.$$

On prend la flèche la plus défavorable $\rightarrow f = 0,490.f_0$

$$f = 0,490 \times 3,5 \times 10^{-3} \times 100324 = 0,071 \text{ cm} < 0,4 \text{ cm}$$

Donc, la condition est vérifiée

IV.3 ETUDE DU PLANCHER :

Un plancher mixte est une dalle pour laquelle on utilise des tôles profilées en acier comme coffrage perdu permettant de supporter le poids du béton frais et des armatures et les charges de construction. Tout ceci reposant sur des solives qui sont des profilés métalliques.

Le comportement mixte apparaît lorsque le béton et la tôle profilée sont combinés de façon à avoir un seul et unique élément de construction.

C'est-à-dire une collaboration parfaite entre l'acier et le béton. Il faut que la liaison entre la poutre et la dalle soit réalisée de façon à transmettre les efforts rasants et à limiter les glissements qui se développent à l'interface où on utilise l'ancrage d'extrémité.

Cette liaison est assurée par des connecteurs soudés sur l'aile supérieure des poutres métalliques du plancher. Les connecteurs sont des pièces cylindriques en acier comportant une tête.

Ce type de connexion est particulièrement bien adapté au cas des dalles avec tôles profilées, car ils peuvent être facilement fixés à travers la tôle.

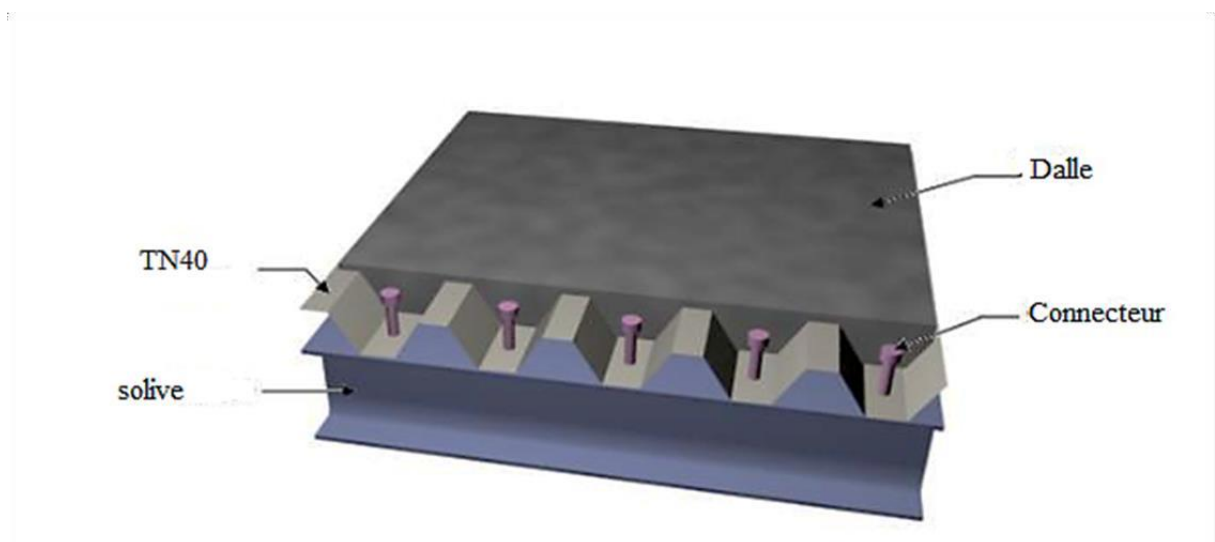


Figure IV.5 : Eléments constituant le plancher mixte.

IV.3.1 Calcul du plancher de l'étage courant :

Pour le plancher de l'étage courant l'épaisseur de la dalle est de 8 cm au minimum exigée par le règlement. [4]

On propose un IPE 140 et on vérifie les conditions :

Profilé	P Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	d mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{pl-y} cm ³	W _{pl-z} cm ³	i _y cm	i _z cm
IPE140	12,8	16,4	140	73	6,9	4,7	112,2	541,2	44,92	88,34	19,25	5,74	1,65

Tableau IV.1 : Caractéristiques du profilé IPE140.

IV.3.1.1 Vérification de la condition de résistance :

Puisque nous avons une dalle de compression en béton sur les solives donc le risque de déversement est négligé.

Alors, on doit vérifier que : $M_{sd} < M_{Ply,Rd}$

a) Largeur efficace de la dalle :

La largeur efficace de la dalle est donnée par l'expression suivante [4] :

$b_{eff} = b_{e1} + b_{e2}$ Avec: $b_{ei} = \min (L_0 / 8; b_i)$

$L_0 = 6$ m. (la portée de la poutre)

$b_1 = b_2 = 0,5$ m.

$b_{e1} = b_{e2} = \min (0,5; 0,75) = 0,5$ m

Donc: $b_{eff} = 2 \times 0,5 = 1$ m.

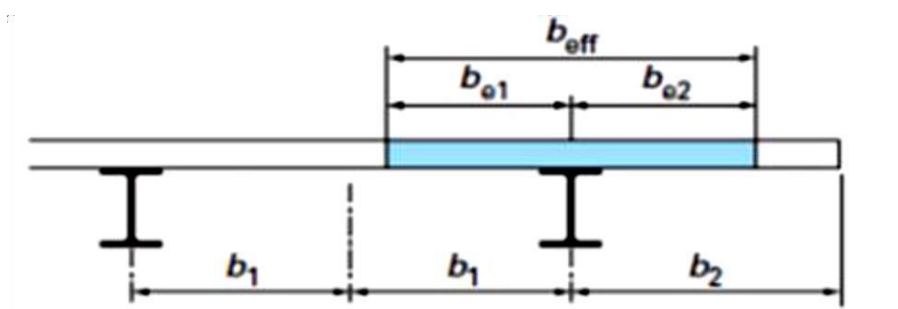


Figure IV.6 : Largeur efficace de la dalle.

Charges permanentes :

Solive : $G_1 = 12,8 \text{ daN/m}^1$.

Dalle: $G_2 = (351 + 56) \times 1 = 407 \text{ daN/m}^1$.

Total: $G = 419,8 \text{ daN/m}^1$.

Surcharge d'exploitation :

$Q = 250 \times 1 = 250 \text{ daN/m}^1$.

Charge non pondérée :

$q_s = G + Q = 669,8 \text{ daN/m}^1$.

Charge pondérée :

$q_u = 1,35 G + 1,5 Q = (1,35 \times 419,8) + (1,5 \times 250) = 941,73 \text{ daN/m}^1$.

b) Position de l'axe neutre :

$$F_c = b_{\text{eff}} \times h_c (0,85 \times f_{ck} / \gamma_c) \quad F_a = A_a \times f_y / \gamma_m$$

Désignons respectivement par F_c et F_a les résistances plastique des profilés en traction et de la dalle en compression.

Avec : $h_c = 80 \text{ mm}$.

$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$.

$f_y = 235 \text{ MPa}$.

$\gamma_c = 1,5$.

$\gamma_m = 1,1$.

A_a : Section du profilé IPE 100 : $A_a = 1320 \text{ mm}^2$

Donc : $F_c = 1000 \times 80 \times (0,85 \times 25 / 1,5) = 1133333,33 \text{ daN}$

$F_a = 1640 \times 235 / 1,1 = 35036,36 \text{ daN}$

$$F_a < F_c$$

Donc l'axe neutre se situe dans la dalle.

La position de l'axe neutre est calculée à partir de la formule suivante [4] :

$$z = F_a / (b_{\text{eff}} \times 0,85 \times f_{ck} / \gamma_c) \leq h_c$$

$$z = 350363,6 / (1000 \times 0,85 \times 25 / 1,5) = 24,73 \text{ mm} \leq 80 \text{ mm}$$

$$M_{sd} = q_u \times l^2 / 8 = 941,73 \times 6^2 / 8 = 4237,78 \text{ daN.m}$$

b) Le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

$$M_{pl,Rd} = F_a (h_{a2} + h_c + h_p - z_2) = 35036,36 \times (0,142 + 0,08 + 0,04 - 0,0242) = 6236,47 \text{ daN.m}$$

Avec : h_a : hauteur du profilé IPE120.

h_p : hauteur de la tôle.

h_c : épaisseur de la dalle en béton.

$$M_{ply,Rd} = 6236,47 \text{ daN.m} > M_{sd} = 4237,78 \text{ daN.m}$$

⇒ la condition est vérifiée.

IV.3.1.2 Vérification au cisaillement :

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

$$V_{sd} = q_u \times l / 2 = 941,73 \times 6 / 2 = 2825,19 \text{ daN}$$

Avec :

$$A_v = A - 2b \cdot t_f + (t_w + 2r) t_f = 1640 - (2 \times 73) \times 6,9 + (4,7 + (2 \times 7)) \times 6,9 = 761,63 \text{ mm.}$$

$$0,5V_{pl,Rd} = 0,5 \times 0,58 \times A_v \times f_y / \gamma_{m0} = 0,5 \times 0,58 \times 1401,6 \times 235 / 1,1 = 4714,74 \text{ daN}$$

$$0,5V_{pl,Rd} = 4714,74 \text{ daN} > V_{sd} = 2825,15 \text{ daN}$$

⇒ la condition est vérifiée.

IV.3.1.3 Vérification de la flèche :

$$f \leq \delta_{v \text{ max}} \rightarrow \delta_{v \text{ max}} = L / 250 = 6 / 250 = 0,024 \text{ m Avec } f = (5 \cdot q_s \cdot L^4) / (384 \cdot E \cdot I_h)$$

$$\text{Avec } I_h = I_a + A_a (z_a - z)^2 + b_{\text{eff}} \times h_c \cdot n (h_c^2 / 12 + (z - h_{c2})^2)$$

n : Coefficient d'équivalence. Avec : $n = E_a / E'_c$

$E_a = 210000 \text{ Mpa}$: Module d'élasticité de l'acier de construction.

E'_c : Module d'équivalence du béton avec $E'_c = E_{cm}/2$ [4] ;

$E_{cm} = 30500$ Mpa. (Pour un béton de classe C25/30) [4].

$$n = 210000 / (30500/2) = 13,77$$

I_a : Moment d'inertie de la poutre ($I_a = I_y$). $I_h = 5518,93 \text{ cm}^4$

$$f = (5 \times 6,69 \times 600^4) / (384 \times 21 \times 10^5 \times 5518,93) = 0,97 \text{ cm} < f_{adm} = 2,4 \text{ cm}$$

Conclusion : la condition est vérifiée.

IV.3.2 Etude des connecteurs :

a) Définition

Les connecteurs sont des éléments qui assurent la liaison entre la dalle de compression en béton et l'acier des solives.

En d'autres termes, ils sont destinés à résister au glissement de la dalle en limitant les déplacements relatifs de l'acier et du béton à une valeur suffisamment faible.

Vérification des connecteurs avec les caractéristiques suivantes :

b) Résistance du connecteur isolé :

Résistance du connecteur au cisaillement :

$$P_{rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,8 \times f_u (\pi d^2 / 4) / \gamma_v \\ 0,29 \times \alpha \times d^2 \sqrt{(f_{ck} \times E_{cm})} / \gamma_v \end{array} \right.$$

γ_v : Le coefficient partiel de sécurité est généralement pris égal à 1,25.

d : diamètre du fut du connecteur.

f_u : Résistance ultime en traction de l'acier du connecteur égale à 430 Mpa.

E_{cm} : Valeur du module d'élasticité sécant du béton égale à 30500 Mpa.

F_{ck} : Résistance caractéristique du béton égale à 25 Mpa.

$\alpha = 1$ car $h/d > 4$.

$$P_{rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,8 \times 430 (3,14 \times 16^2 / 4) / 1,25 = 5530,41 \text{ daN.} \\ 0,29 \times 1 \times 16^2 \sqrt{(25 \times 30500)} / 1,25 = 5186,18 \text{ daN.} \end{array} \right.$$

$P_{rd} = 5186,18 \text{ daN}$.

c) Effort de cisaillement longitudinal :

$$f_{cf} = A_a \times f_y / \gamma_{m1}$$

Avec : A_a : Section du profilé IPE 140 : $A_a = 1640 \text{ mm}^2$

f_y : limite élastique de l'acier du goujon égale à 275 Mpa.

$$\gamma_{m1} = 1,1.$$

$$f_{cf} = 1640 \times 275 / 1,1 = 41000 \text{ daN}.$$

Calcul du nombre des connecteurs :

$$N < N_f \text{ avec } N_f = f_{cf} / P_{rd} = 41000 / 5186,18 \rightarrow N_f = 7,90.$$

On utilise alors 8 connecteurs.

Avec un intervalle de : $S = l / 2N = 6000 / (2 \times 8) = 375 \text{ mm} = 37,5 \text{ cm}$.

IV.3.3 Calcul du ferrailage :

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur, il est sous forme d'un treillis soudé.

$$\rho = A_s / b \cdot h_c \geq 0,4 \% \Rightarrow A_s \geq 0,004 \times b \times h_c = 0,004 \times 1000 \times 80 = 320 \text{ mm}^2.$$

Le choix du $\phi 6$, maillage de 100 mm, $A_s = 350 \text{ mm}^2$ est satisfaisant.

CONCLUSION :

Le calcul du plancher établi dans ce chapitre consiste à faire travailler les deux constituants aciers et béton comme un seul corps rigide pour résister aux différentes sollicitations et atteindre la liaison mixte.

CHAPITRE V :
Etude sismique

V.1 INTRODUCTION :

Les actions dynamiques les plus complexes appliquées sur un bâtiment, sont généralement des actions dus au séisme.

Ces actions sismiques induisent au niveau de la fondation des mouvements essentiellement horizontaux. Et à la superstructure des forces d'inertie qui s'oppose aux mouvements du sol, qui donnent des déplacements assez importants.

L'objectif est de déterminer tout d'abord des efforts sismiques sollicités la structure, et de vérifier après plusieurs paramètre.

Le calcul sismique se fait selon le règlement parasismique Algérien RPA99/version 2003

(D.T.R-B.C-2.48)[4], qui met à notre disposition trois méthodes de calcul :

- La méthode statique équivalente,
- La méthode d'analyse modale spectrale (spectre de réponse),
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

On choisit la méthode d'analyse modale spectrale.

V.2. PRINCIPE DE LA METHODE MODALE SPECTRALE :

Le principe de cette méthode réside dans la détermination des modes propres de vibrations de la structure et le maximum des effets engendrées 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.

V.3. CRITERES DE CLASSIFICATION PAR LE RPA99 V 2003 :[4]

Pour ce cas, la structure se trouve dans la wilaya de Tlemcen à la région de Zenâta qui se situe dans une zone de faible sismicité zone I.

Cet ouvrage représente un bâtiment à usage industriel dont la hauteur dépasse 21.6m, il est considéré comme ouvrage groupe 1B.

Le site est meuble donc il est classé en catégorie S3.

V.4. ANALYSE DYNAMIQUE DE LA STRUCTURE :

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

V.4.1. Modélisation de la structure :

La modélisation est l'établissement d'un modèle à partir de la structure réelle. Ceci sera suivi par certaines modifications afin d'approcher le comportement de la structure d'origine au maximum.

Le logiciel SAP2000, conçu pour le calcul et la conception des structures d'ingénieries, spécialement dans le domaine du bâtiment et des ouvrages de génie civil, permet dans un premier temps de modéliser la structure réelle.

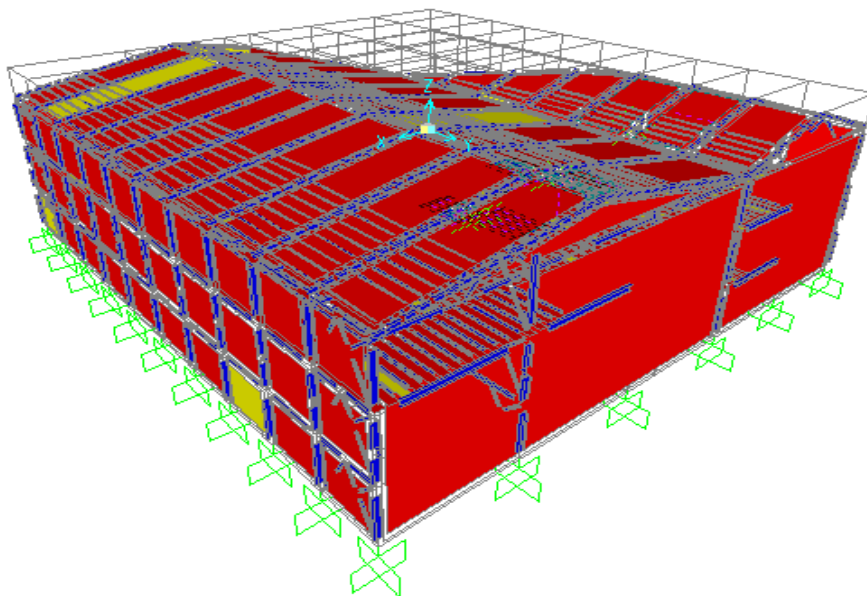


Figure V.1. Modèle de la structure en 3D.

V.4.2. Spectre de réponse de calcul :

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

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

Avec

A : coefficient d'accélération de zone, donné suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment

η : facteur de correction d'amortissement.

T_1 et T_2 Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site :

Site meuble S3 $\Rightarrow T_1 = 0.15 s$ $T_2 = 0.50 s$.

R : Coefficient de comportement global de la structure donnée en fonction du Système de contreventement : Ossature contreventée par palée triangulées en V.

- Q : Facteur de qualité donné par la formule suivante :

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

Critère q	P _q	
	Suivant X	Suivant Y
1. Conditions minimales sur les files de Contreventement	0.05	0.05
2. Redondance en plan	0.05	0
3. Régularité en plan	0.05	0.05
4. Régularité en élévation	0.05	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0.1	0.1
	Q _x = 1.3	Q _y = 1.2

Tableau V.I. Facteur de qualité suivant les deux sens.

V.4.3. Analyse modale spectacle :

L'analyse modale spectrale désigne la méthode de calcul des effets maximaux 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 tous types de structure avec des résultats plus exacts et souvent satisfaisants à condition d'avoir fait une bonne modélisation.

Le spectre est caractérisé par les données suivantes :

- Zone sismique I (Tlemcen).
- Groupe d'usage 1B (ouvrages de grande importance).
- Site meuble (S3).
- Pourcentage d'amortissement ($\xi = 5\%$).
- Coefficient de comportement ($R = 3$).
- Facteur de qualité ($Q = 1.3$) suivant X.
- Facteur de qualité ($Q = 1.2$) suivant Y.

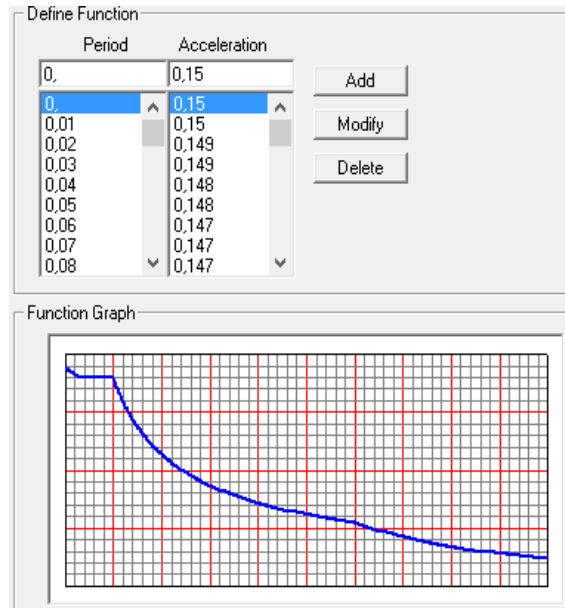


Figure V.2. Spectre de réponse suivant X.

V.5. VERIFICATION DE LA STRUCTURE :

V.5.1. Vérification de la période fondamentale de la structure :

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%.

La période fondamentale obtenu par le logiciel : T = 1.892 s.

La période empirique est donnée par la formule suivante : $T_{emp} = C_T h_N^{3/4}$

h_N : Hauteur en mètre de la base de la structure au dernier niveau N.

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage.

Dans ce cas : $C_T = 0.05$; $T_{emp} = 0.95$ s

Donc $T = 1.892$ s > 130% $T_{emp} = 1.235$ s.

La condition n'est pas vérifiée, mais on peut tolérer une période un peu plus grand que la période empirique puisqu'il s'agit d'une structure en charpente métallique, donc une structure flexible, sachant que nous avons eu de mal à ajouter des contreventements pour le bon fonctionnement de la structure (bâtiment).

V.5.2. Vérification de la force sismique à la base :

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

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

- A : Coefficient d'accélération de la zone : suivant la zone sismique et le groupe d'usage de bâtiment (A = 0.12).
- D : Coefficient d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

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

- T₂ : période caractéristique, associée à la catégorie du site (T₂ = 0.5 s).
- η : facteur de correction d’amortissement avec ξ (%) le pourcentage d’amortissement critique fonction du matériau constitutif.
(Acier dense) ξ = 5 % → η = 1

$$D = 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \dots\dots\dots T_2 \leq T \leq 3.0s$$

$$D = 2.5 \times 1 \times \left(\frac{0.5}{1.892}\right)^{2/3} = 1.029$$

Q : Facteur de qualité (Q_x = 1.3 ; Q_y = 1.2).

- R : Coefficient de comportement global de la structure donnée en fonction du système de contreventement (R = 3).

- W : Poids total de la structure (calculée par SAP2000) W = 7517712.145 daN
 $V_x = 0.12 \times 1.029 \times 1.3 \times 7517712.145 / 3 = 402257.74 \text{ daN}$
 $V_y = 0.12 \times 1.029 \times 1.2 \times 7517712.145 / 3 = 371314.84 \text{ daN}$

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.

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

	Global F _x (daN)	Global F _y (daN)
E _x	426243.272	25111.285
E _y	7803.385	377503.009

Tableau V.2. Les forces sismiques suivant les deux sens.

$$V_{xdynamique} = \sqrt{F_x^2 + F_y^2} = 426982.32 \text{ daN}$$

$$V_{ydynamique} = \sqrt{F_x^2 + F_y^2} = 377583.65 \text{ daN}$$

	V _t (daN)	V (daN)	80% V (daN)	V _t > 80%V
V _x	426982.32	402257.74	321806.192	Vérifiée
V _y	377583.65	371314.84	297051.87	Vérifiée

Tableau V.3. Comparaison de V_{dyn t} avec 80% V

V.5.3. Vérification des déplacements :

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

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

- δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l’effet de torsion).
- R : Coefficient de comportement.

Le déplacement relative 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 à l’étage qui lui est adjacent doivent satisfaire à l’article 5.10, c'est-à-dire que ces derniers ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d’étage.

CHAPITRE VI :
***Dimensionnement des
éléments structuraux et
secondaires***

VI.1.INTRODUCTION :

Après avoir fait le choix de la structure porteuse du bâtiment (poteaux, poutres) on dimensionne chaque élément à partir des conditions suivantes :

- Condition de flèche pour déterminer le type de profilé adéquat
- Vérification faite selon la condition de résistance

VI.2. DIMENSIONNEMENT DES POUTRES :

Les poutres principales sont des éléments structuraux, qui supporte les charges des planchers et les transmettent aux poteaux, elles sont sollicitées principalement par un moment fléchissant

1. Poutre principale de rive terrasse :

Pour les poutres principales de rive de terrasse, le pré dimensionnement effectué a donné des profilés en IPE360. D’après le Logiciel SAP2000, on prend les valeurs de charges les plus importantes sous la combinaison la plus défavorable qui est **G + Q + Ex** avec :

$M_{sd} (daN.m)$	$V_{sd}(daN)$
2081.4	1126

Tableau VI.1 : Valeurs moment fléchissant et effort tranchant.

a) Classe du profilé IPE 360

- **Classe de l’âme fléchie**

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon \quad \text{avec} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad \Rightarrow \quad \boxed{\varepsilon=1}$$

$$\frac{298.6}{8} = 37.32 \leq 72 \quad \Rightarrow \quad \boxed{\text{L'âme est de I.}}$$

- **Classe de la semelle comprimée**

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b}{2} \leq 10\varepsilon$$

$$\frac{170}{12.7} = 6.69 \leq 10 \quad \Rightarrow \quad \text{La semelle est de classe I}$$

Donc la section du profilé global est de classe I.

b) Vérification du cisaillement

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

$$V_{pl,rd} = \frac{Av \times f_y}{\gamma_{m0} \times \sqrt{3}} \quad \text{Avec} \quad Av = 2995.2 \text{ mm}^2.$$

$$V_{pl,rd} = \frac{Av \times f_y}{\gamma_{m0} \times \sqrt{3}} = 3694.36 \text{ daN}.$$

$$0.5 \times V_{pl,rd} = 1847.18 \text{ daN} > V_{sd} = 1126 \text{ daN} \quad \text{CV}$$

c) Vérification du moment fléchissant

On doit vérifier que : $M_{Sd} \leq M_{ply.Rd}$

$$M_{Plyrd} = \frac{W_{Ply}}{\gamma_{m0}} \times f_y \quad \Longrightarrow \quad M_{Plyrd} = \frac{101.9 \times 10^3}{1.1} \times 235 = 2176.95 \text{ daN.m}$$

$$M_{Plyrd} = 2176.95 \text{ daN.m} > M_{Sd} = 2081.4 \text{ daN.m} \quad \text{CV}$$

Le profilé IPE160 répond à toutes les conditions de CCM97 concernant la vérification de résistance.

2. Poutre intermédiaire pour terrasse :

Pour les poutres principales intermédiaires de terrasse, le pré dimensionnement effectué a donné des profilés en IPE 500. D’après le Logiciel SAP2000, on prend les valeurs de charges les plus importantes sous la combinaison la plus défavorable qui est G + Q + Ex avec

$M_{sd} (daN.m)$	$V_{sd} (daN)$
5258	1126

Tableau VI.2 : Valeurs moment fléchissant et effort tranchant.

a) Classe du profilé IPE 500.

➤ **Classe de l’âme fléchie**

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon \quad \text{avec} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad \Longrightarrow \quad \boxed{\varepsilon=1}$$

$$\frac{426}{10.2} = 41.76 \leq 72 \quad \Longrightarrow \quad \boxed{\text{L’âme est de I.}}$$

➤ **Classe de la semelle comprimée**

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b}{2} \leq 10\varepsilon$$

$$\frac{200}{16} = 6.25 \leq 10 \quad \Longrightarrow \quad \text{La semelle est de classe}$$

Donc la section du profilé global est de classe I.

b) Vérification du cisaillement

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

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{m0} \times \sqrt{3}} \quad \text{Avec} \quad A_v = 5304 \text{mm}^2.$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{m0} \times \sqrt{3}} = 65421.13 \text{ daN.}$$

$$0.5 \times V_{pl,rd} = 3271.05 \text{ daN} > V_{sd} = 2569.53 \text{ daN} \quad \text{CV}$$

c) Vérification du moment fléchissant :

On doit vérifier que : $M_{sd} \leq M_{ply.Rd}$

$$M_{Plyrd} = \frac{W_{Ply}}{\gamma_{m0}} \times f_y \quad \Longrightarrow \quad M_{Plyrd} = \frac{261.3 \times 10^3}{1.1} \times 235 = 5582.31 \text{ daN.m}$$

$$M_{Plyrd} = 5582.31 \text{ daN.m} > M_{sd} = 5258 \text{ daN.m} \quad \text{CV}$$

Le profilé IPE500 répond à toutes les conditions de CCM97 concernant la vérification de résistance.

3. Poutre principale de rive d'étage courant :

Pour les poutres principales de rive d'étage courant, le pré dimensionnement effectué a donné des profilés en IPE 360. D'après le Logiciel SAP2000, on prend les valeurs de charges les plus importantes sous la combinaison la plus défavorable qui est G + Q + Ex avec :

$M_{sd} \text{ (daN.m)}$	$V_{sd} \text{ (daN)}$
2081.4	1126

Tableau VI.3 : Valeurs moment fléchissant et effort tranchant.

a) Classe du profilé IPE 360

➤ **Classe de l'âme fléchie**

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon \quad \text{avec} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad \Longrightarrow \quad \boxed{\varepsilon=1}$$

$$\frac{298.6}{8} = 37.32 \leq 72 \quad \Longrightarrow \quad \boxed{\text{L'âme est de I.}}$$

➤ **Classe de la semelle comprimée**

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b}{2t_f} \leq 10\epsilon$$

$$\frac{170}{2 \times 12.7} = 6.69 \leq 10 \quad \Longrightarrow \quad \text{La semelle est de classe I}$$

Donc la section du profilé global est de classe I.

b) Vérification du cisaillement

On doit vérifier que : $V_{sd} \leq 0,5 V_{pl,rd}$.

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{m0} \times \sqrt{3}} \quad \text{Avec} \quad A_v = 2995 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{m0} \times \sqrt{3}} =$$

$$0.5 \times V_{pl,rd} = 6969.886 \text{ daN} > V_{sd} = 2569.53 \text{ daN} \quad \text{CV}$$

c) Vérification du moment fléchissant

On doit vérifier que : $M_{sd} \leq M_{ply,Rd}$

$$M_{Plyrd} = \frac{W_{PLY}}{\gamma_{m0}} \times f_y \quad \Longrightarrow \quad M_{Plyrd} = \frac{166.4 \times 10^3}{1.1} \times 235 = 3546.36 \text{ daN.m}$$

$$M_{Plyrd} = 3546.36 \text{ daN.m} > M_{sd} = 2890.24 \text{ daN.m} \quad \text{CV}$$

Le profilé IPE360 répond à toutes les conditions de CCM97 concernant la vérification de résistance.

4. Poutre principale intermédiaire étage courant

Pour les poutres principales intermédiaires d'étage courant, le pré dimensionnement effectué a donné des profilés IPE 360. D'après le Logiciel SAP2000, on prend les valeurs de charges les plus importantes sous la combinaison la plus défavorable qui est G + Q + Ex avec :

$M_{sd} \text{ (daN.m)}$	$V_{sd} \text{ (daN)}$
2081.4	1126

Tableau VI.4 : Valeurs moment fléchissant et effort tranchant.

a) Classe du profilé IPE 160

➤ **Classe de l'âme fléchie**

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon \quad \text{avec} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad \Rightarrow \quad \boxed{\varepsilon=1}$$

$$\frac{298.6}{8} = 37.32 \leq 72 \quad \Rightarrow \quad \boxed{\text{L'âme est de I.}}$$

➤ **Classe de la semelle comprimée**

$$\frac{c}{t_f} = \frac{\frac{b}{2}}{t_f} \leq 10\varepsilon$$

$$\frac{\frac{170}{2}}{12.7} = 6.69 \leq 10 \quad \Rightarrow \quad \text{La semelle est de classe I.}$$

Donc la section du profilé global est de classe I.

b) Vérification du cisaillement

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

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{m0} \times \sqrt{3}} \quad \text{Avec} \quad A_v = 2995 \text{ mm}^2.$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{m0} \times \sqrt{3}} =$$

$$0.5 \times V_{pl,rd} = 6969.886 \text{ daN} > V_{sd} = 2569.53 \text{ daN} \quad \text{CV}$$

c) Vérification du moment fléchissant

On doit vérifier que : $M_{sd} \leq M_{ply,Rd}$

$$M_{plyrd} = \frac{W_{ply}}{\gamma_{m0}} \times f_y \quad \Rightarrow \quad M_{plyrd} = \frac{166.4 \times 10^3}{1.1} \times 235 = 3546.36 \text{ daN.m}$$

$$M_{plyrd} = 3546.36 \text{ daN.m} > M_{sd} = 2890.24 \text{ daN.m} \quad \text{CV}$$

Le profilé IPE220 répond à toutes les conditions de CCM97 concernant la vérification de résistance.

2) Pannes :

Pour les poutres principales en console pour terrasse, le pré dimensionnement effectué a donné des profilés en IPE 120. D'après le Logiciel SAP2000, on prend les valeurs de charges les plus importantes sous la combinaison la plus défavorable qui est 1.35 G + 1.5 Q avec :

$M_{sd} (daN.m)$	$V_{sd}(daN)$
2081.4	1126

Tableau VI.5 : Valeurs moment fléchissant et effort tranchant.

a) Classe du profilé IPE 120

➤ **Classe de l'âme fléchie**

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon \quad \text{avec} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad \Rightarrow \quad \boxed{\varepsilon=1}$$

$$\frac{93.4}{4.4} = 21.22 \leq 72 \quad \Rightarrow \quad \boxed{\text{L'âme est de I.}}$$

➤ **Classe de la semelle comprimée**

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b}{2} \leq 10\varepsilon$$

$$\frac{24}{8} = 1.904 \leq 10 \quad \Rightarrow \quad \text{La semelle est de classe I}$$

Donc la section du profilé global est de classe I.

b) Vérification du cisaillement

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

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{m0} \times \sqrt{3}} \quad \text{Avec} \quad A_v = 631 \text{ mm}^2.$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{m0} \times \sqrt{3}} = 7782.9 \text{ daN.}$$

$$0.5 \times V_{pl,rd} = 7782 \text{ daN} > V_{sd} = 2569.53 \text{ daN} \quad \text{CV}$$

c) Vérification du moment fléchissant

On doit vérifier que : $M_{sd} \leq M_{ply.Rd}$

$$M_{Plyrd} = \frac{W_{PLY}}{\gamma_{m0}} \times f_y \quad \Rightarrow \quad M_{Plyrd} = \frac{60.73 \times 10^3}{1.1} \times 235 = 12974.1 \text{ daN.m}$$

$$M_{Plyrd} = 12974.1 \text{ daN.m} > M_{sd} = 2081.4 \text{ daN.m} \quad \text{CV}$$

Le profilé IPE120 répond à toutes les conditions de CCM97 concernant la vérification de résistance.

3) Poutres secondaires

Pour les poutres secondaires, le pré dimensionnement effectué a donné des profilés en IPE 220. D'après le Logiciel SAP2000, on prend les valeurs de charges les plus importantes sous la combinaison la plus défavorable qui est G + Q + EY avec :

$M_{sd} (daN.m)$	$V_{sd} (daN)$
2081.4	1126

Tableau VI.6 : Valeurs moment fléchissant et effort tranchant.

a) Classe du profilé IPE 220

➤ **Classe de l'âme fléchie**

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon \quad \text{avec} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad \Rightarrow \quad \boxed{\varepsilon=1}$$

$$\frac{146}{5.3} = 27.54 \leq 72 \quad \Rightarrow \quad \boxed{\text{L'âme est de I.}}$$

➤ **Classe de la semelle comprimée**

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

$$\frac{91}{8} = 5.6875 \leq 10 \quad \Rightarrow \quad \text{La semelle est de classe I.}$$

Donc la section du profilé global est de classe I.

b) Vérification du cisaillement

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

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{m0} \times \sqrt{3}} \quad \text{Avec} \quad A_v = 1327.04 \text{mm}^2.$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{m0} \times \sqrt{3}} = 16368 \text{daN.}$$

$$0.5 \times V_{pl,rd} = 8184 \text{ daN} > V_{sd} = 2569.53 \text{ daN} \quad \text{CV}$$

c) Vérification du moment fléchissant

On doit vérifier que : $M_{sd} \leq M_{ply.Rd}$

$$M_{plyrd} = \frac{166.4 \times 10^3}{1.1} \times 235 = 3546.36 \text{ daN.m}$$

$$M_{Plyrd} = \frac{W_{PLY}}{\gamma_{m0}} \times f_y \quad \Longrightarrow$$

$$M_{Plyrd} = 3546.36 \text{ daN.m} > M_{sd} = 2081.4 \text{ daN.m} \quad \text{CV}$$

Le profilé IPE220 répond à toutes les conditions de CCM97 concernant la vérification de résistance.

VI.3. DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX :

Les poteaux sont des éléments qui travaillent principalement à la compression et à la flexion et cela par les charges du plancher et des efforts horizontaux, donc les poteaux sont dimensionnés à la flexion composée.

D'après le Logiciel SAP2000, on prend les valeurs de charges les plus importantes pour les poteaux du

1. Tronçon du RDC au 2^{ème} étage :

Pour ce tronçon on a tiré des profilés en HEB 550.

On prend les valeurs de charges les plus importantes sous la combinaison la plus défavorable qui est G + Q + 1.2 EX avec :

$M_{y.sd} \text{ (daN.m)}$	$M_{y.sd} \text{ (daN.m)}$	$N_{sd} \text{ (daN)}$
6084	23749	9516.7

Tableau VI.7 : Les valeurs de charges appliquées.

Classe du profilé HEB 550

✓ Classe du profilé HEB 550

$$\frac{d}{t_w} \leq 33 \times \varepsilon \quad \text{Avec} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

$$\frac{438}{15} = 29.2 \leq 33$$

L'âme est de classe I.

✓ Classe de la semelle comprimée

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10\varepsilon$$

$$\frac{300/2}{29} = 5.17 \leq 10$$

La semelle est de classe I.

Donc la section du profilé HEB 550 global est de classe I.

2. Vérification de la résistance à la flexion composée :

Comme il y a la flexion composée sur les poteaux, il y a donc un risque de déversement à vérifier.

Le déversement est pris en considération que si $\bar{\lambda}_{LT} \geq 0.4$

➤ $\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta}$

Section transversales de classe 1 $\implies \beta_W = 1$

$\lambda_1 = 93.9 \times \varepsilon$ avec $\varepsilon = \left[\frac{235}{f_y}\right]^{0.5} = 1 \implies \lambda_1 = 93.9$

Puisque les poteaux sont encastres aux deux extrémités, les facteurs de longueur effective k et kw sont pris égale à 0.5 et donc la formule de λ_{Lt} est de forme :

➤ $\lambda_{LT} = \frac{K \times L \times \left(\frac{W_{Ply}}{I_W \times I_Z}\right)^{0.25}}{\sqrt{C} \times \left[\left(\frac{K}{K_W}\right)^2 + \frac{(K \times L)^2 \times G \times I_t}{\pi^2 \times E \times I_W}\right]^{0.25}}$

➤ Avec $C_1 = 3.093$ selon le diagramme de moment et le facteur de longueur effective K

➤ $\lambda_{LT} = \frac{K \times L \times \left(\frac{W_{Ply}}{I_W \times I_Z}\right)^{0.25}}{\sqrt{C} \times \left[\left(\frac{K}{K_W}\right)^2 + \frac{(K \times L)^2 \times G \times I_t}{\pi^2 \times E \times I_W}\right]^{0.25}} = 1554.97$

➤ $\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} = 0.29$

$\bar{\lambda}_{LT} \leq 0.4$ Donc il est inutile de prendre en compte le déversement

Donc la condition de vérification de la section sera comme suit :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_y \times M_{y,sd}}{W_{ply} \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_z \times M_{z,sd}}{W_{plz} \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1.$$

➤ Calcul χ_{min} :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{L f_y / i_y}{93.9 \times \varepsilon} = \frac{L f_y / i_y}{93.9 \times \varepsilon} = 0.275 \\ \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{L f_z / i_z}{93.9 \times \varepsilon} = \frac{L f_y / i_y}{93.9 \times \varepsilon} = 0.891 \end{array} \right.$$

Donc le flambement sera considéré juste dans le sens z-z

$\phi_z = 0.5 \times [1 + \alpha \times (\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}_z^2] = 0.5 \times [1 + \alpha \times (\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}_z^2] = 1.014$

Avec $\alpha = 0.34$ le facteur d'imperfection qui correspond a la courbe de flambement b

$$\text{➤ } \chi_{min} = \chi_z = \frac{1}{\phi + [\phi^2 - \bar{\lambda}^2]^{0.5}} = \frac{1}{\phi + [\phi^2 - \bar{\lambda}^2]^{0.5}}$$

$$\text{➤ } \chi_{min} = \chi_z = 0.503$$

Calcul de K_y et K_z :

$$1. \quad K_y = 1 - \frac{\mu_y}{\chi_y \times A \times f_y} \times N_{sd}$$

$$\checkmark \quad \mu_y = \bar{\lambda}_y \times (2 \times \beta_{My} - 4) + \frac{(W_{Ply} - W_{ely})}{W_{ely}}$$

$$\checkmark \quad \mu_y = \bar{\lambda}_y \times (2 \times \beta_{My} - 4) + \frac{(W_{Ply} - W_{ely})}{W_{ely}} = 0.425$$

$$\text{Donc : } K_y = 1 - \frac{\mu_y}{\chi_y \times A \times f_y} \times N_{sd}$$

$$K_y = 0.865$$

$$2. \quad K_z = 1 - \frac{\mu_z}{\chi_z \times A \times f_y} \times N_{sd}$$

$$\checkmark \quad \mu_y = \bar{\lambda}_z \times (2 \times \beta_{Mz} - 4) + \frac{(W_{Plz} - W_{elz})}{W_{elz}}$$

$$\checkmark \quad \mu_y = \bar{\lambda}_z \times (2 \times \beta_{Mz} - 4) + \frac{(W_{Plz} - W_{elz})}{W_{elz}}$$

$$\text{Donc : } K_z = 1 - \frac{\mu_z}{\chi_z \times A \times f_y} \times N_{sd}$$

$$K_y = 0.865$$

β_{My} et β_{Mz} : Facteurs de moment uniforme équivalent (voir ANNEXE D).

Alors d' après la détermination de la valeur K_y et χ_{min} et K_z

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_y \times M_{y.sd}}{W_{Ply} \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_z \times M_{z.sd}}{W_{Plz} \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} = 0.42 < 1.$$

Donc le poteau en profilé HEB550 vérifie la condition de résistance.

3. Vérification du cisaillement :

On doit vérifier que $V_{sd} \leq V_{pl,Rd}$

$$\checkmark V_{pl,Rd} = \frac{Av \times f_y}{\gamma_{m0} \times \sqrt{3}}$$

$$\checkmark Av = A - 2b t_f + (t_w + 2r) t_f$$

$$\checkmark Av = 15144.9 \text{ mm}^2.$$

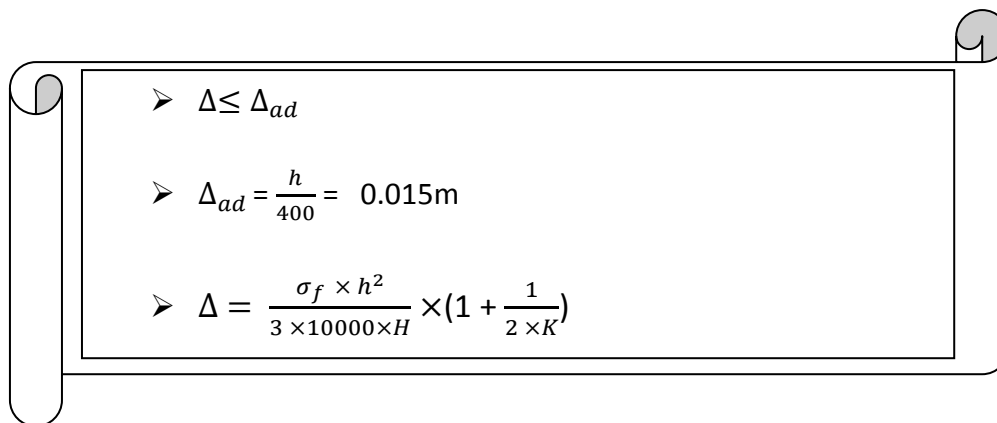
$$\checkmark V_{pl,Rd} = \frac{15144.9 \times 235}{1.1 \times \sqrt{3}} = 186801.7 \text{ daN} > V_{sd} = 17916.5 \text{ daN}$$

Donc le poteau en profilé HEB550 vérifie la condition de cisaillement.

Le profilé HEB 550 répond à toutes les conditions de CCM97 concernant la vérification de résistance.

VI.4. VERIFICATION DEPLACEMENT HORIZONTAL :

Il est nécessaire de vérifier les déplacements en tête de poteaux Δ , afin de se prémunir contre d'éventuels désordres dans les éléments secondaires.



➤ $\Delta \leq \Delta_{ad}$
 ➤ $\Delta_{ad} = \frac{h}{400} = 0.015 \text{ m}$
 ➤ $\Delta = \frac{\sigma_f \times h^2}{3 \times 10000 \times H} \times \left(1 + \frac{1}{2 \times K}\right)$

➤ σ_f : La contrainte à la flexion

$$\sigma_f = \frac{M_{y,sd}}{W_{ply}} = 1.088 \text{ Mpa.}$$

➤ h : Hauteur du poteau

➤ H : Hauteur du profil du poteau

$$K = \frac{l_{y,poutre}}{l_{poutre}} \times \frac{h_{poteau}}{l_{y,poteau}} = \frac{l_{y,poutre}}{l_{poutre}} \times \frac{h_{poteau}}{l_{y,poteau}} = 705.88$$

Alors :

$$\Delta = \frac{\sigma_f \times h^2}{3 \times 10000 \times H} \times \left(1 + \frac{1}{2 \times K}\right) = 0.0023 \text{ m.}$$

$$\Delta \leq \Delta_{ad}$$

VI.5. DIMENSIONNEMENT DES CONTREVENTEMENTS :

Les contreventements ont la fonction générale de stabilisation de l'ossature. On peut distinguer sous ce terme général trois fonctions principales liées entre elles :

- Transmettre les efforts horizontaux
- Limiter les déformations,
- Contribuer à augmenter la stabilité de la structure et de ses éléments.

Pour ce cas, on a un seul type de contreventement

- Contreventement en V

La disposition des contreventements (voir ANNEXE A) s'est faite de telle sorte à minimiser la période et le déplacement, bonne répartition de la rigidité tout en respectant la fonctionnalité du bâtiment.

1. Contreventement en V

Pour ce type de contreventement des profilés en 2UPN200 D'après le Logiciel SAP2000, on prend les valeurs de charges les plus importantes sous la combinaison la plus défavorable qui est $G + Q + 1.2 EX$ avec :

$$N_{sd} = 56601.5 \text{ daN.}$$

2. Vérification à la traction

$$N_{pl.Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = 68790.9 \text{ daN.}$$

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

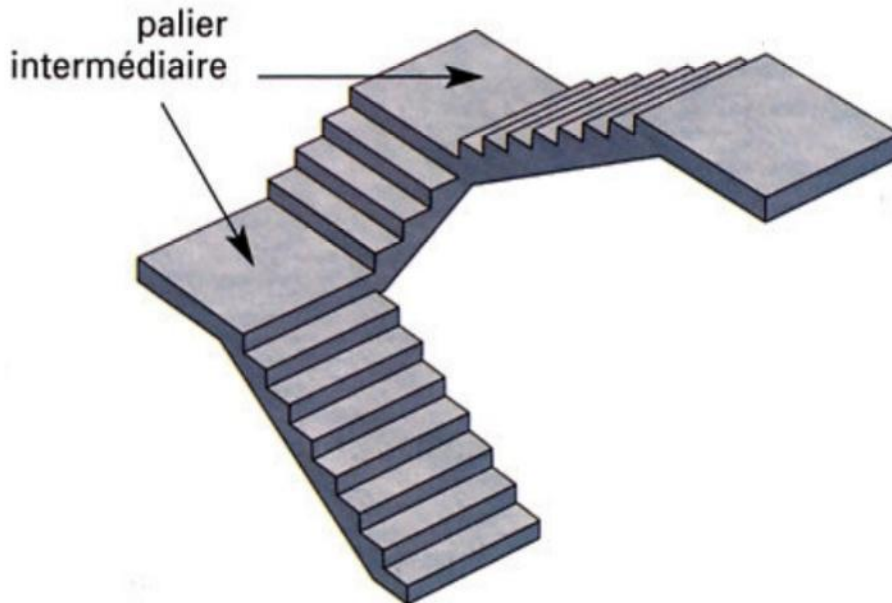
Alors

$$N_{sd} = 56601.5 \text{ daN} \leq N_{pl.Rd} = 68790.9 \text{ daN}$$

VI.6. DIMENSIONNEMENT DES ESCALIERS :

1. Conception :

Un escalier se compose d'un certain nombre de marches dont la marche s'appelle l'emmarchement et la longueur de marche s'appelle giron (g), la hauteur de marche s'appelle contre marche.



FigureVI.1 : Escaliers a volées droites avec paliers intermédiaires.

Pour le dimensionnement des marches (g : Giron) et contre marche (h), on utilise la formule de BLONDEL :

$$59 \text{ cm} \leq (g + 2 \times h) \leq 66 \text{ cm}$$

<i>h</i>	<i>g</i>
$14 \text{ cm} \leq h \leq 20 \text{ cm}$	$22 \text{ cm} \leq g \leq 30 \text{ cm}$

- Hauteur d'étage 6.01m

Alors

- $h = 20 \text{ cm}$
- $g = 25 \text{ cm}$

$$59 \text{ cm} \leq (g + 2 \times h) \leq 66 \text{ cm}$$

Le nombre de marches (m) :

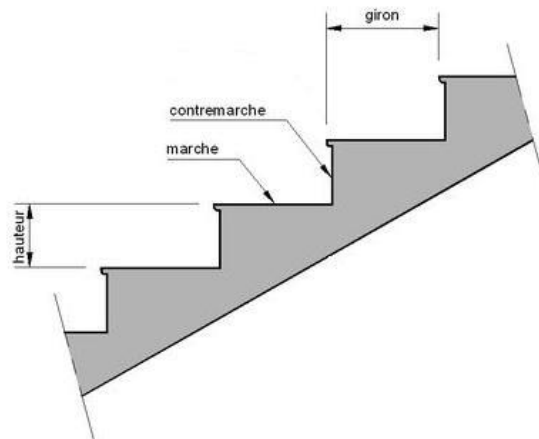


Figure VI.2 : Constituants d'un escalier.

- $n = \frac{H}{h} = 30$
- $m = n - 1 = 29.$

n : le nombre de contre marche

Longueur de la volée (LV)

- ✓ $\alpha = \tan^{-1} \left(\frac{H}{L} \right) = 45.04^\circ.$
- ✓ $L_v = \left(\frac{H}{\sin(\alpha)} \right) = 8.49 \text{ m}$

2. Dimensionnement des éléments porteurs

Volée (G) (daN/m ²)	Palier (G) (daN/m ²)	Charged'exploitation (daN/m ²)
125	291	250

Tableau VI.8 : Valeurs des charges et surcharges.

Cornière de marche :

Les marches sont fabriquées par des tôles striées et des cornières dont L = 1m On modélise la marche comme une poutre simplement appuyée.

Condition de flèche

Le pré dimensionnement se fait à partir de la condition de flèche suivante :

✓ $f \leq \delta_{max}$

- ✓ $f = \frac{5 \times q \times l^4}{384 \times E \times I_y}$
- ✓ $I_y \geq \frac{5 \times q \times l^3}{384 \times E}$
- ✓ $I_y \geq \frac{5 \times q \times l^3}{384 \times E}$
- ✓ $I_y \geq 1.43 \times 10^{-8} m^4 = 1.43 cm^4$.

On prend UPN200 avec $I_y = 1910 cm^4$.

Vérification de la flèche (poids propre inclus)

La charge sera : $Q_{ELS} = q + P_p = q + P_p = 92.75 + 25.3 = 118.05 daN/m$.

$$f = \frac{5 \times q \times l^4}{384 \times E \times I_y} = 4.066 \times 10^{-3}$$

Classe de la cornière

$$\frac{h}{t} < 15 \varepsilon \implies \frac{h}{t} = < 15 \varepsilon$$

$$\frac{b+h}{2 \times t} < 11.5 \varepsilon \implies \frac{b+h}{2 \times t} < 11.5 \varepsilon$$

Donc la cornière est de classe.

Vérification de la résistance (moment fléchissant) : (ELU)

- ✓ On ajoute le poids propre du profilé choisit : $P_p = 25.3 daN/m$.
- ✓ La charge sera : $q_u = 1.35 (92.75 \times 0.25 + 25.3) + 1.5 \times 250 \times 0.25 = 159.2 daN/m$.
- ✓ $q_u = 159.2 daN/m$.
- $M_{sd} = \frac{q \times L^2}{8} = \frac{q \times L^2}{8} = 19.9 daN.m$
- $M_{PLy} = \frac{W_{PL,y}}{\gamma_{M0}} \times f_y = \frac{W_{PL,y}}{\gamma_{M0}} \times f_y = 481090.9 N.mm$
- $M_{sd} = 19.9 daN.m \leq M_{PLy} = 48.1 daN.m$

Vérification du cisaillement

On doit vérifier que : $V_{sd} \leq 0.5 \times V_{PL,Rd}$

- $V_{sd} = \frac{q \times L}{2} = \frac{q \times L}{2} = 79.6 daN$.
- $V_{PL,Rd} = 0.58 \times \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{M0}} = V_{PL,Rd} = 0.58 \times \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{M0}} = 219443 N$.
- $0.5 \times V_{PL,Rd} = 109.72 daN \geq V_{sd} = 79.6 daN$. CV

CHAPITRE VII :
***Dimensionnement du chemin
de roulement***

VII.1. INTRODUCTION : [10],[11],[12],[13],[14],[15].

Lorsque l'on conçoit des ponts roulants, des rails, des poutres de roulement ainsi que la structure porteuse de ces éléments, les paramètres les plus importants sont les poids maximums et les poids les plus fréquents que l'on peut être amené à lever, ainsi que la vitesse, l'accélération et la hauteur libre sous le pont roulant. Les charges maximales des roues sont déterminées en considérant à la fois la capacité nette du pont, son poids propre et les effets dynamiques.

Les facilités de manutention dans les bâtiments à portique simple sont souvent assurées par des ponts roulants légers en partie supérieure, se déplaçant sur des poutres de roulement supportées par des corbeaux fixés aux poteaux.

La capacité maximale des ponts roulants ainsi supportée est d'environ 100 kN. Pour des capacités supérieures, il est plus correct de prévoir un support séparé ou d'augmenter la profondeur du poteau sous la poutre de roulement afin de fournir un support adéquat.

Lorsqu'un pont roulant est introduit dans un bâtiment, on doit soigneusement s'assurer que le bâtiment est correctement contreventé dans les deux directions. Il convient également de signaler que lorsque des ponts roulants lourds sont présents, les poutres de roulement peuvent être sujettes à des conditions sévères de fatigue.

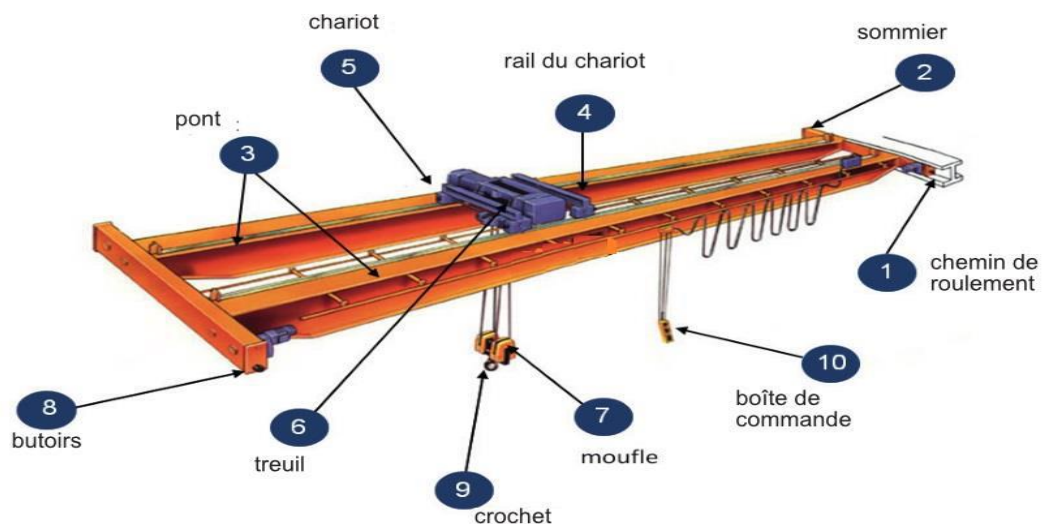


Figure VII.1 : Schéma descriptif de la solution retenue.

VII.2. LA POUTRE DE ROULEMENT :

La méthode de support de la poutre de roulement dépend de l'intensité des réactions transmises, en relation avec la rigidité des éléments de portique du bâtiment.

Quelques dispositions typiques allant du plus léger au plus lourd. Un poteau de support séparé, est intéressant pour les ponts roulants lourds car il permet de considérer l'effet du pont de manière isolée. Cependant il y a là danger si le déplacement du poteau du bâtiment peut induire un surplus de contrainte dans la connexion entre les deux poteaux. Une approche plus correcte et réaliste consiste à analyser les deux poteaux comme un seul.

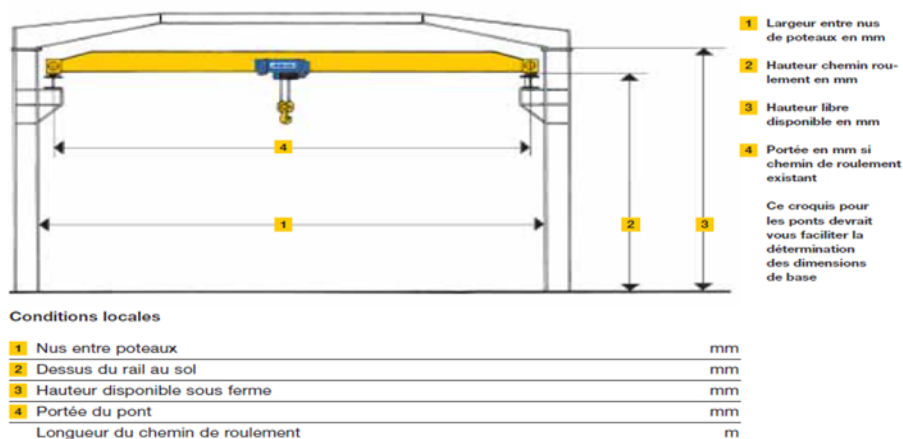


Figure VII.2 : pont roulant.

VII.3. TYPES DE PONTS ROULANTS :

Les types les plus courants de ponts roulants sur des poutres de roulement élevées sont :

Les ponts roulants supérieurs constitués d'une poutre simple ou double portant entre les chariots d'extrémité.

Les ponts roulants inférieurs avec des chariots d'extrémité spéciaux pour lesquels les roues se déplacent sur la semelle inférieure des poutres de roulement.

VII.4. CLASSIFICATION DES PONTS ROULANTS :

Les charges des roues de pont roulant ont des composantes statique et dynamique. Ces deux composantes sont fonction du temps et varient avec la position du pont et l'intensité de la charge. Les charges levées par le pont consistent en un spectre de charges légères, moyennes et lourdes. Les forces dynamiques dues à l'accélération, au freinage, au levage et à l'irrégularité des rails varient également d'une installation à l'autre.

Pour assurer une conception économique des ponts roulants, ils sont normalement divisés en plusieurs classes dépendant de leur fréquence d'utilisation, du rapport moyen des charges levées sur

la capacité de charge et des effets dynamiques existant en service. De cette manière, il est possible d'estimer le risque de fatigue du pont et des poutres de roulement durant la durée de vie de calcul.

La classification est basée sur deux facteurs :

- La fréquence d'utilisation,
- L'état de chargement (rapport de la charge réelle ou supposée sur la charge de sécurité en service).

VII.5. RAILS DE PONT ROULANT :

Le rail de pont roulant et son interaction avec la semelle supérieure de la poutre à une influence très forte sur les performances du pont. De ce fait, il est important de savoir quel type de pont sera installé lorsque l'on dimensionne le rail et la poutre de roulement. Les caractéristiques de chargement à adopter doivent être en accord avec le pont roulant qui sera probablement installé. Ces caractéristiques peuvent être obtenues à partir des manuels des fabricants. En pratique, il est parfois impossible de réaliser en même temps le dimensionnement du pont et de la poutre de roulement car le pont est commandé bien plus tard que la structure du bâtiment. Le résultat peut alors être un sous-dimensionnement conduisant à des problèmes comme une fatigue excessive du rail ou des semelles de roulement ou des fissures de fatigue en partie supérieure de l'âme de la poutre.

VII.6. FIXATION DES RAILS :

Différents types d'assemblage des rails sont montrés dans les figures. L'approche traditionnelle consiste à utiliser un assemblage bloquant le rail dans toutes les directions. L'assemblage des « rails-bloc » est toujours réalisé par soudure en atelier. L'assemblage des profilés de rails laminés spéciaux est normalement obtenu par agrafage très rigide ou par soudure du rail à la semelle de la poutre de roulement.

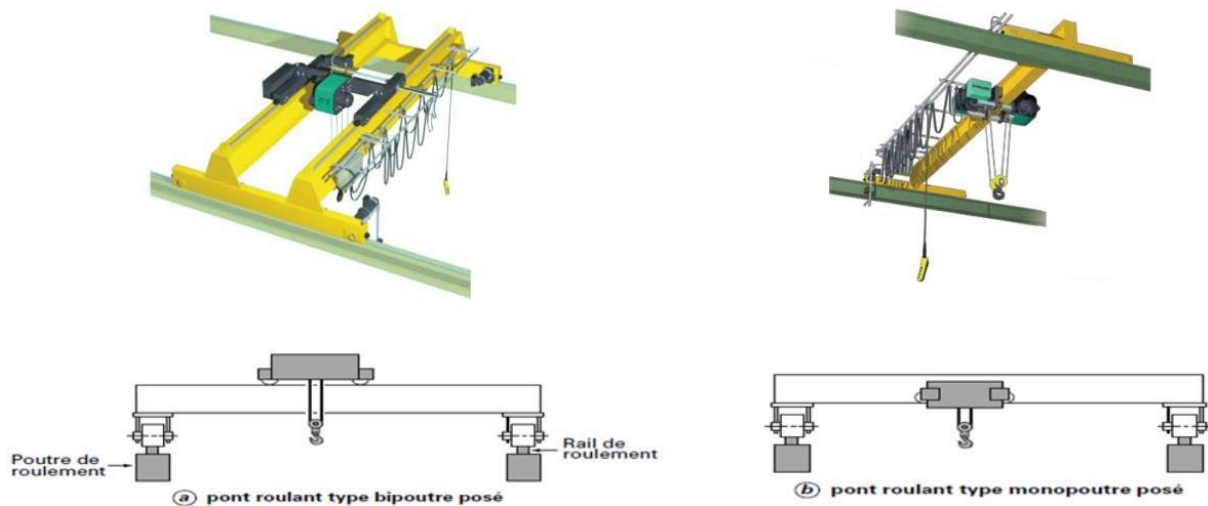


Figure VII.3 : Ponts roulants posés.

VII.7. CHARGES SUR LA POUTRE DE ROULEMENT :

Les charges statiques des roues sont dépassées durant le fonctionnement du pont roulant, du fait des effets d'impact et d'inertie, ainsi que d'autres effets dynamiques. Les effets peuvent également se traduire par des forces latérales sur le dessus du rail du pont. Les facteurs principaux à considérer sont :

L'accélération et la décélération du pont roulant et du chariot,

Le degré de contrôle de la vitesse de levage,

La position non verticale à l'origine du levage,

La tendance du pont à se déplacer obliquement.

La condition de surface et l'épaisseur des joints du rail.

VII.7.1. Plan d'ensemble de l'appareil :

Ce plan comportera les vues nécessaires pour définir clairement :

- L'appareil,
- Ses dimensions,
- La position des lignes d'alimentation,
- Le type et le profil du rail de roulement,
- La constitution du mécanisme de translation et de ses dispositifs électriques de commande,

- Le dispositif de guidage horizontal,
- La hauteur, le type et la puissance des amortisseurs,
- Le type des dispositifs d'arrêt du pont en fin de course, enfin, toutes particularités pouvant avoir une influence sur les valeurs des réactions des galets de roulement et de guidage.

VII.7.2. Les dimensions à préciser, en particulier :

Sont les suivantes :

- Longueur du pont hors tout.
- Portée du pont entre axes des rails,
- Longueur totale des têtes de pont,
- Empattement,
- Hauteur, au-dessus du sol, de la partie supérieure du rail de roulement,
- Gabarit de passage au-dessus, au-dessous et sur les côtés du pont. Encombrement de la cabine,
- Cotes d'approches du crochet dans le sens transversal,
- Positions extrêmes du pont dans le sens longitudinal.

VII.7.3. Caractéristiques des différents mouvements :

Vitesse et facteurs de décélération pour les mouvements de :

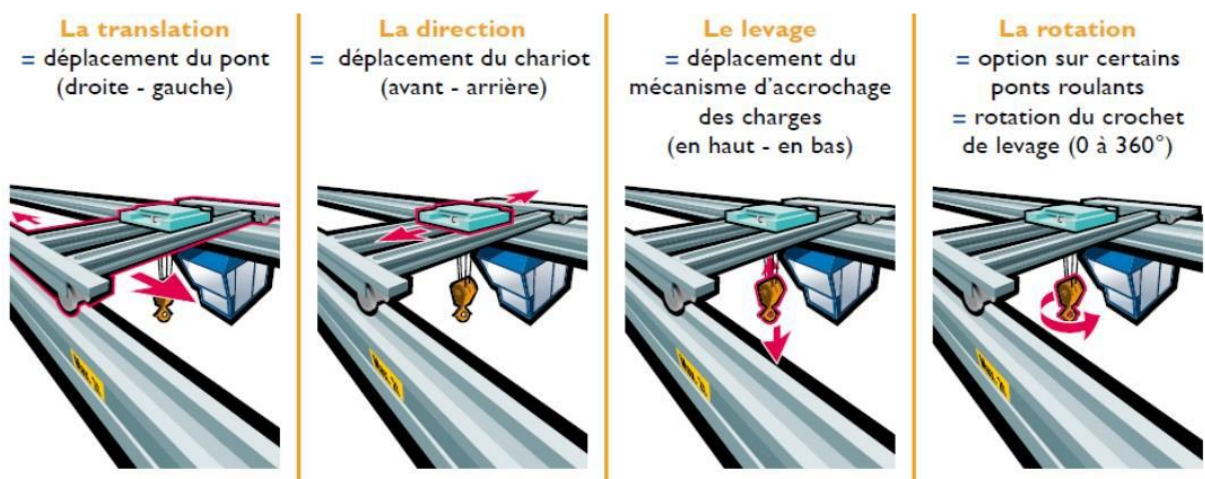


Figure VII.4 : Principaux mouvements d'un pont roulant.

VII.7.4. Caractéristiques du pont :

- ❖ Les caractéristiques techniques des ponts roulant sont définies par le constructeur :

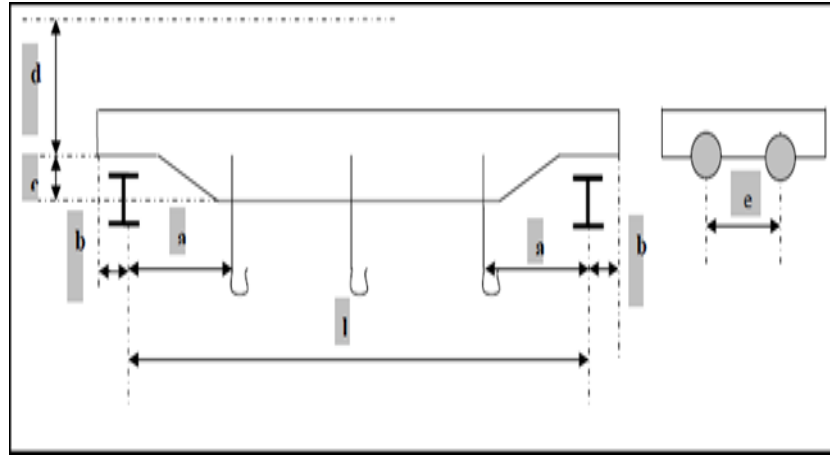


Figure VII.5 : Caractéristiques moyennes de ponts roulants.

- intensité de levage 15t
- pont roulant d'atelier courant à crochet
- groupe d'appareil II
 - Condition d'utilisation (B)
 - État de charge (2)

Charge verticale service intermittent.

- ❖ Les coefficients d'effet dynamiques verticaux :

- Pour le chemin de roulement $\varphi_1=1.15$.
- Pour le support du chemin $\varphi_2=1.05$.

- ❖ Données pour le calcul du C.R :

- La puissance du pont $N=15t$
- Portée réelle entre axe des poutres de roulement

$L=1200mm$.

- Vitesse :

- Vitesse de levage =5m/mm
- Vitesse de direction=30m/mm
- Vitesse de translation=70m/mm

- Poids du pont et de son équipement $P=15t$
- Poids du chariot et de son équipement $K=2t$.

VII.8.1. DIMENSIONS DU PONT :

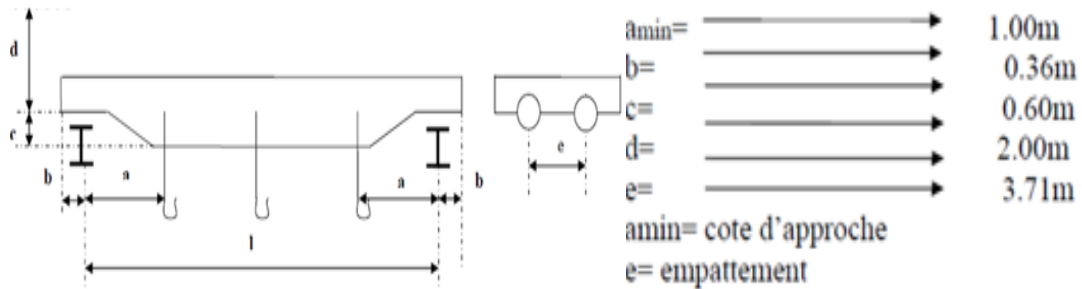


Figure VII.6 : les dimensions du pont roulant.

❖ **Chemin de roulement :**

Les poutres de roulement de pont roulant sont soumises à diverses sollicitations agissant en concomitance qui exige des calculs complexes et nécessitent une conception très soignée afin de se prémunir contre d'éventuels désordres liés notamment à des phénomènes de déversement, de voilement et de torsion pour résister à ces divers efforts la section à prévoir varie suivant l'importance du pont roulant (puissance, vitesse de levage.....etc.) et de la portée du C.R(chemin de roulement) pour ce cas, en aura une P.R(poutre de roulement) indépendante posée sur chaque travée de 6m.

Notre poutre de roulement sera calculée comme une poutre isostatique appuyée simplement sur les consoles des poteaux.

Charge à considérer :

Les charges appliquées sur un chemin de roulement sont les suivants :

❖ **Charges permanentes :**

Elles comprennent tous les éléments constituant le chemin de roulement (poutre de roulement, rail, pont roulant)

❖ **Charge roulantes :**

Elles sont constituées par les réactions verticales et horizontales des galets de roulement ces réactions sont fonction :

- du poids du pont roulant et de son équipement.

- du chariot et de son équipement.
- de la charge à lever et de ses accessoires.
- des effets dynamiques.

Pour une portée de $l=12\text{m}$ et une capacité de 15t du pont, on détermine les différentes réactions.

Les réactions verticales statiques par galet sont données directement par CTICM [3] comme on peut les calculer par les formules suivantes :

$$R_{\max} / \text{galet} = \frac{1}{2} \left[\frac{B}{2} + \frac{(K+N)(l-amin)}{l} \right] = 11.54 \text{ t.}$$

$$R_{\min} / \text{galet} = \frac{1}{2} \left[\frac{B}{2} + \frac{K*amin}{l} \right] = 3.83 \text{ t.}$$

$$\triangleright \varphi_1 = 1.15 \quad \varphi_2 = 1.05.$$

$$R_{v \max} / \text{galet} = \frac{\varphi_1}{g} R_{\max} = 1.15 * 11.54 = 13.271 \text{ t} = 13271 \text{ daN.}$$

$$R_{v \min} / \text{galet} = \frac{\varphi_1}{g} R_{\min} = 1.15 * 3.83 = 4.40 \text{ t} = 4400 \text{ daN.}$$

❖ Réactions horizontales R_t :

Agissant transversalement à la voie du chemin de roulement et qui sont dues :

- accélération et au freinage du chariot
- à la marche en crabe du pont roulant.

$$R_{Ht \max} / \text{galet} = (0.1 * R_{v \max}) / g = 0.1 * 11.54 = 1.154 \text{ t.}$$

$$R_{Ht \min} / \text{galet} = (0.1 * R_{v \min}) / g = 0.1 * 3.83 = 0.383 \text{ t.}$$

❖ Réactions horizontales R_l :

Agissant longitudinalement à la voie du chemin de roulement sont dues :

- à l'accélération et aux freinages du pont roulant.
- au choc des tampons sur les butoirs.

Les recommandations CTICM [3] préconisent

C = coefficient d'adhérence

$C=0.2$.

$$R_{Hl \max} / \text{galet} = (c \cdot R_{v \max}) / \text{galet} = 0.2 \cdot 11.54 = 2.308 \text{ t.}$$

VII.8.2. CARACTERISTIQUES DU RAIL :

a) Choix du rail :

La largeur en est indiquée par le constructeur du pont, les rails en carré ou mi plat sont réservés au pont de faible puissance

Les rails Vignoles sont utilisés pour les ponts de puissance moyenne et les ponts de grande puissance exigent l'emploi du rail burbach (A55N⁰⁵).

b) Fixation du rail :

Le rail peut être soudé, boulonné ou crapaudé sur poutre pour les ponts de grande puissance. on combine quelque fois le crapaudage et le soudage de cales latérales pour éviter un déplacement en cours d'exploitation.

VII.8.3. CALCUL DU CHEMIN DE ROULEMENT :

❖ Pré dimensionnement :

*Moment fléchissant :

Le moment max est donné par la position des galets la plus défavorable au droit du galet (théorème de barré).

$$M_{\max} = (R_{l \max} (2l - e)^2) / (8l) = \frac{13271(2 \cdot 6 - 3.71)^2}{8 \cdot 6} = 19000.8 \text{ da N.m.}$$

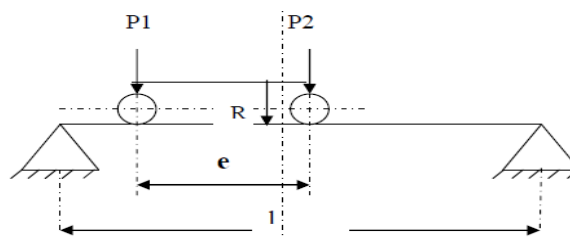


Figure VII.7 : les réactions agissant sur le pont roulant.

*Effort tranchant max :

L'effort tranchant est max lorsque l'une des réactions est sur l'appui.

$$T_{\max} = R_1 \left(2 - \frac{e}{l}\right) = 13271 \left(2 - \frac{3.71}{6}\right) = 18336 \text{ daN.}$$

***Flèche :**

Les recommandations du CTICM [9] limitent les flèches verticales et horizontales à 1/750 de la portée des poutres alors :

$$f_{\max} = \frac{Rl \max(l-e)(3l^2) - (l-e)^2}{48EI} \leq f_{\text{adm}}$$

$$f_{\max} = \frac{13271(6-3.71)(3*6^2) - (6-3.71)}{48*2.1*I} \leq 0.80.$$

$$I \geq 40701.65 \text{cm}^4 \quad \Rightarrow \quad \text{HEB360.}$$

❖ Vérification de la flèche :

$$f_{\max} = \frac{5ql^4}{384EI} + \frac{R v \max}{48EI} (1-e)[3l^2 - (l-e)^2] \leq 0.8$$

❖ Détermination des charges :**a) Charges permanentes (G)**

p. propre de la PDR (HEB360) : p= 142daN/m.

p. propre du rail (A55N°2) : p=32daN/m.

p. propre de la passerelle : p = 44.8daN/m.

G=218.80daN/m.

B) Surcharges d'exploitation (S) :

On prend $\frac{200}{1m} = 200 \text{ daN/m.}$

Combinaison :

q = G+S = 218.8+200 = 418.8 daN/m.

$$f_{\max} = 0.79 \leq 0.8$$

La flèche est vérifiée.

Calcul I_x, I_y, W_G de l'ensemble de la PR :

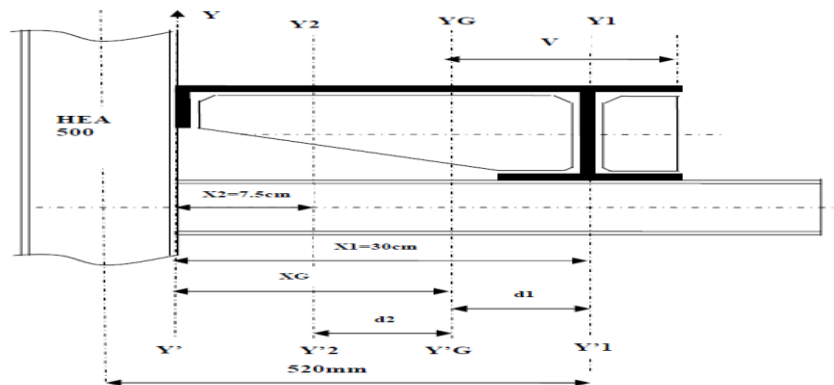


Figure VII.8 : La poutre de roulement(PR).

$$x_G = \frac{\sum S_i x_i}{\sum S_i} = \frac{180.6 \cdot 30 + 3000 \cdot 7.5}{180.6 + 3000} = 8.78 \text{ cm.}$$

On a $d_1 = x_1 - x_G = 30 - 8.78 = 21.22 \text{ cm.}$

$$d_2 = x_G - x_2 = 8.78 - 7.5 = 1.28 \text{ cm.}$$

$$I_{yG} = I_{y1} + I_{y2} + A_1 \cdot d_1^2 + A_2 \cdot d_2^2.$$

$$I_{yG} = 10140 + 196.88 + (180.6 \cdot 21.22^2) + (3000 \cdot 1.28^2) = 96751.17 \text{ cm}^4.$$

$$W_G = 96751.17 / 36.22 = 2666.32 \text{ cm}^3.$$

VII.9.1. VERIFICATION DES CONTRAINTES SOLLICITANT LA PDR :

VII.9.1.1. Contraintes principales :

❖ **Contrainte due aux charges verticales du pont :**

Charges permanentes G :

$$G = 218.80 \text{ daN/m déjà calculer}$$

Surcharges S:

$$S = 200/\text{m} = 200 \text{ daN/m}^1.$$

$$q = \frac{4}{3} \cdot G + \frac{3}{2} \cdot S = 591.73 \text{ daN/m.}$$

$$M_{\max} = \frac{ql^2}{8} = \frac{591.73 \cdot 6^2}{8} = 2662.80 \text{ daN/m.}$$

$$\sigma_p = \frac{M_{\max}}{W_x} = \frac{2662.8 \cdot 10^2}{2400} = 110.95 \text{ daN/cm}^2.$$

❖ **Contraintes tangentielles :**

$$\tau_p = \frac{T_{max}}{a \cdot h_1} \quad \text{avec } (a=1.25\text{cm et } h_1=26.1\text{cm}).$$

$$T_{max} = \frac{ql}{2} = \frac{591.73 \cdot 6}{2} = 1775.19 \text{ daN}.$$

$$\tau_p = \frac{1775.19}{1.25 \cdot 26.1} = 54.41 \text{ daN/cm}^2.$$

❖ **Contraintes dues aux surcharges du pont :**

On a déjà calculé pour la position la plus défavorable du chargement.

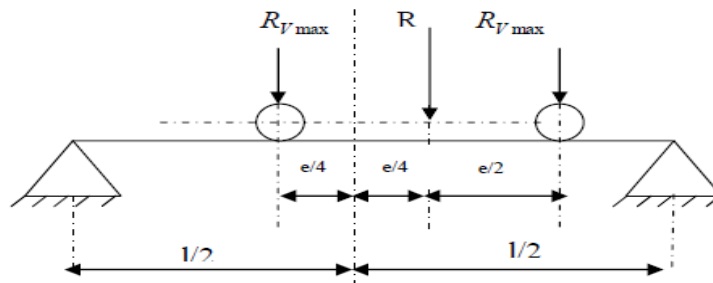


Figure VII.9 : Chargement d'un pont roulant.

$$M_{max} = 19000.8 \text{ daN/m}.$$

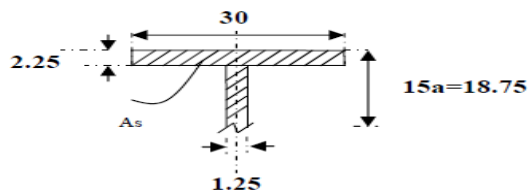
$$V_{max} = 18336 \text{ daN}.$$

$$\sigma_{sl}^v = \frac{M_{max}}{W_x} = \frac{19000.8 \cdot 10^2}{1200} = 1583.4 \text{ daN/cm}^2.$$

$$\tau_{sl}^v = \frac{T_{max}}{a \cdot h_1} = \frac{18336}{1.25 \cdot 26.1} = 562 \text{ daN/cm}^2.$$

❖ **Contraintes dues aux charges longitudinales :**

On suppose que la section $(A_s + 150^2)$ qui résiste à ces sollicitations la contrainte est donnée par :



$$\sigma_s^H = \frac{R_{vmax}}{A_s + 15a^2}$$

$$\sigma_s^H = 75.44 \text{ daN/cm}^2.$$

Contrainte tangentielle τ_s^H est nulle (généralement ces contraintes sont faibles il faut les négligé assez souvent.

VII.9.2. CALCUL DU SUPPORT DE CHEMIN DE ROULEMENT :

Le chemin de roulement est supporté par une console qui est sollicitée par les efforts suivants :

- Le poids propre de la poutre et du rail.
- Les actions verticales et horizontales des galets du pont de roulement.
- Le poids propre de la console elle-même.

1. Charges verticales :

Charge verticale non pondérée :

$$P' = Q \cdot l + R_{\max} (2 - e/l) \cdot \varphi = 28430.5 \text{ kg.}$$

Charge verticale pondérée :

$$P = 1.35Q \cdot l + 1. R_{\max} (2 - e/l) \cdot \varphi - 2 = 42249.9 \text{ kg.}$$

2. Charges horizontales :

$$H = 1.5R_{H \max} (1 - e/l) \cdot \varphi = 1375.2 \text{ kg.}$$

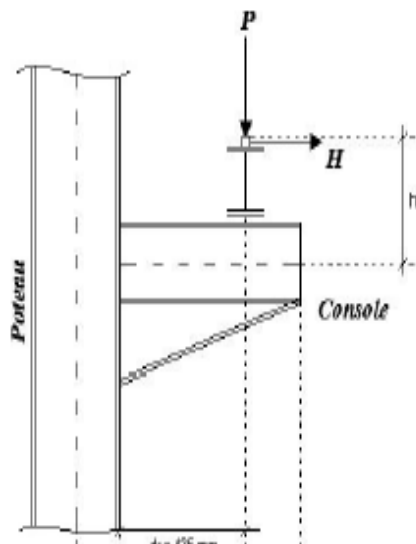


Figure VII.10 : Support du chemin de roulement.

VII.9.3. DIMENSIONNEMENT DU SUPPORT DU CHEMIN DE ROULEMENT :

La flèche verticale du chemin de roulement est limitée à $d/500$.

$$f = P' \frac{d^3}{3EI} \leq \frac{d}{500} .$$

$$\Rightarrow I \geq \frac{P' * d^2 * 500}{3E}$$

$$\Rightarrow I \geq 9066.96 \text{ cm}^4.$$

On choisit alors une section en HEA260 dont les caractéristiques sont données sur le tableau suivant :

Profile	P (kg)	h (mm)	b (mm)	t _w (mm)	t _f (mm)	r (mm)	A (cm ²)	I _y (cm ⁴)	I _z (cm ⁴)	W _{ply} (cm ³)	W _{plz} (cm ³)
HEA260	68.2	250	260	7.5	12.5	24	86.8	10450	3668	919.8	430.2

TableauVII.1 : Caractéristiques du profile HEA260.

a) Classe de la section transversale :

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

$$23.6 < 58.58 \quad \Rightarrow \text{l'âme est de classe I.}$$

b) Classe de la semelle comprimée :

$$c/t_f \leq 10\varepsilon.$$

$$10.4 < 8.14$$

Donc la semelle est de classe II.

c) Vérification du HEA260 au flambement de la semelle comprimée dans le plan de l'âme :

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

Avec

$$A_w : \text{aire de l'âme} \Rightarrow A_w = (h-2b) * t_w = 2025 \text{ mm}^2.$$

$$A_{fc} : \text{aire de la semelle comprimée} \Rightarrow A_{fc} = h * t_f = 3125 \text{ mm}^2.$$

f_{yt} : limite d'élasticité de la semelle comprimée.

K : coefficient en fonction de la classe de la semelle.

$$K (E / f_{yt}) \sqrt{(A_w / A_{fc})} = 142.86 > 23.6$$

Donc la stabilité du HEA260 au flambement de la semelle comprimée est vérifiée.

d) Vérification des contraintes :

$$V_{PL\,Rd} = \frac{A_v(f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M0}}$$

Avec

A_v : aire de cisaillement pour les profils en H $\Rightarrow A_v = 1.04 \cdot h \cdot t_w = 1950 \text{mm}^2$.

$$V_{PL\,Rd} = 36333 \text{ daN.}$$

$$V_{sd} = P = 42249.9 \text{ daN} > 0.5 V_{PL\,Rd} = 18166.5 \text{ daN} \quad \Leftrightarrow M_{c\,Rd} = M_{v\,Rd}.$$

$$M_{v\,Rd} = (W_{ply} - \frac{\rho \cdot A_v^2}{4 \cdot t_w}) \cdot f_y / \gamma_{M0}.$$

$$\text{Avec } \rho = [(2V_{sd} / V_{PL\,Rd}) - 1]^2 = 1.75$$

$$M_{v\,Rd} = 225.25 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 83.9 \text{ kN.m} > M_{v\,Rd} = 225.25 \text{ kN.m}$$

\Rightarrow donc le profilé en HEA 260 est stable pour notre chemin de roulement.

CONCLUSION :

Les poutres de roulement nécessitent un soin particulier dans leur conception et leurs détails. Elles doivent être considérées comme un détail mécanique. Les incertitudes, spécialement vis-à-vis des charges latérales et du transfert des efforts aux poutres, doivent être clairement identifiées. Dans la suite, des guides pour aboutir à une conception propre sont fournis :

Les calculs simplifiés sont adéquats pour les ponts roulants à charges légères mais des analyses plus rigoureuses sont requises pour les ponts à charges lourdes. La complexité de l'analyse structurale peut être décidée à partir de la classe du pont.

Même si une conception avec poids minimum peut fournir une solution économique à beaucoup de problèmes de conception, ce n'est pas le cas pour la conception des poutres de roulement pour lesquelles les prix totaux incluent les frais de maintenance.

On doit prêter attention aux détails pouvant réduire la durée de vie à la fatigue de la poutre de roulement. Cette considération s'applique spécialement à la partie supérieure de la poutre.

La réalisation des soudures doit faire l'objet d'une inspection plus rigoureuse que celle pour le reste de la structure du bâtiment.

On ne doit pas autoriser des liaisons par soudure supplémentaires durant la durée de vie d'une poutre de pont roulant utilisée intensivement.

CHAPITRE VIII :

Etude de l'infrastructure

VIII.1 INTRODUCTION :

Les fondations reprennent les charges (permanentes) et surcharges (variables et climatiques) supportées par la superstructure et les transmettent au sol dans de bonnes conditions afin d'assurer la stabilité de l'ouvrage.

VIII.2 STABILITE DES FONDATIONS :

Les massifs de fondations doivent être en équilibre sous l'action :

Des sollicitations dues à la superstructure qui sont : des forces verticales ascendantes ou descendantes, des forces obliques, des forces horizontales et des moments de flexion ou de torsion.

Des sollicitations dues au sol qui sont : des sollicitations verticales ascendantes ou descendantes et des forces obliques (adhérence, remblais...).

Les massifs de fondation doivent être stables ; c'est-à-dire qu'ils ne doivent pas donner lieu à des tassements que si ceux-ci permettent la tenue de l'ouvrage .Des tassements uniformes sont admissibles dans certaines limites mais des tassements différentielles sont rarement compatibles avec la tenue de l'ouvrage.

Il est donc nécessaire d'adapter le type de fondation et la structure à la nature du sol qui va supporter l'ouvrage .L'étude géologique, et géotechnique a pour but de préciser le type, le nombre et la dimension des fondations nécessaire pour fonder un ouvrage donné sur un sol donné.

VII.3 LE CHOIX DE TYPE DE FONDATION :

Le choix de type de fondation dépend du :

- Type d'ouvrage à construire.
- La nature et l'homogénéité du sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La charge totale transmise au sol.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.

Vu que l'ouvrage et les charges transmises sont très importants, on choisit comme fondation un radier général.

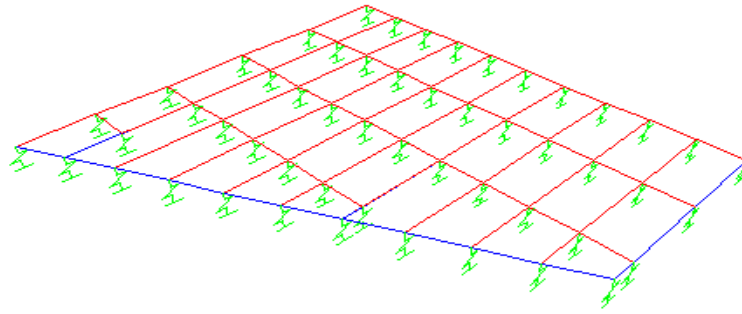


Figure VIII.1 : radier général.

VIII.3.1 Pré dimensionnement :

Le radier est assimilé à un plancher renversé appuyé sur les murs de l'ossature .Ce radier est supposé infiniment rigide soumis à la réaction uniforme du sol.

VIII.3.2 Epaisseur du radier :

h_d : Epaisseur de la dalle doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{l_{\max}}{20}$$

L_{\max} : Distance maximale entre deux files successives

D'où

$$h_d \geq \frac{6.1}{20} \Rightarrow h_d \geq 30.5cm .$$

h_n : Epaisseur de la nervure doit satisfaire la condition suivante :

$$h_n \geq \frac{l_{\max}}{10} .$$

D'où

$$h_n \geq \frac{6.1}{10} \Rightarrow h_n \geq 61cm .$$

1^{ère} proposition :

$$\begin{cases} h_d = 40cm \\ h_n = 70cm \end{cases} \Rightarrow \text{Ces valeurs ne vérifient pas la contrainte du sol.}$$

Donc on augmente les valeurs de, h_d , h_n .

2^{ème} proposition :

$$\begin{cases} h_d = 80cm \\ h_n = 80cm \end{cases} \Rightarrow \text{Ces valeurs ne vérifient pas la contrainte du sol.}$$

Donc on augmente les valeurs de h_d , h_n .

3^{ème} proposition :

Le choix : $h_d = h_n = 1m$

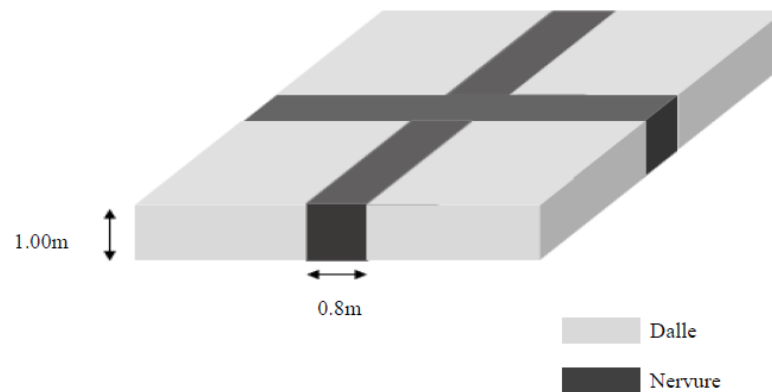


Figure VIII.2 : Dimension du radier.

VIII.3.3 Débordement (D) :

$$D \geq \text{Max}\left(\frac{h}{2}; 30cm\right) = 50cm.$$

On adopte :

$$D = 1.50m$$

VIII.4 VERIFICATION DE LA CONTRAINTE DU SOL :

D'après le rapport géotechnique, on à un taux de travail du sol « $\bar{\sigma}_{sol} = 1.8bars$ ».la condition qu'on doit vérifier est la suivante : $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_{sol}$

$$\sigma_{b1} = z_{max} \times K$$

$$\sigma_{b2} = \frac{F_z}{S_r}$$

Avec :

z_{max} : Déplacement maximum U_z à l'ELS obtenu par le SAP2000.

$$\Rightarrow z_{max} = 4.75 \times 10^{-3} m$$

K : Le coefficient de BALLAST (coefficient de la raideur du sol)

$$\Rightarrow K = 3.6kg/cm^3 \text{ (Tableau du module de réaction du sol)}$$

F_z : Réaction totale de la structure à l'ELS obtenu par le SAP2000

$$\Rightarrow F_z = 171112543KN$$

S_r : Surface du radier.

$$\Rightarrow S_r = 1206.4m^2$$

Donc on aura :

$$\sigma_{b1} = z_{max} \times K = 4.75 \times 10^{-3} \times 360 = 1.71bar$$

$$\Rightarrow \sigma_{b1} = 1.71bar \leq \bar{\sigma}_{sol} = 1.8bar.....CV$$

$$\Rightarrow \sigma_{b1} = 1.71bar \leq \bar{\sigma}_{sol} = 1.8bar.....CV$$

$$\Rightarrow \sigma_{b1} = 1.71bar \leq \bar{\sigma}_{sol} = 1.8bar.....CV$$

VIII.5 LES DIFFERENTES SOLLICITATIONS :

Après une modélisation du radier avec le logiciel SAP2000 on a obtenu les résultats suivants :

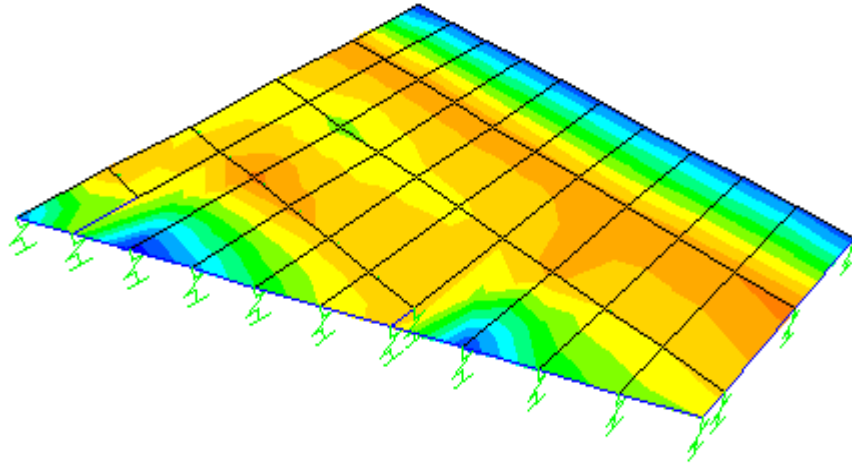


Figure VIII.3 : Moments M_{11} à l'ELU.

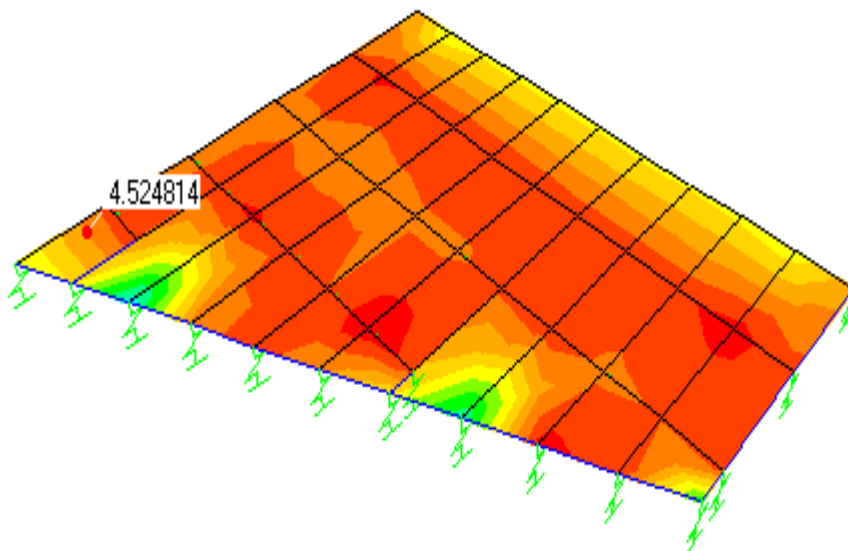


Figure VIII.4 : Moments M_{22} à l'ELU.

VIII.6 CALCUL DU FERRAILLAGE DE LA DALLE :

Le calcul se fait à la flexion simple avec une section de (1.00*1.00) m² et en deux directions, l'une suivant XX', et l'autre suivant YY'.

VII.6.1 En travée :

Ferraillage suivant Lx :

$$\Rightarrow \sigma_{b1} = 1.71 \text{ bar} \leq \bar{\sigma}_{sol} = 1.8 \text{ bar} \dots \dots \dots CV$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.052$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.9 \times (1 - 0.4 \times 0.052) = 0.881 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_t}{z \times \sigma_{st}} = \frac{479.013 \times 10^{-3}}{0.881 \times 347.82} = 15.63 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Le choix : $A_s = 9T16 = 18.099 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Ferraillage suivant Ly :

$$\mu = \frac{M_{11}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{548.611 \times 10^{-3}}{1 \times 0.9^2 \times 14.17} = 0.047$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.06$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.9 \times (1 - 0.4 \times 0.06) = 0.878 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_t}{z \times \sigma_{st}} = \frac{548.611 \times 10^{-3}}{0.878 \times 347.82} = 17.96 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Le choix : $A_s = 9T16 = 18.099 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Vérification de condition de non fragilité

$$A_s \geq \max\left(\frac{b \cdot h}{1000}; 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right) \Rightarrow A_s \geq 10.86 \text{ cm}^2$$

Donc $18.099 \geq 10.86 \text{ cm}^2 \Rightarrow CV$

VIII.6.2 Vérification a l'ELS :

Il faut vérifier que : $\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{C28}}{100}$; Avec : $\gamma = \frac{M_u}{M_s}$

Suivant l_x :

$$M_u = 479,013 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 351,317 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} \Rightarrow \gamma = 1,363$$

$$\alpha_{travée} \leq \frac{1,363-1}{2} + \frac{25}{100} \Rightarrow \alpha_{travée} = 0,052 < 0,431 \quad \text{C.V}$$

Suivant l_y :

$$M_u = 548,611 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 402,627 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} \Rightarrow \gamma = 1,362$$

$$\alpha_{travée} \leq \frac{1,362-1}{2} + \frac{25}{100} \Rightarrow \alpha_{travée} = 0,060 < 0,431 \quad \text{C.V}$$

VIII.6.3 En appui :

Par les mêmes étapes, on peut déterminer le ferrailage en appui, et on trouve :

$$A_{sx} = 23.14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{Le choix : } A_{sx} = 9\text{T}16+9\text{T}12 \text{ de section } 28.27 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

$$A_{sy} = 24.14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{Le choix : } A_{sy} = 9\text{T}16+9\text{T}12 \text{ de section } 28.27 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

- **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{1554 \times 10^{-3}}{1 \times 0.9} = 1.72 \text{ MPA}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}\left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPA}\right) = 3.33 \text{ MPA}$$

Alors $\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{C.V}$

- **Calcul de l'espacement :**

D'après le (BAEL91) : $S_t \leq \text{Min}(0.9 \times d; 40) \text{cm} \Rightarrow S_t \leq \text{Min}(81; 40) \text{cm}$

VIII.7 CALCUL DE FERRAILLAGE DE LA NERVURE :

Le calcul se fait à la flexion simple avec une section rectangulaire représentée dans la figure suivante :

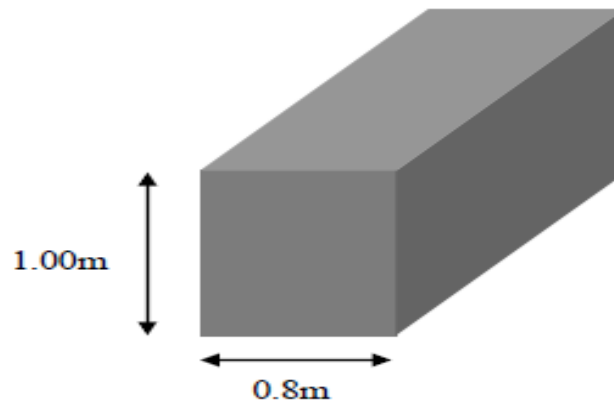


Figure VIII.5 : Dimension de la nervure.

VIII.7.1 Ferrailage longitudinal :

A-En travée :

- Suivant Lx :

Le moment maximum en travée :

$$M_{t\max} = 338.95 \text{KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{338.95 \times 10^{-3}}{0.8 \times 0.9^2 \times 14.17} = 0.037$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.047$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.9 \times (1 - 0.4 \times 0.047) = 0.883 \text{m}$$

Le choix : $A_s = 8T12 + 2T14 = 12.11 \text{ cm}^2$

- Suivant Ly :

Le moment maximum en travée : $M_{t\max} = 384.84 \text{KN.m}$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{384.84 \times 10^{-3}}{0.8 \times 0.9^2 \times 14.17} = 0.042$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.053$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.9 \times (1 - 0.4 \times 0.053) = 0.881m$$

$$A_s = \frac{M_t}{z \times \sigma_{st}} = \frac{384.84 \times 10^{-3}}{0.881 \times 347.82} = 12.55cm^2$$

Le choix : $A_s = 4T14 + 4T16 = 14.19 cm^2$

- **Vérification de condition de non fragilité :**

$$A_s \geq \max\left(\frac{b.h}{1000}; 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right) \Rightarrow A_s \geq \max(8; 8.69)cm^2$$

Donc $12.11 \geq 8.69 cm^2 \Rightarrow CV$

B- En appui :

Le moment maximum en appui : $M_{amax} = 501.35KN.m$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{501.35 \times 10^{-3}}{0.8 \times 0.9^2 \times 14.17} = 0.054$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.069$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.9 \times (1 - 0.4 \times 0.069) = 0.875m$$

$$A_s = \frac{M_t}{z \times \sigma_{st}} = \frac{501.35 \times 10^{-3}}{0.875 \times 347.82} = 16.47cm^2$$

Le choix : $A_s = 4T14 + 6T16 = 18.216 cm^2$

- **Vérification de condition de non fragilité :**

$$A_s \geq \max\left(\frac{b.h}{1000}; 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right) \Rightarrow A_s \geq \max(8; 8.69)cm^2$$

Donc $18.216 \geq 8.69 cm^2 \Rightarrow CV$

VIII.7.2 Vérification a l'ELS :

Il faut vérifier que : $\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{C28}}{100}$; Avec : $\gamma = \frac{M_u}{M_s}$

A-En travée

Suivant l_x :

$$M_u = 338,95 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 248,59 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} \Rightarrow \gamma = 1,363$$

$$\alpha_{travée} \leq \frac{1,363 - 1}{2} + \frac{25}{100} \Rightarrow \alpha_{travée} = 0,047 < 0,431 \quad \text{C.V}$$

Suivant l_y :

$$M_u = 384,84 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 282,52 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} \Rightarrow \gamma = 1,362$$

$$\alpha_{travée} \leq \frac{1,362 - 1}{2} + \frac{25}{100} \Rightarrow \alpha_{travée} = 0,053 < 0,431 \quad \text{C.V}$$

B- En appui :

$$M_u = 501,35 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 364,47 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} \Rightarrow \gamma = 1,375$$

$$\alpha_{appui} \leq \frac{1,363 - 1}{2} + \frac{25}{100} \Rightarrow \alpha_{appui} = 0,069 < 0,437 \quad \text{C.V}$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$.

L'armature calculée à l'ELU convient pour l'ELS.

VIII.7.3 Ferrailage transversal :

- Vérification de la contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{1158.39 \times 10^{-3}}{0.8 \times 0.9} = 1.608 \text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}\left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{MPa}\right) = 3.33 \text{MPa}$$

Alors :

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{C.V}$$

- Calcul du diamètre des armatures transversales

$$\begin{aligned} \phi_t &\leq \min\left(\frac{h}{35}, \phi_{\text{min}}, \frac{b}{10}\right) && \Rightarrow \phi_t \leq \min\left(\frac{100}{35}, 1,2, \frac{80}{10}\right) \\ &&& \Rightarrow \phi_t \leq \min(2.85, 1,2, 8) \\ &&& \Rightarrow \phi_t = 10 \text{mm} \end{aligned}$$

Alors on adopte un choix de : $\phi 10$

- Calcul de l'espacement

D'après le R.P.A 99 V2003 on a :

-Zone nodale

$$\begin{aligned} S_t &\leq \min\left(\frac{h}{4}, 12 \times \phi_{\text{min}}, 30 \text{cm}\right) && \Rightarrow S_t \leq \min\left(\frac{100}{4}, 12 \times 1,2, 30\right) \\ &&& \Rightarrow S_t \leq 14.4 \text{cm} \end{aligned}$$

-Zone courante

$$\begin{aligned} S'_t &\leq \frac{h}{2} && \Rightarrow S'_t \leq \frac{100}{2} \\ &&& \Rightarrow S'_t \leq 50 \text{cm} \end{aligned}$$

On adopte un choix : $\begin{cases} S_t = 14 \text{cm} \\ S'_t = 20 \text{cm} \end{cases}$

VIII.8. PIED DE POTEAU :

Les pieds de poteaux constituent la zone de transition entre l'ossature métallique et les fondations en béton armé .ils sont admis soit articulés, soit encastrés.

Les pieds de poteaux sont constitués d'une plaque d'assise (la platine) soudée au poteau et des types d'ancrage noyées dans le béton.

Pour notre structure, on a opté pour le type articulé.

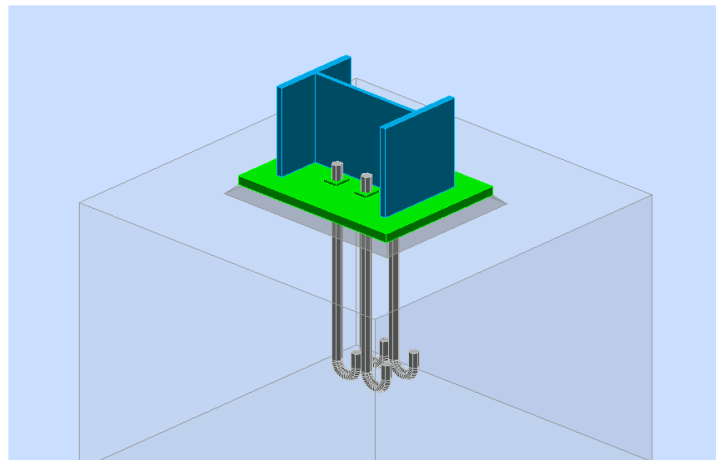


Figure VIII.6. Assemblage pied de poteau.

VIII.8.1. Efforts sollicitant :

Les efforts sollicitant de l'assemblage sous la combinaison 0.8 G - EX :

$$N_t = 48403.1 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 3614.25 \text{ daN}$$

VIII.8.2. Dimensionnement de la plaque d'assise :

La plaque d'assise doit être dimensionnée de tel sort à résister à l'effort de compression.

- L'effort à prendre en compte :
- L'effort le plus défavorable à tenir en compte sous la combinaison G + Q + 1.2 EY est :

$$N_c = 640828.4 \text{ daN.}$$

- Résistance du matériau de scellement :

$$f_j = \beta_j \times k_j \times f_{cd}$$

- β_j : Coefficient relative à la liaison pris égal à 2/3
- k_j : Le facteur de concentration peut être pris égal à 1.5
- f_{cd} : La résistance du béton à la compression égal à $f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c = 25/1.5 = 16.67 \text{ MPa}$.

$$f_j = 2/3 \times 1.5 \times 16.67 = 16.67 \text{ MPa}$$

- Estimation de l'aire de la plaque d'assise :

Une première estimation de l'aire requise de la plaque d'assise est obtenue en retenant la plus élevée des deux valeurs suivantes :

$$A_{c0} = \max \left(\frac{1}{h \times b} \times \left[\frac{N_{j,sa}}{f_j} \right]^2 ; \frac{N_{j,sa}}{f_j} \right)$$

$$A_{c0} = 302761.76 \text{ mm}^2$$

- **Choix du type de la plaque d'assise :**

$A_{c0} \geq 0.95 h \times b \rightarrow$ Adopter une plaque d'assise à projection étendue

$A_{c0} < 0.95 h \times b \rightarrow$ Adopter une plaque d'assise à projection courte.

$A_{c0} > 0.95 \times 550 \times 300 = 156750 \text{ mm}^2 \rightarrow$ plaque d'assise à projection étendue.

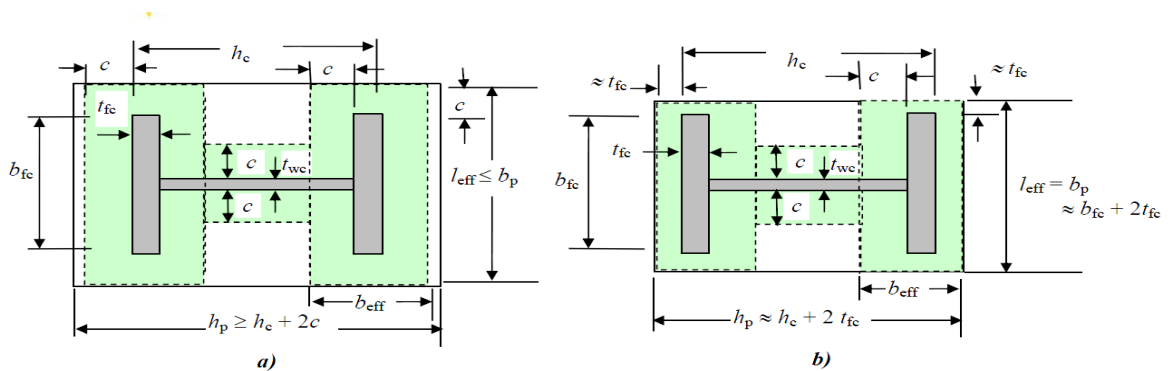


Figure VIII. 7 : Plaque d'assise à projection étendue (a) et à projection courte (b).

➤ **Détermination de la largeur d'appui additionnelle :**

La valeur de la largeur d'appui additionnelle c est obtenue en satisfaisant la résistance de calcul pertinente d'une plaque d'assise de poteau symétrique soumise à un effort normal de compression centré comme suit :

$$c = \frac{-B + \sqrt{B^2 - 4AC}}{2A}$$

Les constantes A, B et C, sont déterminées en fonction de type de la plaque d'assise.

Plaque d'assise à projection étendue :

$$\begin{cases} A = 2 \\ B = 2b - t_w + h \\ C = (b t_f + 0.5 h t_w - t_f t_w) - \frac{N_j S_d}{2 f_j} \end{cases}$$

$C = 90 \text{ mm}$.

➤ **Détermination des dimensions de la plaque d'assise**

Les dimensions de la plaque d'assise a projection étendue ce calculent comme suite :

$$b_p \geq b + 2c = 300 + 2 \times 90 = 480 \text{ mm}$$

$$h_p \geq h + 2c = 550 + 2 \times 90 = 730 \text{ mm}.$$

➤ **Détermination de l'épaisseur de la plaque d'assise**

L'épaisseur de la plaque devra satisfaire aux conditions suivantes :

$$t_p \geq t_{p,min} = c \sqrt{\frac{3 \times f_j \times \gamma_{mo}}{f_y}} = 80 \times \sqrt{\frac{3 \times 16.67 \times 1.1}{235}} = 38.7 \text{ mm}$$

Adopter une épaisseur de la plaque d'assise de : $t_p = 40 \text{ mm}$.

VIII.8.3. Disposition constructive :

L'assemblage est réalisé avec deux files de 2 tiges d'encrage $\emptyset 33$ classe 4.6

$$t = t_p = 40 \text{ mm}$$

$$d_0 = \emptyset + 2 = 35 \text{ mm}.$$

➤ Entraxes (p_1, p_2)

2,2 $d_0 \leq p_1 \leq 14t$ Alors on prend $p_1 = 120$ mm.

3 $d_0 \leq p_2 \leq 14t$ Alors on prend $p_2 = 150$ mm.

➤ Pinces (e_1, e_2)

1,2 $d_0 \leq e_1 \leq 12t$ Alors on prend $e_1 = 240$ mm.

1,5 $d_0 \leq e_2 \leq 12t$ Alors on prend $e_2 = 155$ mm.

VIII.8.4. VERIFICATION DE LA RESISTANCE DE PIED DE POTEAU :

VIII.8.4.1 Vérification de la résistance à la compression :

La résistance d'un pied de poteau sur sa fondation est assurée par trois tronçons en T équivalents comprimés, un pour chaque semelle et un pour l'âme du poteau

Pour chaque tronçon en T équivalent, la résistance de calcul à l'écrasement est déterminée en multipliant sa surface d'appui par la résistance du matériau de scellement.

$$F_c = (2 A_f + A_w)$$

$$A_f = (b + 2 c) (2 c + t_f) = 37920 \text{ mm}^2.$$

$$A_w = (h - 2 c - 2 t_f) (2 c + t_w) = 60840 \text{ mm}^2.$$

$$F_c = 2278455 \text{ daN.}$$

$$N_c = 640828.4 \text{ daN} < F_{c,Rd} = 2278455 \text{ daN} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VII.8.4.2. Vérification de la résistance à la traction :

Pour déterminer la résistance de l'assemblage à la traction provoquée par les efforts de soulèvement on modélise se dernier par un tronçon en T équivalent tendu de l'âme. Cette résistance correspondra à la plus petite des résistances des modes de ruines de ce dernier.

VII.8.4.2.1. Résistance des tiges d'encrage :

La résistance de calcul des boulons d'ancrage $F_{t,Rd,anchor}$ égale à la plus petite des valeurs de la résistance de calcul à la traction du boulon d'ancrage $F_{t,Rd}$, et de la résistance de calcul de l'adhérence entre le béton et le boulon d'ancrage $F_{t,bond,Rd}$.

$$F_{t,chor} = \min (F_{t,bond,Rd} ; F_{t,Rd})$$

où :

$F_{t,Rd}$: Résistance de l'adhérence de la tige avec le béton.

d : Diamètre de la tige $d=33 \text{ mm}$

l_b : L'encrage dans le béton $l_b=550 \text{ mm}$

f_{ck} : résistance du béton $f_{ck}=25 \text{ MPa}$

α : Facteur tenant en compte la forme de la tige : crochet $\rightarrow \alpha=0.7$

$$F_{t,bond,Rd} = \frac{3.14 \times 33 \times 550 \times 0.36 \sqrt{25}}{1.5 \times 0.7} \times \frac{132 - 33}{100} = 9672.18 \text{ daN}$$

, : Résistance de la tige a la traction.

$$F_{t,Rd} = 0.9 \times \frac{A_s \times f_{ub}}{\gamma_{mb}} = 0.9 \times \frac{694 \times 400}{1.5} = 16656 \text{ daN}$$

$$F_{t,chor} = F_{t,bond,Rd} = 9672.18 \text{ daN.}$$

VIII.8.4.2.2. Longueurs participantes du tronçon en T équivalent tendu :

La longueur participante du tronçon en T est la suivante :

➤ Mécanisme circulaire : $l_{eff} = 2 \pi m$

➤ Mécanisme non circulaire : $l_{eff} = 4 m + 1.25 e$

Avec : $m = p_2/2 - t_w/2 - 0.8 \sqrt{2}a$ $e = e_2$

➤ a : cordon de soudure pris égal $a_w = 7 \text{ mm}$

$m = 150/2 - 15/2 - 0.8 \sqrt{(2 \times 7)} = 64.5 \text{ mm}$ $e = 155 \text{ mm}$ $l_{eff,cp} = 2 \times 3.14 \times 66.25 = 416.05 \text{ mm}$

$l_{eff} = 4 \times 64.5 + 1.25 \times 155 = 451.776 \text{ mm}$

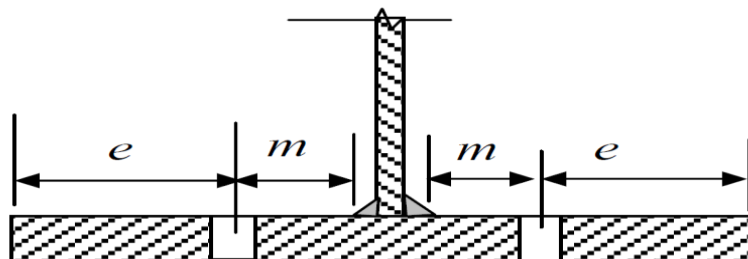


Figure VIII.8. Paramètres géométriques pour le tronçon en T équivalent tendu.

CHAPITRE IX :

Etude des assemblages

IX.1. INTRODUCTION :

La conception et le calcul des assemblages revêtent en construction métallique, une importance équivalente à celle du dimensionnement des pièces pour la sécurité finale de la construction. Les ossatures ne présentent généralement pas de redondances importantes et les assemblages constituent donc de point de passage obligé pour les sollicitations régnant dans les différents composants structurels ; En cas de défaillance d'un assemblage, c'est bien le fonctionnement global de la structure qui est en cause.

- Les assemblages sont des ensembles constitués de plusieurs composants.
- Les abouts des éléments structurels liaisonnés.
- Les pièces accessoires de liaison
- Les organes de fixation proprement dits assurant la solidarisation effective entre les composants en présence

IX.2. FONCTIONNEMENT DES ASSEMBLAGES :

Les principaux modes d'assemblages sont :

a) Le boulonnage :

Le boulonnage consiste le moyen d'assemblage le plus utilisé en construction métallique du fait de sa facilité de mise en œuvre et des possibilités de réglage qu'il ménage sur site, pour le cas le choix a été porté sur le boulon de haute résistance (HR) il comprend une vis à tige fileté, une tête hexagonale ou carrée et un écrou en acier à très haute résistance :

b) Le soudage :

En charpente soudée les assemblages sont plus rigides, cela a pour effet un encastrement partiel des éléments constructifs. Les soudages à la flamme oxyacétylénique et le soudage à l'arc électrique sont des moyens de chauffages qui permettent d'élever à la température de fusion brilles des pièce de métal à assembler.

c) Fonctionnement par adhérence :

Dans ce cas, la transmission des efforts s'opère par adhérence des surfaces des pièces en contact. Cela concerne le soudage, le collage, le boulonnage par boulons HR.

d) Coefficients partiels de sécurité : (chap.6.1.2 – Eurocode 3)

- Résistance des boulons au cisaillement : $= 1,25$

- Résistance des boulons à traction : $= 1,50$

e) Coefficient de frottement : (art.6.5.8.3 (1)) :

Un bon assemblage par boulons HR exige que des précautions élémentaires soient prises, notamment :

- Le coefficient de frottement μ doit correspondre à sa valeur de calcul. Cela nécessite une préparation des surfaces, par brossage ou grenailage, pour éliminer toute trace de rouille ou de calamine ; de graissage, etc.

$\mu = 0,50$ pour les surfaces de la classe A

$\mu = 0,40$ pour les surfaces de la classe B

$\mu = 0,30$ pour les surfaces de la classe C

$\mu = 0,20$ pour les surfaces de la classe D.

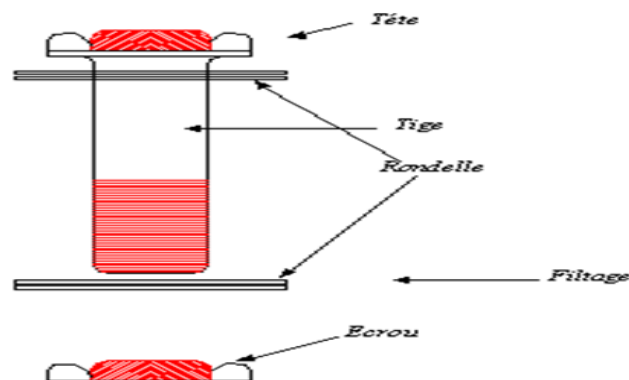


Figure IX.1 : Caractéristique d'un boulon.

IX.3. ROLE DES ASSEMBLAGES :

Un assemblage est un dispositif qui permet de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elles, en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations entre les pièces, sans générer des sollicitations parasites notamment de torsion.

Pour réaliser une structure métallique ; on dispose de pièces individuelles, qu'il convient d'assembler :

- Soit bout à bout (éclissage, rabotages).
- Soit concourantes (attaches poutre/poteau, treillis et systèmes réticulés)

Pour conduire les calculs selon les schémas classiques de la résistance des matériaux, il y a lieu de distinguer, parmi les assemblages :

- Les assemblages articulés, qui transmettent uniquement les efforts normaux et les tranchants.
- Les assemblages rigides, qui transmettent en outre les divers moments.

IX.4. CALCUL DES ASSEMBLAGES :

IX.4.1 L'assemblage poteau poutre par platine d'extrémité :

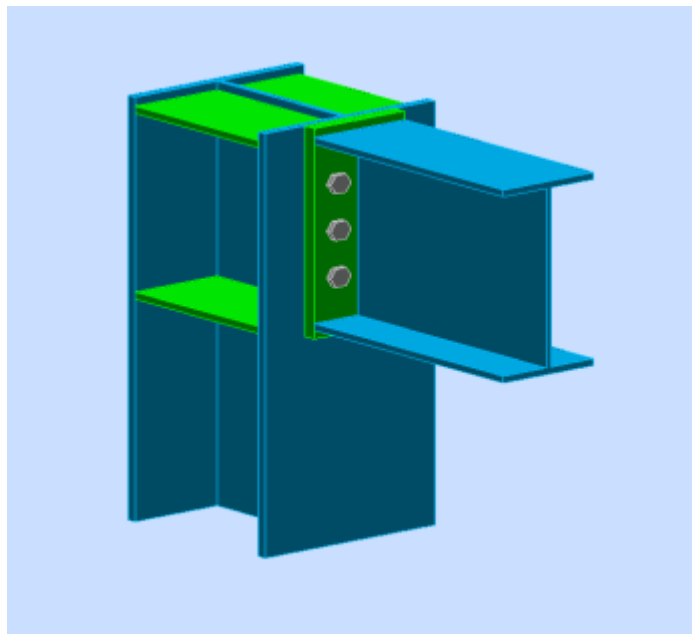


Figure IX.2. Assemblage poteau-poutre.

IX.4.1.1. Efforts sollicitant :

Les efforts sollicitant de l'assemblage sous la combinaison $G + Q + 1.2 EX$:

$$V_{sd} = 2436.3 \text{ daN.}$$

$$M_{sd} = 47667 \text{ daN.m}$$

IX.4.1.2. Soudure de la platine :

1. Cordon de soudure :

Epaisseur de la platine : $e_p = 20 \text{ mm} \rightarrow a_{\min} = 5 \text{ mm} \leq a \leq a_{\max} = 14 \text{ mm}$

Epaisseur de la semelle IPE 360 : $t_f = 12.7 \text{ mm} \rightarrow a_{\min} = 3 \text{ mm} \leq a \leq a_{\max} = 8 \text{ mm}$

Epaisseur de l'âme IPE 360 : $t_w = 8 \text{ mm} \rightarrow a_{\min} = 3 \text{ mm} \leq a \leq a_{\max} = 5 \text{ mm}$

On prend une valeur commune : $a = 5 \text{ mm}$

2. Vérification de la soudure de la semelle a la traction :

$$N_{sd} \leq F_{w,rd}$$

$$N_{sd} = M_{sd} / h = 12667 / 0.360 = 35186.11 \text{ daN.}$$

$$F_{w,} = (a \times \Sigma l \times f_u) / (\sqrt{2} \times \beta_w \times \gamma_{mw})$$

Avec

La nuance d'acier utilisé est S 235 donc $\Rightarrow \beta_w = 0.8 ; \gamma_{mw} = 1.25$

La longueur totale des cordons de soudure de la semelle $\Rightarrow \Sigma l = 299.5 \text{ mm}$

$$F_{w,} = (5 \times 299.5 \times 360) / (\sqrt{2} \times 0.8 \times 1.25) = 38120.12 \text{ daN.}$$

$N_{sd} = 35186.11 \text{ daN} < F_{w,rd} = 38120.12 \text{ daN} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

3. Vérification de la soudure de l'âme au cisaillement :

$$V_{sd} \leq F_{v,rd}$$

La nuance d'acier utilisé est S 235 donc $\Rightarrow \beta_w = 0.8 ; \gamma_{mw} = 1.25$

La longueur totale des cordons de soudure de l'âme $\Rightarrow \Sigma l = 307 \text{ mm}$

$$F_{v,} = (5 \times 307 \times 360) / (\sqrt{3} \times 0.8 \times 1.25) = 31904.37 \text{ daN.}$$

$V_{sd} = 2436.3 \text{ daN} < F_{v,rd} = 31904.37 \text{ daN} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

IX.4.1.3. Disposition constructive :

Pour des raisons pratiques on évite toujours la mise en œuvre dans un même assemblage des boulons de diamètres différents.

On prend deux files de 3 boulons $\varnothing 20$ classe 10.9 HR avec :

$$h_1 = 239.25 \text{ mm}$$

$h_2 = 159.25 \text{ mm} \Rightarrow h_i$ est la distance entre le boulon et l'axe de la semelle comprimée

$$h_3 = 79.25 \text{ mm.}$$

L'épaisseur la plus mince :

$$t = \min (t_f ; t_{\text{platine}}) = \min (14 ; 20) = 14 \text{ mm}$$

$$d_0 = \emptyset + 2 = 22 \text{ mm.}$$

Entraxes (p_1, p_2) :

$$2,2 d_0 \leq p_1 \leq 14t \text{ Alors on prend } p_1 = 80 \text{ mm}$$

$$3 d_0 \leq p_2 \leq 14t \text{ Alors on prend } p_2 = 80 \text{ mm}$$

Pinces (e_1, e_2) :

$$1,2 d_0 \leq e_1 \leq 12t \Rightarrow \text{ Alors on prend } e_1 = 100 \text{ mm}$$

$$1,5 d_0 \leq e_2 \leq 12t \Rightarrow \text{ Alors on prend } e_2 = 50 \text{ mm}$$

IX.4.1.4. Calcul de la hauteur de la partie comprimé :

$$x = t_f \sqrt{(b/t_w)} = 12.5 * \sqrt{\frac{170}{8}} = 57.62 \text{ mm}$$

\Rightarrow L'axe neutre se trouve au-dessous de la dernière rangée de boulons ce qu'il fait que tous les boulons travaillent à la traction.

IX.4.1.5. Vérification a la traction :

$$F_{t.Sd} \leq F_{t.Rd}$$

Avec $F_{t.Sd}$ l'effort de traction du boulon le plus sollicité.

$$F_{t.} = (M_{sd} \times h_1) / (2 \times \Sigma h_i^2)$$

$$F_{tsd} = 16355.87 \text{ daN.}$$

$$F_{p.Rd} = 0.7 \times A_s \times f_{ub} = 0.7 \times 245 \times 1000 = 17150 \text{ daN.}$$

$$F_{t.} = 16355.87 \text{ daN} < F_{p.Rd} = 17150 \text{ daN} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

IX.4.1.6. Vérification au poinçonnement de la platine :

$$F_{t.Sd} \leq B_{p.Rd}$$

$$B_{p.} = (0.6 \times \pi \times d_m \times t_p \times f_u) / \gamma_{mb} = 0.6 \times 3.14 \times 24.58 \times 20 \times 360 / 1.25 = 26673.8 \text{ daN}$$

$$F_{t_i} = 16355.87 \text{ daN} < B_{p_i} = 26673.8 \text{ daN} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

IX.5. Assemblage poteau – poteau (HEA 550 – HEA 550) :

L'assemblage est fait à l'aide de couvre joints avec deux fils verticaux de boulons.

Deux couvre-joints qui assurent la liaison entre les âmes et deux autres qui relient les extrémités des semelles des poteaux successive.

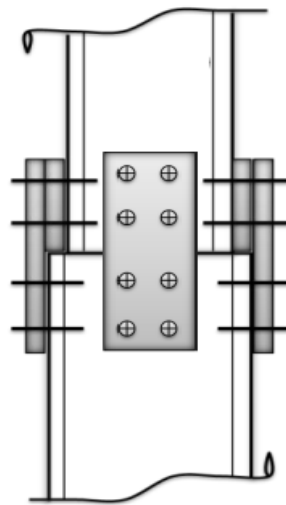


Figure IX.3. Assemblage poteau-poteau a section égale et section différente.

IX.5.1. Efforts sollicitant :

Les efforts sollicitant de l'assemblage sous la combinaison $G + Q + 1.2 EX$:

$$V_{sd} = 2061 \text{ daN}$$

$$M_{sd} = 5181 \text{ daN.m}$$

IX.5.2. Couvre joint de l'âme :

IX.5.2.1. Epaisseur du couvre joint :

4. La dimension du couvre joint : $360 \times 250 \text{ mm}^2$
5. Le couvre joint est sollicité en cisaillement
6. La longueur du plan de cisaillement $l = 250 \text{ mm}$
7. Le diamètre de trou $d_0 = 20 \text{ mm}$

$$V_{sd} \leq V_{pl.Rd} = [(l - 2d_0) \times (f_y / \sqrt{3})] / \gamma_{m2}$$

$$t \geq (V_{sd} \times \gamma_{m2}) / (l - 2d_0) * (f_y / \sqrt{3}) = 0.90$$

On prend $t = 8$ mm.

IX.5.2.2. Disposition constructive :

L'assemblage est réalisé avec deux files de 4 boulons $\emptyset 18$ classe 8.8 HR.

$$t = \min (t_w ; t_{c_j}) = \min (11.5 ; 8) = 8 \text{ mm.}$$

$$d_0 = \emptyset + 2 = 20 \text{ mm}$$

Entraxes (p_1, p_2)

$$2,2 d_0 \leq p_1 \leq 14t \text{ Alors on prend } p_1 = 80 \text{ mm}$$

$$3 d_0 \leq p_2 \leq 14t \text{ Alors on prend } p_2 = 90 \text{ mm}$$

Pinces (e_1, e_2)

$$1,2 d_0 \leq e_1 \leq 12t \text{ Alors on prend } e_1 = 60 \text{ mm.}$$

$$1,5 d_0 \leq e_2 \leq 12t \text{ Alors on prend } e_2 = 80 \text{ mm}$$

IX.5.2.3. Vérification au glissement :

$$V_{sdn} \leq F_{s,Rd}$$

$$F_{s,Rd} = k_s n \mu F_{p,Rd} / \gamma_{ms}$$

- $k_s = 1$ trou nominal
- $n = 1$ un plan de glissement
- $\mu = 0.3$ coefficient de frottement (brossé).

$$F_{p,Rd} = 0.7 \times A_s \times f_{ub} = 0.7 \times 192 \times 800 = 10752 \text{ daN}$$

$$F_{s,Rd} = (1 \times 1 \times 0.3 \times 10752) / 1.1 = 2932.36 \text{ daN.}$$

$$V_{sd} / 8 = 252.39 \text{ daN} < F_s = 2932.36 \text{ daN} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

IX.5.3. Liaison poutre solive par un double cornier :

L'assemblage de poutre solive réalisé à l'aide d'un double cornier (L90.60.6).il doit permettre de transmettre un effort tranchant V dans la sollicitation de calcul à l'état limite ultime

$$V_{sd} = 8.22 \text{ KN.}$$

1. les cornières sont fixées sur l'âme de la solive à l'aide d'un cordon de soudure d'épaisseur $a=4\text{mm}$
2. les cornières sont fixées sur l'âme de la poutre à l'aide des boulons M16 de classe 10.9

➤ **Cordon de soudure verticale :**

On fait le calcul sur une seule cornière

La sollicitation dans le cordon verticale est :

$$V_{v.Sd} = \frac{V_{Sd}}{2} = \frac{8.22}{2} = 4.11\text{KN}$$

La résistance du cordon vertical : (EC3.art.6.6.5 (3))

$$f_{vw.d} = \frac{f_u / \sqrt{3}}{\beta_w \cdot \gamma_{M_w}}$$

Avec $\beta_w = 0.8$ et $\gamma_{M_w} = 1.25$

$$f_{vw.d} = \frac{275 / \sqrt{3}}{0.8 \cdot 1.25} = 158.77\text{N} / \text{mm}^2$$

• Effort résistant de la soudure

$$V_{w.Rd} = f_{vw.d} \times a \times a_2 = 158,77 \times 4 \times 120$$

$$V_{w.Rd} = 76,209\text{KN}$$

$$V_{w.Rd} \geq V_{v.Sd} = 4,11$$

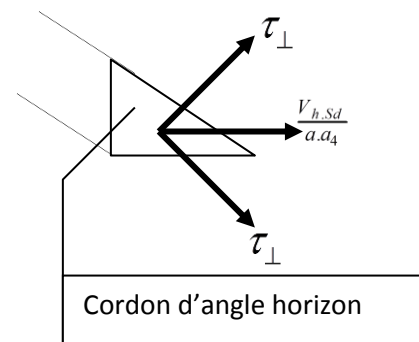
➤ **Cordon de soudures horizontales :**

Calcul des sollicitations :

Effort horizontal parallèle :

$$V_{h.Sd} = \frac{(V_{Sd} / 2) \cdot a_1}{a_2} = \frac{4,11 \cdot 90}{120} = 3.082\text{KN}$$

La contrainte correspondante



$$\tau_P = \frac{V_{h.sd}}{a.a_4} = \frac{3082}{4 \times 75} = 10.27 \text{ N / mm}^2$$

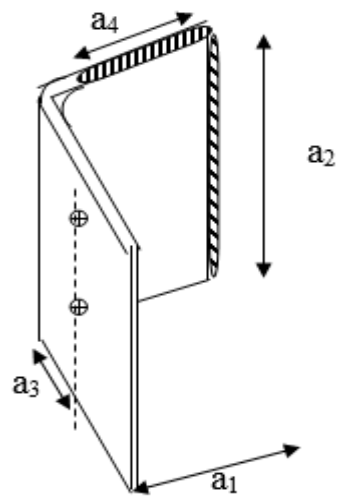


Figure IX.4 : Cordon de soudure.

CONCLUSION GENERALE

Ce projet de fin d'étude nous a donné l'occasion de lier et synthétiser les différentes connaissances théoriques acquises durant la formation universitaire. Aussi il nous a permis de se familiariser avec les différents règlements de conception et de calcul dans le domaine du génie civil, en procédant à leurs exigences sur un cas réel, toutefois, nous enregistrons des difficultés sur quelques points, mais, c'est à travers nos recherches et documentations que nous avons pu prendre en charge certains problèmes techniques que nous l'espérons, ont abouti. L'évolution actuelle que connaît le domaine parasismique a permis le développement des conceptions et méthodes de construction qui permettent la réalisation des bâtiments plus stables et confortables ; alors notre structure de R+2, se révèle très efficace par des résultats trouvés satisfaisants dans la réduction des réponses dynamiques du bâtiment. Dans notre cas, la réalisation d'un pont roulant au niveau du RDC et 1^{er} étage nous facilite la manutention et le levage des stockages entre les deux niveaux.

Le génie parasismique en Algérie devrait faire une adoption des isolateurs parasismiques dans les futurs règlements, car cela serait très utile dans la construction des bâtiments les plus complexes, vu les performances qu'offre cette technologie.

Enfin, il est important de mentionner que beaucoup reste à faire pour enrichir nos connaissances, pour cela, seul le travail continu par une volonté de développer l'esprit de recherche pourra nous aider à atteindre tous les objectifs tracés.

Nous souhaitons que ce travail soit bénéfique pour les promotions à venir.

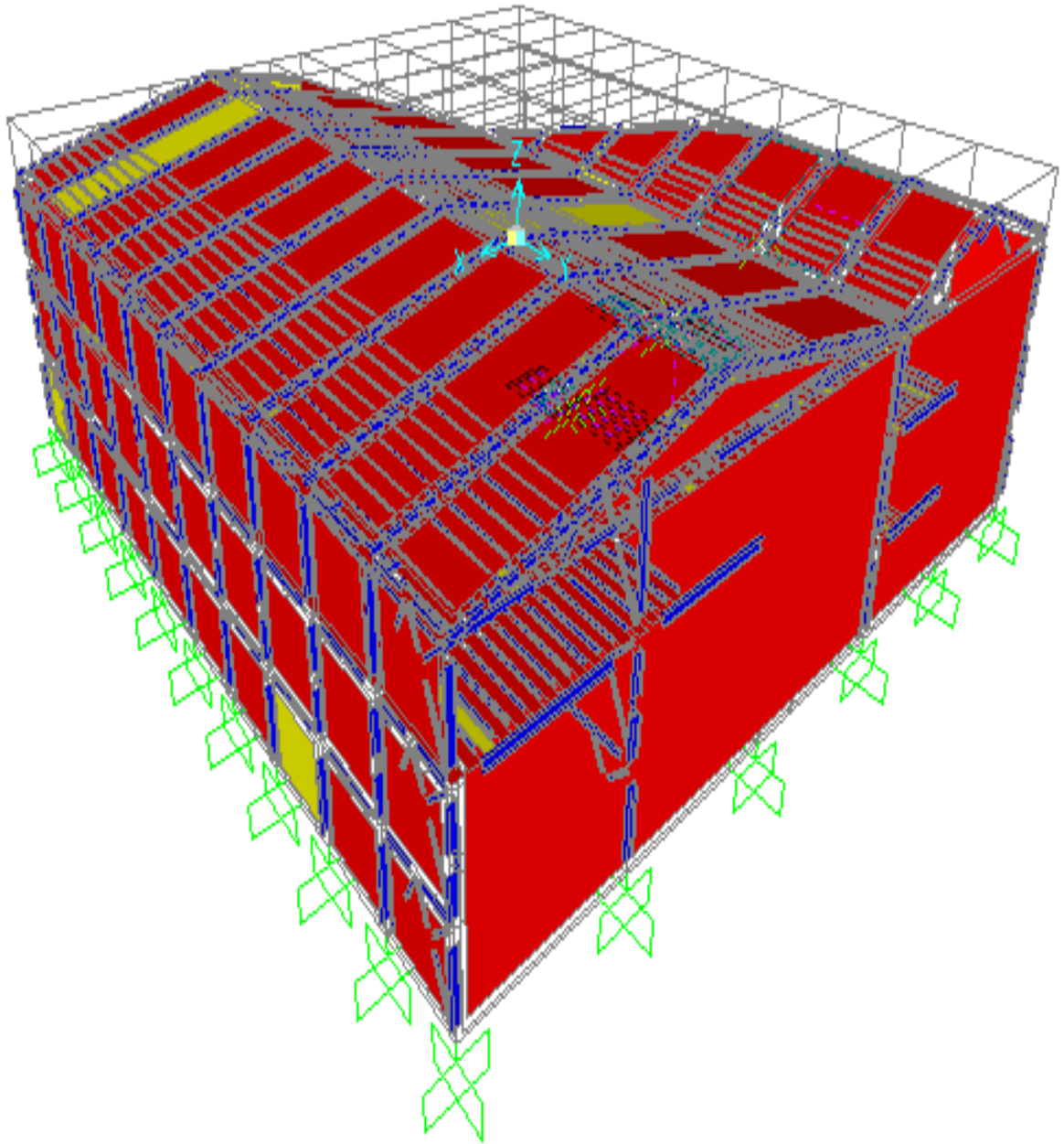
Références bibliographiques

1. Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-BC-2.2 ; CHARGE PERMANENTE ET CHARGE D'EXPLOITATION, Centre national de recherche appliquée en génie parasismique, (Algérie).
2. Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-C-2-47 ; REGLEMENT NEIGE ET VENT RNV 99/version 2013, Centre national de recherche appliquée en génie parasismique, (Algérie).
3. Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-BC-2-44 ; REGLES DE CONCEPTION ET DE CALCUL DES STRUCTURES EN ACIER « CCM 97 », Centre national algérien de recherche appliquée en génie parasismique, 1997, (Algérie).
4. Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-BC-2-48 ; REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES « RPA 99/ VERSION 2003 ». Par le centre national algérien de recherche appliquée en génie parasismique, 2003, (Algérie).
5. 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).
6. Euro code 3, 4.
7. Lahlou Dahmani « CALCUL DES ELEMENTS DE CONSTRUCTION METALLIQUE SELON L'EUROCODE 3 ».
8. Mr. BOUAYAD AGHA Mr. TABET-DERRAZ, Mohammed El-Mahdi Moulay Idriss, 2017, ETUDE COMPARATIVE D'UN BATIMENT EN ACIER EQUIPE DE SYSTEME DE CONTREVENTEMENT ET D'APPAREIL D'APPUIS EN PENDULE A FRICTION, Université Abou Bekr Belkaid de Tlemcen.
9. DJELTAI Abdessamad, BAGHDADLI Ahmed Anes, 2017, ETUDE D'UN HALL D'EXPOSITION EN CHARPENTE METALLIQUE (R.D.C + 2) A ORAN, Université Abou Bekr Belkaid de Tlemcen.
10. Mr. EL-KOUBAITI Omar, 2015, Dimensionnement de la structure mécanique d'un pont roulant, UNIVERSITÉ SIDI MOHAMMED BEN ABDELLAH – FÈS.

11. CALCULS DES PONTS ROULANTS NF, P22-615.
12. Conception du pont roulant, Caractéristique du pont roulant, Calcul du chemin de roulement, Réactions qui reviennent aux portiques (PDF), Wikipédia.
13. RECOMMANDATIONS POUR LE CALCUL ET L'EXECUTION DES CHEMINS DE ROULEMENT DES PONTS ROULANTS (PDF), Wikipedia.
14. Petersen, C., Stahlbau, Friedr. Vieweg & Sohn, 1988.
15. Dubas, P. and Gehri, E., Stahlhochbau, Springs-Verlag, 1988.

ANNEXES

ANNEXE A : MODELISATION (SAP2000)



Vue en 3D

ANNEXE B : EVALUATION DES CHARGES

Charge climatique :

A.1 Neige :

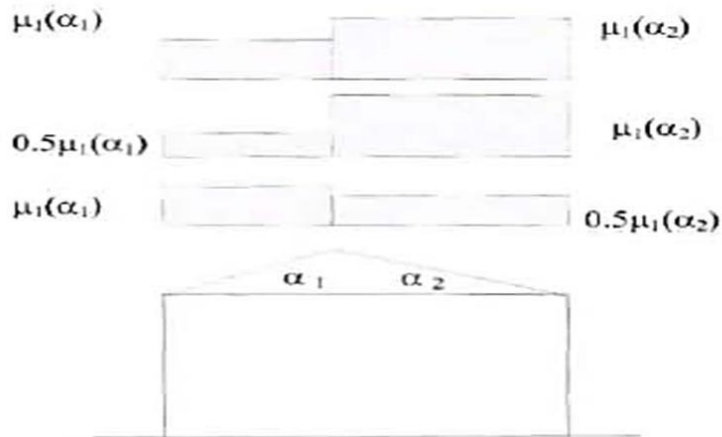


Figure 6 : Coefficient de forme - Toitures à deux versants

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

Tableau 2 : Coefficients de forme - Toitures à deux versants

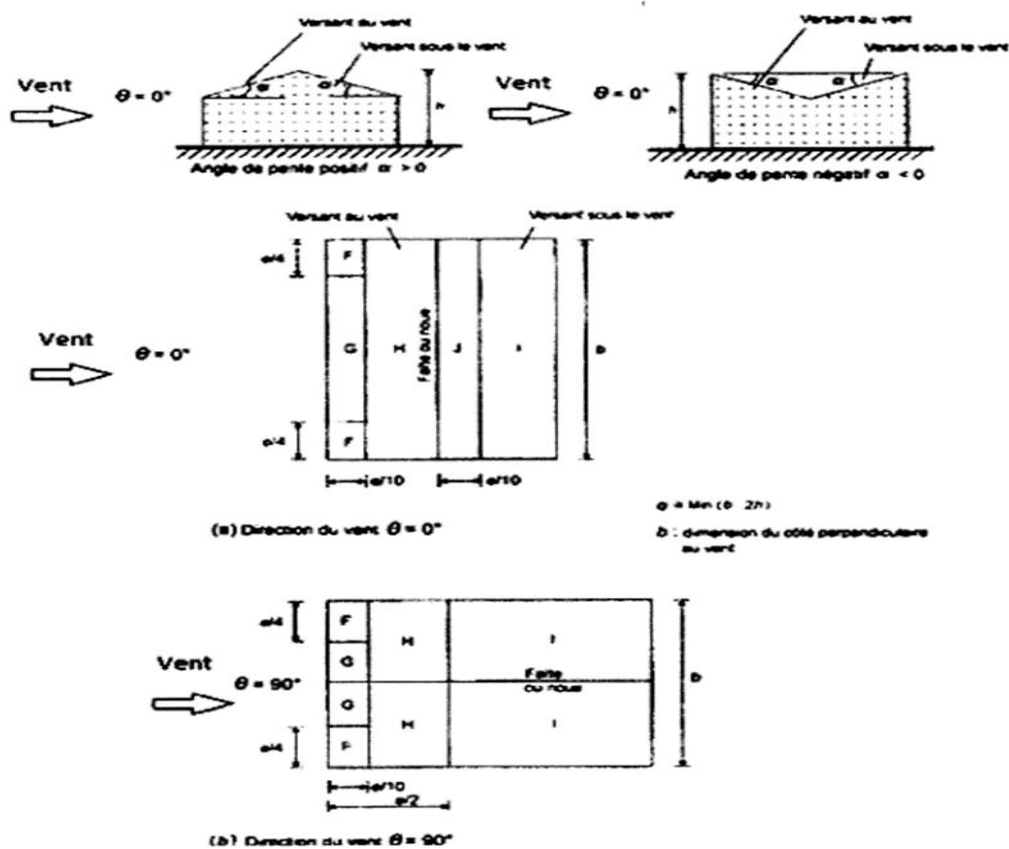
A.2- Vent :

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

Tableau 2.2 : Valeurs de la pression dynamique de référence

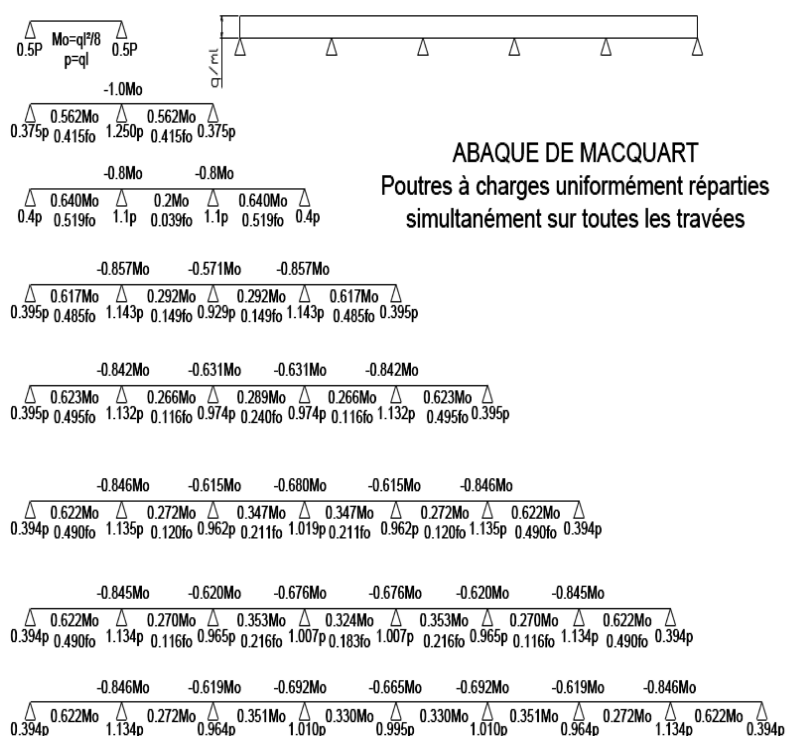
Catégories de terrain	K_T	z_0 (m)	z_{min} (m)	ε
0 Mer ou zone côtière exposée aux vents de mer	0,156	0,003	1	0,38
I Lacs ou zone plate et horizontale à végétation négligeable et libre de tous obstacles.	0,170	0,01	1	0,44
II Zone à végétation basse telle que l'herbe; avec ou non quelques obstacles isolés (arbres, bâtiments) séparés les uns des autres d'au moins 20 fois leur hauteur.	0,190	0,05	2	0,52
III Zone à couverture végétale régulière ou des bâtiments, ou avec des obstacles isolés séparés d'au plus 20 fois leur hauteur (par exemple des villages, des zones suburbaines, des forêts permanentes).	0,215	0,3	5	0,61
IV Zones dont au moins 15% de la surface est occupée par des bâtiments de hauteur moyenne supérieure à 15 m.	0,234	1	10	0,67

Tableau 2.4 : Définition des catégories de terrain



ANNEXE C : ETUDE PLANCHER MIXTE

ABAQUE DE MACQUART



dans cette abaque on calcule le moment maximum M_o , les réactions et la flèche maximum de la travée simple considérée comme isostatique, puis on applique les coefficients donnés ci-dessus pour trouver les différents moments, flèches et réactions des poutres hyperstatiques

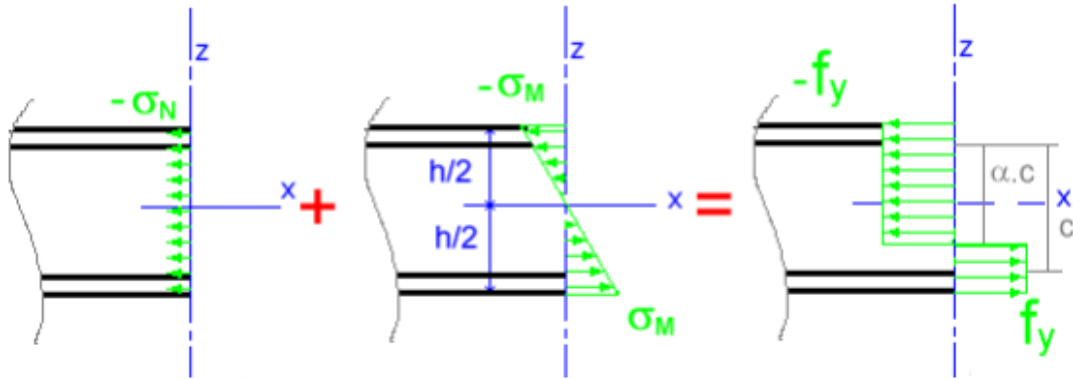
Tableau 6.2 : Limites supérieures $k_{t,max}$ pour le facteur de réduction k_t

Nombre de goujons par nervure	Epaisseur t de la plaque (mm)	Goujons d'un diamètre n'excédant pas 20 mm et soudés à travers la plaque nervurée en acier	Plaques nervurées avec trous et goujons d'un diamètre de 19 mm ou 22 mm
$n_r = 1$	$\leq 1,0$	0,85	0,75
	$> 1,0$	1,0	0,75
$n_r = 2$	$\leq 1,0$	0,70	0,60
	$> 1,0$	0,8	0,60

ANNEXE D : DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

Calcul de α selon la distribution de contraintes dans l'âme à la flexion composée

(Tableau 53.1 feuille 1 du CCM 97)



$$\begin{cases} -\sigma_N + (-\sigma_M) = -f_y \\ -\sigma_N + (+\sigma_M) = +f_y \end{cases}$$

$$\begin{cases} -\frac{N}{t_w \times c} - \frac{M}{I} z = -\frac{F}{t_w \times \alpha c} \\ -\frac{N}{t_w \times c} + \frac{M}{I} z = +\frac{F}{t_w \times (c - \alpha c)} \end{cases}$$

$$\begin{cases} -1187.108 = -\frac{F}{3956\alpha} \\ -358.445 = +\frac{F}{(3956 - 3956\alpha)} \end{cases}$$

$$\begin{cases} -4696199.248\alpha = -F \\ -1418008.42 + 1418008.42\alpha = +F \end{cases}$$

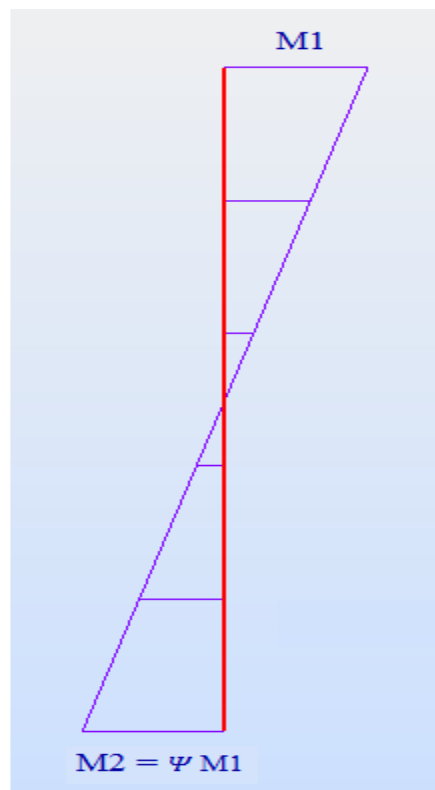
$$-F = F \Leftrightarrow -4696199.248\alpha = -1418008.42 + 1418008.42\alpha$$

$$-6114207.668\alpha = -1418008.42 \leftrightarrow \alpha = \frac{-1418008.42}{-6114207.668} = 0.23$$

Détermination du facteur de moment uniforme équivalent

Les facteurs de moment uniforme équivalent β_{My} β_{Mz} doivent être calculés d'après la figure 55.4 du CCM 97 en fonction de l'allure du diagramme des moments fléchissants entre points de maintien. Suivant l'allure du diagramme du moment fléchissant on tire la formule suivante :

$$\beta_{My-z} = 1.8 - 0.7\Psi_{y-z} \quad \text{avec} \quad \Psi_y = \frac{M_{y1}}{M_{y2}} ; \Psi_z = \frac{M_{z1}}{M_{z2}}$$



L'allure du diagramme du moment fléchissant.

ANNEXE E : ETUDE DES ASSEMBLAGES

Diamètre nominal d	Pas P	Clef	Diamètre du noyau de la vis d3	Diamètre intérieur de l'écrou d1	Diamètre de la rondelle	Section résistante As	Diamètre moyen dm	Tôle usuelle	Cornière usuelle
8	1.25	13	6.466	6.647	16	36.6	14	2	30
10	1.5	17	8.160	8.376	20	58.0	18.3	3	35
12	1.75	19	9.853	10.106	24	84.3	20.5	4	40
14	2	22	11.546	11.835	27	115	23.7	5	50
16	2	24	13.546	13.835	30	157	24.58	6	60
18	2.5	27	14.933	15.294	34	192	29.1	7	70
20	2.5	30	16.933	17.294	36	245	32.4	8	80
22	2.5	32	18.933	19.294	40	303	34.5	10.14	120
24	3	36	20.319	20.752	44	353	38.8	>14	>120
27	3	41	23.319	23.752	50	459	44.2	-	-
30	3.5	46	25.706	26.211	52	561	49.6	-	-
33	3.5	50	28.706	29.211		694		-	-
36	4		31.093	31.670		817		-	-

Tableau 1 : Principales caractéristiques géométriques

Classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9
f _{yb} (MPa)	240	320	300	400	480	640	900
f _{ub} (MPa)	400	400	500	500	600	800	1000

Tableau 2 : Caractéristiques mécaniques correspondant aux différentes classes

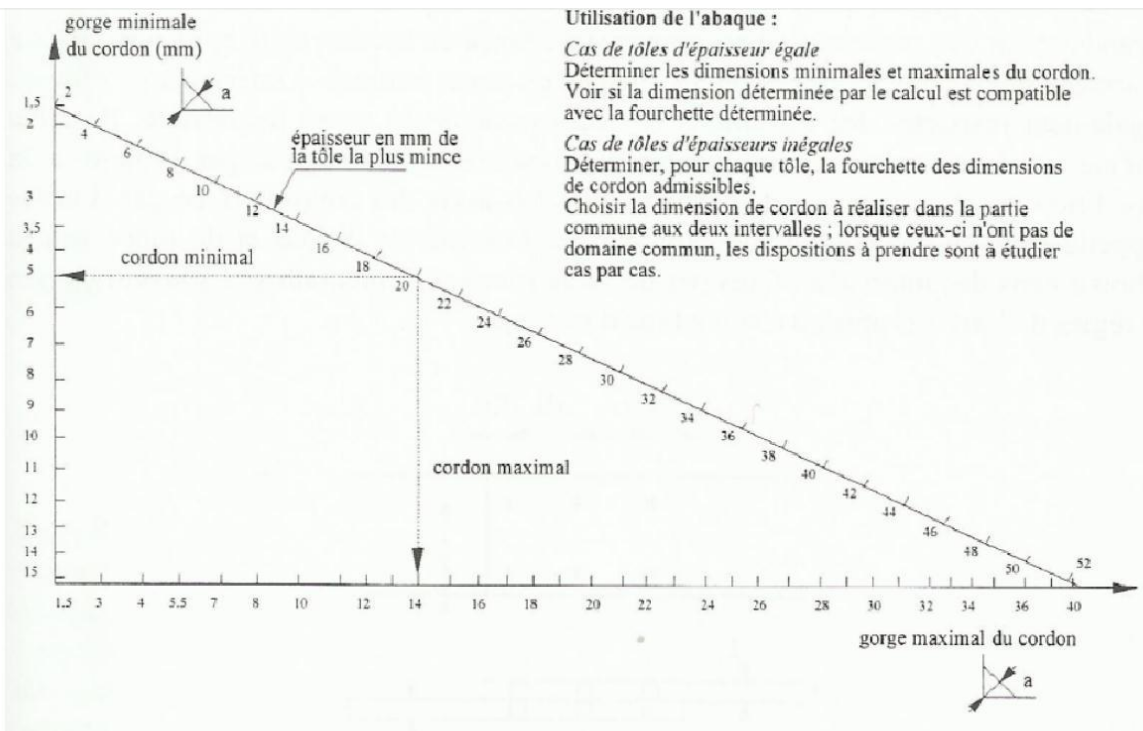


Figure 19 : Abaque de pré-dimensionnement de la gorge a

Acier	f_u (MPa)	β_w	γ_{Mw}
S 235	360	0,8	1,25
S 275	430	0,85	1,30
S 355	510	0,9	1,35

β_w γ_{mw} variables selon la nuance d'acier

Coefficients	trou nominal	trou surdimensionné	trou oblong
k_s	1	0.85	0.7
$\gamma_{Ms,ser}$ ELS	1.20	1.20	1.20
$\gamma_{Ms,ult}$ ELU	1.10	1.25	1.25

Classe de surface	μ coefficient de frottement	état de surface
A	0.5	Grenaillé ou sablé
B	0.4	Grenaillé, sablé et peint
C	0.3	Brossé
D	0.2	Non traité

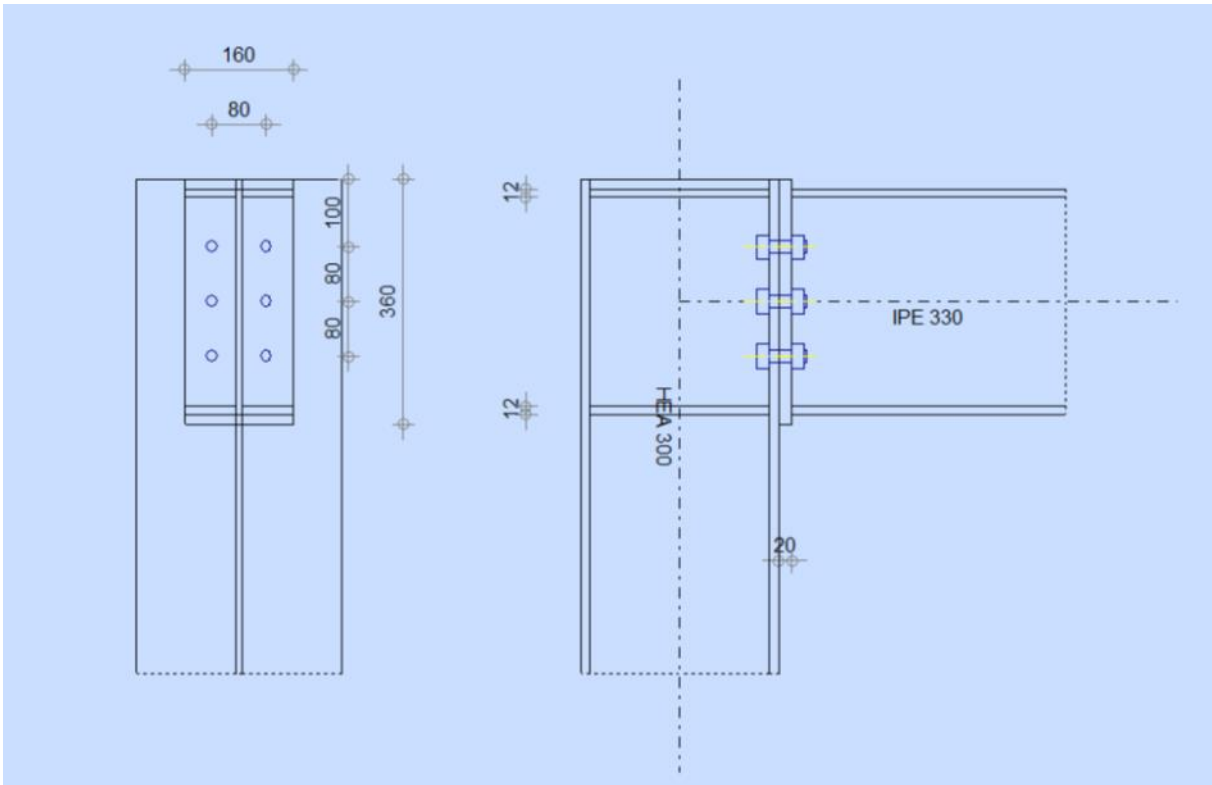


Figure.E.1. Assemblage poteau – poutre.

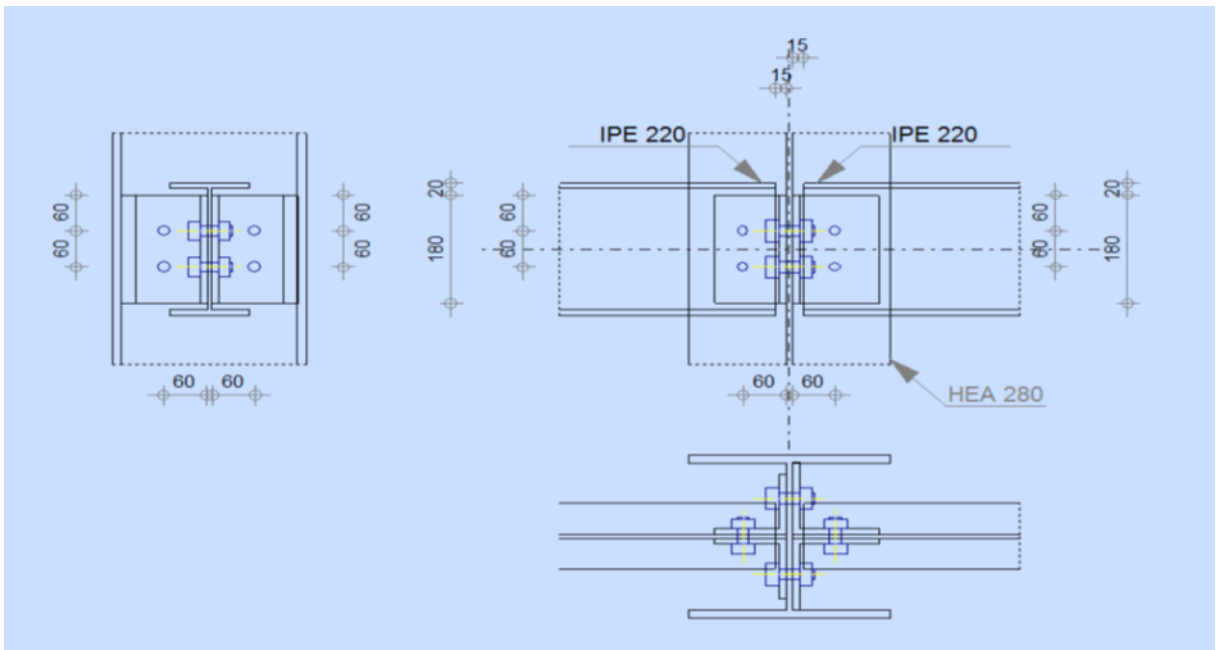


Figure.E.2. Assemblage poteau – poutre secondaire

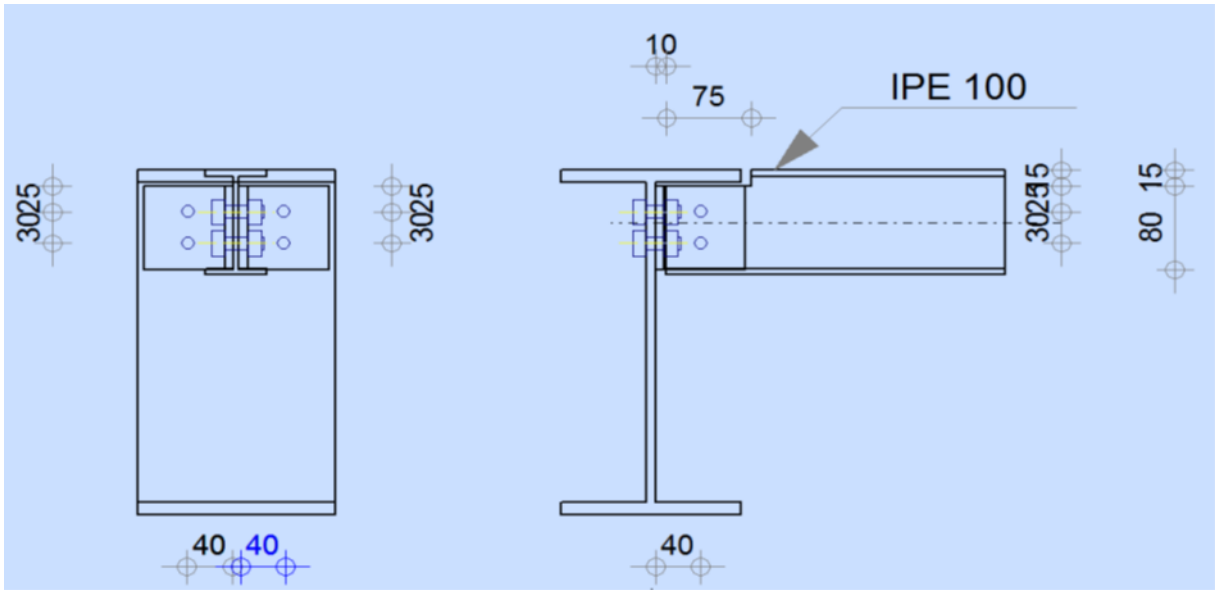


Figure.E.3. Assemblage poutre – solive

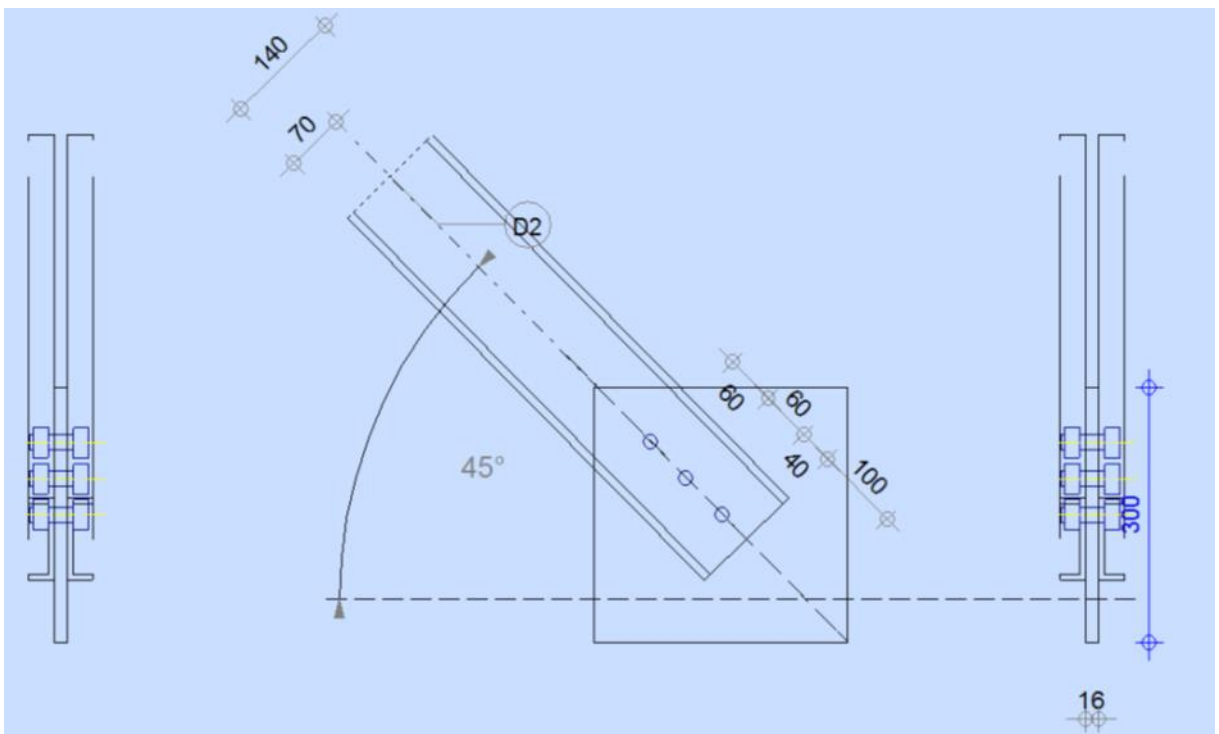


Figure.E.4. Assemblage contreventement X (gousset d'extrémité)

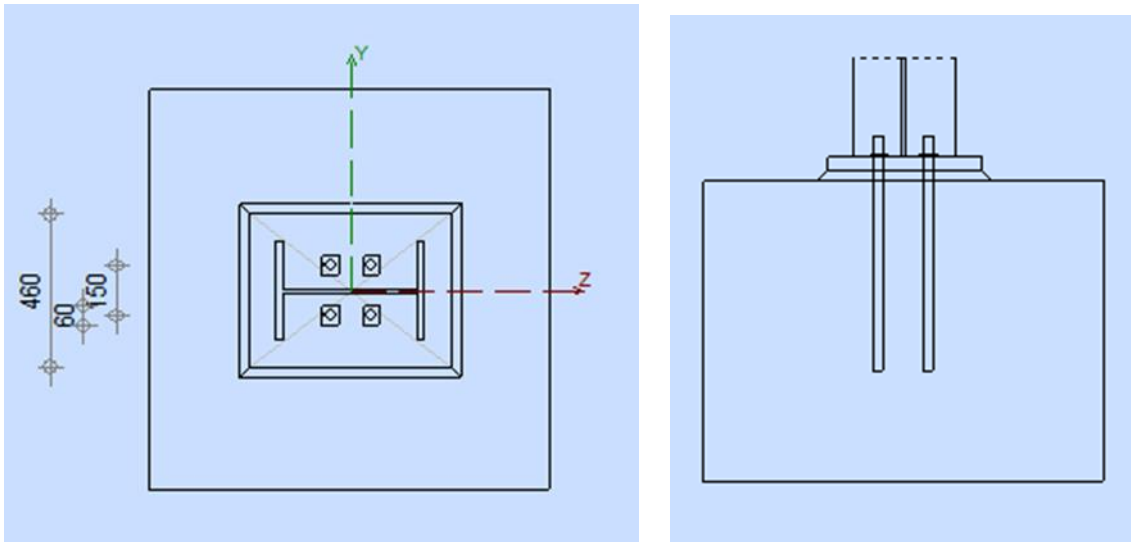


Figure.E.5. Assemblage pied de poteau.

ANNEXE F : RAPPORT GEOTECHNIQUE



www.ltpo-dz.com



LABORATOIRE DES TRAVAUX
PUBLICS DE L'OUEST
Entreprise Publique Economique
au capital social de 1 090 000 000 DA

Unité
de Tlemcen
ltpo.tlemcen@ltpo-dz.com

Adresse
Route Abou Tachfine
BP 164
13000 Tlemcen
Algérie

Téléphone
+213 (0) 43 38 05 42
Télécopie
+213 (0) 43 38 93 72

Registre de commerce 99 B 0103524 - Identification fiscale 099031010015039
Article d'imposition 1301 6101001 - Identification statistique 099031010015057

Client : DTP TLEMCCEN

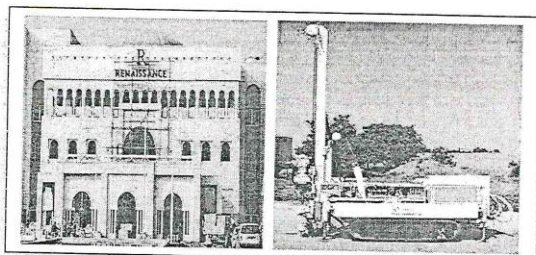
Référence Commande : CONVENTION N° 09/2014 DU 06 AVRIL 2014

RAPPORT GEOTECHNIQUE

ETUDE DE SOL

PROJET :

**SECTION AEROPORTUAIRE
- AEROPORT MESSALI EL HADJ ZENATA -**



Dossier N° : 24/ES/UT/2014

Etabli le : 16/04/2014

CONCLUSION

Le terrain prévu pour recevoir le projet d'un lycée 800/200 à la commune de Zenata daïra d'Hennaya, appartient à la période géologique du Quaternaire, et se compose d'encroustement de calcaire tendre à conglomératique parfois argileux reposant sur une marne jaunâtre concrétionnaire massive par endroit à plasticité moyenne à élevée, moyennement compressible faiblement gonflante.

Le tout est recouvert d'une couche de terre végétale d'une épaisseur centimétrique à métrique (0,20-1,00)m.

Le laboratoire recommande ce qui suit :

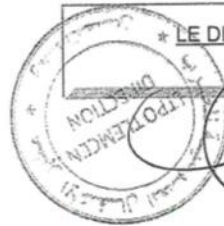
- Passer par des fondations du type semi-profond, sur faux-puits ;
- Les ancrées à 3.00 m de profondeur;
- Les faire travailler à une contrainte admissible de 1.80 Kg/cm²
- Enfin, tenir en compte les recommandations du RPA 99, version 2003, qui stipule que la région de Zenata daïra d'Hennaya se trouve dans la zone 1, en sismicité.

Enfin, le LTPO reste à la disposition du maître de l'ouvrage pour toute information utile et demande au client de lui faire appel, lors de l'ouverture des fouilles pour fondations afin de s'assurer de leur conformité avec les conclusions du présent rapport.

INGENIEUR CHARGE DE L'ETUDE
M.ACHACHERA

LE CHEF DEPARTEMENT TECHNIQUE
H.DAHMANI

LE DIRECTEUR D'UNITE
H. DAHMANI



Titre : Lycée de Tiemoen	ETUDE DE SOL : Lycée 800/200	Dpt T: W.A / H.D / H.D	8/10
Client : DSD/2014	Zenata-Hennaya-Tiemoen		
Projet : DSD/2014			
Échelle de plan :			

INTRODUCTION

Dans le cadre de la réalisation d'une section aéroportuaire au niveau de l'aéroport de « Messali El Hadj » à Zenata, Wilaya de Tlemcen, le LTPO - unité de Tlemcen est intervenu sur le terrain retenu à cet effet, en vue de procéder à une étude de sol, par l'analyse géologique et géotechnique, et ce à la demande de la DTP-Tlemcen, notifiée par une convention N°09/2014 du 06/04/2014.

Pour ce faire, une sortie a été effectuée sur les lieux du projet, avec le représentant du DTP, au cours de laquelle il a été procédé à la visite de site, à la délimitation de l'assiette et enfin, à l'implantation des essais de reconnaissance.

Aucun plan n'a été remis à nos services.

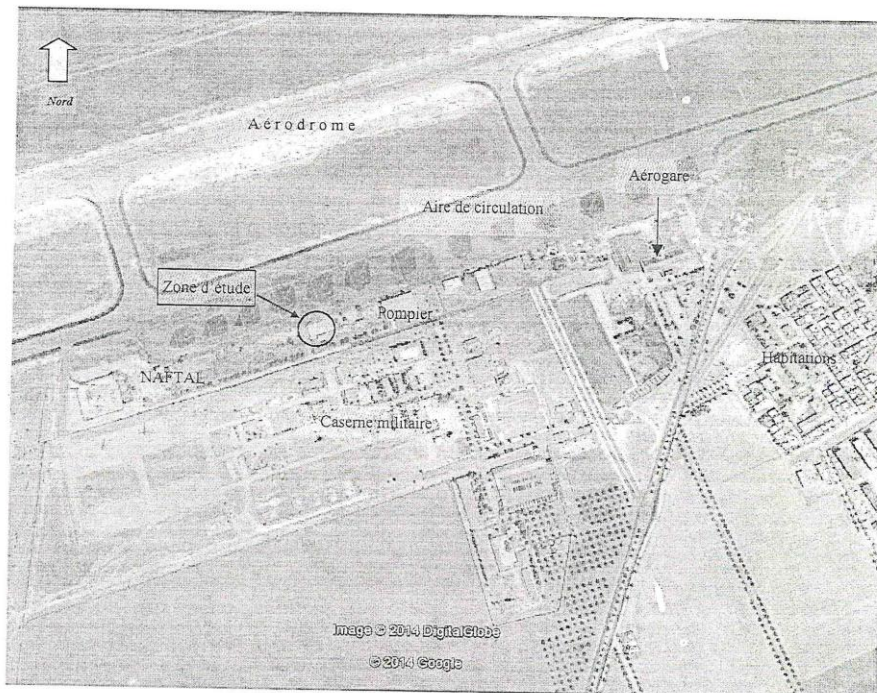
RECONNAISSANCE DES SOLS

1°/- Situation et description du terrain :

L'assiette du projet occupe le terrain de l'actuelle Section aéroportuaire de l'aéroport de Messali El Hadj à Zenata ; limitée dans son ensemble :

- Nord : voie de circulation + aérodrome.
- Sud : bloc de la section (à démolir).
- Est : parc de la section.
- Ouest : terrain nu + NAFTAL.

Sur le plan topographique, le terrain est plat, accessible, recouvert d'une chape de béton.



Extrait de la zone d'étude à partir de Google Earth

LTPO – Unité de Tlemcen			
Etablie le : 16/04/2014	ETUDE DE SOL : SECTION AEROPORTUAIRE		
Révisée le : 21/04/2014	AEROPORT MESSALI EL HADJ - ZENATA		Dpt T: R.D /H.D / N.B
Indice de révision : 1			2/9

2°/ - Programmation de la reconnaissance :

La programmation des essais de reconnaissance a comporté la réalisation de :

- 02 sondages carottés, descendus verticalement à des profondeurs de 8m, avec l'extraction des échantillons pour l'analyse géologique et géotechnique.
- Associés à une série de 4 essais à la pénétration dynamique (lourd), poussée jusqu'au refus

Enfin, ces essais de reconnaissance, se trouvent consignés dans un plan d'implantation schématique, dressé lors des sorties sur site.

3°/ - Résultats et interprétation :

a – Description géologique :

La campagne de reconnaissance à base de 2 sondages carottés ; de 8m de profondeur a mis en évidence la présence de d'encroûtement de calcaire argileux tendre à graveleux d'épaisseur variable (1m à 2,70m), reposant sur des marnes marrons clairs sableuses à conglomératiques ; l'ensemble est masqué par une couche de remblai conglomératique.

b – Contexte géologique :

D'après la carte géologique de l'Algérie, à l'échelle 1/500.000 è, l'assiette du projet se trouve sur une formation du Miocène, caractérisé par des marnes recouvert d'alluvion anciennes du Quaternaire.

c / - Pénétrations dynamiques :

Au terme de ce type d'essais, on a enregistré des refus superficiels à des profondeurs allant de 1.05 à 2.56m, sauf pour l'essai K2 qui a connu un refus profond à 7.77m de profondeur, avec des résistances à la pointe pour l'ensemble $178 \text{ bars} \leq R_p \leq 300 \text{ bars}$, avec la propagation des courbes pénétrométriques se fait sous forme ascendante, légèrement chahutée pour les essais qui ont connu des refus superficiels ; et en forme de dents de scie pour l'essai à refus profond.

ESSAIS GEOTECHNIQUES

Sur des échantillons appartenant aux formations des marnes et des calcaires où des essais physico-chimiques et mécaniques ont été programmés.

1 – Formation des marnes sableuse :

a – Essais physiques :

a-1/ Granulométrie :

La granulométrie montre que le sol à la texture sableuse faiblement limono-argilo-graveleuse.

a-2/ Limite d'Atterberg :

L'indice de plasticité IP de l'échantillon ciblé est de :

$$8 \leq IP \leq 12\%$$

$$29\% \leq WL \leq 42\%$$

} Sol faiblement à moyennement plastique.

LTPO – Unité de Tlemcen			
Établie le : 16/04/2014	ETUDE DE SOL : SECTION AEROPORTUAIRE		
Révisée le : 21/04/2014	AEROPORT MESSALI EL HADJ - ZENATA		Dpt T: R.D /H.D / N.B
Indice de révision : 1			3/9

a-3/ Densité :

Le poids volumique sec γ_d et poids volumique humide γ_h :

$$\left. \begin{array}{l} 1.75 \leq \gamma_d \leq 1.83 \text{ t/m}^3 \\ 1.99 \leq \gamma_h \leq 2.05 \text{ t/m}^3 \end{array} \right\} \text{ Sol dense à très dense}$$

a-4/ Imbibition :

Teneur en eau naturelle W% et degrés de saturation SR%:

$$\left. \begin{array}{l} 12 \leq W\% \leq 14\% \\ 67 \leq SR\% \leq 70\% \end{array} \right\} \text{ Sol mouillé}$$

b- Essais chimiques :

b-1 / Teneur en Carbonate :

La teneur en carbonate CaCO₃ est de 13 à 45% → confirme que c'est une formation marneuse parfois sableuse.

c – Essais mécaniques :

c-1/ Oedométrique :

L'essai oedométrique a donné ce qui suit:

* Pression de consolidation : $P_c = (1.8 \sim 2.1)$ bars > (0.80 ~ 1,2) bar

* Coefficient de tassement : $0.11 \leq C_t \leq 0,13$.

* Coefficient de gonflement : $0.003 \leq C_g \leq 0,004$.

→ Sol sur-consolidé, moyennement compressible, faiblement gonflant.

c-2/ Cisaillement rectiligne :

L'essai de cisaillement rectiligne dit à la boîte de Casagrande (non-consolidé non-drainé UU), a donné des paramètres mécaniques suivantes :

Une cohésion $10 \leq C \leq 12$ KPa.

Un angle de frottement $10 \leq \varphi \leq 11^\circ$.

Pour une teneur en eau $20 \leq W\% \leq 27\%$.

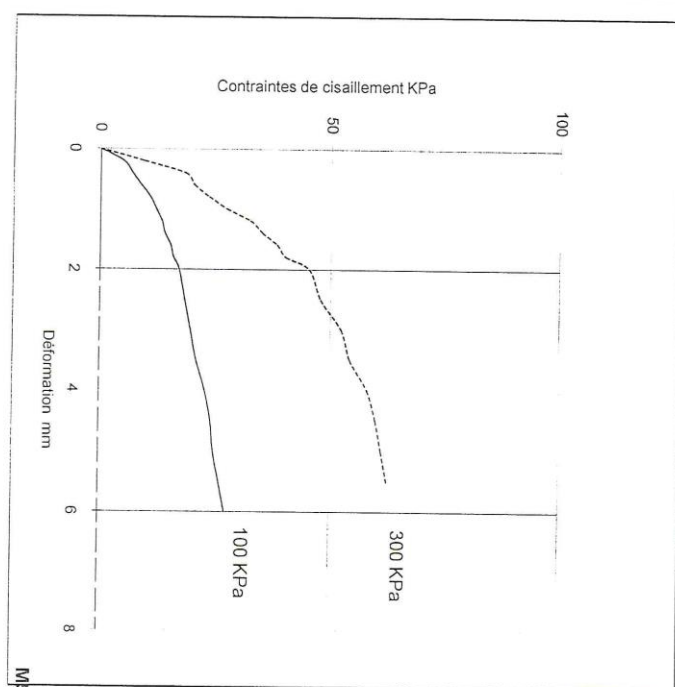
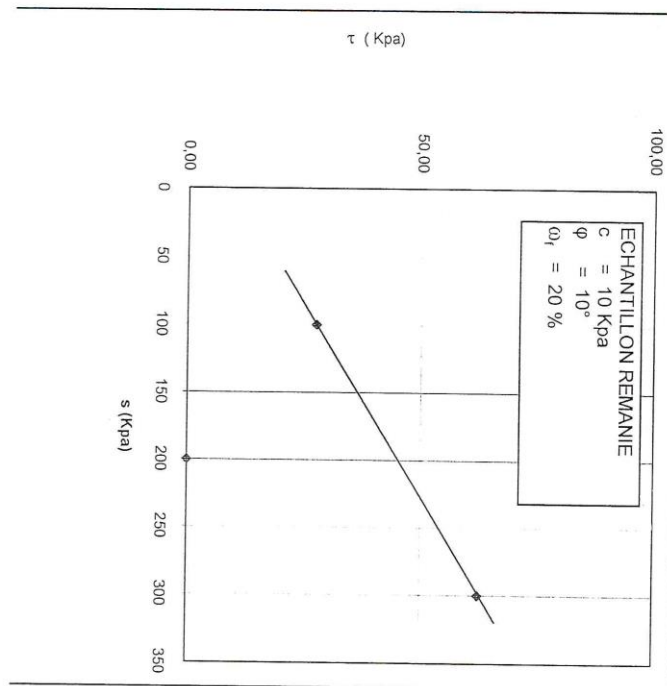
LTPO – Unité de Tlemcen			
Établie le : 16/04/2014	ETUDE DE SOL : SECTION AEROPORTUAIRE		
Révisée le : 21/04/2014	AEROPORT MESSALI EL HADJ - ZENATA		Dpt T: R. D /H. D / N.B
Indice de révision : 1			

L.T.P.O - UNITE DE TLEMCCEN
 Dpt Technique
 Service Géotechnique

ESSAI DE CISAILLEMENT RECTILIGNE A LA BOITE
 Norme : NFP 94-071-1 Aout 1994

CLIENT : DTP TLEMCCEN
 Projet : Section Aéroportuaire Aéroport Messali El Hadj Zenata
 Sondage N° : 2
 Nature : Marne Sabbleuse
 Profondeur : 5,15-5,35
 Type d'Essai : U-U
 Technicien :
 Date :

N° Echant.	Densité H	Densité S	Wf (%)	Ws (%)	Sr (%)
1	1,71	1,44	19,16	32,62	58,74
2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
3	1,76	1,44	21,83	32,28	67,63



PO - Unité de Tlemcen

établie le : 16/04/2014
 visée le : 21/04/2014
 indice de révision : 1

ETUDE DE SOL : SECTION AEROPORTUAIRE
 AEROPORT MESSALI EL HADJ - ZENATA

Dpt T: R.D / H.D / N.B

A 9 / 16

L.T.P.O. - UNITE DE TLEMCCEN

Scé Géotechnique

PROJET : Section Aeroportuaire Aeroport Messali El Hadj Zenata

Client : DTP TLEMCCEN

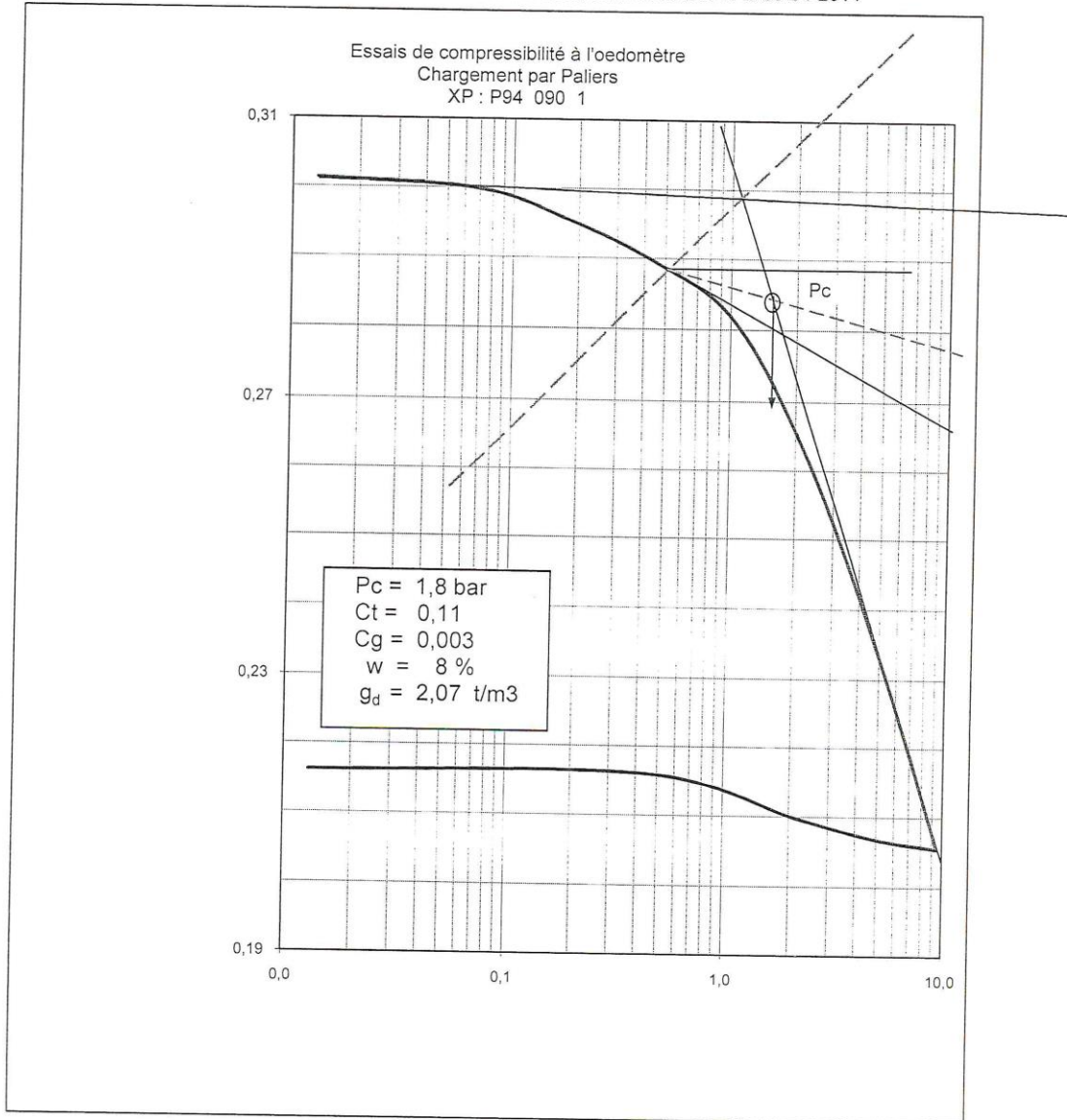
S N° : 2

Prof : 3,90-4,00

Nature : Marne Sableuse

Technicien : M.BELDILLALI

Essai effectué du 25-03-2014 Au 08-04-2014



M5.9

PO – Unité de Tlemcen

établie le : 16/04/2014

visée le : 21/04/2014

nombre de révision : 1

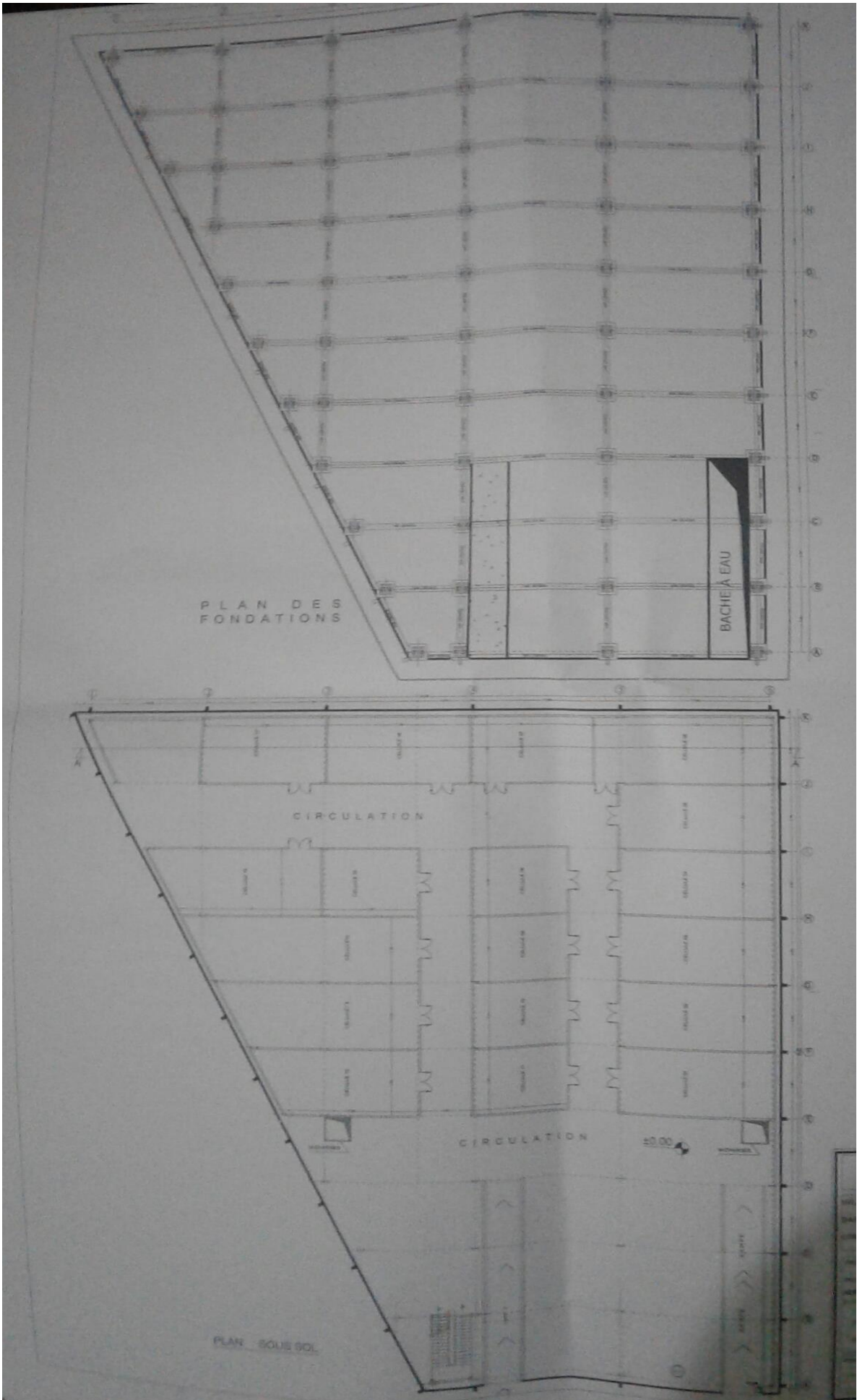
ETUDE DE SOL : SECTION AEROPORTUAIRE

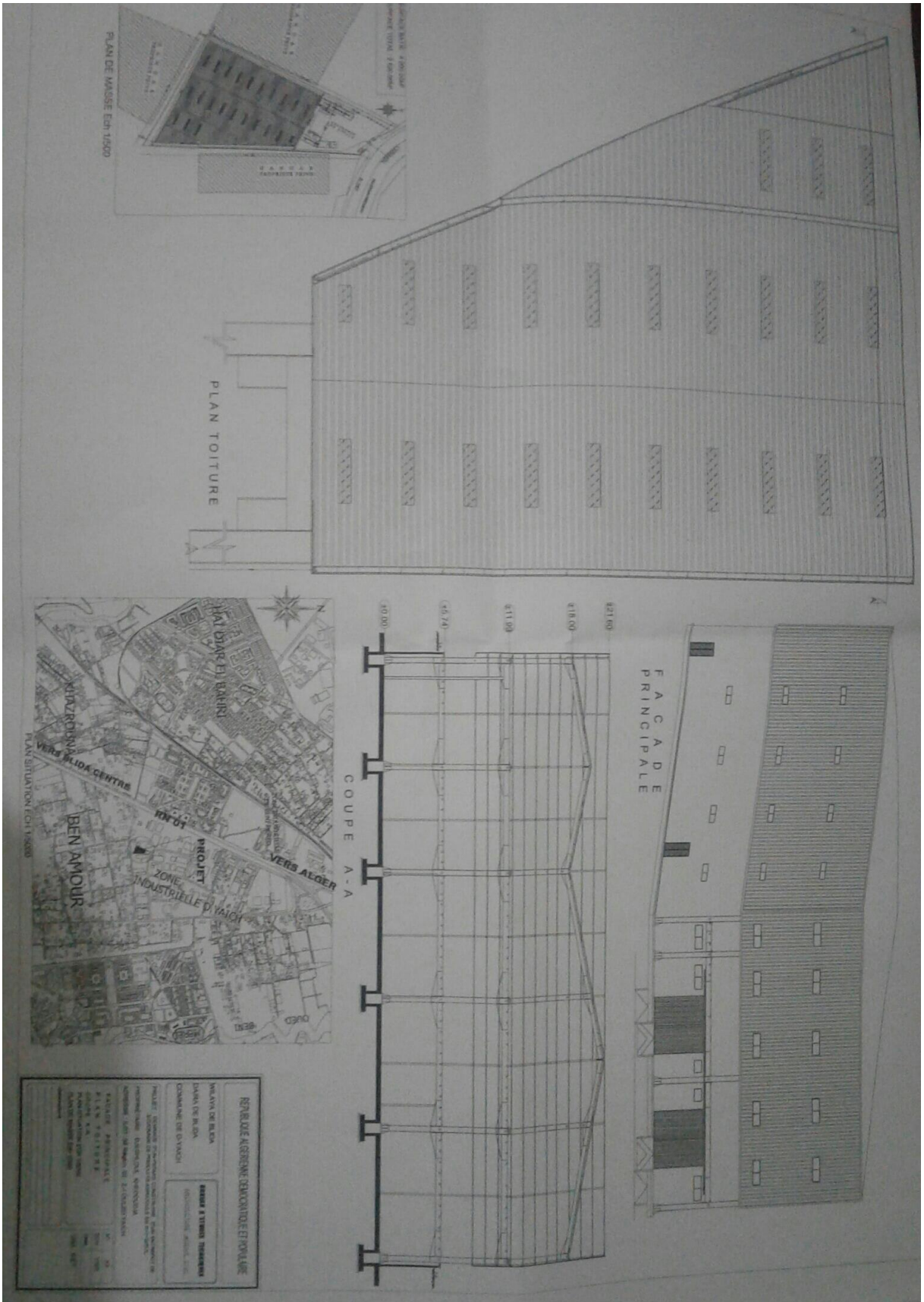
AEROPORT MESSALI EL HADJ - ZENATA

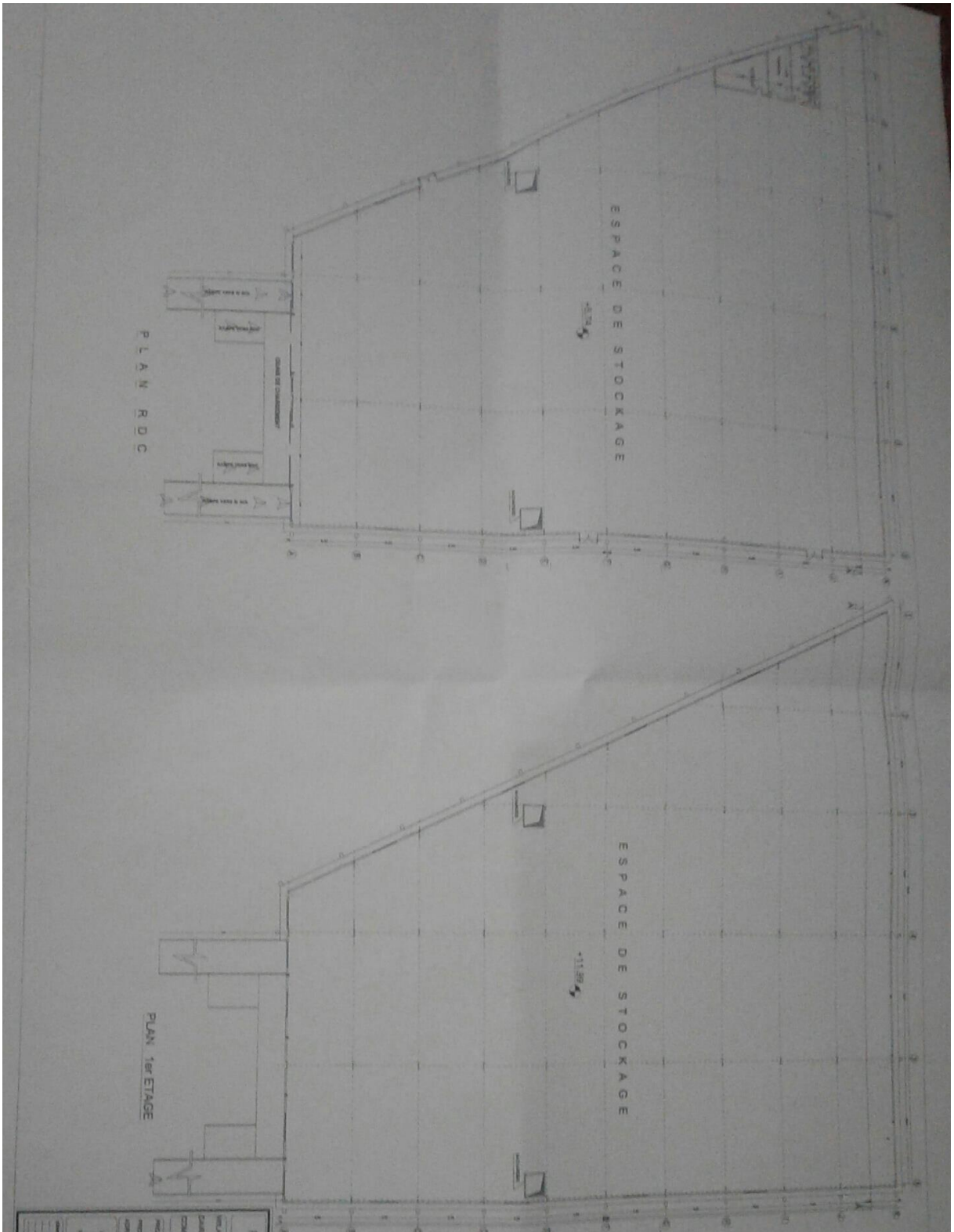
Dpt T: R.D / H.D / N.B

A 7 / 16

ANNEXE G : PLANS ARCHITECTURAUX







Résumé

Ce projet consiste à étudier et dimensionner un bâtiment industriel en charpente métallique selon les règlements algériens. Le bâtiment se situe dans la région de Zenâta à la wilaya de Tlemcen. Ce projet a été élaboré en plusieurs étapes ; en premier lieu l'évaluation des charges et surcharges et l'étude climatique (vent, neige, frottement) selon le règlement Algérien « R.N.V. 99 » version 2013. Ensuite, Les hypothèses de charges ont permis d'établir la descente des charges pour le dimensionnement des différents éléments (secondaires et porteurs). L'étude du plancher mixte a été élaborée selon le règlement «Euro code 4 ». L'étude dynamique, selon le règlement parasismique Algérien « R.P.A. 99 », a été ensuite menée. Après ceci, les assemblages ont été étudié selon le code de la charpente métallique « C.C.M. 97 ». Dans ce même chapitre, l'infrastructure a été étudié selon le règlement « BAEL91 ». Enfin, le travail se termine par une conclusion.

Mots-clés : Charpente métallique, bâtiment industriel.

Abstract

This project is a study and a design of a steel structure about industry building use according to the Algerian codes. The building is located in Tlemcen. This project was developed in several stages. First, the evaluation of the loads and the overloads and the climate study (wind, snow, friction) under the Algerian rules of “R.N.V. 99” version 2013. Then, the assumed loads allowed us to establish the inventory of the loads for the design of the different elements (secondary and bearer). The mixed floor study was elaborated according to the regulation

«Eurocode 4». After that, the dynamic study was performed, according to the Algerian earthquake codes “R.P.A. 99” and the connections were investigated under the steel structures code “C.C.M. 97”. In the last step, the infrastructure was studied according to the “BAEL91” rules. Finally, the work ends with a conclusion.

Keywords: Steel structure, industry building.

المخلص

هذا المشروع هو دراسة وتصميم لمبنى ذو طابع صناعي وفقا للقوانين الجزائرية. وقد مر هذا المشروع بعدة مراحل. أولا، تقييم الأحمال والاحمال الزائدة ودراسة المناخ (الرياح، الثلوج والاحتكاك) في إطار القواعد الجزائرية RNV.99 اصدار 2013. ثم تسمح لنا الاحمال المقترضة لتحديد المخزون من الاحمال لتصميم العناصر المختلفة (الثانوية والحاملة). وقد وضعت دراسة للطابق المختلط وفقا للقاعدة وتم EUROCODE4. وبعد ذلك أجريت الدراسة الديناميكية وفقا لرموز الزلازل الجزائرية RPA.99 وتم التحقيق في الاتصالات بموجب القانون الخاص بالهياكل الفولاذية CCM97 وأخيرا ينتهي العمل بخلاصة.

الكلمات المفتاحية: مبنى ذو طابع صناعي، هياكل معدنية.