

République algérienne démocratique et populaire

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Centre Universitaire Belhadj Bouchaib d'Ain-Temouchent

Institut de la Technologie
Département de Génie Civil



PROJET DE FIN D'ETUDES
Pour l'obtention du diplôme de Master en :
Filière : GENIE CIVIL
Spécialité : STRUCTURE

Thème :

Conception et dimensionnement d'un système structurel des constructions de longues portées." Cas des amphithéâtres du centre universitaire d'Ain Témouchent"

Présenté Par :

MESSAOUD Nessrine
SAIAH Sarra Lina

Soutenu le 22/06/2020

Devant le jury composé de :

Mme. MAROUF Hafida	MCB	CUBBAT	Président
Mme. DERBAL Ahlem	MAA	CUBBAT	Examineur
Mr. SAID Abderrahmane	MCB	CUBBAT	Encadreur

L'Année universitaire : 2019/2020

شكر

بسم الله الرحمن الرحيم

في نهاية عملنا المتواضع نحمد الله العظيم و نشكره كثيرا لأنه وفقنا لإنجاز هذا العمل.

إن واجب العرفان يدعونا أن نتقدم بالشكر الوفير و التقدير الكبير لأستاذنا الجليل الدكتور عبد الرحمان سعيد الذي كان له فضل الإشراف على هذا المشروع . فكان نعم المرشد ، . كما أقدم جزيل الشكر لأعضاء لجنة المناقشة الدكتورة معروف حفيظة ، و الدكتورة دربال أحلام. ، مع أصدق الدعوات بدوام الصحة العقلية و التوفيق لخدمة العلم و أهله.

ولا يفوتنا في هذا المقام ان نسجل كلمة شكر و امتنان إلى اولياءنا فلقد كان لهم الفضل الأول في بلوغنا التعليم العالي

و في الختام نتقدم بخالص شكرنا و تقديرنا و عرفاننا لكل من ساهم او نصح و أرشد من أجل إخراج هذه الدراسة إلى النور.



À ma très chère mère « Fatiha »,

Ma source de joie, mon bonheur, qui ressemble à une lumière qui m'a éclairé le chemin, et m'inculquer le sens de la responsabilité, de l'optimisme et de la confiance en soi face aux difficultés de la vie.

Au meilleur père « Baroudi »,

Qui a toujours été l'étoile de mon ciel

Qui fait tout pour me réussir, m'a aidé de devenir ce que je suis aujourd'hui. Et qu'il trouve en moi la source de leur fierté.

À ma sœur Fatima et mon frère Yacine,

Avec qui je partage tout mon bonheur et qui m'encouragent toujours

À SAIAH Sarra Lina,

Une sœur avant d'être binôme, et mon bras droit.

À mes proches amies,

MENASRA Nouha, en souvenir de notre profond et sincère amitié.

AMRANI Amel, pour les moments agréables que nous avons passés ensemble.

À Hanaa, Khaoula, et Houda.

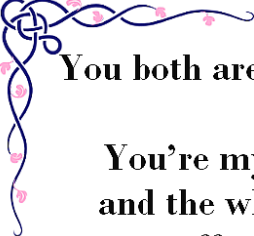
À tous les membres de ma famille.

À tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin,...

Nessrine


Dedictions

TO Mom Naima / Dad Mankour,

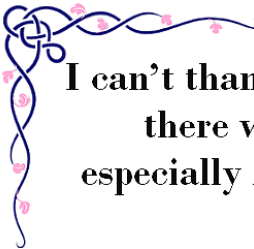


**You both are the priceless blessing in my life. I wouldn't where today
I am without your inspiration and support.**

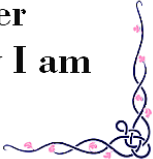
**You're my true friend, philosopher, guide, mentor, role models
and the whole world. Thank you so much, Mom and Dad, for all
your efforts and love for me. I dedicate this work to both of you.**




TO My amigos,




**I can't thank enough you guys for supporting, helping and being
there whenever I need you through my academic career
especially Amina. Really you all are true pals. That's why I am
honored to dedicate this work to you guys.**



TO My partner MESSAOUD Nessrine,



**Whatever I've achieved today, it's culminated with your help.
Thank you for being understanding and helpful in this tough period.**



To all my teachers

To my entire family

To those who helped me during this work

Sarra Lina

RÉSUMÉ

Le présent mémoire consacré à la conception et dimensionnement des éléments d'un amphithéâtre réalisé déjà dans le centre universitaire d'Ain Temouchenten en béton armé mais dans cet étude Nous avons choisi une superstructure composée par une ossature en charpente métallique, tandis que la partie enterrée est constituée par des éléments en béton armé . Pour adopter Le système de structure le plus approprié nous avons évalué la performance sismique de l'ouvrage, dans laquelle plusieurs variantes du système structurel seront examinés. Et ceci en tenant compte les prescriptions et les recommandations du règlement Algérien RNV 2013, le règlement parasismique Algérien RPA 99 V2003 l'Eurocode 3 , le CBA93 et le BAEL .

Mots clés: Charpente métallique – amphithéâtre – Dimensionnement – Assemblage - longue portée .

ملخص

تتعلق هذه مذكرة بتصميم و تحديد الابعاد الأتوية عناصر مدرج تم إنشاؤه في مركز جامعي عين تموشنت بإخرسنة مسلحة كن في هذه دراسة اخترنا هيكل حديدي لجزء علوي لمبنى بينما عناصر مدفونة ستكون بإخرسنة مسلحة . و معرفة نظام هيكلي الأكثر مقاومة من ناحية زلزالية قمنا بتقييم كفاءة زلزالية لمدرج حيث تم اختبار عدة متغيرات تتعلق بإنظام مقاوم لزلزال ومقارنة نتائج في الأخير.

تمت هذه دراسة بالاعتماد على القوانين و توصيات إقليمية:

RPA 99 V2003, l'Eurocode 3 , CBA93 et le BAEL

كلمات مفتاحية: هيكل معدنية – مدرج – تصميم – وصلات – هيكل ذات مجازات طويلة

Abstract

This memoir devoted to the design and sizing the elements of an amphitheater already made in the university center Ain Temouchent in reinforced concrete . but in this study We chose a superstructure composed by a steel frame , while the buried part is made up of reinforced concrete elements.

to adopt the most appropriate seismic structural system. we assessed the seismic performance of the structure, in which several variants of the structural system will be examined.

This study was done based on the recommendations of the following codes :The Algerian code RNV 2013, the Algerian aseismic code RPA 99 V2003, Eurocode 3, CBA93 and BAEL.

Keywords: Steel frame - amphitheater - design - connections - long span.

Notations et symboles

ACTIONS

G	Charge permanente ponctuelle
Q	Charge d'exploitation ponctuelle
S_n	Charge de neige normale
S_e	Charge de neige extrême
W_n	Charge de vent normale
W_e	Charge de vent extrême
P	Charge uniformément répartie, en général
g	Charge permanente uniformément répartie
q	Charge d'exploitation uniformément répartie

SOLLICITATIONS/CONTRAINTES/DÉFORMATIONS

E	Module d'élasticité longitudinale de l'acier ($E = 210\ 000$ MPa)
G	Module d'élasticité transversale de l'acier ($G = 81\ 000$ MPa)
F_p	Effort de précontrainte dans un boulon
M	Moment sollicitant, en général
M_{cr}	Moment critique élastique.
M_{eff}	Moment efficace (section de classe 4)
M_{el}	Moment élastique
M_N	Moment résistant plastique réduit du fait de l'effort axial
M_{pl}	Moment plastique
M_R	Moment résistant
N	Effort normal, en général
N_K	Effort normal critique d'Euler
N_{pl}	Effort normal de plastification
N_u	Effort normal ultime
V	Effort tranchant sollicitant
V_{pl}	Effort tranchant de plastification
V_u	Effort tranchant ultime

f (ou δ)	Flèche d'une poutre
f_u	Contrainte de rupture d'une pièce
f_{ub}	Contrainte de rupture d'un boulon
f_Y	Limite d'élasticité d'un acier
f_{red}	Limite d'élasticité réduite pour l'aire de cisaillement $f_{red} = (1-\rho) \cdot f_Y$
ε (epsilon)	Déformation linéaire unitaire
ε_Y	Déformation correspondant à la limite d'élasticité
σ (sigma)	Contrainte normale
σ_K	Contrainte critique d'Euler
τ (tau)	Contrainte tangentielle ou de cisaillement
τ_{cr}	Résistance critique élastique au voilement par cisaillement
τ_e	Contrainte limite de cisaillement pur en élasticité $\left[\tau_e = \frac{f_y}{\sqrt{3}} \right]$
ν (nu)	Coefficient de Poisson (pour l'acier $\nu = 0,3$)
Δ ou δ	Déplacement horizontal en tête de poteaux

COEFFICIENTS ET GRANDEURS SANS DIMENSIONS

K	Coefficient d'encastrement ou de rigidité poteau/poutre
a	$A_w/A =$ Rapport de la section de l'âme d'une poutre à la section totale
k_o	Coefficient de flambement (Additif 80)
k_D	Coefficient de déversement (Additif 80)
k_s	Coefficient de dimension des trous perçage pour boulons
k_y et k_z	Coefficients de flambement flexion
k_τ	Coefficient de voilement par cisaillement
m	Nombre de plans de cisaillement ou de frottement
n	N / N_{pl} ou nombre de boulons
β_M	Facteur de moment uniforme équivalent (flambement)
β_w	Facteur de corrélation (soudures)
ε (epsilon)	Coefficient de réduction élastique de l'acier ($\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$)
η (eta)	Facteur de distribution de rigidités (flambement)

λ (lambda)	Élancement $\left[\lambda = \frac{l_k}{i} \right]$
λ_k	Élancement eulérien
$\bar{\lambda}$	Élancement réduit $\left[\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_k} \right]$
$\bar{\lambda}_{LT}$	Élancement de déversement
μ (mu)	Coefficient de frottement
ρ (rho)	Rendement d'une section
χ (chi)	Coefficient de réduction de flambement
χ_{LT}	Coefficient de réduction de déversement
ψ (psi)	Coefficient de distribution de contraintes
γ (gamma)	Coefficient partiel de sécurité
γ (gamma)	

CARACTÉRISTIQUES GÉOMÉTRIQUES

A	Section brute d'une pièce
A_{eff}	Section efficace d'une pièce (classe 4)
A_{net}	Section nette d'une pièce
A_v	Aire de cisaillement
A_w	Section de l'âme d'une pièce

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE	2
Chapitre I : Présentation de l'ouvrage.....	5
I.1 Introduction :	5
I.2 Situation du projet :	5
I.3 Dimension de l'ouvrage :	6
I.4 Nature du sol :.....	6
I.5 Elément de la structure :.....	10
I.5.1 Toiture :.....	10
I.5.2 Ossature et la stabilité de la structure :.....	11
I.6 Matériaux utilisés :	11
I.6.1 Acier :	11
I.7 Propriétés de l'acier :	11
I.7.1 Résistance :.....	11
I.7.2 Ductilité :.....	11
I.7.3 Propriétés mécaniques de l'acier :.....	12
I.8 Couverture :	13
I.9 Le béton :.....	14
I.9.1 Caractéristiques mécaniques du béton :	14
I.9.2 Coefficient de poisson :	15
I.10 Hypothèses de calcul aux états limites : art A.1.2 BAel 91	15
I.11 Actions et Combinaisons de Charges:	15
I.11.1 Actions : art 1.3.1 CBA93	15
I.11.2 COMBINAISONS D'ACTIONS À PELU :.....	16
I.12 Règlements utilisés :	17
II. Chapitre II : Etude climatiques selon le règlement neige et vent 2013(RNV).....	19
II.1 Etude au vent :	19

II.2	Coefficients de calcul :	19
II.2.1	Facteurs de la région (q_{ref}) :	19
II.2.2	Facteurs de site ($K_T, Z_0, Z_{min}, \epsilon$) :	19
II.2.3	Coefficient de topographie ($C_T(z)$) :	20
II.2.4	Calcul de coefficient dynamique (C_d) :.....	20
II.2.5	Détermination de la pression dynamique $q_p(z_e)$:.....	20
II.3	Calcul des pressions :	21
II.3.1	Détermination des coefficients de pression extérieure C_{pe} :.....	21
II.3.2	Détermination des coefficients de pression intérieure C_{pi} :.....	26
II.4	Calcul de la pression aérodynamique :	27
II.5	ÉTUDE A LA NEIGE :	28
II.5.1	But :	28
II.5.2	Domaine d'application :.....	28
II.5.3	La charge de la neige sur le sol (S_k) :	29
II.5.4	Calcul des charges de la neige sur la toiture :.....	29
III.	Chapitre III : Etude des éléments de la toiture	31
III.1	Etude des pannes :	31
III.1.1	Données de calcul :	31
III.1.2	Évaluation des charges et surcharges :	32
III.1.3	Combinaisons de charge les plus défavorables :	34
III.1.4	Principe de dimensionnement :	34
III.1.5	Vérification de la condition de flèche à l'E.L.S.....	34
III.1.6	Vérification en tenant compte du poids du profilé :	35
III.2	Calcul de l'échantignolle :	36
III.2.1	Dimensionnement de l'échantignolle :.....	36
III.2.2	Determination des sollicitations :.....	37
III.3	Calcul de la ferme :	39

III.3.1	Analyse numérique de la ferme :	39
III.3.2	Hypothèse de calcul :	40
III.3.3	Détermination des charges et surcharges agissantes sur la ferme :	41
III.3.4	Pré dimensionnement des éléments :	43
III.3.5	Vérification du flambement :	46
III.3.6	Vérification de la ferme en 3D par ETABS	49
IV.	Chapitre IV : Calcul de contreventement	52
IV.1	Introduction :	52
IV.2	Calcul de la force de frottement : (RNV 2013)	52
IV.3	Calcul des contreventements de toiture (Poutre au vent):	52
IV.3.1	Evaluation des efforts horizontaux :	53
IV.4	Vérification des éléments de la poutre au vent :	56
IV.4.1	Vérification des pannes (montants de la poutre au vent) à la Résistance (IPE180) :	56
IV.4.2	Vérification de l'élément aux instabilités :	57
IV.5	Contreventement verticale (palée de stabilité) :	61
IV.6	Evaluation des charges :	62
IV.6.1	Section de la diagonale :	62
V.	Chapitre V : dimensionnement et calcul des poteaux	64
V.1	Introduction :	64
V.2	Vérification des poteaux HEA 280 (1-B) par ETABS :	64
V.2.1	Classe de la section :	66
V.2.2	Vérification de la section a la compression pure :	66
V.2.3	Vérification de la section a la flexion :	66
V.2.4	Vérification de l'inter action d'effort normal avec la résistance plastique flexionnelle :	67
V.2.5	Vérification de l'effort tranchant :	67

V.2.6	Vérification de l'inter action d'effort tranchant avec le moment résistant plastique :.....	67
V.2.7	Vérification de la section a la flexion déviée :.....	68
V.2.8	Vérification de l'élément aux instabilités :.....	68
V.3	Vérification des poteaux HEA 280 (1-D) par ETABS :.....	72
V.3.1	Vérification de la section a la compression pure :.....	72
V.3.2	Vérification de la section a la flexion :.....	72
V.3.3	Vérification de l'inter action d'effort normal avec la résistance plastique flexionnelle :.....	72
V.3.4	Vérification de l'effort tranchant :	73
V.3.5	Vérification de l'inter action d'effort tranchant avec le moment résistant plastique :.....	73
V.3.6	Vérification de la section a la flexion déviée :.....	73
V.3.7	Vérification de l'élément aux instabilités :.....	73
V.4	Pré dimensionnement des poteaux en béton armé :.....	75
V.4.1	Descente de charge :.....	76
V.5	Vérification du poteau :	77
V.5.1	Vérification à la compression simple :.....	77
V.5.2	Vérification au flambement :	77
V.5.3	Vérification de l'effort normal réduit :	79
V.6	Conclusion :.....	79
V.7	Ferraillage des poteaux :.....	79
V.7.1	Les armatures longitudinales :.....	79
V.7.2	Les armatures transversales :	80
V.7.3	Vérifications nécessaires :.....	80
VI.	Chapitre : Etude de la performance sismique de l'amphi théâtre à ossature en portique autostable.....	83
VI.1	Introduction :	83

VI.2	Vérfications Poutres Faibles – Poteaux Forts :	83
VI.2.1	Le premier cas :	84
VI.2.1	Le deuxième cas :	85
VI.2.2	Le troisième cas :	86
VI.3	Modélisation de la structure par la méthode des éléments finis :	87
VI.4	Méthode de calcul :	87
VI.5	Méthode statique équivalente :	88
VI.5.1	Calcul de la force sismique totale :	88
VI.5.2	Estimation de la période fondamentale :	90
VI.6	Justification de la sécurité sismique des cas étudiés :	92
VI.6.1	Taux de participation massique :	92
VI.6.2	Vérification des déplacements horizontaux en (situation accidentelle) :	94
VI.6.3	Effet de deuxième ordre :	97
VI.7	Interprétation des résultats :	98
VI.7.1	Le premier cas :	99
VI.7.2	Le deuxième cas:	100
VI.7.3	Le troisième cas :	102
VI.8	Conclusion :	105
VII.	Chapitre VII : calcul des assemblages :	107
VII.1	Introduction	107
VII.2	Les différents types d'assemblages :	107
VII.3	Assemblage des éléments de la ferme :	107
VII.3.1	Pré dimensionnement du gousset :	108
VII.3.2	Dimensionnement de l'assemblage entre la diagonale et le gousset :	108
VII.4	Assemblage des éléments de la poutre au vent :	110
VII.4.1	Dimensionnement de l'assemblage entre la diagonale du contreventement horizontale avec le gousset :	110

VII.5	Dimensionnement de l'assemblage entre le gousset et la membrure supérieure de la ferme :	112
VII.5.1	Vérification de la résistance des boulons :	113
VII.6	Assemblage de l'échantignole sur la panne :	113
VII.7	Assemblage de l'échantignole sur la membrure supérieure :	114
VII.7.1	Boulon sous interaction :	114
VII.7.2	Poinçonnement de la plaque :	115
VII.7.3	Plaque sous la pression diamétrale :	115
VII.8	Assemblage poteau- ferme:	115
VII.8.1	Vérification à l'assemblage trop long:	118
VII.9	Assemblage poteau-poutre IPE 180 :	118
VII.9.1	La disposition constructive des boulons :	118
VIII.	Chapitre VIII : Calcul des pieds de poteaux	122
VIII.1	Introduction :	122
VIII.2	Pieds de poteau encastrés :	122
VIII.3	Surface d'appuis de la plaque d'assise :	122
VIII.4	Dimensionnement de la tige d'encrage :	123
VIII.5	Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :	125
VIII.6	Dimensionnement de l'épaisseur de la platine :	126
IX.	Chapitre IX : Etude de l'infrastructure	130
IX.1	Etude du voile périphérique:	130
IX.2	Dimensionnement du voile :	130
IX.3	Détermination des sollicitations :	131
IX.3.1	Charge permanent :	131
IX.3.2	Surcharges d'exploitation :	131
IX.4	Ferraillage du voile périphérique :	131
IX.4.1	Calcul à l'ELU :	131

IX.4.2	Vérifications à l'ELU :	132
IX.4.3	Vérification à l'ELS :	133
IX.4.4	Vérification des contraintes :	134
IX.5	Fondations :	136
IX.6	Calcul de la semelle filante sous mur voile et poteaux :	136
IX.6.1	Pré dimensionnement :	136
IX.6.2	Vérification de longueur élastique :	137
IX.6.3	Vérification de la stabilité :	138
IX.6.4	Calcul du ferrailage de la semelle :	139
IX.6.5	Calcul des efforts interne de la semelle filante :	140
IX.6.6	Ferrailage transversal :	141
IX.6.7	Armature longitudinal :	142
IX.6.8	Vérification de l'effort tranchant :	142
IX.7	Les longrines :	143
IX.7.1	Pré dimensionnement :	144
IX.7.2	Sollicitations :	144
IX.7.3	Calcul du ferrailage longitudinal :	144
X.	Conclusion.....	147

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Annexes

Liste Des Figures

Figure I - 1: plan de situation de projet tiré de Google maps .	5
Figure I - 2: plan de masse par AutoCad 2018.	6
Figure I - 3 :Vue en plan de l'amphithéâtre par AutoCad 2018.	7
Figure I - 4: Façade latéral du l'amphithéâtre par AutoCad 2018.	8
Figure I - 5: Façade principale de l'amphithéâtre par AutoCad 2018.	9
Figure I - 6: Vue en plan de la toiture par AutoCad 2018	9
Figure I - 7: Coupe longitudinal de l'amphithéâtre par AutoCad 2018	10
Figure I - 8 : vue en 3D de l'ossature d'amphithéâtre par Tekla 2018.	10
Figure I - 9: Diagramme effort /déformation de l'acier.	12
Figure I - 10: panneau sandwich.....	13
Figure II- 1 vue en plan des zones de pression sur les parois verticales sens V1.....	22
Figure II- 2 : les valeurs de Cpe pour les parois verticales sens V1	23
Figure II- 3 : vue en plan des zones de pression sur les parois verticales sens V2	23
Figure II - 4 : les valeurs de Cpe correspondant à chaque zone des parois verticales sens V2.....	24
Figure II- 5 :Légende pour les toitures plates.....	25
Figure III- 1 : plan de distribution des pannes par TEKLA 2018.....	31
Figure III- 2: Schéma statique de panne sous surcharge d'entretien.....	32
Figure III- 3: Poutre équivalente	33
Figure III- 4 :coupe transversale de l'échantignolle PAR TEKLA.....	39
Figure III- 5: le plan 3D de la ferme par TEKLA 2018.....	39
Figure III- 6: le plan 2D de la ferme par TEKLA 2018.....	40
Figure III- 7: schéma statique de la ferme.....	40
Figure III- 8: Surface afférente des nœuds.	41
Figure III- 9: déformation de la ferme sous (G+1.5W).....	43
Figure III- 10 :diagramme effort normal sous G+1.5W	43
Figure III- 11 : déformation de la ferme sous (1.35G+1.5Sk)	43
Figure III- 12: diagramme effort normal 1.35G+1.5Sk.....	44

Figure III- 13 : : vérifications de la résistance des éléments de la ferme selon les combinaisons (G+1.5W /1.35G+1.5Sk) par ETABS.....	45
Figure III- 14 : diagramme effort normal 1.35 (G+Q+SK)	50
Figure III- 15: diagramme effort normal sous G+1.5	50
Figure IV- 1 : : la disposition des poutres au vent sur ETABS	53
Figure IV- 2: Schéma statique de la poutre au vent.....	53
Figure IV- 3 : Vu en 3D de contreventement par TEKLA 2018.....	61
Figure V- 1: ossature principale et secondaire de l'ouvrage.....	65
Figure V- 2 : diagramme des moments dans les postaux HE280A.....	65
Figure V- 3: façade latérale d'amphithéâtre.	75
Figure V- 4 : : schéma de ferrailage des poteaux par tekla.....	81
Figure V- 5: Schéma de ferrailage du poteau.....	81
Figure VI- 1: Orientations des poteaux de la structure étudiée dans le 1 er cas.....	84
Figure VI- 2: vue en élévation.	85
Figure VI- 3: orientations des poteaux de la structure étudiée dans le 2 eme cas.....	85
Figure VI- 4 Orientations des poteaux de la structure étudiée dans le 3 eme cas.....	86
Figure VI- 5: courbes de déplacement absolu de la structure, cas 1 suivant le sens longitudinal a et le sens transversal b.....	95
Figure VI- 6: courbes de déplacement absolu de la structure, cas 2 suivant le sens longitudinal a et le sens transversal b.....	96
Figure VI- 7 Courbes de déplacement absolu de la structure, cas 3 suivant le sens longitudinal a et le sens transversal b.....	97
Figure VI- 8: translation horizontale suivant l'axe X, cas 1.....	99
Figure VI- 9: vibration de la structure en mode 2, translation horizontale, cas 1.	99
Figure VI- 10: Rotation autour de l'axe Z-Z, cas 1.....	100
Figure VI- 11: translation horizontale suivant l'axe X, cas 2.....	101
Figure VI- 12: vibration de la structure en mode 2, translation horizontale, cas 2.	101
Figure VI- 13 : Rotation autour de l'axe Z-Z, cas2.....	102
Figure VI- 14 : translation horizontale suivant l'axe X, cas 3.....	103

Figure VI- 15: vibration de la structure en mode 2, translation horizontale, cas 3.....	103
Figure VI- 16: Rotation autour de l'axe Z-Z, cas3.....	104
Figure VII- 1 Détaille assemblage gousset – éléments de la ferme par TEKLA.	109
Figure VII- 2: Vu en 3D de l'assemblage des éléments de la ferme - TEKLA 2018 ...	110
Figure VII- 3: Vue en plan de l'assemblage de la diagonale avec la membrure supérieure par TEKLA.....	112
Figure VII- 4: Assemblage de l'échantignolle avec la panne et la membrure supérieure.	114
Figure VII- 5 : Représentation de l'assemblage poteau-ferme.	116
Figure VII- 6 Disposition des boulons dans l'assemblage poteau ferme.....	117
Figure VII- 7: Représentation de l'assemblage poteau-traverse par tekla.....	118
Figure VII- 8 : plan du portique avec les détails d'assemblages.....	120
Figure VIII- 1: diagramme des efforts normaux sous G+1.5V.....	122
Figure VIII- 2: disposition platine-poteau HEA280.....	123
Figure VIII- 3 : tige d'ancrage des pieds du poteau.....	123
Figure VIII- 4: Disposition des tiges d'ancrage.	124
Figure VIII- 5 :dimensionnement de l'épaisseur de la platine.	126
Figure VIII- 6 : vérification de la section 2-2	127
Figure VIII- 7 vérification de la section 3-3.....	128
Figure IX- 1: Les charges appliquées sur le voile périphérique.	130
Figure IX- 2: Ferrailage du voile périphérique.....	132
Figure IX- 3: Vérification des contraintes.	134
Figure IX- 4: Ferrailage du voile périphérique.....	135
Figure IX- 5: Ferrailage du voile périphérique	135
Figure IX- 6: chargement de la semelle filante a ELS.	136
Figure IX- 7 :diagramme des moments de la semelle filante étudiée a ELU par RDM6.	140
Figure IX- 8: diagramme de l'effort tranchant de la semelle filante étudiée a ELU par RDM6.	140

Figure IX- 9 :ferrailage en travée.	143
Figure IX- 10 : Ferrailage en appuis	143
Figure IX- 11 : plan de coffrage de fondation.	145

Liste Des Tableaux

Tableau III- 1: les cornières choisies	44
Tableau III- 2: les forces axial de la combinaison G+1.5W.....	45
Tableau III- 3 : les forces axial de la combinaison 1,35G+1.5Sk.	45
Tableau III- 4 Caractéristiques de profile 2L 80.80.8	46
Tableau III- 5 : Les resultatas de vérification de flambement	47
Tableau III- 6 : Les résultats de la vérification de flambement	48
Tableau III- 7 : Caractéristiques de profile 2L 60.60.6	48
Tableau III- 8 : Les résultats de la vérification de flambement	48
Tableau III- 9 : les vérifications des éléments de la ferme et les efforts finals donnés par ETABS	49
Tableau IV- 1 : Caractéristiques de profile 2L 60.60.6	56
Tableau V- 1 : Caractéristiques de profiles HEA280	64
Tableau V- 2 : Les sollicitations les plus défavorables tirés par ETABS	64
Tableau V- 3: Des données de poteau HEA280 tirés par ETABS.	65
Tableau V- 4 : Les sollicitations les plus défavorables tirés par ETABS.....	72
Tableau V- 5 : Des données de poteau HEA280 tirés par ETABS.	72
Tableau V- 6 : valeurs des efforts normaux qui se développent dans le poteau le plus sollicité.....	79
Tableau V- 7: les armatures longitudinales adoptées pour les poteaux.	79
Tableau VI- 1: Taux de participation massique cas 1.....	93
Tableau VI- 2: Taux de participation massique cas 2.....	93
Tableau VI- 3 :Taux de participation massique cas 3.....	94
Tableau VI- 4: Déplacement dû aux forces sismiques, cas 1.....	94
Tableau VI- 5: Déplacement dû aux forces sismiques, cas 02.....	95

Tableau VI- 6: Déplacement dû aux forces sismiques, cas 03.....	96
Tableau VI- 7: Vérification vis-à-vis les effets p-Δ, cas 1.	98
Tableau VI- 8: Vérification vis-à-vis les effets p-Δ, cas 2.	98
Tableau VI- 9: Vérification vis-à-vis les effets p-Δ, cas 3.	98
Tableau VII- 1 Valeurs des efforts normaux maximum qui se développent dans les éléments de la ferme sous G+1.5V et 1.35(G+Q+S).	107
Tableau VII- 2: Epaisseur du gousset en fonction de l'effort appliqué.....	108
Tableau VII- 3: Dimension des cordons de soudure.	109
Tableau IX- 1 Récapitulatif des efforts internes M et N a ELS.	136
Tableau IX- 2: Récapitulatif des moments sous la combinaison 1.35 (G+Q+S).....	140
Tableau IX- 3: ferrailage de semelle filante sous voile et poteaux.....	141
Tableau IX- 4: Ferrailage transversal.....	142

INTRODUCTION GENERALE



INTRODUCTION GENERALE

Les ouvrages actuels se caractérisent par la complexité de son modèle, comme la forme variable et les grandes portées, ce qui nécessite l'utilisation des structures métalliques, qui apporte des avantages au processus de construction, à savoir: la vitesse d'exécution, la haute résistance, la ductilité de l'acier , qui offrent une tenue aux tremblements de terre beaucoup plus large que le béton.

En outre, le poids de la structure métallique est plus léger que les autres structures alternatives, et son utilisation à un impact significatif sur la réduction des coûts.

Les ossatures métalliques peuvent être réalisées en se basant sur des conceptions différentes :

1)- poutrelles laminées, profilés reconstitués soudés, en treillis bi-dimensionnels etc...

De plus, La hauteur et la surface de ces ossatures peuvent être variables selon le domaine d'utilisation (bâtiments, halles, ponts ou tours etc...).

Par rapport aux structures en béton armé ou précontraintes, la structure métallique nécessite une attention particulière sur certains aspects, surtout :

les assemblages (boulonnages et soudages) doivent être conçus universellement pour s'assurer que la structure produite répond à son usage prévu, ce qui signifie le respect de la stabilité de l'ouvrage pour éviter le risque de la rupture brutale , car cette dernière peut provoquer l'effondrement de la structure, aussi il faudrait s'assurer de la cohérence des distorsions relatives aux systèmes structurels .

2)- Les problèmes de flexibilité (flambement des éléments comprimés , déversement de poutre fléchies ...), ces phénomènes d'instabilité, amplifient fortement la contrainte dans les composants, et cette contraintes est particulièrement grave dans les structures métalliques. A cause de l'utilisation de composants de faible épaisseur et de grand élancement. C'est pourquoi nous avons délibérément choisi d'étudier ces points dans ce travail.

Dans ce contexte, et dans le cadre de notre mémoire, l'objectif de notre choix de projet de fin d'étude est de porter sur une étude complète de dimensionnement et de conception d'un amphithéâtre à ossature métallique réalisé déjà dans le centre universitaire Ain Temouchenten mais en béton armé .

Cette étude se compose par cinq grandes parties :

La première partie sera consacrée à la conception de l'ossature secondaire et principale, suivi par une étude de prédimensionnement de ces éléments. Cette partie sera terminée par une évaluation de la descente de charge et les effets climatiques (neige et vent).

La deuxième partie consiste à vérifier la capacité des différents éléments de la structure vis à vis aux effets des forces de la gravité et ceux du vent et de la neige.

La troisième partie comprend l'évaluation de la performance sismique de l'ouvrage, dans laquelle plusieurs variantes du système structurel seront examinés. Cette partie est essentiel pour adopter Le système de structure le plus approprié.

La quatrième partie va aborder l'étude des assemblages des différents éléments de la construction.

La dernière partie sera consacrée à l'étude de l'infrastructure de l'ouvrage .

Chapitre I: Présentation de l'ouvrage



Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I.1 Introduction :

Le projet qui fait l'objet de notre étude consiste à étudier un amphithéâtre réalisé déjà dans le centre universitaire Ain Temouchent en béton armé mais dans cet étude Nous avons choisi une superstructure qu' est composée par une ossature en charpente métallique, tandis que la partie enterrée est constituée par des éléments en béton armé (voile périphérique, poteaux en béton armé et fondations).

I.2 Situation du projet :

Cet ouvrage est implanté dans la wilaya de Ain Temouchent, qui est classée selon le règlement parasismique algérien (RPA99 version 2003) comme zone de moyenne sismicité (zone IIA).

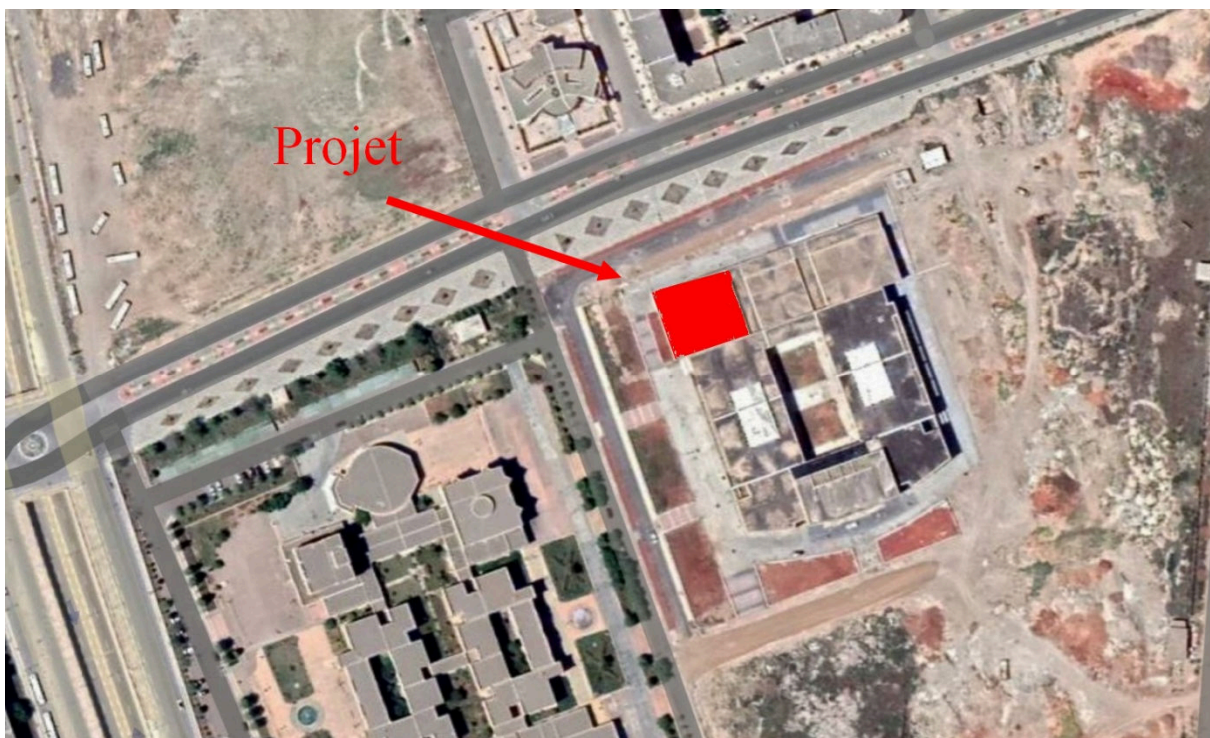


Figure I - 1: plan de situation de projet tiré de Google maps .

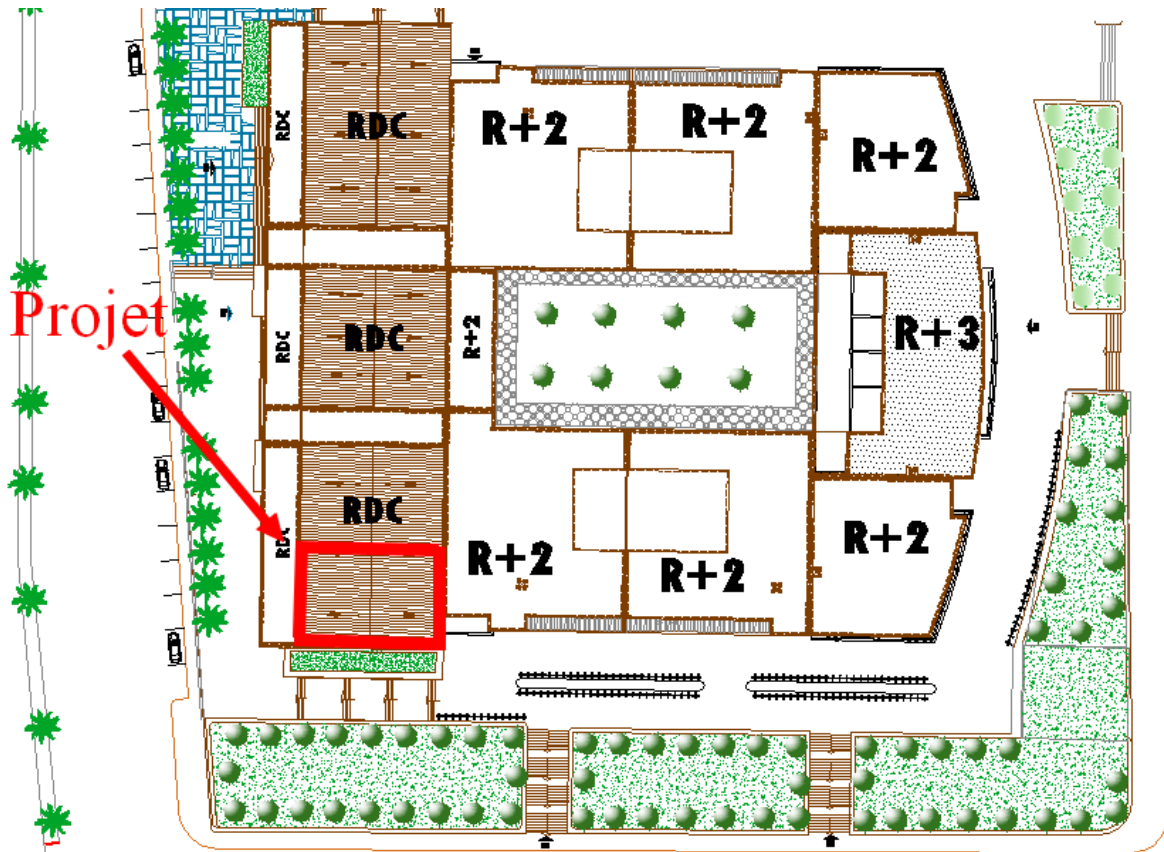


Figure I - 2: plan de masse par AutoCad 2018.

I.3 Dimension de l'ouvrage :

Le présent ouvrage a une forme rectangulaire comme illustré dans les plans d'architecture, (voir annexe) caractérisée par les dimensions suivantes :

Longueur totale en plan 20.35 m

Largeur totale en plan 14.4 m

La plus grande hauteur 7 m

I.4 Nature du sol :

Les études faites sur le sol où le projet sera implanté nous renseignent sur :

- La contrainte admissible du sol est : $\sigma_{adm} = 1.8 \text{ bar}$
- Profondeur d'ancrage égale à 1.20 mètres par rapport à la cote du terrain actuel.

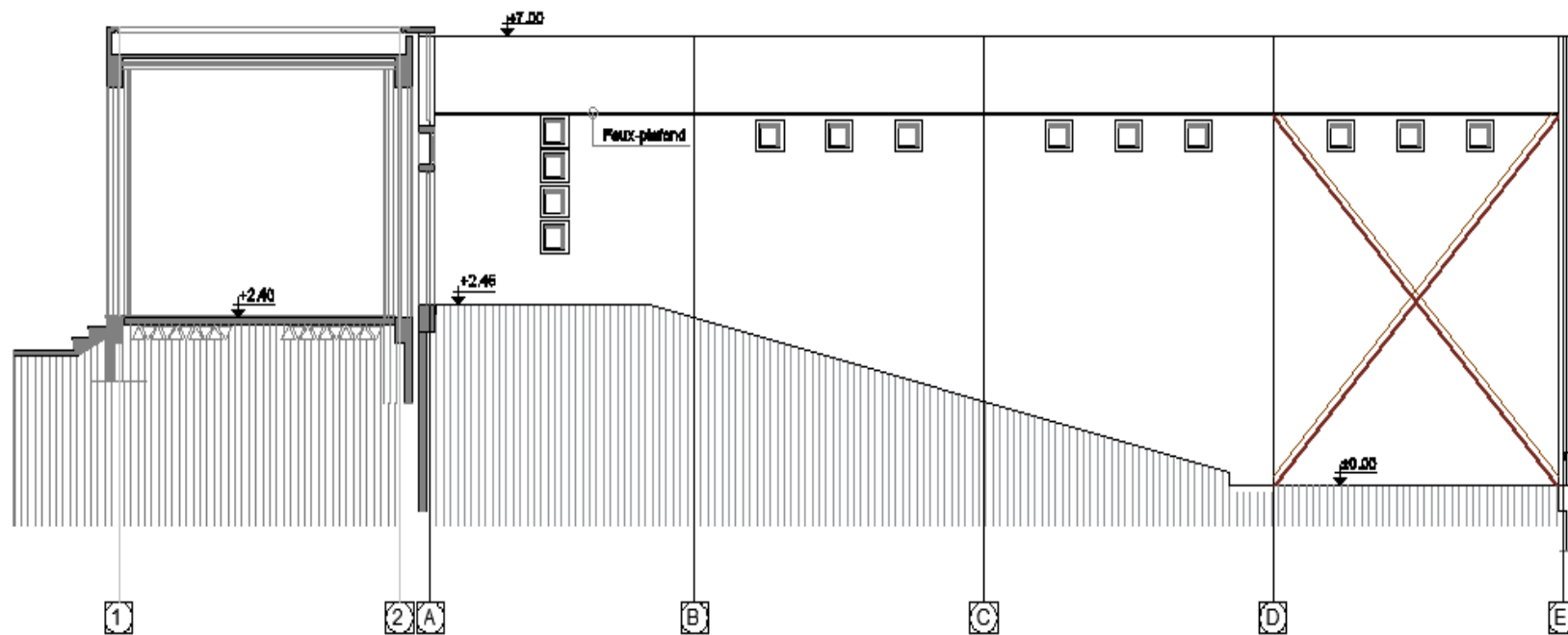


Figure I - 4: Façade latéral du l'amphithéâtre par AutoCad 2018

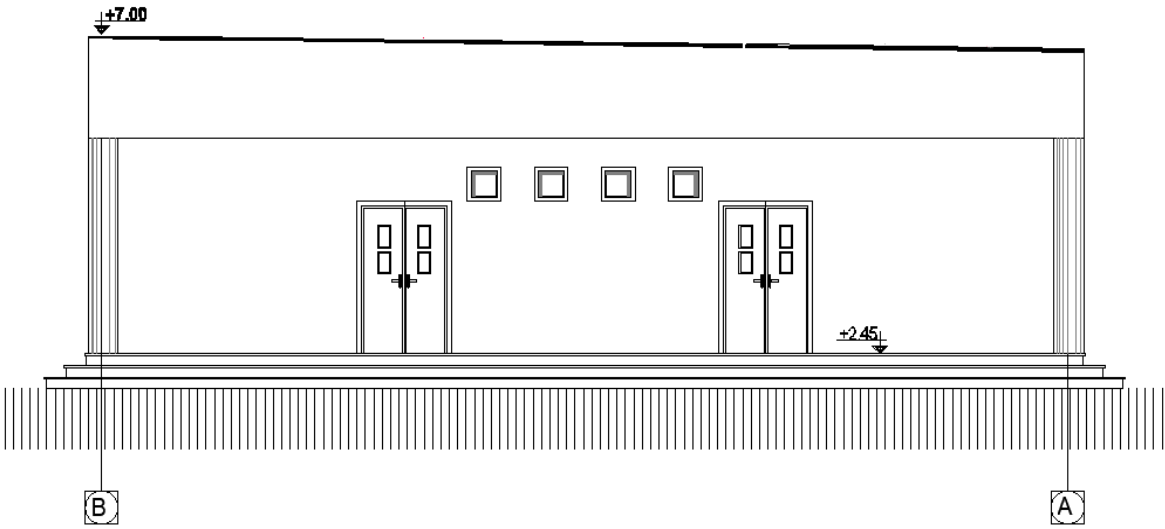


Figure I - 5: Façade principale de l'amphithéâtre par AutoCad 2018.

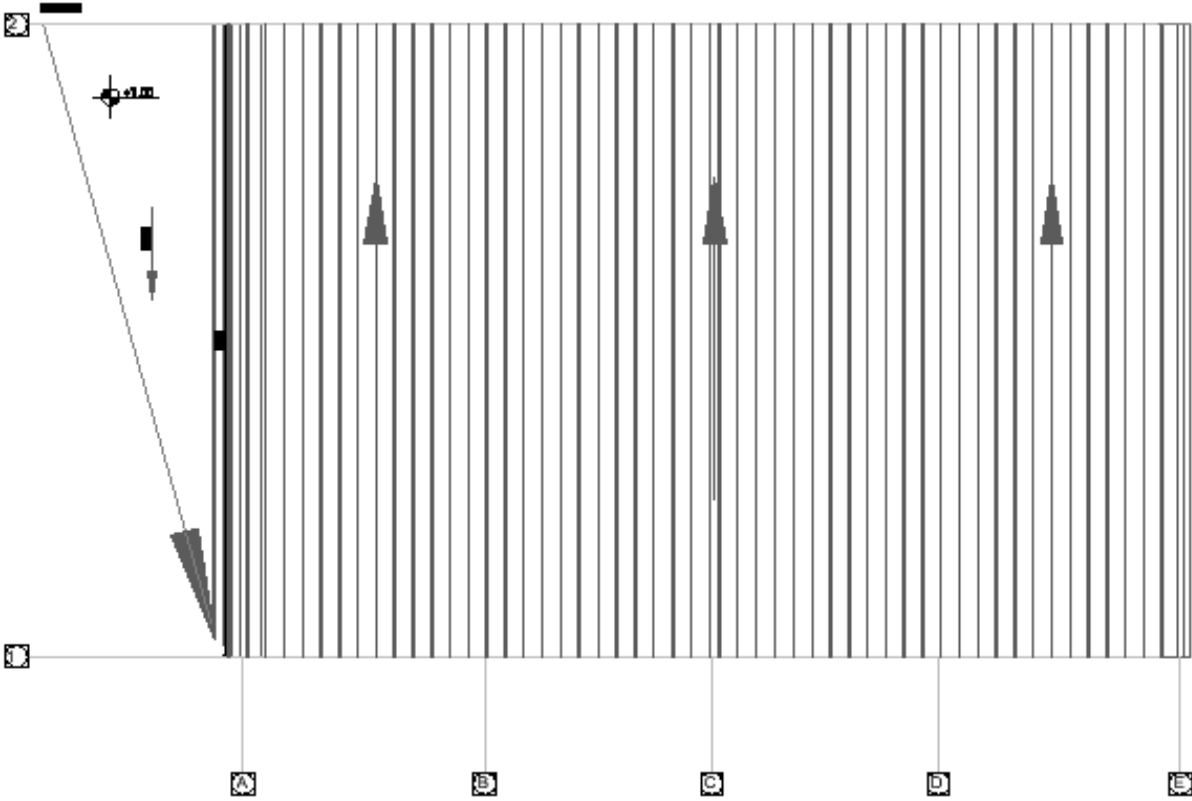


Figure I - 6: Vue en plan de la toiture par AutoCad 2018 .

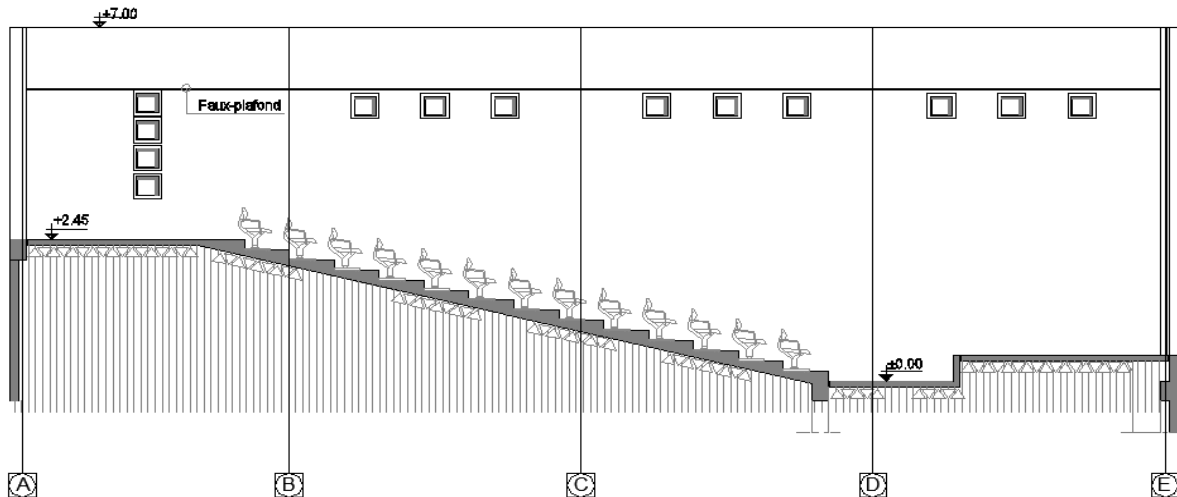


Figure I - 7: Coupe longitudinale de l'amphithéâtre par AutoCad 2018

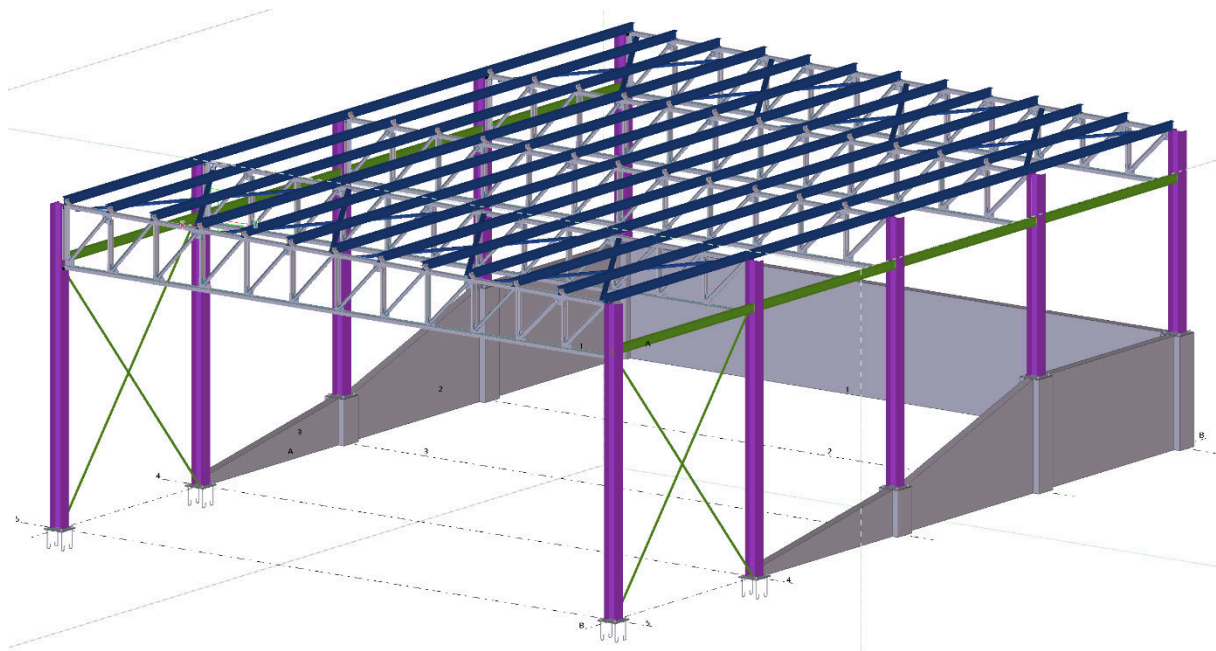


Figure I - 8 : vue en 3D de l'ossature d'amphithéâtre par Tekla 2018.

I.5 Elément de la structure :

I.5.1 Toiture :

Le support de ces toitures peut consister en une charpente traditionnelle en acier composée de ferme en triller et de pannes surmontées de tôles profilées (on parle alors d'une toiture métallique). (Manfred A)

L'inclinaison d'un toit doit être comprise 1 et 2%, de manière à assurer l'écoulement des eaux.

I.5.2 Ossature et la stabilité de la structure :

La conception de l'ossature sera en portiques auto stables avec remplissage en maçonnerie Rigide.

Dont les portiques, qui constituent l'ossature principale des bâtiments, sont composés de fermes, qui supportent les pannes, et de poteaux, qui supportent les fermes. (Morel, 2005)

Cette conception représente un aspect bénéfique vis-à-vis de l'économie, l'isolation phonique et thermique et la portée des éléments d'ossature peut atteindre plusieurs dizaines de mètres.

I.6 Matériaux utilisés :

I.6.1 Acier :

L'acier est un matériau constitué essentiellement de fer et d'un peu de carbone ne dépassant qui sont extraits de matières premières naturelles tirées du sous-sol (mine de fer et de charbon).

Le carbone n'intervient, dans la composition, que pour une très faible part (généralement inférieure à 1 %).

Outre le fer et carbone, l'acier peut comporter d'autres éléments qui lui sont associés, soit :

- Involontairement comme le phosphore et le soufre qui sont des impuretés et qui altèrent les propriétés des aciers.
- Volontairement comme le silicium, le manganèse, le nickel, le chrome, le tungstène, le vanadium...etc. qui ont pour propriétés d'améliorer les caractéristiques mécaniques des aciers (résistance à la rupture, dureté, limite d'élasticité, ductilité, résilience, soudabilité, corrosion...). On parle dans ce cas d'aciers alliés. (Morel, 2005)

I.7 Propriétés de l'acier :

I.7.1 Résistance :

Les nuances d'acier courantes et leurs résistances limites sont données par le règlement Eurocode3 et CCM97.

La nuance choisie pour la réalisation de cet ouvrage est l'acier S235

I.7.2 Ductilité :

- La contrainte de la rupture en traction f_u doit être supérieure de 20% au moins à la limite d'élasticité f_y : $f_u \geq 1.2 f_y$;

- L'allongement à la rupture ε_u doit être supérieur à 15 % : $\varepsilon_u \geq 0.15$;
- L'allongement à la rupture ε_u (correspondant à f_u) doit être supérieure de 20% fois l'allongement ε_y (correspondant à f_y) : $\varepsilon_u \geq 20\varepsilon_y$ (Morel, 2005)

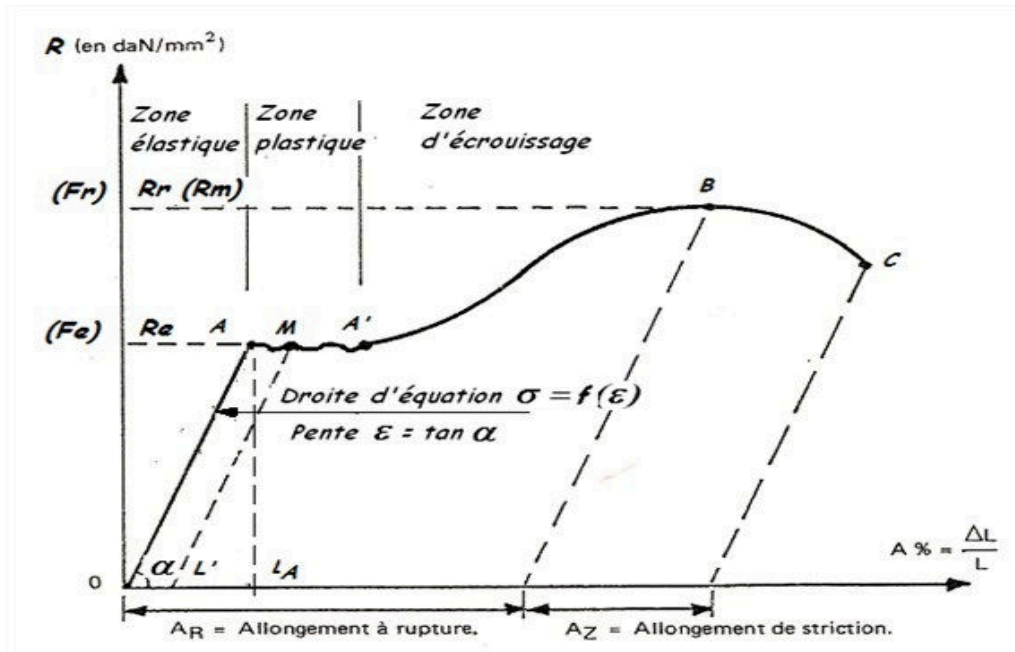


Figure I - 9: Diagramme effort /déformation de l'acier.

Le palier de ductilité AA' est particulièrement important en construction métallique, car il représente une réserve de sécurité. En effet, il peut arriver que localement, dans une structure des pièces soient sollicitées au-delà de cette limite élastique. Elles disposent, dans ce cas, le palier AA' pour se décharger dans des zones avoisinantes. On dit qu'il y a adaptation plastique

I.7.3 Propriétés mécaniques de l'acier :

- Les valeurs des principales caractéristiques mécaniques des aciers de construction sont :
- module d'élasticité longitudinale: $E = 210\,000$ MPa,
- coefficient de Poisson : $\nu = 0,3$,
- module d'élasticité transversale: $G = 81\,000$ MPa,
- coefficient de dilatation linéaire : $\hat{A} = 11 \cdot 10^{-6}$,
- masse volumique de l'acier: $p = 78,50$ kN/m³ ;

- contrainte limite élastique de cisaillement pur (critère de Von Mises):

$$\tau_e = \frac{f_y}{\sqrt{3}} = 0.58 \cdot f_y \quad (\text{Morel, 2005})$$

L'acier choisi pour les armatures dans notre projet est un acier à haute adhérence HA FeE400 d'après CBA 93 caractérisés par :

- Limite élastique : $f_e = 400 \text{ MPa}$
- Contrainte admissible : $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$
- Coefficient de sécurité : $\gamma_s = 1.15$

I.8 Couverture :

La couverture sera réalisée par des panneaux sandwich, ils sont constitués :

- De deux tôles de parement intérieur et extérieur,
- D'une âme en mousse isolante,
- De profils latéraux destinés à protéger l'isolant et réaliser des assemblages aisés ;

Les panneaux sandwich nous offre plusieurs avantages on site :

- Le par vapeur,
- L'isolation et l'étanchéité,
- Une bonne capacité portante,
- Un gain de temps appréciable au montage ;

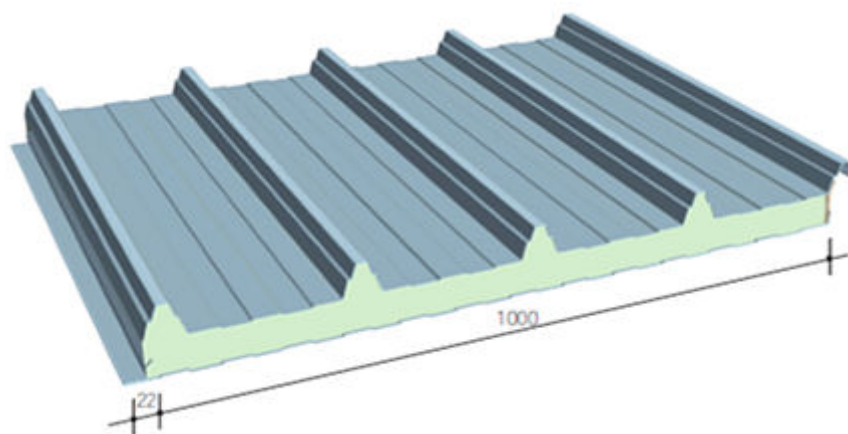


Figure I - 10: panneau sandwich

I.9 Le béton :

Le béton est un mélange de matériaux « granulats » (sable, graviers), liants hydrauliques (ciment), de l'eau et éventuellement des adjuvants. Le mélange ainsi obtenu est appelé 'Béton frais' celui-ci commence à durcir après quelques heures et à atteindre progressivement sa résistance caractéristique.

I.9.1 Caractéristiques mécaniques du béton :

- **Résistances caractéristique à la compression :**

La résistance caractéristique à la compression du béton à l'âge de (28j) qu'est nommée (f_{c28}).

$$j < 28 \text{ jours} \rightarrow \begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28} & \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \\ f_{cj} = \frac{j}{1.4+0.95j} f_{c28} & \text{pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa} \end{cases} \quad \text{BAEL91 (A.2.1.11)}$$

$$f_{cj} = f_{c28} \quad \text{por } j \geq 28 \text{ jours}$$

- Une résistance à la compression à 28jours : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

- **La résistance à la traction :** CBA93 (article A.2.1.1.2).

La résistance caractéristique à la traction du béton à (j) jours, notée (f_{tj}), est définie par la relation :

$$\begin{cases} f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} & \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa} \\ f_{tj} = 0.27 (f_{cj})^{2/3} & \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa} \end{cases}$$

Pour $j=28$ jours et $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$: $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$

- **Contrainte ultime de cisaillement (de béton) :** BAEL91 (article A.5.1.211)

$$\tau_{adm} = \begin{cases} \min \left(0.2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) & \text{pour la fissuration peu nuisible} \\ \min \left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) & \text{pour la fissuration préjudiciable} \end{cases}$$

- **Module de déformation instantanée :**

Pour des charges d'une durée d'application inférieur à 24 heures :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{CBA Art A.2.1.2.1}$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ $\rightarrow E_{i28} = 32164.2 \text{ MPa}$

- **Module de déformation longitudinale différée :**

Pour des charges de longue durée d'application on a :

$$E_{ij} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{CBA Art A.2.1.2.2}$$

I.9.2 Coefficient de poisson :

ELU : $\nu = 0$

ELS : $\nu = 0.2$ CBA Art A.2.1.3

I.10 Hypothèses de calcul aux états limites : art A.1.2 BAel 91

On distingue :

Les « états limites ultimes ELU » qui correspondent à la limite :

- soit de l'équilibre statique,
- soit de la résistance de l'un des matériaux,
- soit de la stabilité de forme ;

Et les états limites de service (ELS) qui sont définis compte tenu des conditions d'exploitation ou de durabilité. Il s'agit surtout d'états limites de :

- Déformation (instantanée ou différée),
- d'ouverture des fissures ;

I.11 Actions et Combinaisons de Charges:

I.11.1 Actions : art 1.3.1 CBA93

Les actions sont des forces et couples dus aux charges appliquées (permanentes, climatiques, d'exploitation, sismiques, etc.) et aux déformations imposées (variation de température tassement d'appui etc.)

Pour l'application de ce qui, on distingue :

- **les actions permanentes G_i :**

Dont l'intensité est constante ou très peu variable dans le temps, ou varie toujours dans le même sens en tendant vers une limite.

- poids propres,
- action de la précontrainte,
- déplacement différentiel des appuis,
- déformation imposée à la construction ;

- **les actions variables Q_i :**

Dont l'intensité varie fréquemment et de façon importante dans le temps.

- charges d'exploitation,
- action du vent,
- action de la neige,
- action des gradients thermiques ;

- **Actions accidentelles E_i :**

Provenant des phénomènes rares (séismes, chocs...)

I.11.2 COMBINAISONS D'ACTIONS À L'ELU :

- **Situation durable :**

Les combinaisons d'actions sont :

- avec une action variable :

$$1.35 G_{max} + G_{min} + 1.5 Q$$

Avec :

G_{max} : Action permanente défavorable

G_{min} : Action permanente favorable

Q : action variable défavorable

- Avec plusieurs actions variables :

$$1.35 G_{max} + G_{min} + 1.35 \sum Q_i$$

Elles servent exclusivement pour le calcul ou la vérification des déformations (flèches et déplacements).

Les combinaisons d'actions sont :

- avec une action variable :

$$G+Q$$

Avec plusieurs actions variables:

$$G+0.9\sum Q_i$$

- **Situations accidentelles « RPA 99 version 2003 article 5.2 » :**

Pour la détermination des sollicitations de calcul en situation accidentelle, les combinaisons d'actions à considérer sont celles mentionnées dans le RPA 99 article 5.2. Elles sont comme suit :

$$G + Q \pm E ,$$

$$G + Q \pm 1.2E ;$$

$-0.8 \pm E$: Cette combinaison a été adoptée dans le cas où l'effet de G est favorable

I.12 Règlements utilisés :

Pour l'étude de cet ouvrage, les règlements techniques utilisés sont les suivants :

- **CMM97, RNV 2013** : L'étude climatique se fait suivant le règlement neige et vent Algérien 2013.
- **Euro code 3** : L'étude et le calcul des éléments de l'ouvrage se fait conformément par Euro code 3.
- **RPA 99 V2003** : l'étude sismique se fait suivant le règlement parasismique Algérien.
- **D.T.R.-B.C-2.2** : Charges permanentes et surcharges d'exploitations.
- **B.A.E.L91** : Béton armé aux états limites.
- **CBA 93** : Règles de conception et de calculs des structures en béton armé.

Chapitre II : Etude climatiques selon le RNV 2013



Chapitre II : Etude climatiques selon le règlement neige et vent 2013(RNV)

II.1 Etude au vent :

Introduction

Les effets du vent et de neige sur les ouvrages métalliques sont généralement plus prépondérant car le vent exerce sur les structures des actions intérieures (suppressions et dépressions) et extérieures (compressions et tractions). Par conséquent une étude bien précisée doit être effectuée.

La réglementation neige & vent (RNV version 2013), présent document technique réglementaire (DTR) fournit les procédures et principes généraux pour la détermination des actions du vent sur les façades des bâtiments, avec tous ses composants.

II.2 Coefficients de calcul :

La valeur de la pression du vent dépend de nombreux facteurs.

II.2.1 Facteurs de la région (q_{ref}) :

Notre structure est permanente, elle sera implantée donc la zone II, dont la pression dynamique de référence est donnée par le tableau 2-2 du RNV2013 (chapitre II) par :

$$q_{ref} = 435 \text{ N/ m}^2.$$

II.2.2 Facteurs de site (K_T , Z_0 , Z_{min} , ϵ) :

Pour la catégorie de notre terrain c'est la catégorie II (tableau 2-4, chapitre II RNV2013).

D'où

- Le facteur de terrain $K_T = 0,19$

- Le paramètre de rugosité $Z_0 = 0,05 \text{ m}$. (Tableau 2-4, chapitre II RNV2013).

- La hauteur minimal $Z_{min} = 2\text{m}$.

- Le coefficient utilisé pour le calcul du coefficient C_d (cf. chapitre 3 de RNV2013)

$$\epsilon = 0.52.$$

II.2.3 Coefficient de topographie ($C_T(z)$) :

$C_T(z)=1. \quad \forall = 0 \leq 0.05$ (Site plat)

II.2.4 Calcul de coefficient dynamique (C_d) :

Une valeur conservative de $C_d=1$ peut être considérée dans les cas suivant :

Bâtiment dans la hauteur est inférieure a 15 m (chapitre 3 de RNV2013).

II.2.5 Détermination de la pression dynamique $q_p(z_e)$:

La pression dynamique de pointe $q_p(z_e)$, à la hauteur de référence donnée par la formule 2.1 du chapitre 2 du RNV2013 comme suit :

- Pour une structure permanente $q_p(z_e) = q_{ref} \cdot C_e (Z_e)$ (N/ m²)

Où C_e : Coefficient d'exposition au vent.

q_{ref} : est la pression dynamique de référence , donnée par le tableau 2.2.

Z_e : hauteur de référence.

- **Détermination de coefficient de rugosité :**

$C_r(z)$ traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse moyenne du vent

Il est donné en fonction de la hauteur, et du site comme suit :

$$\begin{cases} C_r(z) = K_T \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) & \text{pour } z_{min} \leq z \leq 200\text{m} \\ C_r(z) = K_T \times \ln\left(\frac{z_{min}}{z_0}\right) & \text{pour } z < z_{min} \end{cases}$$

Selon RNV 2013
CHAPITRE 2 formule 2.3

Où :

- K_T est le facteur de terrain. (Tableau 2.4 RNV2013)
- Z (en m) est la hauteur considérée $Z=7\text{m}$.
- Z_{min} (en m) est la hauteur minimale tableau 2.4
- Z_0 (en m) est le paramètre de rugosité.

$$C_r(z) = 0.19 \times \ln\left(\frac{7}{0.05}\right) = 0.93 \quad \text{pour } z_{min} \leq z \leq 200\text{m}$$

- **Détermination des coefficients d'exposition :**

Le coefficient d'exposition au vent $C_e(z)$ est donné par la formule 2.2 du chapitre 2 du RNV 2013

$$C_e(z) = C_t^2(z) \times C_r^2(z) \times [1 + 7I_v(z)]$$

- $C_t(z)$: coefficient de topographie $C_t(z)=1$.
- $C_r(z)$ est le coefficient de rugosité.
- $I_v(z)$ est l'intensité de la turbulence.
- Z (en m) est la hauteur considérée $Z=7m$.

$$\begin{cases} I_v(z) = \frac{1}{(c_t \times \text{Ln}(\frac{z}{z_0}))} & \text{pour } z_{min} < z \\ I_v(z) = \frac{1}{C_t \times \text{Ln}(\frac{z_{min}}{z_0})} & \text{pour } z \leq z_{min} \end{cases}$$

Selon RNV 2013
CHAPITRE 2 formule 2.5

$$I_v(z) = \frac{1}{1 \times \text{Ln}(\frac{7}{0.05})} = 0.2 \quad \text{pour } z_{min} < z$$

$$C_e = 1^2 \times 0.93^2 \times [1 + 7 \times 0.2] = 2.07$$

$$q_p(z_e) = q_{ref} \cdot C_e(z_e) = 435 \times 2.07 = 900.45 \text{ (N/ m}^2\text{)}$$

II.3 Calcul des pressions :

Les valeurs des pressions appliquées aux surfaces dépendent de la direction, de l'intensité du vent, des endroits considérés de la construction, de la forme de la construction (géométrie) ainsi des ouvertures.

II.3.1 Détermination des coefficients de pression extérieure C_{pe} :

Les coefficients de pression extérieure C_{pe} des constructions à base rectangulaire et de leurs éléments constitutifs dépendent de la surface chargée, de la position sur la paroi qui est divisé en zones. (Cf.§5.2)

$C_{pe,1}$ et $C_{pe,10}$.

$C_{pe,1}$ s'obtient a partir des formule suivants :

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

$$C_{pe} = C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) \times \log(S) \quad \text{si : } 1 \text{ m}^2 < S < 10 \text{ m}^2$$

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

Ou S (en m^2) désigne la surface chargée de la paroi considérée. (Selon RNV 2013 chap5 article 5.1.1)

- **Cas de vent perpendiculaire au Lang pan (avec ouvertures) (sens V1) :**

D'après la figure 5.1 de RNV 2013 on divise les parois comme suit :

$$b = 20.35\text{m} \quad d = 14.4\text{m} \quad h = 7\text{ m} \quad e = \min [b ; 2 \times h]$$

$$e = \min [20.35 ; 14] = 14\text{m} \quad e/5 = 2.8\text{m}$$

Cas : $d > e$

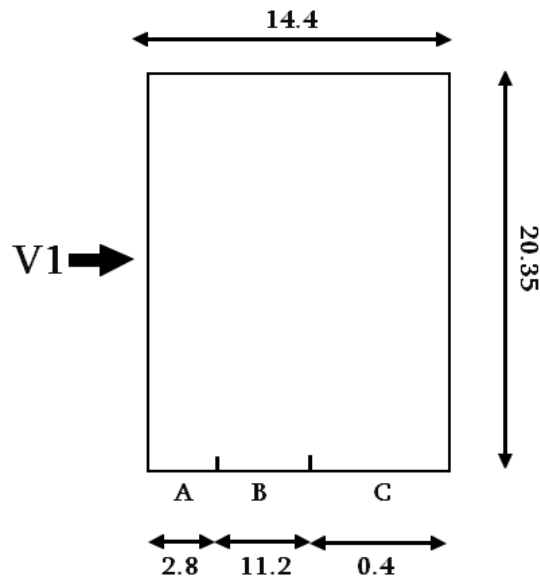


Figure II- 1 vue en plan des zones de pression sur les parois verticales sens V1

Tableau II - 1 les surfaces des zones chargées et les valeurs de Cpe correspondant à chaque zone pour les parois verticales

Zone	A	B	C	D	E
Surface m ²	2.8×7=19.6	11.2×7=78.4	0.4×7=2.8	20.35 × 7 = 142.45	142.45
C _{pe}	-1	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

On remarque que toute la surface supérieure à 10m², donc C_{pe}= C_{pe,10} pour chaque zone sauf la zone c.

Pour la zone c :

$$C_{pe} = C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) \times \log(S) \quad \text{si : } 1\text{ m}^2 < S < 10\text{ m}^2$$

$$C_{pe} = -0.5 + (-0.5 + 0.5) \log(2.8) = -0.5$$

D'après le tableau 5.1 de RNV 2013, les valeurs de C_{pe} sont les suivantes :

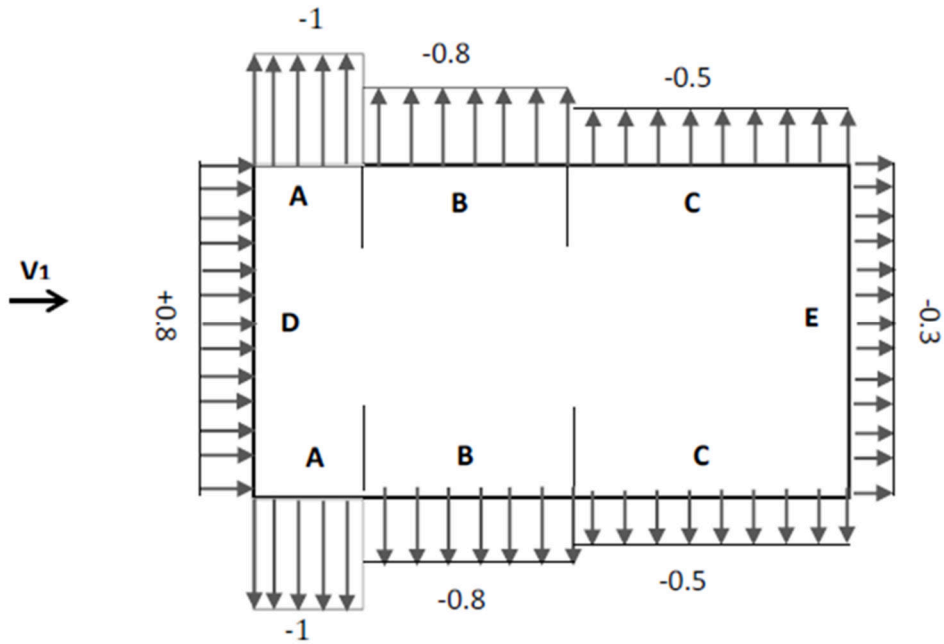


Figure II- 2 : les valeurs de C_{pe} pour les parois verticales sens V_1

- Cas de vent perpendiculaire au pignon (sens V_2) :

D'après la figure 5.1 de RNV 2013, on divise les parois comme suit :

Pour le sens V_2 :

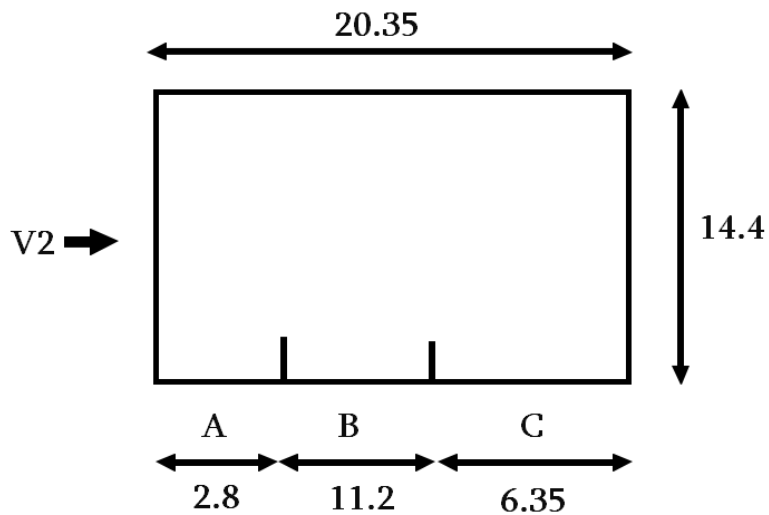


Figure II- 3 : vue en plan des zones de pression sur les parois verticales sens V_2

$d=20.35$ m ;

$b=14.4$ m;

$h=7$ m ;

$e = \min [b ; 2h] \Rightarrow e = \min [14.4 ; 14] \Rightarrow e = 14 \text{ m} \Rightarrow d > e ; 14/5 = 2.8 \text{ m}.$

Calcul des surfaces pour chaque zone :

Tableau II - 2 les surfaces des zones chargées et les valeurs de C_{pe} correspondant à chaque zone pour les parois verticales.

Zone	A	B	C	D	E
Surface m^2	$2.8 \times 7 = 19.6$	$11.2 \times 7 = 78.4$	$6.35 \times 7 = 44.45$	$14.4 \times 7 = 100.8$	100.8
C_{pe}	-1	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

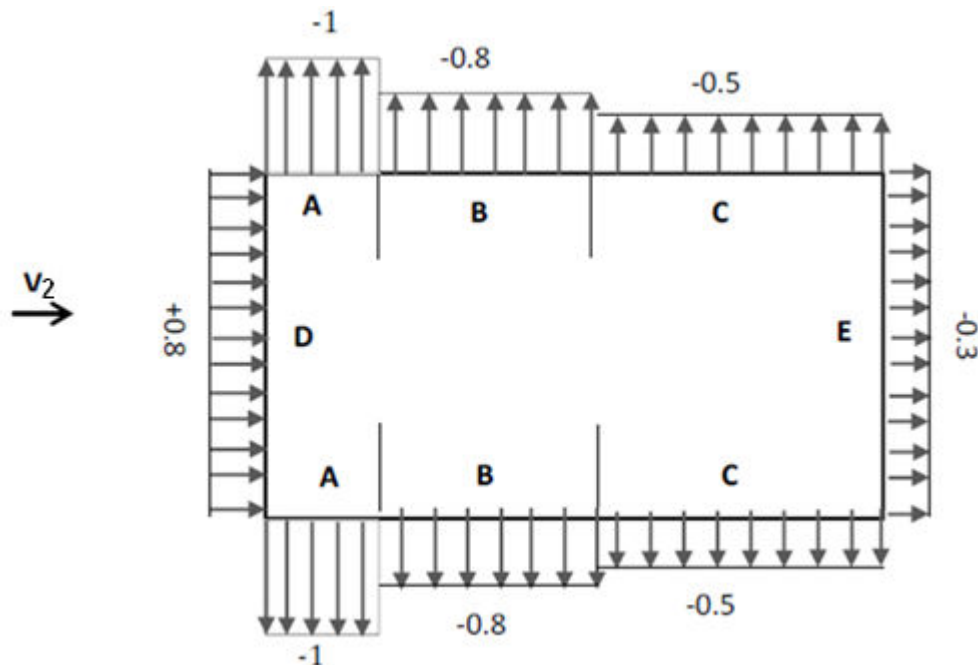


Figure II - 4 : les valeurs de C_{pe} correspondant à chaque zone des parois verticales sens V_2 .

- **Calcul de C_{pe} pour les toitures :**

- **Cas de (sens V_1) :**

D'après le RNV 2013, les toitures plates sont celles dont l'angle de la pente est inférieur ou égal à 5° .

D'où notre toiture est plate, la répartition de cette dernière se fera comme suit :

$$b = 14.40\text{m} \quad d = 20.35\text{m} \quad h = 7 \text{ m} \quad e = \min [b ; 2 \times h]$$

$$e = \min [14.4 ; 14] = 14\text{m} \quad e/5 = 2.8\text{m}$$

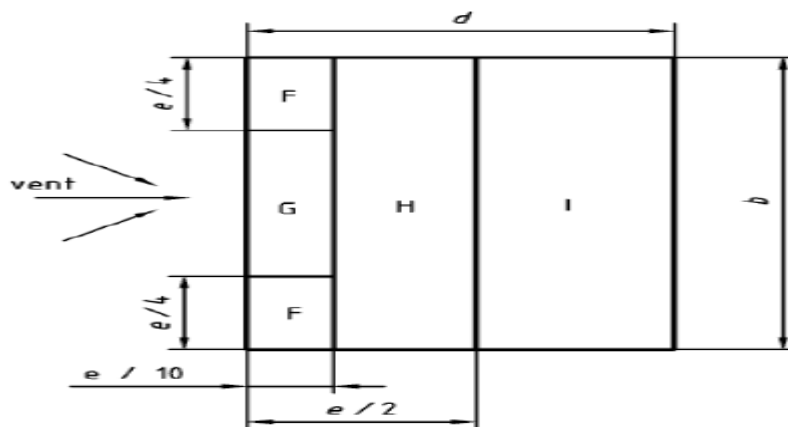


Figure II- 5 :Légende pour les toitures plates

Calcul des surfaces et des coefficients Cpe correspondent à chaque zone :

Tableau II - 3 les surfaces des zones chargées pour la toiture (S en m²)

Zone	F	G	H	I
Surface m ²	3.5 × 1.4 = 4.9	1.4 × 7.4 = 10.36	5.6 × 14.4 = 80.64	13.53 × 14.4 = 194.83
CP _e =CP _{e10}	-2.01	-1.2	-0.7	±0.2

On remarque aussi que les surfaces des zones de pression (G, H et I) de la toiture sont supérieure à 10m², donc Cpe= Cpe,10 sauf la zone F.

Pour F on a : Cpe= Cpe,1+(Cpe,10-Cpe,1) ×log(S) si : 1 m²< S<10 m²

Cpe= -2.5+(-1. 8-(-2.5)) ×log (4.9) =-2.01 si : 1 m²< S<10 m²

➤ **Cas de (sens V2) :**

Les différentes zones de pression F, G, H et I selon les prescriptions du RNV2013 sont représentées sur la figure suivante :

d=14.4 m ;

b=20.35m;

h=7m ;

e=min [b ; 2h] ⇒ e=min [20.35; 14] ⇒e=14 m ⇒d > e ; 14/4=3,5 m.

Calcul des surfaces et des coefficients Cpe correspondent à chaque zone :

Tableau II - 4 les surfaces des zones chargées pour la toiture (S en m²)

Zone	F	G	H	I
Surface m ²	$3.5 \times 1.4 = 4.9$	13.35×1.4 $= 18.69$	5.6×20.35 $= 113.96$	7.4×20.35 $= 150.59$
CP _e =CP _{e10}	-2.01	-1.2	-0.7	±0.2

On remarque aussi que les surfaces des zones de pression (G,H et I) de la toiture sont supérieure a 10m², donc Cpe= Cpe,10, tandis que la surface de la zone F est inférieure à 10 m², alors :

Pour F on a : $C_{pe} = C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) \times \log(S)$ si : $1 \text{ m}^2 < S < 10 \text{ m}^2$

$C_{pe} = -2.5 + (-1.8 - (-2.5)) \times \log(4.9) = -2.01$ si : $1 \text{ m}^2 < S < 10 \text{ m}^2$

$C_{pe} = -2.01$.

II.3.2 Détermination des coefficients de pression intérieure Cpi:

La face dominante est une face parallèle à la direction du vent.

Aire des ouvertures de la face dominante (l=14.4) :

$$A_{dom} = 1.4 \times 2.2 \times 2 + 0.5 \times 0.5 \times 4 = 7.16 \text{ m}^2$$

Aire des ouvertures des autres faces : $A_{dom} = 0.5 \times 0.5 \times 13 = 3.25 \text{ m}^2$

- Une face d'un bâtiment est considérée comme dominante lorsque l'aire des ouvertures dans la dite face est au moins égale à deux fois l'aire des ouvertures et des fuites d'air dans les autres faces du bâtiment. (Art 5.2.1.4 RNV 2013)

$$A_{dom} \geq A_{autre} \times 2$$

$$7.16 \text{ m}^2 \geq 3.25 \times 2 = 6.5 \text{ m}^2$$

- **Cas de vent perpendiculaire au long pan :**

b=14.40m

d=20.35m

$C_{pi} = 0.75 C_{pe}$ **Art 5.2.2.1 RNV 2013**

$C_{pe} = -0.8$

$$C_{pi} = -0.8 \times 0.75 = -0.6$$

$C_{pi} = 0,75C_{pe}$: lorsque l'aire des ouvertures dans la face dominante est égale à deux fois l'aire des ouvertures dans les autres faces.

- **Cas de vent perpendiculaire au pignon :**

$d = 14.4$ m

$b = 20.35$ m

$C_{pi} = 0.75C_{pe}$ **Art 5.2.2.1 RNV 2013**

$$C_{pi} = 0.8 \times 0.75 = 0.6$$

$$C_{pi} = 0.6$$

$$C_p = C_{pe} - C_{pi}$$

II.4 Calcul de la pression aérodynamique :

Pour les parois verticales, les résultats sont donnés dans les tableaux qui deviennent :

$$q = q_{ref} \times C_p$$

Tableau II - 5 pression sur les parois verticales sous V1

Zone	q_h	ce	ci	Ce-ci	$q(N/m^2)$
A	900,5	-1	-0,6	-0,4	-360,2
B	900,5	-0,8	-0,6	-0,2	-180,1
C	900,5	-0,5	-0,6	0,1	90,05
D	900,5	0,8	-0,6	1,4	1260,7
E	900,5	-0,3	-0,6	0,3	270,15

Tableau II - 6 pression sur les parois verticales sous V2

Zone	q_h	ce	ci	Ce-ci	$q(N/m^2)$
A	900,5	-1	0,6	-1,6	-900,5
B	900,5	-0,8	0,6	-1,4	-720,4
C	900,5	-0,5	0,6	-1,1	-450,25
D	900,5	0,8	0,6	0,2	720,4
E	900,5	-0,3	0,6	-0,9	-270,15

Pour les toitures, les résultats sont donnés dans les tableaux qui devient :

Tableau II - 7 pression sur la toiture sous V1

Zone	qh	ce	ci	ce-ci	q(N/m ²)
F	900,5	-2,01	-0,6	-1,41	-1269,71
G	900,5	-1,2	-0,6	-0,6	-540,3
H	900,5	-0,7	-0,6	-0,1	-90,05
I	900,5	0,2	-0,6	0,8	720,4
I	900,5	-0,2	-0,6	0,4	360,2

Tableau II - 8 pression sur la toiture sous V2

Zone	qh	ce	ci	ce-ci	q (N/m ²)
F	900,5	-2,01	0,6	-2,61	-2350,305
G	900,5	-1,2	0,6	-1,8	-1620,9
H	900,5	-0,7	0,6	-1,3	-1170,65
I	900,5	0,2	0,6	-0,4	-360,2
I	900,5	-0,2	0,6	-0,8	-720,4

II.5 ÉTUDE A LA NEIGE :

II.5.1 But :

Le but principal de cette étude est de définir les valeurs représentatives de la charge statique de la neige sur toute la surface située au-dessous du sol et soumise à l'accumulation de la neige notamment sur la toiture.

II.5.2 Domaine d'application :

Le présent règlement s'applique à l'ensemble des constructions en Algérie situées à une altitude inférieure ou égale à 2000m. (Selon RNV 2013 partie I, Article 2.2)

II.5.3 La charge de la neige sur le sol (Sk) :

La charge caractéristique de neige sur le sol SK par unité de surface est fonction de la localisation géographique et de l'altitude du lieu considéré.

- Le projet est implanté à la wilaya de Ain Temouchent qui est classé en zone B selon la classification de RNV2013.

- L'altitude du projet est d'environ 250m.

Donc : SK est donnée par la formule suivante : (RNV2013).

$$S_k = \frac{(0.07 \times H) + 15}{100} = \frac{(0.07 \times 250) + 15}{100} = 0.325 \text{ KN/m}^2$$

Avec :

H : altitude du site par rapport au niveau de la mer :

$$H = 250\text{m}$$

Coefficient de forme de la toiture :

Il est fonction de la forme de la toiture.

Dans notre cas l'amphithéâtre a une toiture plate.

$$0 \leq \alpha \leq 30 \Rightarrow \mu = 0.8$$

II.5.4 Calcul des charges de la neige sur la toiture :

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

$$S = \mu \cdot S_k = 0.8 \times 0.325 = 0.26 \text{ KN/m}^2$$

Chapitre III : Etude des éléments de la toiture



Chapitre III : Etude des éléments de la toiture

III.1 Etude des pannes :

Les pannes, qui ont pour fonction de supporter, et de transmettre les charges et les surcharges appliqué sur la couverture vers les fermes.

Ils sont disposés parallèlement dans le plan. Leur portée correspond à l'entraxe des travées est déterminé par la portée admissible des bacs de couverture.

Dans la majorité des cas, les pannes sont constituées soit de poutrelles en I ou laminées ainsi que des éléments formés à froid. Ils sont posées sur les fermes et assemblées par des échantignoles. Longueur de la panne est 5m .

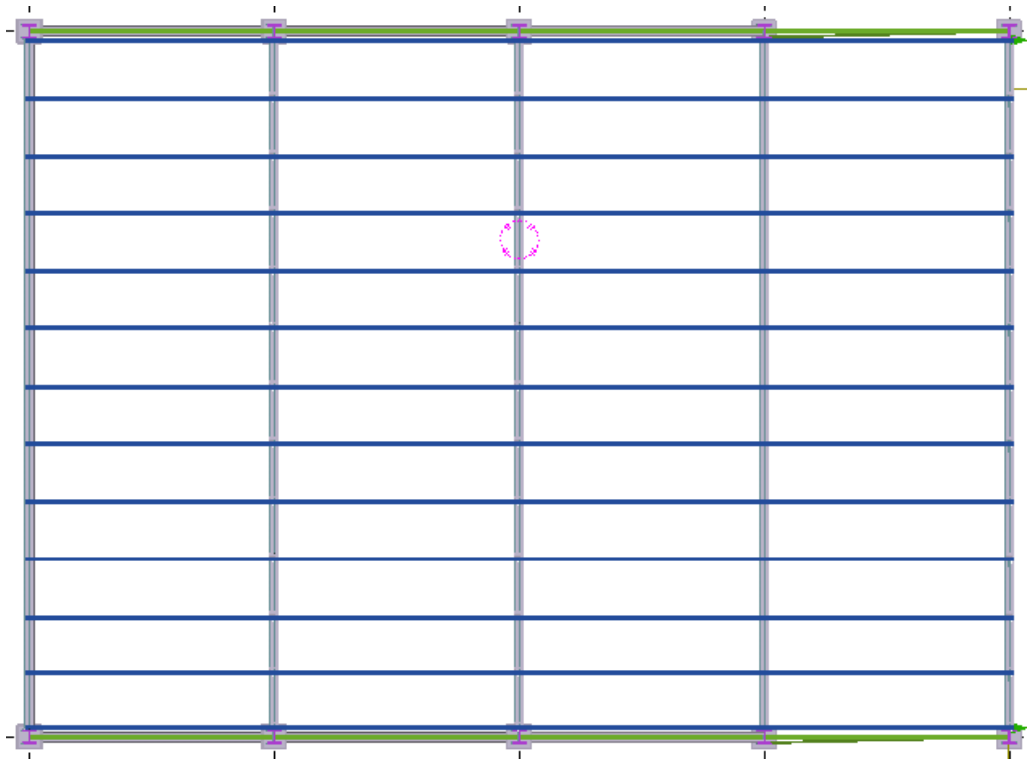


Figure III- 1 : plan de distribution des pannes par TEKLA 2018

III.1.1 Données de calcul :

Les solives sont des poutrelles en IPE qui travaillent à la flexion simple leur écartement (la distance entre une solive et l'autre) est pratiquement déterminée par l'équation suivante :

$$0.7m < L < 1.50m$$

L'entre axe des solives est de : $e = 1,2m$

Dans notre structure on a des panne avec des pentes $\alpha = 0.8^\circ \text{ tg}\alpha < 10\%$ qui sont sollicitées à la flexion plane.

III.1.2 Évaluation des charges et surcharges :

➤ Charge permanent G :

- Poids propre de la tôle en panneau sandwich11Kg/m²
- Poids propre d'accessoire d'attache5Kg/ m²
- Poids propre des pannes est estimées à18.8Kg/m

$$G_T = [(P_{Tôle} + P_{acc}) \times e] + P_{panne}$$

$$G_T = [(11 + 5) \times 1.2] + 18.8$$

$$G_T = 38 \text{ Kg/ml}$$

➤ Surcharge d'entretien P :

Dans le cas de toitures inaccessibles on considère uniquement dans les calculs, une charge d'entretien qui est égale aux poids d'un ouvrier et son assistant et qui est équivalente à deux charges concentrées de 100Kg chacune située à $\frac{1}{3}$ et $\frac{2}{3}$ de la portée.

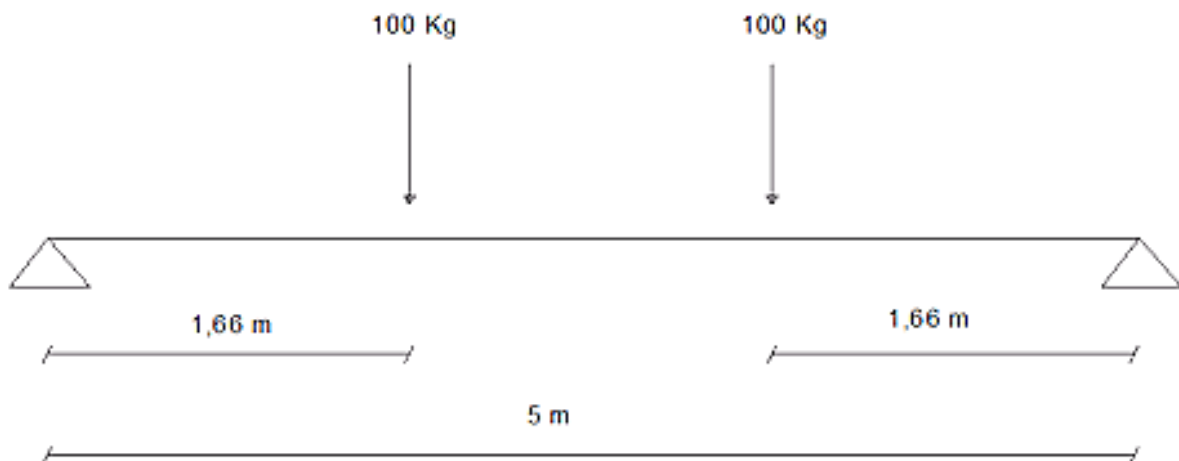


Figure III- 2: Schéma statique de panne sous surcharge d'entretien

Afin d'unifier l'expression de la flèche sous les charges (charges permanentes) et surcharges (charges d'entretiens), on cherche les charges uniformes réparties équivalentes qui nous a donné le moment trouvé par les deux charges concentrées.

$$M_{max} = 100 \times 1.66 = 166 \text{ Kg. m}$$

$$M_{max} = \frac{PL}{3} = \frac{P_{eq} \cdot l^2}{8} \Rightarrow P_{eq} = \frac{8P}{3L} = \frac{8 \times 100}{3 \times 5} = 53.33 \text{ Kg. ml}$$

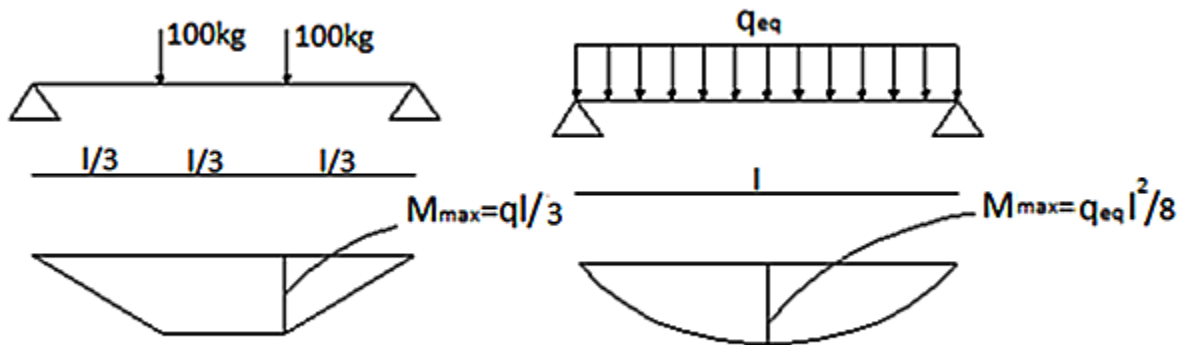


Figure III- 3: Poutre équivalente

- **Surcharges climatiques**
 - **Surcharge du vent (w) :**

La charge du vent est également fonction de l'implantation du site de construction et de la forme de construction, le plus souvent, ces charges agissent en soulèvement.

$$W = -2,35 \text{ KN/m}^2$$

La charge linéaire du vent est égal a : $-2.35 \times 1,2 = -2,82 \text{ KN/ml}$

- **Surcharge de la neige (s) :**

La surcharge de la neige est fonction de l'implantation du site de construction (région, altitude) et de la forme de la toiture (inclinaison, possibilité d'accumulation).

S : charge de la neige.

Sur le sol : $S_k = 0.325 \text{ KN/ m}^2$.

Sur la toiture : $0,8 S_k = 0,26 \text{ KN/ m}^2$.

La charge linéaire de neige est égale à : $0,26 \times 1,2 = 0,312 \text{ KN/ml}$

III.1.3 Combinaisons de charge les plus défavorables :

➤ **Les charges et surcharges appliquées**

- $G=0.38\text{KN/ml}$

- $W=-2.82\text{KN/ml}$

- $S=0,312\text{KN/ml}$

- $Q=0.533\text{KN/ml}$

➤ **E.L.U :**

$$G + 1.5W = 0.38 + 1.5 \times -2.82 = -3.85 \text{ KN/ml}$$

$$1.35G + 1.5S = 1.35 \times 0.38 + 1.5 \times 0.312 = 0.98 \text{ KN/ml}$$

$$1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 0.38 + 1.5 \times 0.533 = 1.31 \text{ KN/ml}$$

➤ **ELS**

$$G + W = 0.38 - 2.82 = -2.44 \text{ KN/ml}$$

$$G + S = 0.38 + 0.312 = 0.69 \text{ KN/ml}$$

$$G + Q = 0.38 + 0.533 = 0.913 \text{ KN/ml}$$

III.1.4 Principe de dimensionnement :

Les pannes sont sollicitées à la flexion simple.

Elles doivent satisfaire les deux conditions :

- Condition de flèche (à l'ELS).

- Condition de résistance (à l'ELU).

Généralement, on fait le pré dimensionnement des pannes par l'utilisation de la condition de flèche, puis on fait la vérification de la condition de résistance.

III.1.5 Vérification de la condition de flèche à l'E.L.S.

Il faut vérifier que : $f_{cal} \leq f_{adm}$

Avec :

$$f_{\text{cal}} = \frac{5 \times q_s \times l^4}{348 \times E \times I_y}$$

$$f_{\text{adm}} = \frac{l}{200} \rightarrow f_{\text{adm}} = \frac{l}{200} = \frac{500}{200} \rightarrow f_{\text{adm}} = 2.5 \text{ cm}$$

$$f_{\text{cal}} = \frac{5 \times q_s \times l^4}{348 \times E \times I_y} \rightarrow I_y \geq 200 \times \frac{5 \times q \times l^3}{384 \times E}$$

$$I_y \geq 200 \times \frac{5 \times 2.44 \times 500^3}{384 \times 2.1 \times 10^6} \rightarrow I_y \geq 382.87 \text{ cm}^4$$

On prendra un IPE180 dont les caractéristiques sont :

$$I_y = 1317 \text{ cm}^4 ; G = 18.8 \text{ kg/ml}$$

$$W_{\text{ply}} = 166 \text{ cm}^3 ; A_v = 11.3 \text{ cm}^2$$

III.1.6 Vérification en tenant compte du poids du profilé :

Les pannes sont dimensionnées pour satisfaire les conditions suivantes :

Condition de la résistance (à l'ELU).

Condition de la flèche (à l'ELS).

Pour les vérifications des conditions en va utiliser la combinaison des charges la plus défavorable.

- **la flèche :**

$$f_{\text{cal}} < f_{\text{adm}} = \frac{l}{200} = \frac{500}{200} = 2.5 \text{ cm}$$

$$f_{\text{cal}} = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 2.44 \times 500^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 1317} = 0.71 \text{ cm}$$

$$f_{\text{cal}} < f_{\text{adm}} \rightarrow 0.71 < 2.5 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifier}$$

- **La résistance :**

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

$$M_{\text{sd}} = \frac{qu \times l^2}{8} = \frac{3.85 \times 5^2}{8} = 12.03 \text{ KN.m}$$

$$M_{rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_M} = \frac{166 \times 235 \times 10^{-3}}{1} = 39.01 \text{ KN.m}$$

12.18 KN.m \leq 20.7 KN.m \rightarrow condition vérifiée

- **Effort tranchant :**

$$V_{sd} \leq V_{pl} = \frac{f_y \times A_v}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}}$$

$$V_{sd} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{3.85 \times 5}{2} = 9.62 \text{ KN}$$

$$V_{pl} = \frac{A_v \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_M} = \frac{11.3 \times 235 \times 10^{-1}}{\sqrt{3} \times 1} = 153.31 \text{ KN}$$

$$A_v = 7.64 \text{ cm}^2$$

V_{pl} : Effort tranchant résistant de la section.

A_v : Aire de cisaillement

$V_{sd} = 9.62 \leq V_{pl} = 153.31 \text{ KN} \Rightarrow$ la condition est vérifiée

III.2 Calcul de l'échantignolle :

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

L'excentrement(t) est limité par la condition suivante :

$$2 \left(\frac{b}{2} \right) \leq t \leq 3 \left(\frac{b}{2} \right)$$

III.2.1 Dimensionnement de l'échantignolle :

Pour un IPE180 : $b = 91 \text{ mm}$

$$2 \left(\frac{91}{2} \right) \leq t \leq 3 \left(\frac{91}{2} \right)$$

$$91 \leq t \leq 136.5$$

On prend $t = 100 \text{ mm}$

Sous la combinaison $G+1.5W$

$$G=0.38 \text{ KN/ml}$$

$$W=-2.82 \text{ KN/ml}$$

$$S = 0.312 \text{ KN/ml}$$

III.2.2 Détermination des sollicitations :

L'effort R revenant à l'échantignolle n'est rien d'autre que la réaction d'appui des pannes. On prendra l'effort maximal correspondant à l'échantignolle intermédiaire (Et non l'échantignolle de rive).

- **Calcul des réactions :**

- **Sous le vent :**

$$R_G = 2 \frac{ql}{2} = 0.38 \times 5 = 1.9 \text{ KN}$$

$$R_W = 2 \frac{ql}{2} = -2.82 \times 5 = -14.1 \text{ KN}$$

$$V_z = R_G + 1.5R_W$$

$$V_z = 1.9 + 1.5 \times (-14.1) = -19.25 \text{ KN}$$

- **Sous la neige:**

$$R_S = 2 \frac{ql}{2} = 0.312 \times 5 = 1.56 \text{ KN}$$

$$V_{z,S} = 1.35 \times R_G + 1.5 \times R_S$$

$$V_{z,S} = 1.35 \times 1.9 + 1.5 \times 1.56 = 4.90 \text{ KN}$$

- **Sous la charge d'exploitation :**

$$R_Q = 2 \frac{ql}{2} = 0.533 \times 5 = 2.665 \text{ KN}$$

$$V_{z,Q} = 1.35 \times R_G + 1.5 \times R_Q$$

$$V_{z,Q} = 1.35 \times 1.9 + 1.5 \times 2.665 = 6.56 \text{ KN}$$

- **Moment de renversement :**

- **Dû au vent :**

$$M_R = V_z \times t$$

$$M_R = 19.25 \times 0.1 = 1.92 \text{ KN.m}$$

- **Epaisseur de l'échantignolle :**

Le moment de renversement est celui dû au vent :

$$M_R = 1.92 \text{ KN.m}$$

L'effort R risque de provoquer le pliage de l'échantignolle. Pour prévenir ce risque, il faut vérifier que le moment de renversement M_R ne dépasse pas le moment de pliage

$$M_R \leq M_{\text{pliage}}$$

$$M_{\text{pliage}} = \frac{W_{el} \times f_y}{\gamma_{m0}} \geq M_R$$

$$W_{ely} \geq \frac{M_R \times \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{1.92 \times 1 \times 10^3}{235} = 8.17 \text{ cm}^3$$

Pour une section rectangulaire :

$$W_{ely} = \frac{a \times e^2}{6}$$

$$e \geq \sqrt{\frac{W_{ely} \times 6}{1.7}}$$

La largeur de l'échantignolle ($a = 1.7 \text{ cm}$) est calculée après avoir dimensionné la membrure supérieure de la ferme. 2L80×80×8

$b = 8 + 8 + 1 = 17 \text{ cm}$; avec l'épaisseur du gousset de 10 mm.

$$e \geq \sqrt{\frac{8.17 \times 6}{17}} = 1.7 \text{ cm}$$

On adopte une échantignolle de 18 mm d'épaisseur

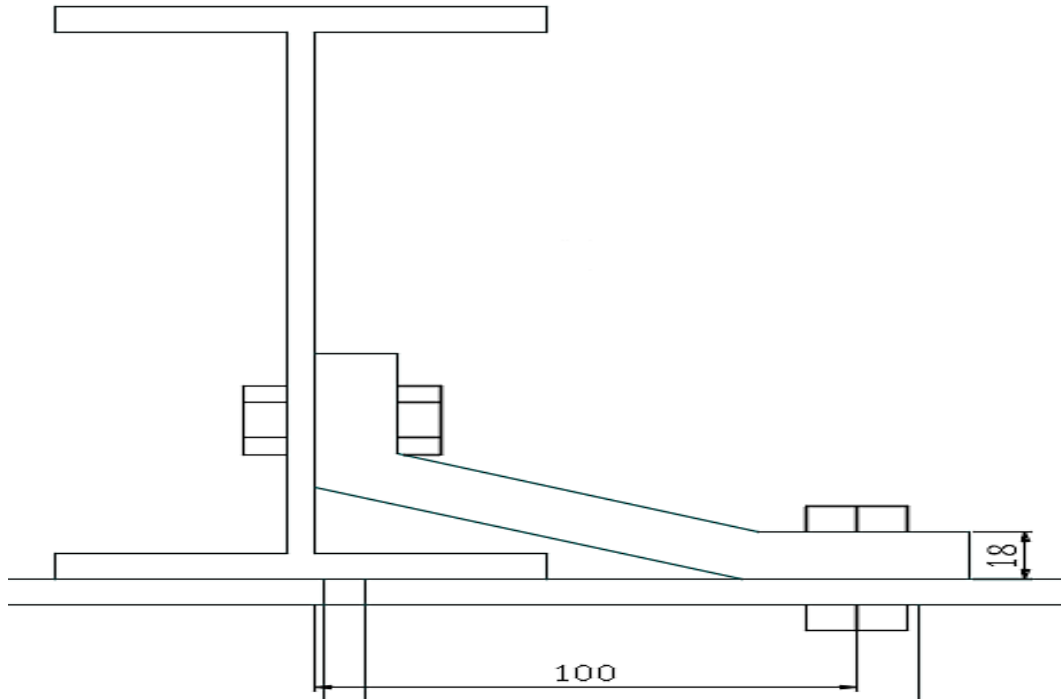


Figure III- 4 :coupe transversale de l'échantignolle PAR TEKLA

III.3 Calcul de la ferme :

Les fermes à treillis constituent un type particulier d'élément porteur de la toiture. Elles constituent souvent la solution la plus légère pour réaliser les traverses des portiques. Elles sont utilisées en général pour de grandes portées, mais peuvent également convenir pour des portées plus faibles.

Ces fermes sont constituées souvent d'un système triangulé dont la membrure supérieure appelée arbalétrier, la membrure inférieure appelée entrain, d'une âme treillis constituées d'élément verticaux (montant) et oblique (diagonales), elle repose sur deux appuis (poteaux, murs, ...).

III.3.1 Analyse numérique de la ferme :

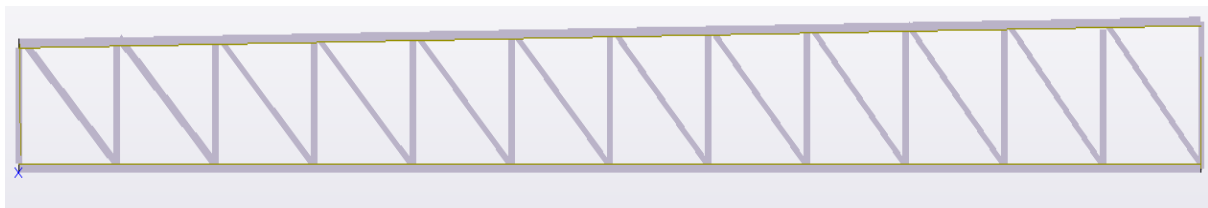


Figure III- 5: le plan 3D de la ferme par TEKLA 2018

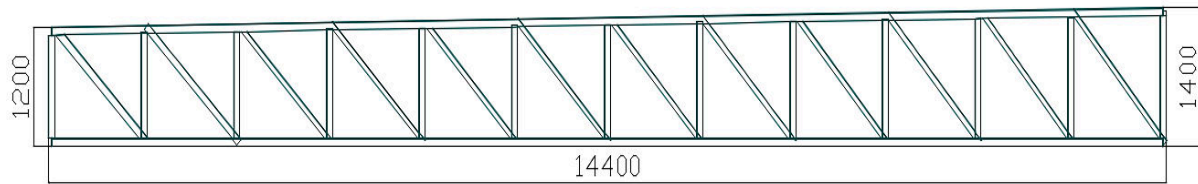


Figure III- 6: le plan 2D de la ferme par TEKLA 2018

III.3.2 Hypothèse de calcul :

- les barres sont considérées comme rigides et indéformables.
- les barres sont considérées comme articulées, sans frottement, aux nœuds.
- la ferme est considérée comme reposante sur deux appuis.

L'étude se fait selon la combinaison la plus défavorable des deux combinaisons suivantes:

- Cas de soulèvement : $G+1,5W$
- Cas de la neige: $1,35G+1,5S$

La ferme à une longueur de 14,4 m soumise à des forces concentrées verticales dues à la charge transmise par la toiture par l'intermédiaire des pannes, le schéma statique sera comme le suivant:

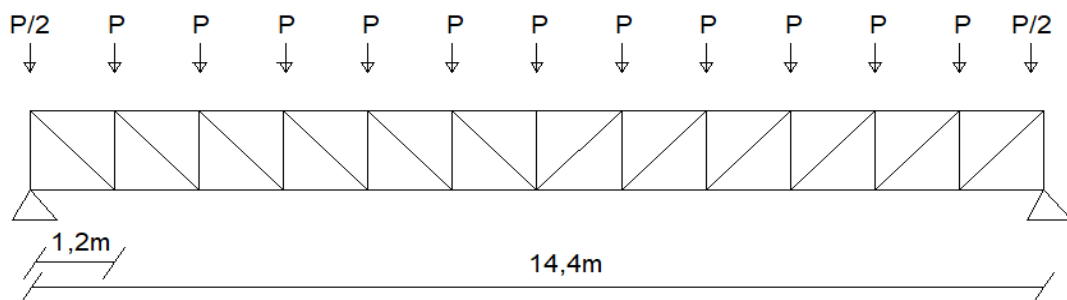


Figure III- 7: schéma statique de la ferme.

III.3.3 Détermination des charges et surcharges agissantes sur la ferme :

Calcul des charges revenant à chaque nœud :

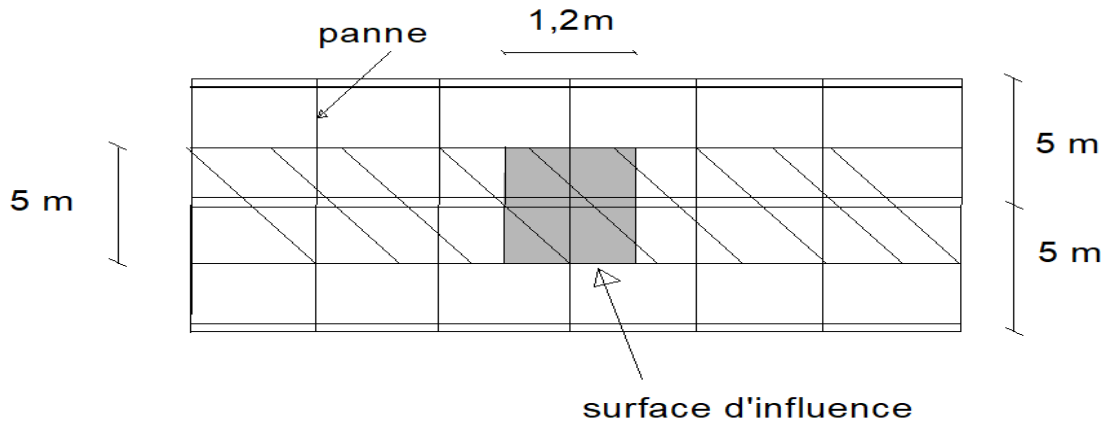


Figure III- 8: Surface afférente des nœuds.

• **Nœud intermédiaire :**

La surface horizontale d'influence qui revient pour le nœud intermédiaire :

$$s = 5 \times 1,2 = 6 \text{ m}^2$$

➤ **Poids propre :**

- Panne (IPE180)..... $0,188 \times 5 = 0,94 \text{ KN}$
- Couverture + accessoires de pose $0,16 \times 6 = 0,96 \text{ KN}$
- Contreventements..... $0,1084 \times 6 = 0,65 \text{ KN}$
- poids forfaitaire de la ferme $1,08 \text{ KN}$
- Total $3,63 \text{ KN}$

➤ **Surcharges climatiques :**

1) Surcharge du vent :

La zone la plus chargé est au vent dont $-2,35 \text{ KN/ m}^2$

$$W = q_j \times S = -2,35 \times 6 = -14,1 \text{ KN}$$

2) Surcharge de la neige :

$$S_{\text{max}} = 0,26 \text{ KN/ m}^2$$

La surface revenant à chaque nœud intermédiaire est de 6 m² Donc

$$S=0,26 \times 6 = 1.56 \text{ KN/m}^2$$

- **Nœud de rive :**

$$S = \left(\frac{5 \times 1,2}{2}\right) = 3 \text{ m}^2$$

- **Poids propre :**

- Panne (IPE140).....	0.188 × 5 = 0.94KN
- Couverture + accessoires de pose	0.16 × 3 = 0.48 KN
- Contreventements.....	0.1084 × 3 = 0.32 KN
- poids forfaitaire de la ferme	0.54 KN
- Total	2.28 KN

- **Surcharges climatiques :**

- 1) **Surcharge du vent :**

La zone la plus chargée est au vent dont $q_j = -2.35 \text{ KN/ m}^2$

$$W = q_j \times S = -2,35 \times 3 = -7.05 \text{ KN}$$

- 2) **Surcharge de la neige :**

$$S_{\max} = 0,26 \text{ KN/ m}^2$$

La surface revenant à chaque nœud intermédiaire est de 3 m² Donc

$$S = 0,26 \times 3 = 0.78 \text{ KN/m}^2$$

Calcul des forces selon les combinaisons de charges:

- **Nœud intermédiaire :**

- **Soulèvement** $FV = G + 1,5V = 3.63 + 1,5 \times (-14.1) = -17.52 \text{ KN}$

- **Neige** $FS = 1,35G + 1,5.S = 1.35 \times 3.63 + 1.5 \times 1.56 = 7.24 \text{ KN}$

- **Nœud de rive :**

- **soulèvement** $FV = G + 1,5V = 2.28 + 1,5 \times (-7.05) = -8.29 \text{ KN}$

➤ Neige

$$FS=1,35G+1,5.S = 1.35 \times 2.28 + 1.5 \times 0.78 = 4.24 \text{ KN}$$

III.3.4 Pré dimensionnement des éléments :

Les éléments sont dimensionnés sur la base des efforts normaux N_{sd} qui les sollicitent et ils doivent vérifier la condition suivante :

$$N_{br,d} = \frac{\pi^2 EI}{(l_{max}^2)} \geq N_{sd}$$

La détermination des efforts dans les éléments de la ferme est obtenue à l'aide d'un modèle 2D réalisé avec le logiciel RDM6

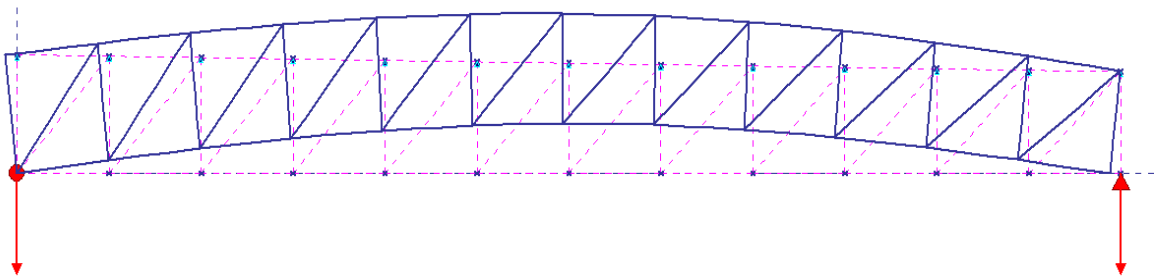


Figure III- 9: déformation de la ferme sous (G+1.5W).

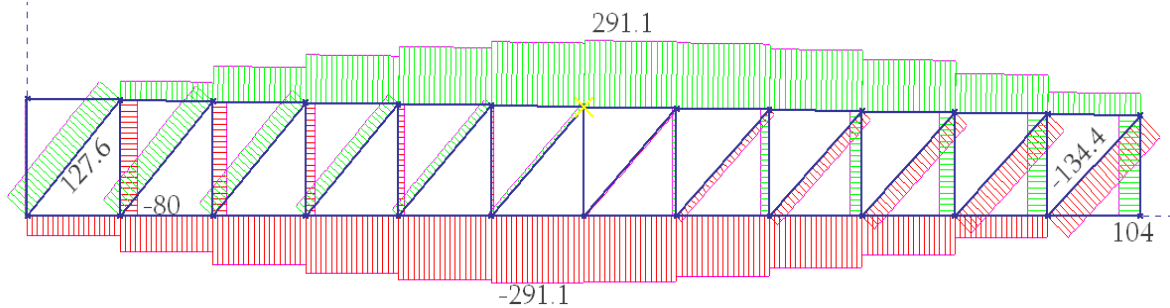


Figure III- 10 :diagramme effort normal sous G+1.5W .

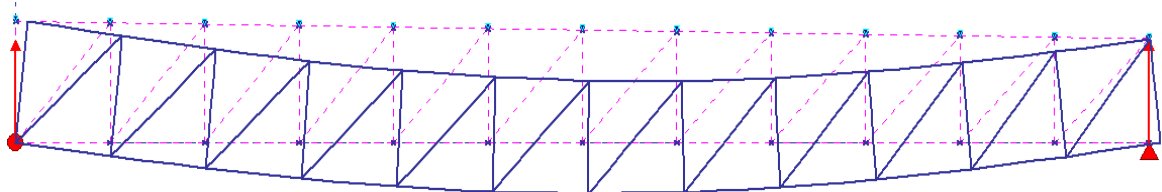


Figure III- 11 : déformation de la ferme sous (1.35G+1.5Sk) .

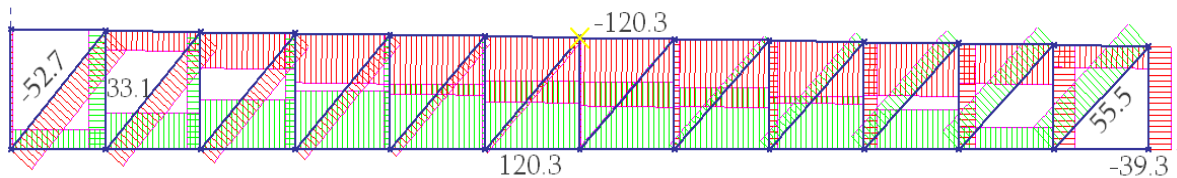


Figure III- 12: diagramme effort normal 1.35G+1.5Sk.

Membrure supérieure :

$$N_{sd} = 291 \text{ KN (compression)}$$

Longueur de la barre : $l_0 = 1.2 \text{ m}$

$$l_y = 0.9l_0 = 0.9 \times 1.2 = 1.08 \text{ m} \quad (\text{Dans le plan de la ferme})$$

$$l_z = l_0 = 1.2 \text{ m} \quad (\text{Dans le plan perpendiculaire au plan de la ferme})$$

$$l_{max} = \max(l_y; l_z) = 1.2 \text{ m}$$

$$I_{max} \geq \frac{N_{sd} \cdot (l_{max}^2)}{\pi^2 E} = \frac{291 \times 120^2}{3.14^2 \times 2.1 \times 10^4} = 20.23 \text{ cm}^4$$

On adopte une double cornière : $\perp\!\!\!\perp 80, 80,8$

les montants :

$$N_{sd} = 80 \text{ KN (compression)}$$

Longueur de la barre : $l_0 = 1.2 \text{ m}$

$$l_y = 0.9l_0 = 0.9 \times 1.2 = 1.08 \text{ m} \quad (\text{Dans le plan de la ferme})$$

$$l_z = l_0 = 1.2 \text{ m} \quad (\text{Dans le plan perpendiculaire au plan de la ferme})$$

$$l_{max} = \max(l_y; l_z) = 1.2 \text{ m}$$

$$I_{max} \geq \frac{N_{sd} \cdot (l_{max}^2)}{\pi^2 E} = \frac{80 \times 120^2}{3.14^2 \times 2.1 \times 10^4} = 17.47 \text{ cm}^4$$

On adopte une double cornière : $\perp\!\!\!\perp 60,60,6$ pour les montants

Tableau III- 1: les cornières choisies

Éléments	Section choisie
Membrures supérieures	2L (80, 80,8)
Membrures inférieures	2L (80, 80,8)
Montants	2L (60, 60,6)
Diagonales	2L (80, 80,8)

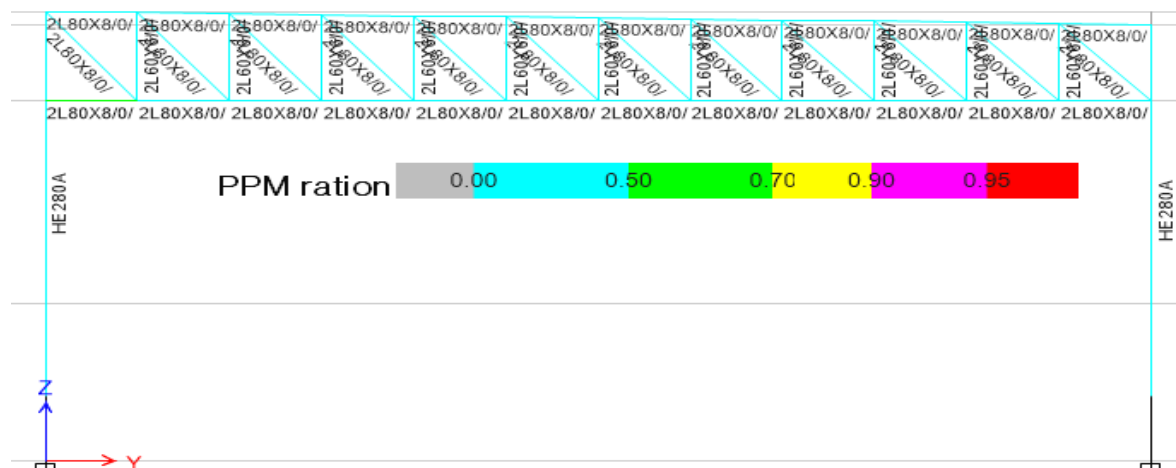


Figure III- 13 : : vérifications de la résistance des éléments de la ferme selon les combinaisons (G+1.5W /1.35G+1.5Sk) par ETABS

Tableau III- 2: les forces axial de la combinaison G+1.5W.

Eléments	Compression (KN)	Traction (KN)
Membrure supérieures	-184	303.39
Membrure inférieures	-301.98	2.91
Montants	-79.63	109.14
Diagonales	-133.57	141.11

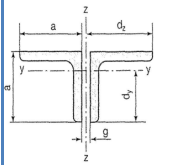
Tableau III- 3 : les forces axial de la combinaison 1,35G+1.5Sk.

Eléments	Compression (KN)	Traction (KN)
Membrure supérieures	-155.29	0.92
Membrure inférieures	-148	154.56
montants	-58.37	41.58
Diagonales	-72.28	68.61

III.3.5 Vérification du flambement :

- **Membrure Supérieure :**

Tableau III- 4 Caractéristiques de profile 2L 80.80.8 .

	Dimensions		Masse par mètre	Aire de la section	Caractéristiques rapportées à l'axe (yy')		Caractéristiques rapportées à l'axe (zz')	
	a(mm)	t(mm)	P(Kg/m)	A(cm ²)	I _y (cm ⁴)	i _y (cm)	I _z (cm ⁴)	i _z (cm)
2L 80, 80,8	80	8	19.26	24.6	144.5	2.42	331.89	3.67

On doit vérifier la formule suivante :

$$N_{sd} < N_{b,Rd} = \frac{\chi \times B_A \times A \times f_y}{\gamma_{M_1}}, \quad N_{sd} = 155.29 \text{ KN}$$

$$A = 12.3 \text{ cm}^2; \quad d = 2.26 \text{ cm};$$

$$I_z = 2 \times [I_b + A c \times \Delta^2] = 2 \times [72.25 + 12.3 \times 2.76^2] = 331.89 \text{ cm}^4$$

$$\Delta = d + 0.5 = 2.26 + 0.5 = 2.76$$

$$\lambda_1 = 93.9 \times \varepsilon = 93.3 \text{ Avec } \varepsilon = \sqrt{235/f_y} = 1$$

$$L_f = L_0 \text{ (articulé - articulé)} : \quad L_f = 0.9L_0 = 0.9 \times 1.2 \text{ m} = 1,08 \text{ m}$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{Ac}} = \sqrt{\frac{144.5}{24.6}} = 2.42 \text{ cm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{Ac}} = \sqrt{\frac{331.89}{24.6}} = 3.67 \text{ cm}$$

$$\left\{ \begin{aligned} \lambda_y &= \frac{0.9L_0}{i_y} = \frac{108}{2.42} = 44.62 \Rightarrow \bar{\lambda}_y = \frac{44.62}{93.9} = 0.475 \\ \lambda_z &= \frac{L_0}{i_z} = \frac{120}{3.67} = 32.69 \Rightarrow \bar{\lambda}_z = \frac{32.69}{93.9} = 0.348 \end{aligned} \right.$$

$$\left\{ \begin{aligned} \lambda_z &= \frac{L_0}{i_z} = \frac{120}{3.67} = 32.69 \Rightarrow \bar{\lambda}_z = \frac{32.69}{93.9} = 0.348 \end{aligned} \right.$$

$$\bar{\lambda}_y = 0.47 > 0.2$$

$$\bar{\lambda}_z = 0.34 > 0.2$$

Il y a un risque de flambement suivant les deux axes.

Donc il faut vérifier que :

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

$$\text{Avec } \chi = \frac{1}{\varphi + (\varphi^2 - \bar{\lambda}^2)^{0.5}} \quad \text{et} \quad \varphi = 0,5 \times [1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2]$$

α : facteur d'imperfection donné en fonction de la courbe de flambement.

- Quel que soit l'axe de flambement pour notre cas, la courbe de flambement (c) $\alpha = 0.49$

➤ **Selon (y-y') :**

$$\varphi_y = 0,5 \times [1 + 0,49(0.475 - 0,2) + 0.475^2] = 0.68$$

$$\chi_y = \frac{1}{0.68 + [0.68^2 - 0.475^2]^{0.5}} = 0.85$$

❖ **Selon (z-z') :**

$$\varphi_z = 0,5 \times [1 + 0,49(0.348 - 0,2) + 0.348^2] = 0.59$$

$$\chi_z = \frac{1}{0.59 + [0.59^2 - 0.348^2]^{0.5}} = 0.93$$

$$X_{min} = \min(X_y; X_z) = \min(0.85; 0.93) \rightarrow X_{min} = 0.85$$

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

$$N_{b,Rd} = \frac{0.85 \times 24.6 \times 23,5 \times 1}{1.1} = 446.71 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 155.29 \text{ KN} < N_{b,Rd} = 446.71 \text{ KN}$$

(Condition vérifiée).

Ce qui correspond à une double cornière : $\perp\!\!\!\perp$ 80, 80,8

• **Membrure inférieure :**

Le choix : 2L 80, 80,8

$$N_{sd} = -301.98 \text{ KN}$$

Tableau III- 5 : Les resultatas de vérification de flambement .

λ_y	$\bar{\lambda}_y$	λ_z	$\bar{\lambda}_z$	φ_y	χ_y	φ_z	χ_z
44.62	0.475	32.69	0.348	0.68	0.85	0.59	0.93

$$N_{sd} = 301.98 \text{ KN} < N_{b,Rd} = 446.71 \text{ KN}$$

(Condition vérifiée).

• **Diagonale:**

Le choix : 2L 80, 80,8

$$N_{sd} = -133.57 \text{ KN}$$

$$L_0 = \sqrt{1,2^2 + 1,4^2} = 1.84 \text{ m}$$

Tableau III- 6 : Les résultats de la vérification de flambement .

λ_y	$\bar{\lambda}_y$	λ_z	$\bar{\lambda}_z$	Φ_y	χ_y	Φ_z	χ_z
68.32	0.72	50.09	0.53	0.89	0.70	0.72	0.82

$$N_{sd} = 133.57 \text{ KN} < N_{b,Rd} = 371.82 \text{ KN} \quad \text{condition vérifiée}$$

• **Montant:**

Le choix : 2L 60, 60,6

$$N_{sd} = -79.63 \text{ KN}$$

Tableau III- 7 : Caractéristiques de profile 2L 60.60.6 .

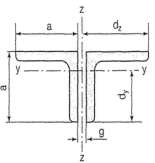
	Dimensions		Masse par mètre	Aire de la section	Caractéristiques rapportées à l'axe (yy')		Caractéristiques rapportées à l'axe (zz')	
	a(mm)	t(mm)	P(Kg/m)	A(cm ²)	I _y (cm ⁴)	i _y (cm)	I _z (cm ⁴)	i _z (cm)
2L 60, 60,6	60	6	10.84	13.82	45.58	1.81	111.86	2.84

Tableau III- 8 : Les résultats de la vérification de flambement .

λ_y	$\bar{\lambda}_y$	λ_z	$\bar{\lambda}_z$	Φ_y	χ_y	Φ_z	χ_z
59.46	0.63	42.17	0.44	0.80	0.76	0.66	0.87

$$N_{sd} = -79.63 \text{ KN} < N_{b,Rd} = 225.99 \text{ KN} \quad \text{condition vérifiée}$$

III.3.6 Vérification de la ferme en 3D par ETABS

Après le pré dimensionnement des éléments, et l'analyse de la structure en 3D, on passe à la vérification par logiciel ETABS.

Vérification des éléments de la ferme :

Les vérifications à faire sont :

La condition de résistance :

$$\frac{N_{sd}}{N_{rd}} < 1$$

N_{sd} = Effort normal sollicitant.

N_{rd} = Effort résistant.

La vérification des différents éléments de la ferme est donnée dans le tableau suivant :

Tableau III- 9 : les vérifications des éléments de la ferme et les efforts finals donnés par ETABS .

Eléments		combinaisons	N_{sd} (KN)	N_{rd} (KN)	N_{sd}/N_{rd}	observation
Membrures sup 2L (80*80*8)	traction	G+1.5V	303.39	524.05	0.57	vérifiée
	compression	1.35 (G+S+Q)	-155.29		0.29	vérifiée
Membrures inf 2L (80*80*8)	compression	G+1.5V	-301.98	524.05	0.57	vérifiée
	traction	1.35 (G+S+Q)	154.56		0.29	vérifiée
Diagonales 2L (80*80*8)	compression	G+1.5V	-133.57	524.05	0.25	vérifiée
	traction	1.35 (G+S+Q)	68.61		0.13	vérifiée
Montants 2L (60*60*6)	traction	G+1.5V	109.14	295.24	0.36	vérifiée
	compression	1.35 (G+S+Q)	-58.37		0.19	vérifiée

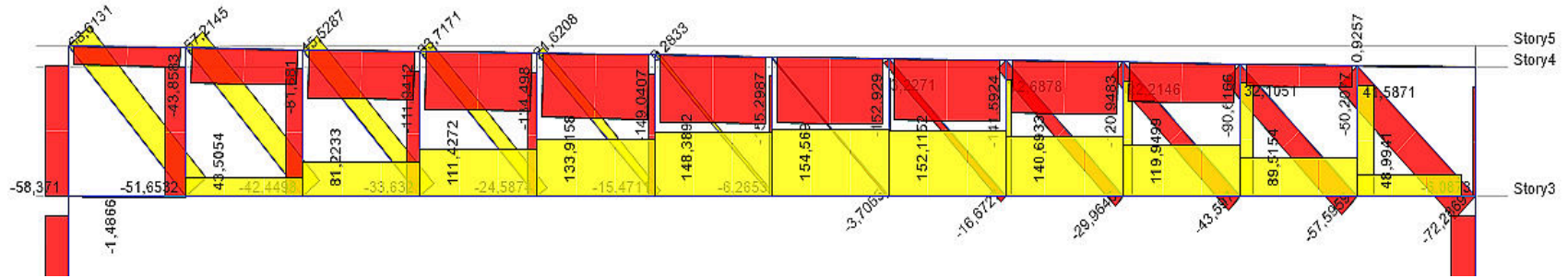


Figure III- 14 : diagramme effort normal 1.35 (G+Q+SK) .

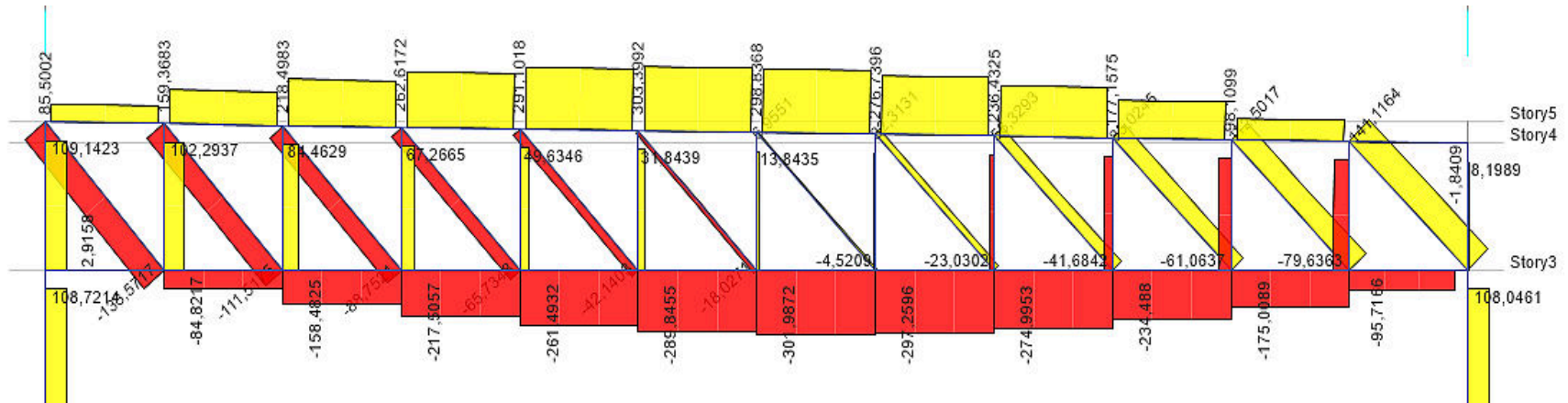


Figure III- 15: diagramme effort normal sous G+1.5 .

Chapitre IV : Calcul de contreventement



Chapitre IV : Calcul de contreventement

IV.1 Introduction :

Les contreventements sont des dispositifs conçus pour assurer la stabilité de l'ossature en s'opposant à l'action de forces horizontales : vent, effets de séismes, chocs etc. Ils sont généralement conçus pour garantir le cheminement des charges horizontales jusqu'aux fondations.

Ils sont disposés sous la toiture, dans les plans des versants (poutre au vent), et en façade (palées de stabilité).

IV.2 Calcule de la force de frottement : (RNV 2013)

Les effets de frottement du vent sur la surface peuvent être négligés lorsque l'aire totale de toutes les surfaces parallèles au vent (ou faiblement inclinées par rapport à la direction du vent) est inférieure ou égale à 4 fois l'aire totale de toutes les surfaces extérieures perpendiculaires au vent (au vent et sous le vent) RNV2013 Art 2.6.3

$$A_{FR} = 2S_1 + S_2 = 2 \times (7 \times 20.35) + (14.4 \times 20.35) = 577.94 \text{ m}^2$$

L'air de la surface perpendiculaire au vent

$$4A = 4[(14.4 \times 7) \times 2] = 806.4 \text{ m}^2$$

$$A_{FR} < 4A \quad \text{Conditions vérifiées}$$

Alors les effets de frottement du vent sur la surface peuvent être négligés.

IV.3 Calcul des contreventements de toiture (Poutre au vent):

La poutre au vent sera calculée comme une poutre en treillis sur deux appuis chargés par des forces horizontales dues au vent. Leur rôle principal est de transmettre les efforts du pignon aux fondations.

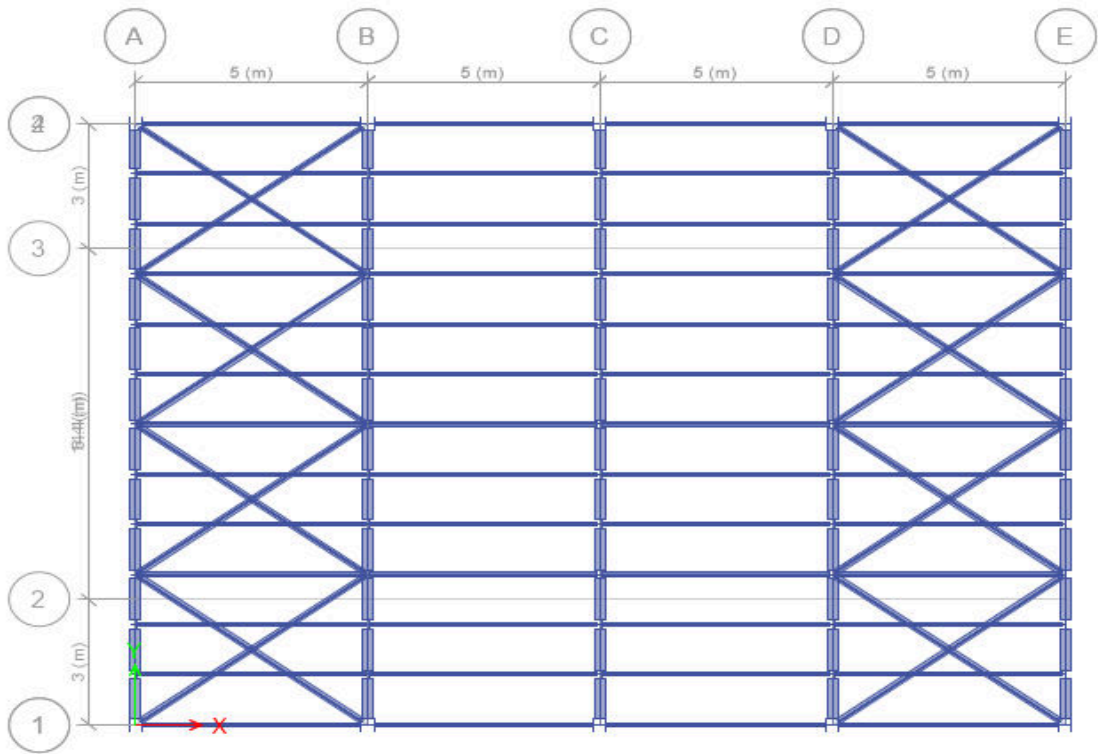


Figure IV- 1 : : la disposition des poutres au vent sur ETABS .

IV.3.1 Evaluation des efforts horizontaux :

Le problème est ramené à un calcul isostatique et pour déterminer les efforts, on utilise la méthode des sections.

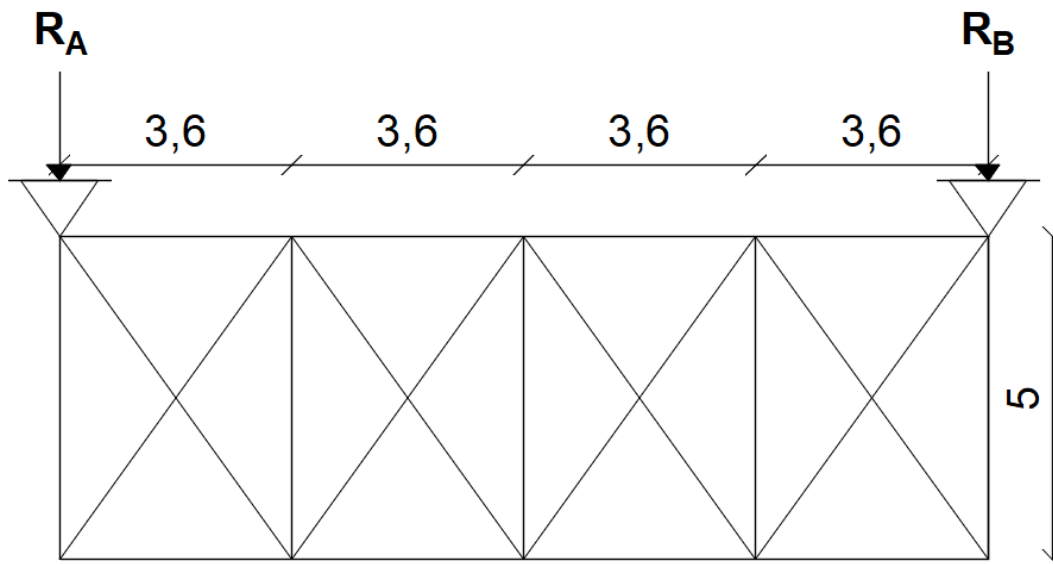


Figure IV- 2: Schéma statique de la poutre au vent.

- **Calcul des efforts horizontaux dues au vent :**

$$F_i = e_i \left[(W_i \cdot S_i + \frac{F_{fr}}{n}) \right]$$

Les pressions q_j sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$W_j = 1260 \text{ N/m}^2$$

n : nombre de nœuds ; $n = 5$.

$$\frac{F_{fr}}{n} = \frac{1285}{5} = 257 \text{ N}$$

h_i : la hauteur des parois.

l_i : entre axe des pannes.

$$F_i = W \times \frac{h}{2} \times \frac{l}{2}$$

$$W = C_d \times q_p(z_e) \times \sum C_e$$

$$C_D = +0.8 \quad C_D = -0.3 \quad (\text{Voir chapitre étude au vent})$$

$$W = 1 \times 900.45 \times (0.8 + 0.3) = 990.49 \text{ N/m}^2$$

$$W = 0.99 \text{ KN/m}^2$$

$$F_i = 0.99 \times \frac{7}{2} \times \frac{3.6}{2} = 6.23 \text{ KN}$$

- **Calcul de l'effort de traction dans les diagonales :**

On ne fait travailler que les diagonales tendues et on considère que les diagonales comprimées ne reprennent aucun effort, car du fait de leurs grand élanement, elles tendent à flamber sous des faibles efforts. Suivant le sens du vent (paroi D ou E), c'est l'un ou l'autre des diagonales qui est tendue.

Par la méthode des coupures, on établit l'effort F_d dans les diagonales :

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow -R_A - R_B + 5F_i = 0$$

$$R_A + R_B = 5 \times 6.23 = 31.15 \text{ KN}$$

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow R_A \times 14.4 - F_i \times (14.4 + 10.8 + 7.2 + 3.6) = 0$$

$$R_A = \frac{6.23 \times (14.4 + 10.8 + 7.2 + 3.6)}{14.4} = 15.75 \text{ KN}$$

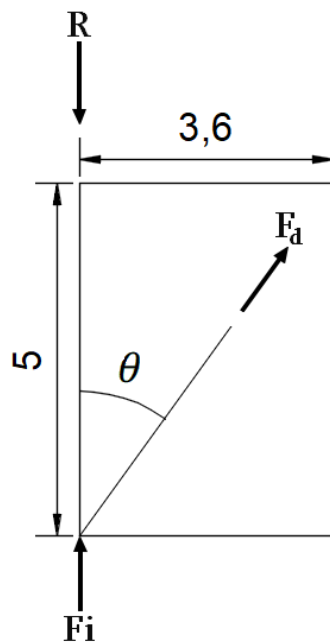
$$R_A + R_B = 31.15 \text{ KN} \Rightarrow R_B = 15.575 \text{ KN}$$

$$\text{tg}\alpha_1 = \frac{3.6}{5} \Rightarrow \alpha_1 = 35.75^\circ$$

$$\theta_1 = 90 - 35.75 = 54.25$$

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow -R_A + F_i + F_{d1} \cos\alpha_1 = 0 \Rightarrow F_{d1} = \frac{R_A - F_i}{\cos\alpha_1}$$

$$F_{d1} = \frac{15.575 - 6.23}{\cos 35.75} = 11.51 \text{ KN}$$



$$\sum F_y = 0 \Rightarrow -R_A + 2F_i + F_{d2} \cos\alpha = 0 \Rightarrow F_{d2} = \frac{R_A - 2F_i}{\cos\alpha_1}$$

$$F_{d2} = \frac{15.575 - 2 \times 6.23}{\cos 35.75} = 3.83 \text{ KN}$$

$$F_{d1} = F_{d4} = 11.51 \text{ KN} \quad F_{d2} = F_{d3} = 3.83 \text{ KN}$$

$$F_d = \max(F_{d1}, F_{d2}, F_{d3}, F_{d4})$$

$$F_d = 11.51 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 1.5F_d \Rightarrow N_{sd} = 1.5 \times 11.51$$

$$N_{sd} = 17.26 \text{ KN}$$

$$N_{sd} \leq N_{plrd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} \Rightarrow A \geq \frac{\gamma_{m0} \times N_{sd}}{f_y}$$

$$A \geq \frac{1.1 \times 17.26}{23.5} = 0.8 \text{ cm}^2$$


Pour des raisons pratiques on opte pour une cornière isolée de 2L60 × 60 × 6 de section
 $A_s = 13.82 \text{ cm}^2$

IV.4 Vérification des éléments de la poutre au vent :

IV.4.1 Vérification des pannes (montants de la poutre au vent) à la Résistance (IPE180) :

Les montants de la poutre au vent sont des pannes qui travaillent à la flexion sous l'action de charge verticale, et en outre à la compression sous (F), on doit donc vérifier la panne à la flexion composée.

Tableau IV- 1 : Caractéristiques de profile 2L 60.60.6 .

	I_y (cm^4)	I_z (cm^4)	G (kg/ml)	w_{ply} (cm^3)	w_{ely} (cm^3)	A (cm^2)	t_f (cm)	B (cm)	classe
IPE180	1317	101	18.8	166	146	23.9	0.8	9.1	1

- **Charge de flexion :**

$$G_t = 0.38 \text{ KN/ml}$$

$$Q_u = G - 1.5V = 0.38 - 1.5 \times 2.82 = -3.9 \text{ KN/ml}$$

$$Q_u = -3.9 \text{ KN/ml}$$

- **Incidence de l'effort normal:**

$$N_{sd} \leq \text{Min}(0.25N_{pl}; 0.5A_w \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}})$$

$$N_{sd} = 1.35F_i = 6.23 \times 1.35 = 8.41 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 8.41 \text{ KN}$$

$$N_{pl.Rd} = \frac{Af_y}{\gamma_{m0}} = \frac{23.9 \times 23.5}{1.1} = 510.6 \text{ KN}$$

$$N_{pl} = 510.6 \text{ KN}$$

$$0.25N_{pl.Rd} = 510.6 \times 0.25 = 127.65 \text{ KN}$$

$$A_w = A - 2bt_f = 23.9 - 2 \times 0.8 \times 9.1 = 9.34 \text{ cm}^2$$

$$A_w = 9.34 \text{ cm}^2$$

$$0.5A_w \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}} = 0.5 \times 9.34 \times \frac{23.5}{1.1} = 99.76 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 8.41 \leq \text{Min}(127.65; 99.76) = 99.76 \text{ KN}$$

Il n'y a pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort normal. Pas de réduction des moments de résistance plastique :

$$M_{Ny.Rd} = M_{ply.Rd} ; M_{Nz.Rd} = M_{plz.Rd} .$$

- **Flexion autour de l'axe y-y :**

$$M_{y.sd} \leq M_{Ny.Rd}$$

$$M_{Ny.Rd} = M_{ply.Rd}$$

$$M_{ply.Rd} = \frac{w_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{166 \times 0.235}{1.1} = 35.46 \text{ KN.m}$$

$$M_{y.sd} = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = \frac{3.9 \times 5^2}{8} = 12.18 \text{ KN.m}$$

$$M_{y.sd} = 12.18 \text{ KN.m} \leq M_{Ny.Rd} = 35.46 \text{ KN.m} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

IV.4.2 Vérification de l'élément aux instabilités :

La vérification de l'élément aux instabilités est donnée par les formules suivantes :

• **Vérification au flambement :**

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times N_{pl.Rd}} + \frac{K_y \times M_{y.sd}}{M_{ply.Rd}} \leq 1$$

• **Vérification au déversement :**

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \times N_{pl.Rd}} + \frac{K_{Lt} \times M_{y.sd}}{\chi_{Lt} M_{ply.Rd}} \leq 1$$

Avec :

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{sd}}{\chi_y \cdot A \cdot f_y} \quad \text{Avec : } K_y \leq 1.5$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2\beta_{My} - 4) + \frac{w_{ply} - w_{ely}}{w_{ely}} \quad \text{Avec : } \mu_y \leq 0.9$$

β_{My} : Facteur des moments uniformes équivalent pour le flambement par rapport à l'axe y-y

Pour une poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie

$$\beta_{My} = 1.3$$

$$\bar{\lambda}_y = \left(\frac{\lambda_y}{\lambda_1} \right) [\beta_A]^{0.5} ;$$

$\beta_A = 1$ pour les section de classe 1,2 et 3.

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{500}{7.42} = 67.38$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{Ac}} = \sqrt{\frac{1317}{23.9}} = 7.42 \text{ cm}$$

$$\lambda_1 = \lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y} \right]^{0.5} = 93.9$$

$$\bar{\lambda}_y = \left(\frac{67.38}{93.9} \right) [1]^{0.5} = 0.717$$

$$\mu_y = 0.717(2 \times 1.3 - 4) + \frac{166 - 146}{146} = -0.86$$

$$\mu_y = -0.86$$

$$\chi_{min} = \min(\chi_y; \chi_z)$$

$$\chi = \frac{1}{\varphi + (\varphi^2 - \bar{\lambda}^2)^{0.5}} \quad \text{et} \quad \varphi = 0,5 \times [1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2]$$

Axe de flambement y-y : courbe « a » $\alpha_y = 0.21$

Axe de flambement z-z : courbe « b » $\alpha_z = 0.34$

$$\varphi_y = 0,5 \times [1 + 0.21(0.717 - 0,2) + 0.717^2] = 0.81$$

$$\varphi_z = 0,5 \times [1 + 0.34(2.59 - 0,2) + 2.59^2] = 4.26$$

$$\chi_y = \frac{1}{0.81 + (0.81^2 - 0.717^2)^{0.5}} = 0.84$$

$$\lambda_z = \frac{500}{2.05} = 243.9$$

$$i_z = \sqrt{\frac{101}{23.9}} = 2.05 \text{ cm}$$

$$\lambda_1 = 93.9$$

$$\bar{\lambda}_z = \left(\frac{243.9}{93.9}\right) [1]^{0.5} = 2.59$$

$$\varphi_z = 0,5 \times [1 + 0.34(2.59 - 0,2) + 2.59^2] = 4.26$$

$$\chi_z = \frac{1}{4.26 + (4.26^2 - 2.59^2)^{0.5}} = 0.13$$

$$\chi_{min} = \min(\chi_y = 0.84; \chi_z = 0.13)$$

$$\chi_{min} = 0.13$$

$$K_y = 1 - \frac{-0.86 \times 8.41}{0.84 \times 23.9 \times 23.5} = 1 \quad K_y \leq 1.5 \dots\dots \text{ok}$$

$$K_{Lt} = 1 - \frac{\mu_{Lt} \cdot N_{sd}}{\chi_z \cdot A f_y} \quad \text{et} \quad K_{Lt} \leq 1.0$$

$$\mu_{Lt} = 0.15 \bar{\lambda}_z \cdot \beta_{MLT} - 0.15 \quad \text{et} \quad \mu_{Lt} \leq 0.9$$

$$\beta_{MLT} = 1.3$$

$$\mu_{Lt} = 0.15 \times 2.59 \times 1.3 - 0.15 = 0.35 \quad \mu_{Lt} \leq 0.9 \quad \dots \text{Ok}$$

$$K_{Lt} = 1 - \frac{0.35 \times 8.41}{0.13 \times 23.9 \times 23.5} = 0.95 \quad K_{Lt} \leq 1.0 \quad \dots \text{ok}$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + \left(\varphi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2 \right)^{0.5}} \leq 1$$

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

$\alpha_{LT} = 0.21$ Pour les sections laminées

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} [\beta_w]^{0.5}$$

$\beta_w = 1$ pour les section de classe 1,2 .

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{l_z}{i_z}}{(C_1)^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{l_z}{i_z} \right)^2 \right]^{0.25}} = \frac{\frac{500}{2.05}}{(1.132)^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{500}{\frac{18}{0.8}} \right)^2 \right]^{0.25}} = 141.56$$

Poutre simplement appuyée avec une charge uniformément répartie $C_1 = 1.132$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{141.56}{93.9} [1]^{0.5} = 1.5$$

$\bar{\lambda}_{LT} = 1.5 > 0.4 \rightarrow$ il y a risque de déversement

$$\varphi_{LT} = 0,5 \times \left[1 + 0.21(1.5 - 0,2) + 1.5^2 \right] = 1.7$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{1.7 + \left(1.7^2 - 1.5^2 \right)^{0.5}} = 0.4 \leq 1 \quad \dots \dots \text{ok}$$

• **Vérification au flambement:**

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times N_{pl.Rd}} + \frac{K_y \times M_{y.sd}}{M_{ply.Rd}} \leq 1$$

$$\frac{8.41}{0.13 \times 510.6} + \frac{1 \times 12.18}{35.5} = 0.46 \leq 1 \dots \dots \text{OK}$$

- **Vérification au déversement :**

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \times N_{pl.Rd}} + \frac{K_{Lt} \times M_{y.sd}}{\chi_{Lt} M_{ply.Rd}} \leq 1$$

$$\frac{8.41}{0.13 \times 510.6} + \frac{0.95 \times 12.18}{0.4 \times 35.5} = 0.94 \leq 1 \dots\dots\dots \text{OK}$$

Le profilé IPE 180 est adéquat comme panne montant de toiture.

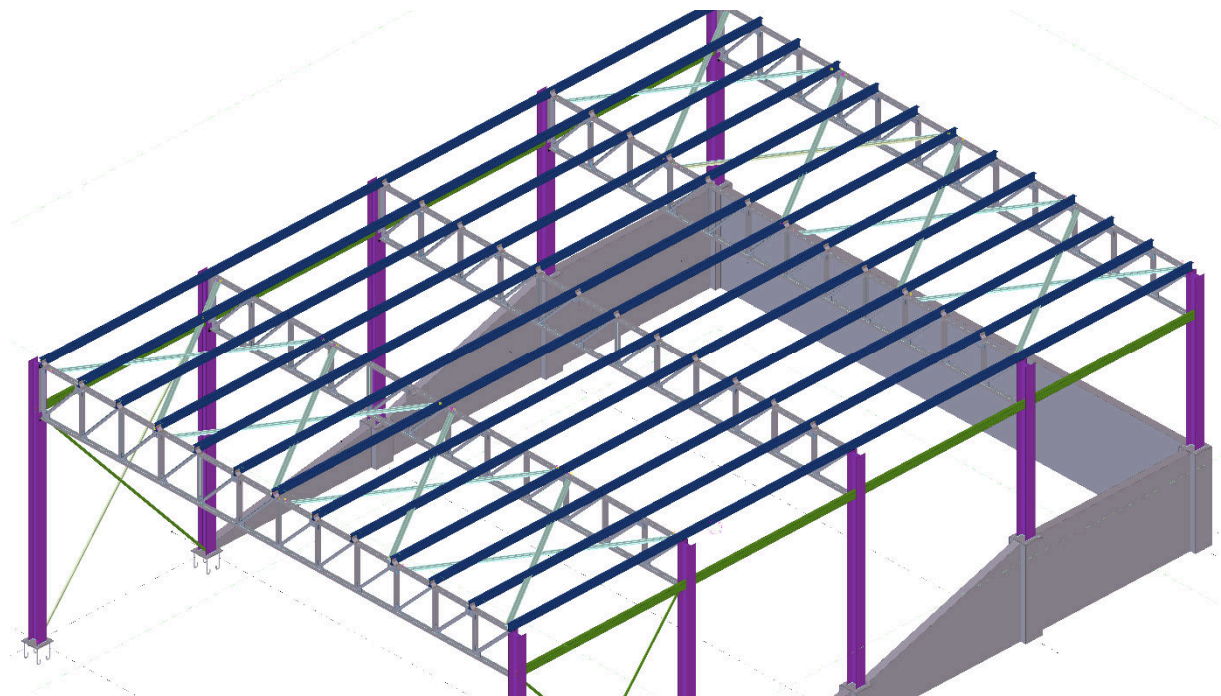


Figure IV- 3 : Vu en 3D de contreventement par TEKLA 2018.

IV.5 Contreventement verticale (palée de stabilité) :

Les palées de stabilités doivent reprendre les efforts du vent appliqués sur les pignons transmis par le système de contreventement de la toiture. Il est imprudent d'estimer que les bardages ou couvertures en tôles puissent faire office de contreventement.

Un contreventement doit être prévu pour assurer la stabilité de la construction avant l'exécution des maçonneries.

IV.6 Evaluation des charges :

Comme pour le calcul de la poutre au vent, on ne prendra en compte que les diagonales tendues.

$$\cos \alpha_2 = \frac{R - F_1}{N_t}$$

$$\operatorname{tg} \alpha_2 = \frac{5}{5.6} = 48.23^\circ$$

$$F_{d1} = \frac{R_A - F_i}{\cos \alpha_2} = \frac{15.575 - 6.23}{\cos 48.23} = 14.02 \text{ KN}$$

IV.6.1 Section de la diagonale :

$$N_{sd} \leq N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{14.02 \times 1}{23.5} = 0.596 \text{ cm}^2$$

Soit une cornière isolée de L60, 60,6 ($A=5.42 \text{ cm}^2$)

Chapitre V

dimensionnement et calcul des poteaux



Chapitre V : dimensionnement et calcul des poteaux

V.1 Introduction :


Les Portaux métalliques :

Les poteaux sont les éléments porteurs verticaux de l'ossature de la construction. Ils sont soumis à la compression avec éventuellement de la flexion, selon le système statique adopté. (De Manfred A. Hirt, Michel Crisinel)

Les profiles laminés en I, H sont les plus utilisés comme poteau de charpente métallique, ils conviennent particulièrement bien à l'assemblage des poutres dans les deux directions perpendiculaires avec facilité d'assemblage.

On a choisi de façon primaire un HEA 280 en acier S235 à des caractéristiques suivantes :

Tableau V- 1 : Caractéristiques de profiles HEA280 .

	I_y (cm^4)	I_z (cm^4)	G (kg/ml)	w_{ply} (cm^3)	w_{ely} (cm^3)	A (cm^2)	t_f (cm)	B (cm)	Classe
HEA280	13670	4763	76.4	1112	1013	97.3	1.3	28	1

V.2 Vérification des poteaux HEA 280 (1-B) par ETABS :

Après l'analyse de la structure, on passe à la vérification des sections sous les efforts les plus défavorable tirés du logiciel ETABS 2016.

h : hauteur du poteau (h= 4.55).

Tableau V- 2 : Les sollicitations les plus défavorables tirés par ETABS .

Combinaison	N_{ed} (KN)	M_y (KN.m)	M_z (KN.m)	V_z (KN)
G+Q+1.2Ex	39.54	32.22	-3.09	11.79

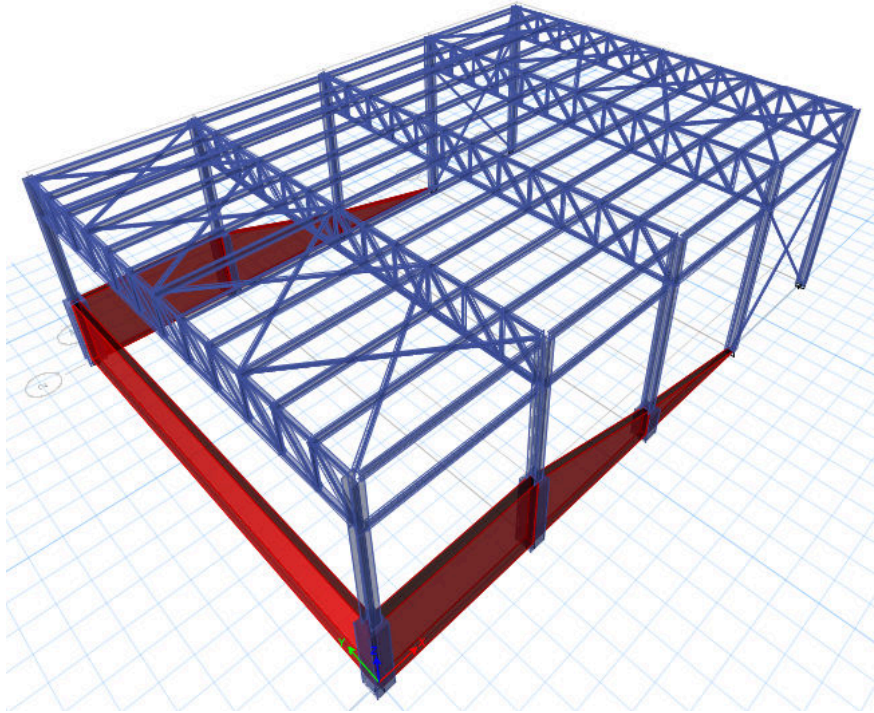


Figure V- 1: ossature principale et secondaire de l'ouvrage.



Figure V- 2 : diagramme des moments dans les poteaux HE280A.

Tableau V- 3: Des données de poteau HEA280 tirés par ETABS.

λ_y	λ_z	M_{Cr} (KN.m)	C_1	$W_{plz}(cm^3)$	$W_{elz}(cm^3)$
36.86	97.47	1014.51	2.371	518	340.2

Voir Annexe poteaux

V.2.1 Classe de la section :

- **Classe de la semelle (comprimée) :**

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{280}{26} = 10.77 > 10 \times \varepsilon = 10 \dots\dots\dots \text{Semelle de classe 2.}$$

- **Classe de l'âme fléchie :**

$$\frac{d}{t_w} = \frac{196}{8} = 24.5 < 72\varepsilon \dots\dots\dots \text{Âme de classe 1}$$

Donc la classe globale du poteau HEA280 : classe 2

V.2.2 Vérification de la section a la compression pure :

Dans un élément sollicité en compression axiale, l'effort de compression N dans chaque section transversale doit rester inférieur à 1 ' effort résistant de compression, (Morel, 2005)

soit :

$$N \leq N_R$$

$$\text{Avec } N_R = N_{pl} = \frac{Af_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{97.3 \times 23.5}{1} = 2286.55 \text{ KN}$$

$$N = 39.54 \text{ KN} \leq N_R = 2286.55 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

V.2.3 Vérification de la section a la flexion :

En l'absence d' effort tranchant, le moment fléchissant M dans chaque section transversale doit rester inférieur au moment résistant. (Morel, 2005)

soit :

$$M \leq M_R$$

$$\text{Avec } M_{R.y} = M_{pl.y} = \frac{w_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{1112 \times 0.235}{1} = 261.32 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 17.09 \text{ KN.m} \leq M_R = 261.32 \text{ KN.m} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$M_{R.z} = M_{pl.z} = \frac{w_{plz} \cdot f_z}{\gamma_{m0}} = \frac{518 \times 0.235}{1} = 121.73 \text{ KN.m}$$

$$M_z = 3.09 \text{ KN.m} \leq M_{R.z} = 121.73 \text{ KN.m} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

V.2.4 Vérification de l'interaction d'effort normal avec la résistance plastique flexionnelle :

$$N_{sd} \leq \text{Min}(0.25N_{pl}; 0.5A_w \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}})$$

$$N_{sd} = 39.54 \text{ KN}$$

$$N_{pl.Rd} = 2286.55 \text{ KN}$$

$$0.25N_{pl.Rd} = 2286.55 \times 0.25 = 571.63 \text{ KN}$$

$$A_w = A - 2bt_f = 97.3 - 2 \times 28 \times 1.3 = 24.5 \text{ cm}^2$$

$$A_w = 24.5 \text{ cm}^2$$

$$0.5A_w \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = 0.5 \times 24.5 \times \frac{23.5}{1} = 287.87 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 39.54 \leq \text{Min}(571.63; 287.87) = 287.87 \text{ KN}$$

Il n'y a pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort normal. Pas de réduction des moments de résistance plastique :

$$M_{Ny.Rd} = M_{ply.Rd} ; M_{Nz.Rd} = M_{plz.Rd} .$$

V.2.5 Vérification de l'effort tranchant :

$$V_{pl.rd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\gamma_{m0} \times \sqrt{3}} = \frac{31.74 \times 23.5}{1 \times \sqrt{3}} = 430.63 \text{ KN}$$

$$V_{pl.sd} = 11.79 < V_{pl.rd} = 430.63 \text{ kN} \text{ Condition vérifiée.}$$

V.2.6 Vérification de l'interaction d'effort tranchant avec le moment résistant plastique :

$$V_{pl.rd} = 430.63 \text{ KN}$$

$$V_{pl.sd} = 11.79 < 0.5 \times V_{pl.rd} = 215.31 \text{ kN}$$

Donc le moment résistant ne sera pas réduit.

V.2.7 Vérification de la section a la flexion déviée :

Le poteau est sollicité en flexion déviée, alors on doit vérifier la condition de résistance suivante :

$$\left(\frac{M_y}{M_{pl.y.Rd}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_z}{M_{pl.z.Rd}}\right)^\beta \leq 1$$

$$M_{ply.Rd} = 261.32 \text{ KN.m} \quad M_{plz.Rd} = 121.73 \text{ KN.m}$$

$$\left(\frac{32.22}{261.32}\right)^2 + \left(\frac{3.09}{121.73}\right)^{0.08} = 0.74 \leq 1 \text{ Condition vérifiée.}$$

$$\alpha = 2 \quad \beta = 5 \frac{N}{N_{pl}} = 0.08$$

V.2.8 Vérification de l'élément aux instabilités :

La vérification aux instabilités est donnée par la formule suivante :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times N_{pl.Rd}} + \frac{K_y \times M_{y.sd}}{M_{ply.Rd}} + \frac{K_z \times M_{z.sd}}{M_{plz.Rd}} \leq 1$$

Calcul du coefficient de réduction minimal pour le flambement χ_{min} :

Vérification au flambement suivant l'axe y-y :

$$\bar{\lambda}_y = \left(\frac{\lambda_y}{\lambda_1}\right) [\beta_A]^{0.5}$$

$$\bar{\lambda}_y = \left(\frac{36.86}{93.9}\right) [1]^{0.5} = 0.39$$

$$\text{Courbe de flambement : } \frac{h}{b} = \frac{270}{280} = 0.96 \leq 1.2$$

Axe de flambement y-y : courbe « b » $\alpha_y = 0.34$

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

$$\varphi_y = 0,5 \times [1 + 0.34(0.39 - 0,2) + 0.39^2] = 0.6$$

$$\chi = \frac{1}{\varphi + (\varphi^2 - \bar{\lambda}^2)^{0.5}}$$

$$\chi_y = \frac{1}{0.6 + (0.6^2 - 0.39^2)^{0.5}} = 0.93$$

Flambement par rapport à l'axe faible z-z :

$$\bar{\lambda}_z = \left(\frac{97.47}{93.9} \right) [1]^{0.5} = 1.038$$

$$\bar{\lambda}_z \geq 0.2$$

Donc il y a lieu de tenir compte de flambement

$$\text{Courbe de flambement : } \frac{h}{b} = \frac{270}{280} = 0.96 \leq 1.2$$

Axe de flambement y-y : courbe « c » $\alpha_z = 0.49$

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

$$\varphi_z = 0,5 \times [1 + 0.49(1.038 - 0,2) + 1.038^2] = 1.24$$

$$\chi = \frac{1}{\varphi + (\varphi^2 - \bar{\lambda}^2)^{0.5}}$$

$$\chi_z = \frac{1}{1.24 + (1.24^2 - 1.038)^{0.5}} = 0.51$$

$$\chi_{min} = \min(\chi_y; \chi_z) = \min(0.93; 0.51) = 0.51$$

Calcul des coefficients réducteurs

Calcul de k_y

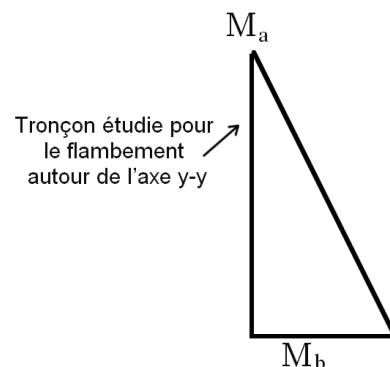
$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{sd}}{\chi_y \cdot A f_y} \quad \text{avec } K_y \leq 1.5$$

Calcul du facteur de moment uniforme équivalent β_{My} :

$$\beta_{My} = \beta_{M\psi} = 1.8 - 0.7\psi$$

$$\psi = \frac{M_a}{M_b} = \frac{0}{39.54} = 0 \quad \beta_{MLT} = 1.8$$

$$\beta_{My} = 1.8$$



$$\mu_y = \bar{\lambda}_y(2\beta_{My} - 4) + \frac{w_{ply} - w_{ely}}{w_{ely}} \quad \text{Avec } \mu_y \leq 0.9$$

$$\mu_y = 0.39(2 \times 1.8 - 4) + \frac{1112 - 1013}{1013} = -0.05$$

$$K_y = 1 - \frac{-0.05 \times 39.54}{0.93 \times 97.3 \times 23.5} = 1 \quad \text{avec } K_y = 1 \leq 1.5 \dots \text{ok}$$

Calcul de k_z

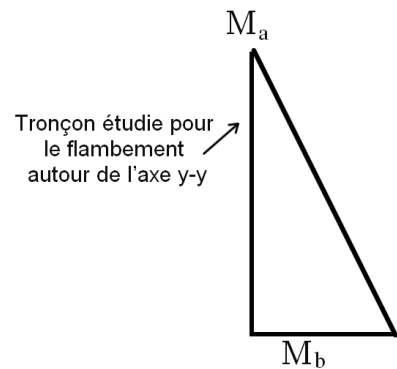
$$K_z = 1 - \frac{\mu_z \cdot N_{sd}}{\chi_z \cdot A f_y} \quad \text{Avec } K_z \leq 1.5$$

Calcul du facteur de moment uniforme équivalent β_{My} :

$$\beta_{Mz} = \beta_{M\psi} = 1.8 - 0.7\psi$$

$$\psi = \frac{M_a}{M_b} = \frac{0}{3.09} = 0 \quad \beta_{MLT} = 1.8$$

$$\beta_{Mz} = 1.8$$



$$\mu_z = \bar{\lambda}_z(2\beta_{Mz} - 4) + \frac{w_{plz} - w_{elz}}{w_{elz}} \quad \text{Avec } \mu_z \leq 0.9$$

$$\mu_z = 1.038(2 \times 1.8 - 4) + \frac{518 - 340.2}{340.2} = 0.107$$

$$K_z = 1 - \frac{0.107 \times 39.54}{0.51 \times 97.3 \times 23.5} = 0.99 \quad \text{avec } K_z = 0.99 \leq 1.5 \dots \text{ok}$$

Conditions de résistance au flambement

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times \frac{N_{pl.Rd}}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_y \times M_{y.sd}}{\frac{M_{ply.Rd}}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_z \times M_{z.sd}}{\frac{M_{plz.Rd}}{\gamma_{m1}}} \leq 1$$

$$\frac{39.54}{0.51 \times \frac{2286.55}{1.1}} + \frac{1 \times 32.22}{\frac{261.32}{1.1}} + \frac{0.99 \times 3.09}{\frac{121.73}{1.1}} = 0.2 \leq 1 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Vérification au déversement :

$$M_{Cr} = \frac{C_1 \pi^2 EI_z}{(KL)^2} \left\{ \left[\left(\frac{K}{K_w} \right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(KL)^2 GI_t}{\pi^2 EI_z} + (C_2 Z_g - C_3 Z_j)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (C_2 Z_g - C_3 Z_j) \right\} \text{ EC3 Art F.1.2(1)}$$

Facteurs dépendant des conditions de charge et d'encastrement.

K et K_w : les facteurs de longueur effective.

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\beta_w \frac{W_{ply} \times f_y}{M_{Cr}}} = \sqrt{1 \times \frac{1112 \times 235 \times 10^{-3}}{1014.51}} = 0.50 > 0.4$$

il y a un risque de déversement.

$$\beta_w = 1$$

$$M_{Cr} = 1014.51 \text{ KN.m } \text{Donné par logiciel ETABS}$$

Calcul du coefficient de réduction pour le déversement χ_{LT} :

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + \left(\varphi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2 \right)^{0.5}} \leq 1$$

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

$\alpha_{LT} = 0.21$ Pour les sections laminées

$$\varphi_{LT} = 0,5 \times \left[1 + 0.21(0.50 - 0,2) + 0.5^2 \right] = 0.65$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{0.65 + (0.65^2 - 0.5^2)^{0.5}} = 0.93 \leq 1$$

EC3 Art 5.5.1.2

$$M_{rd} = \chi_{LT} \cdot \beta_w \cdot w_{ply} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = 0.93 \times 1112 \frac{0.235}{1.1} = 220.93 \text{ KN.m}$$

$$M_{rd} = 220.93 \text{ KN.m} \geq M_{sd} = 32.22 \text{ KN.m } \text{Condition vérifiée.}$$

V.3 Vérification des poteaux HEA 280 (1-D) par ETABS :

H=7m

Tableau V- 4 : Les sollicitations les plus défavorables tirés par ETABS.

Combinaison	N _{ed} (KN)	My (KN.m)	Mz (KN.m)	Vz (KN)
G+Q+1.2Ex	41.66	9.6	5.24	2.35

Tableau V- 5 : Des données de poteau HEA280 tirés par ETABS.

λ_y	λ_z	M _{Cr} (KN.m)	C ₁	W _{plz} (cm ³)	W _{elz} (cm ³)
57.53	97.47	698.55	1.63	518	340.2

V.3.1 Vérification de la section a la compression pure :

$$N \leq N_R$$

$$N = 41.66 \text{ KN} \leq N_R = 2286.55 \text{ KN} \text{ Condition vérifiée.}$$

V.3.2 Vérification de la section a la flexion :

$$M \leq M_R$$

$$M_y = 9.6 \text{ KN.m} \leq M_R = 261.32 \text{ KN.m} \text{ Condition vérifiée.}$$

$$M_z = 5.24 \text{ KN.m} \leq M_{R,z} = 121.73 \text{ KN.m} \text{ Condition vérifiée}$$

V.3.3 Vérification de l'inter action d'effort normal avec la résistance plastique flexionnelle :

$$N_{sd} \leq \text{Min}(0.25N_{pl}; 0.5A_w \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}})$$

$$N_{sd} = 41.66 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 41.66 \leq \text{Min}(571.63; 287.87) = 287.87 \text{ KN}$$

Il n'y a pas d'interaction entre le moment résistant et l'effort normal. Pas de réduction des moments de résistance plastique :

$$M_{Ny.Rd} = M_{ply.Rd} ; M_{Nz.Rd} = M_{plz.Rd} .$$

V.3.4 Vérification de l'effort tranchant :

$$V_{pl.sd} = 2.35 < V_{pl.rd} = 430.63 \text{ kN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

V.3.5 Vérification de l'interaction d'effort tranchant avec le moment résistant plastique :

$$V_{pl.rd} = 430.63 \text{ KN}$$

$$V_{pl.sd} = 2.35 < 0.5 \times V_{pl.rd} = 215.31 \text{ kN}$$

Donc le moment résistant ne sera pas réduit

V.3.6 Vérification de la section a la flexion déviée :

$$\left(\frac{M_y}{M_{pl.y.rd}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_z}{M_{pl.z.rd}} \right)^\beta \leq 1$$

$$\left(\frac{9.6}{261.32} \right)^2 + \left(\frac{5.24}{121.73} \right)^{0.09} = 0.75 \leq 1 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\alpha = 2 \quad \beta = 5 \frac{N}{N_{pl}} = 0.09$$

V.3.7 Vérification de l'élément aux instabilités :

La vérification aux instabilités est donnée par la formule suivante :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times N_{pl.Rd}} + \frac{K_y \times M_{y.sd}}{M_{ply.Rd}} + \frac{K_z \times M_{z.sd}}{M_{plz.Rd}} \leq 1$$

Vérification au flambement suivant l'axe y-y :

$$\bar{\lambda}_y = \left(\frac{57.53}{93.9} \right) [1]^{0.5} = 0.61$$

$$\varphi_y = 0.5 \times [1 + 0.34(0.61 - 0.2) + 0.61^2] = 0.75$$

$$\chi_y = \frac{1}{0.75 + (0.75^2 - 0.61^2)^{0.5}} = 0.84$$

Flambement par rapport à l'axe faible z-z :

$$\bar{\lambda}_z = \left(\frac{97.47}{93.9} \right) [1]^{0.5} = 1.038$$

$$\bar{\lambda}_z \geq 0.2$$

Donc il y a lieu de tenir compte de flambement

$$\varphi_z = 0,5 \times [1 + 0.49(1.038 - 0,2) + 1.038^2] = 1.24$$

$$\chi_z = \frac{1}{1.24 + (1.24^2 - 1.038)^{0.5}} = 0.51$$

$$\chi_{min} = \min(\chi_y; \chi_z) = \min(0.84; 0.51) = 0.51$$

Calcul des coefficients réducteurs

Calcul de k_y

$$\beta_{My} = 1.8$$

$$\mu_y = 0.61(2 \times 1.8 - 4) + \frac{1112 - 1013}{1013} = -0.14$$

$$K_y = 1 - \frac{-0.14 \times 41.66}{0.84 \times 97.3 \times 23.5} = 1 \quad \text{avec } K_y = 1 \leq 1.5 \dots \text{ok}$$

Calcul de k_z

$$\beta_{Mz} = 1.8$$

$$\mu_z = 1.038(2 \times 1.8 - 4) + \frac{518 - 340.2}{340.2} = 0.107$$

$$K_z = 1 - \frac{0.107 \times 41.66}{0.51 \times 97.3 \times 23.5} = 0.99 \quad \text{avec } K_z = 0.99 \leq 1.5 \dots \text{ok}$$

Conditions de résistance au flambent

$$\frac{41.66}{0.51 \times \frac{2286.55}{1.1}} + \frac{1 \times 9.6}{\frac{261.32}{1.1}} + \frac{0.99 \times 5.24}{\frac{121.73}{1.1}} = 0.12 \leq 1 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Vérification au déversement :

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{1 \times \frac{1112 \times 235 \times 10^{-3}}{698.55}} = 0.61 > 0.4$$

il y a un risque de déversement.

$$\beta_w = 1$$

Calcul du coefficient de réduction pour le déversement χ_{LT} :

$$\varphi_{LT} = 0,5 \times [1 + 0,21(0,61 - 0,2) + 0,61^2] = 0,73$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{0,73 + (0,73^2 - 0,61^2)^{0,5}} = 0,88 \leq 1$$

$$M_{rd} = \chi_{LT} \cdot \beta_w \cdot w_{ply} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = 0,88 \times 1112 \frac{0,235}{1,1} = 210,3 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{rd} = 210,3 \text{ KN} \cdot \text{m} \geq M_{sd} = 9,6 \text{ KN} \cdot \text{m} \text{ Condition vérifiée.}$$

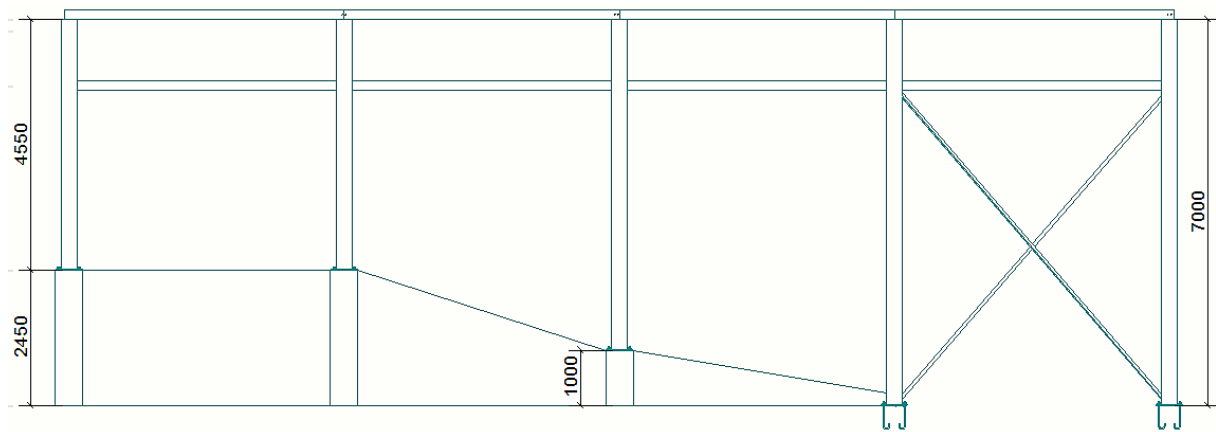


Figure V- 3: façade latérale d'amphithéâtre.

V.4 Pré dimensionnement des poteaux en béton armé :

Le prédimensionnement des poteaux se fait :

- à la compression centrée.
- Vérification au flambement

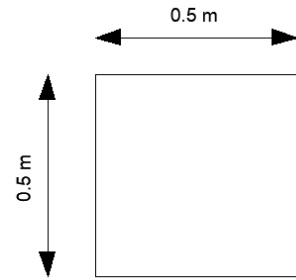
À cause des raisons constrictives, on adopte une section (50×50) pour les poteaux .

La section du poteau (50×50) répond bien à la spécification de coffrage donnée par RPA article 7.4.1, à savoir :

Le RPA 99 v 2003 préconise en zone sismique IIa que

Les poteaux doivent avoir les sections suivantes :

- $\text{Min}(b, h) \geq 25\text{cm}$
- $\text{Min}(b, h) \geq \frac{h_e}{20}$
- $\frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} \leq 4$



h_e : la hauteur libre de portique

On adopte préalablement la section des poteaux :

$$b \times h = (50 \times 50) \text{ cm}^2$$

V.4.1 Descente de charge :

La descente de charges est le chemin suivi par les différentes actions (charges et surcharges) du haut vers le bas avant sa transmission au sol, on effectuera la descente de charges pour le poteau le plus sollicité et qui a souvent la plus grande surface afférente.

- **La surface afférente :**

$$S = 5 \times 7.2 = 36 \text{ m}^2$$

- **Les charges et surcharges :**

- Poids propre de la couverture (panneaux sandwichs) $0.11 \times 36 = 3.96 \text{ KN}$
- poids propre d'accessoires d'attache $0.05 \times 36 = 1.8 \text{ KN}$
- poids propre de contreventements..... $0.10 \times 36 = 3.6 \text{ KN}$
- Poids propre de la ferme..... $= 6.94 \text{ KN}$
- poids propre de la panne $0.188 \times 36 = 6.76 \text{ KN}$
- poids propre du poteau métallique..... $0.764 \times 4.55 = 3.47 \text{ KN}$
- poids propre des poteaux..... $25 \times (2.45 \times 0.5 \times 0.5) = 15.31 \text{ KN}$

Poids total $G = 41.75 \text{ KN}$

➤ **Effet de la neige :**

$$N_n = 0,26 \text{ KN / m}^2$$

$$N_n = 0,26 \times 36 = 9,36 \text{ KN / ml.}$$

V.5 Vérification du poteau :

$$N_u = 1,35 \times G + 1,5 \times N_n$$

$$N_u = 1,35 \times 41,75 + 1,5 \times 9,36$$

$$N_u = 70,41 \text{ KN}$$

V.5.1 Vérification à la compression simple :

$$\frac{N_u}{B} \leq 0,6 \times f_{c28} \text{ avec } B: \text{section du beton}$$

$$B \geq \frac{N_u}{0,6 \times f_{c28}} \rightarrow B \geq \frac{70,41 \times 10^{-3}}{0,6 \times 25} = 0,0053 \text{ m}^2$$

$$\text{On a } B = 0,5 \times 0,5 = 0,25 \text{ m}^2$$

$$B > 0,0049 \text{ Condition vérifiée}$$

V.5.2 Vérification au flambement :

D'après le BAEL 91 on doit vérifier que :

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \times \left[\frac{f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{f_e \times A_s}{B \times \gamma_s} \right]}$$

B_r : Section réduite du béton.

A_s : Section des armatures.

γ_b : Coefficient de sécurité du béton.

γ_s : Coefficient de sécurité des aciers

α : coefficient en fonction de l'élanement λ .

Le rapport $A_s/B = 1\%$

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \rightarrow 0 \leq \lambda \leq 50 \\ 0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \rightarrow 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

On calcul l'élanement $\lambda = \frac{l_f}{i}$

l_f : Longueur de flambement.

l_0 : Longueur du poteau.

i : Rayon de giration : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

I : Moment d'inertie : $I = \frac{b \times h^3}{12}$

$$l_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 2.45 = 1.715 \text{ m}$$

$$B = 0.5 \times 0.5 = 0.25 \text{ cm}^2$$

$$I = \frac{0.5 \times 0.5^3}{12} = 0.0052 \text{ m}^4$$

$$i = \sqrt{\frac{0.0052}{0.25}} = 0.144 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{1.715}{0.144} = 11.9 < 35$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{11.9}{35}\right)^2} = 0.83$$

$$B_r \geq \frac{70.41 \times 10^{-3}}{0.83 \times \left[\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{1.15} \times 0.01 \right]} = 0.0037 \text{ m}^2$$

$$B_r = (50 - 2) \times (50 - 2) = 0.23 \text{ m}^2$$

Donc le poteau ne risque pas au flambement

$$B_r = 0.23 \text{ m}^2 > 0.0037 \text{ m}^2$$

V.5.3 Vérification de l'effort normal réduit :

Pour éviter ou limiter le risque de rupture fragile, sous sollicitations d'ensemble due au séisme, l'effort normal de compression est limité par la condition suivante :

Tableau V- 6 : valeurs des efforts normaux qui se développent dans le poteau le plus sollicité.

Combinaison	N_d (KN.m)	M_{max} (KN.m)
1.35 G+1.5Q	37.5024	22.1735

$$\vartheta = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.3$$

$$\vartheta = \frac{37.502 \times 10^3}{500 \times 500 \times 25} = 0.006 \leq 0.3 \quad \text{Condition vérifiée}$$

V.6 Conclusion :

Après que nous avons fini le pré dimensionnement des poteaux et que nous avons fait toutes les vérifications nécessaires, nous avons adopté la section $(50 \times 50) \text{ cm}^2$

V.7 Ferrailage des poteaux :

V.7.1 Les armatures longitudinales :

Les poteaux sont ferrailés par des sollicitations calculées à l'aide du logiciel **ETABS 2016** et **SOCOTEC**, cela après comparaison avec le ferrailage minimum donné par le RPA99 V2003 en zone Iia.

$$A_{min} = 0.8\%b \cdot h = 20 \text{ cm}^2$$

Tableau V- 7: les armatures longitudinales adoptées pour les poteaux.

Combinaison	Poteau (cm ²)	M_{max} (KN.m)	N_{corr} (KN)	A_{cal} (cm ²)	$A_{min} = 0.8\%A$ (cm ²)	$A_{max} = 4\%A$ (cm ²)	$A_{max} = 6\%A$ (cm ²)	Le choix Cm ²
1.35 G+1.5Q	(50×50)	90.26	38.23	4.4	20	100	150	6HA20 + 2HA12 = 21.11

V.7.2 Les armatures transversales :

D'après le Code de Béton Armé (CBA93. Art A7.1.3), le diamètre des armatures transversales doit être comme suit :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l^{max}}{3} = \frac{20}{3} = 6.66 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

On adopte : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

V.7.3 Vérifications nécessaires :

D'après le RPA 99 :

Pour l'espacement on a :

- **En zone nodale :**

$$s_t \leq \min(10\phi_{min}, 15 \text{ cm}) = \min(10 \times 1.2 ; 15 \text{ cm}) \rightarrow s_t = 12 \text{ cm}$$

- **En zone courante :**

$$s_t \leq 15 \phi_{min} = 15 \times 1.2 \rightarrow s_t = 18 \text{ cm}$$

Donc on Adopte :

$$s_t = 10 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{(Zone nodale)}$$

$$s_t = 15 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{(Zone courante)}$$

La quantité d'armatures :

- **En zone nodale :**

$$A_{min} = 0.003 . b . S_t = 0.003 \times 50 \times 10 = 1.5 \text{ cm}^2$$

- **En zone courante :**

$$A_{min} = 0.003 . b . S_t = 0.003 \times 50 \times 15 = 12.25 \text{ cm}^2$$

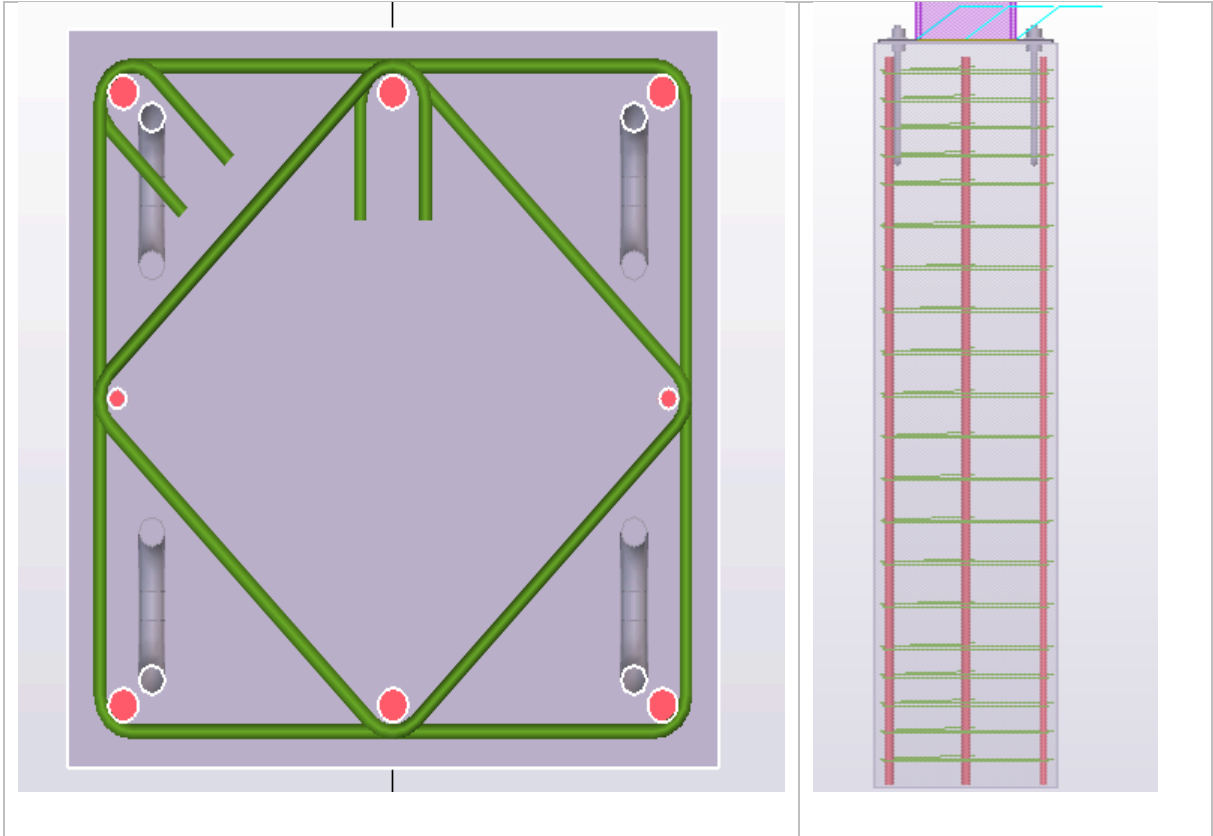


Figure V- 4 : : schéma de ferrailage des poteaux par tekla.

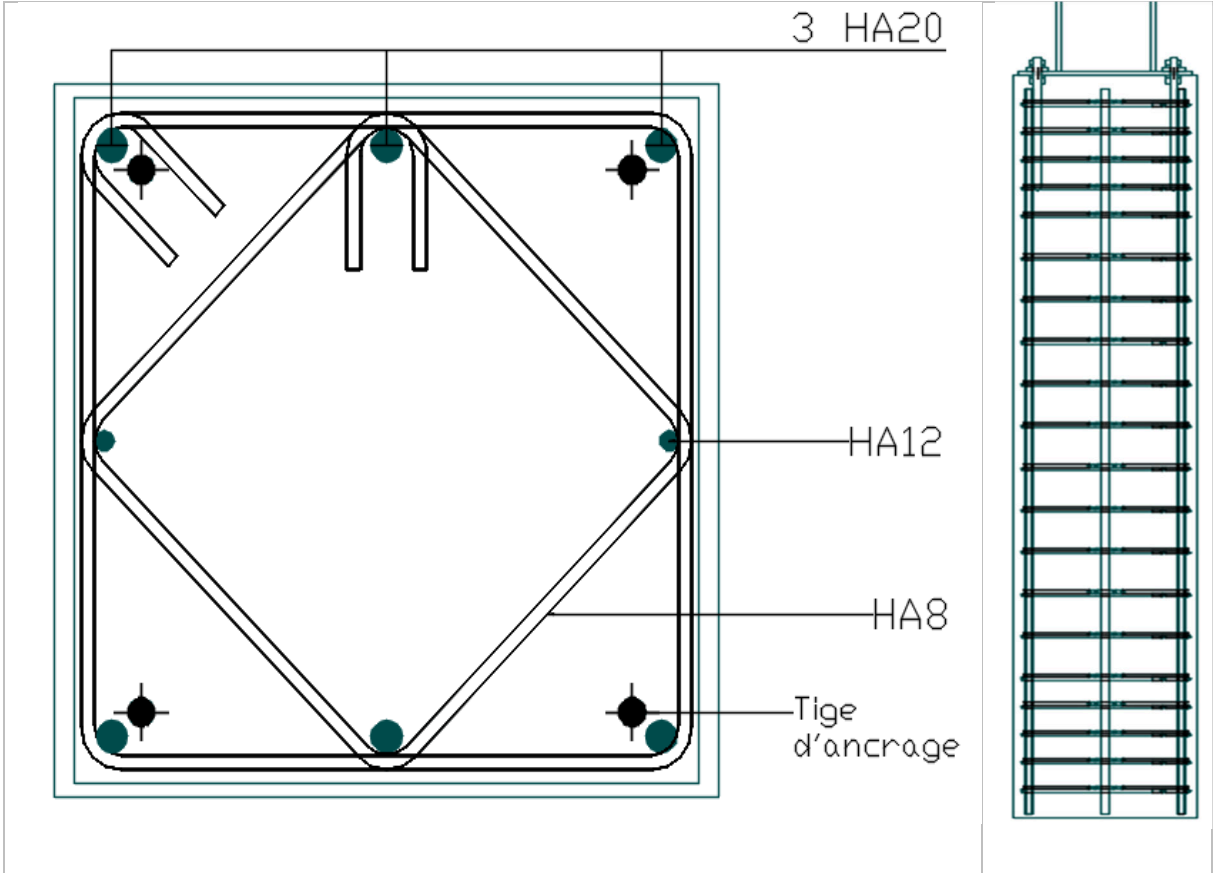


Figure V- 5: Schéma de ferrailage du poteau.

Chapitre VI : Etudes Sismique



Chapitre : Etude de la performance sismique de l'amphi théâtre à ossature en portique autostable.

VI.1 Introduction :

Parmi les actions qui peuvent agir sur une structure, le séisme reste de loin le plus dangereux. Notre site est classé en zone IIa, il est très important de concevoir avec précaution les structures pour résister au maximum aux effets engendrés par les sollicitations auxquelles elles sont soumises. Cela nous conduit à respecter certaines dispositions constructives et à faire une estimation de l'action sismique en se basant sur les recommandations des règles parasismiques algériennes.

Ce chapitre développe l'étude "en régime linéaire" de la performance sismique de certains systèmes structurels de l'amphi théâtre. Nous allons traiter trois cas différents et à chaque fois, nous allons changer l'orientation des deux axes des poteaux , le faible et le fort. Les exemples portent sur une ossature en portiques auto stables.

L'orientation des poteaux est choisie de manière que ces poteaux doivent respecter la condition "poutres faibles – poteaux forts" avec les poutres.

Ensuite, nous allons discuter des différents résultats obtenus pour chaque cas considéré.

VI.2 Vérifications Poutres Faibles – Poteaux Forts :



Critère de vérification « Poutres Faibles – Poteaux Forts » :

$$\sum M_{Rc} \geq 1.3 \sum M_{Rb}$$

Dans la suite on désigne le critère par « POFO » (Poteaux Forts)

On choisit un acier de nuance S235 pour les poutres et pour les poteaux et POFO s'écrit :

$$\sum Wpl_{poteaux} \geq 1.3 \sum Wpl_{poutre}$$

	Wpl_y, cm^3	Wpl_z, cm^3
Poteau HE280A	1112	518,1
	166	34.6
Poutre IPE180		

VI.2.1 Le premier cas :

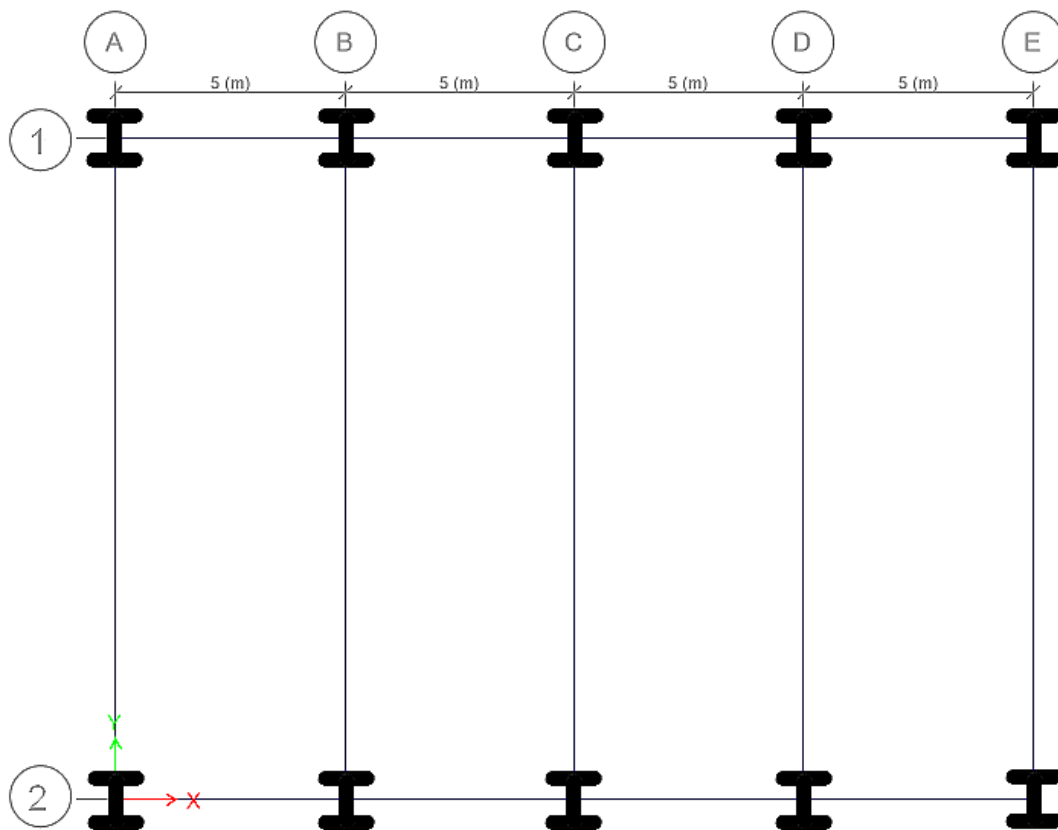


Figure VI- 1: Orientations des poteaux de la structure étudiée dans le 1 er cas.

• **L'orientation des poteaux suivant le cas 1 :**

Les poteaux sont orientés de telle sorte que la résistance en flexion d'axe faible des HE280A intervient, au lieu de l'axe fort, suivant la direction de long pan (axe 1).

➤ **Dans la direction de long-pan, nœud intermédiaire « axe C-1 » :**

$$\sum Wpl_{poteaux\ axe\ faible} \geq 1.3 \sum Wpl_{poutre\ axe\ fort}$$

$$(518.1 \times 2) cm^3 \geq 1.3(166 \times 2)cm^3$$

$$1036.2 cm^3 \geq 431.6 cm^3$$

Les critères POFO sont satisfaits.

➤ **Dans la direction de long-pan, nœud extérieure, « axe A-1 » :**

$$\sum Wpl_{poteaux\ axe\ faible} \geq 1.3 \sum Wpl_{poutre\ axe\ fort}$$

$$(518.1 \times 2)cm^3 \geq 1.3 \times 166cm^3$$

$$1036.2 \text{ cm}^3 \geq 215.8 \text{ cm}^3$$

Les critères POFO sont satisfaits.

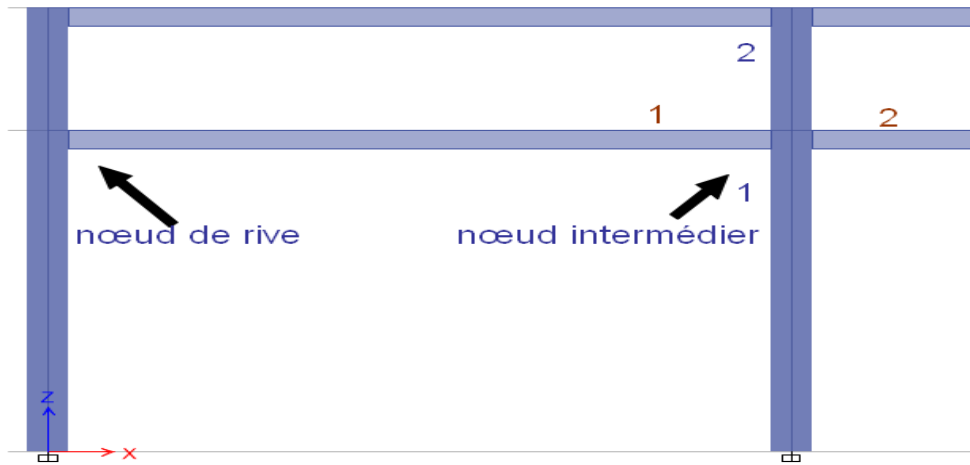


Figure VI- 2: vue en élévation.

VI.2.1 Le deuxième cas :

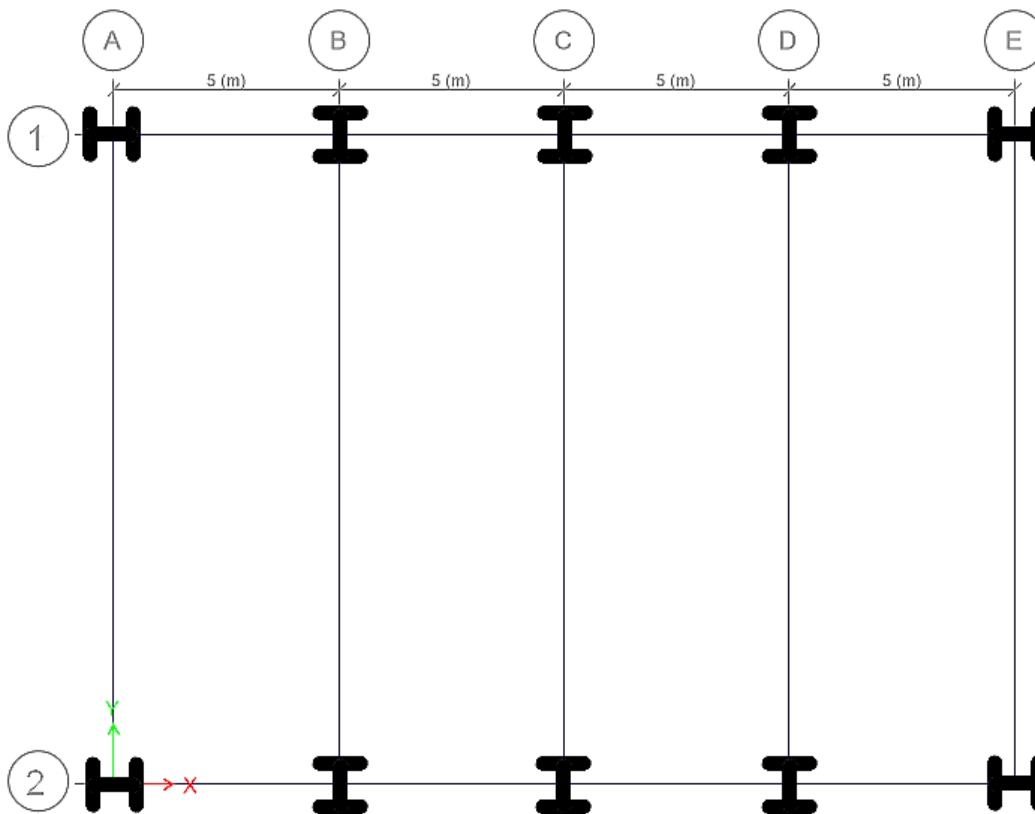


Figure VI- 3: orientations des poteaux de la structure étudiée dans le 2 eme cas.

Les poteaux extérieurs « A-1, E-1, A-2, E-2 » sont orientés de telle sorte que la résistance en flexion d'axe fort des HE280A intervient, au lieu de l'axe faible suivant la direction du

pignon. Les poteaux axe « B-1, C-1, D-1 » suivirent le même sens privilégié dans le cas 01.

- Dans la direction de long-pan, Nœud intermédiaire axe C-1 ;

$$\sum Wpl_{poteaux\ axe\ fort} \geq 1.3 \sum Wpl_{poutre\ axe\ fort}$$

$$(2 \times 1112) \text{ cm}^3 \geq 1.3(166 \times 2)$$

$$2224 \text{ cm}^3 \geq 431.6 \text{ cm}^3$$

Les critères POFO sont satisfaits.

- Dans la direction de long-pan, nœud extérieure axe A-1 :

$$\sum Wpl_{poteaux\ axe\ faible} \geq 1.3 \sum Wpl_{poutre\ axe\ fort}$$

$$(518.1 \times 2) \text{ cm}^3 \geq 1.3 \times 166$$

$$1036.2 \text{ cm}^3 \geq 215.8 \text{ cm}^3$$

Les critères POFO sont satisfaits.

VI.2.2 Le troisième cas :

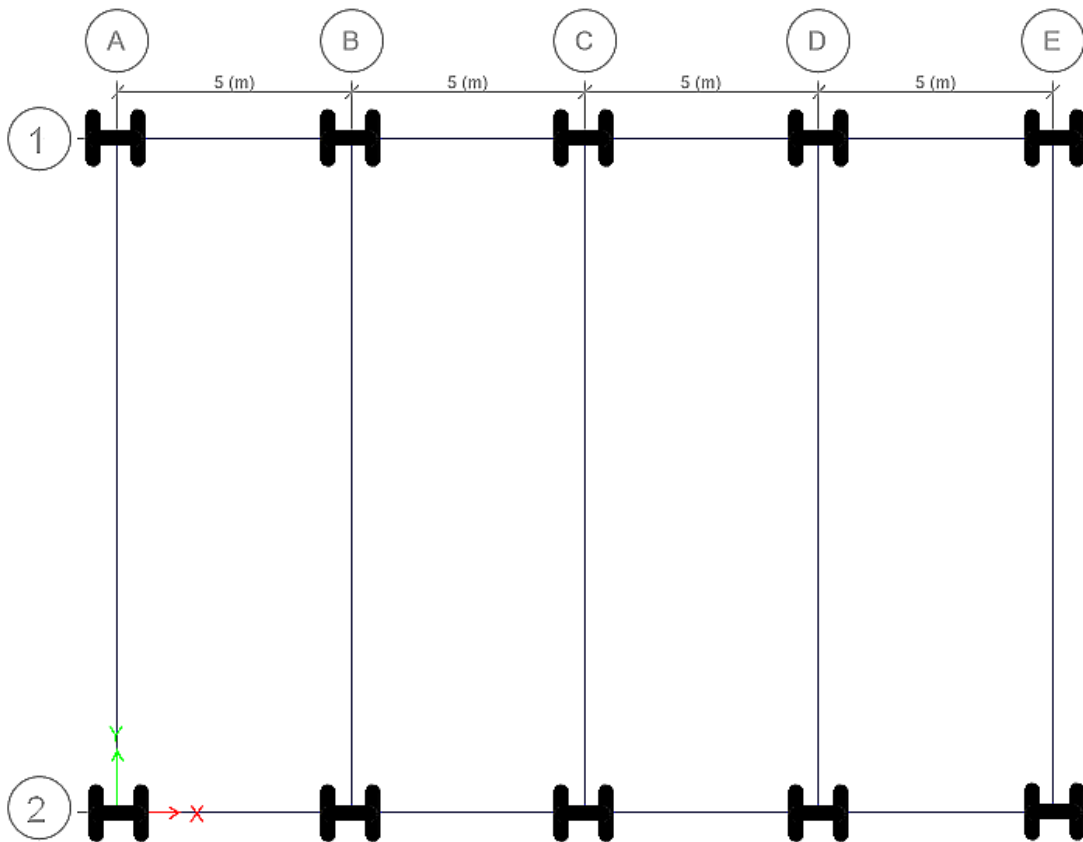


Figure VI- 4 Orientations des poteaux de la structure étudiée dans le 3 eme cas.

- **Orientation des poteaux de la structure étudiée dans le 3 eme cas :**

Les poteaux sont orientés de telle sorte que la résistance en flexion d'axe fort des HE280A intervient, au lieu de l'axe faible suivant le sens du long pan (voir la figure ci-dessus).

- **Dans la direction de long-pan, Nœud intermédiaire axe C-1 :**

$$\sum Wpl_{poteaux\ axe\ fort} \geq 1.3 \sum Wpl_{poutre\ axe\ fort}$$

$$2 \times 1112\ cm^3 \geq 1.3(166 \times 2)\ cm^3$$

$$2224\ cm^3 \geq 431.6\ cm^3$$

Les critères POFO sont satisfaits.

- **Dans la direction de long-pan, nœud extérieure axe A-1 :**

$$\sum Wpl_{poteaux\ axe\ fort} \geq 1.3 \sum Wpl_{poutre\ axe\ fort}$$

$$2 \times 1112\ cm^3 \geq 1.3 \times 166\ cm^3$$

$$2224\ cm^3 \geq 215.8\ cm^3$$

Les critères POFO sont d'office satisfaits.

VI.3 Modélisation de la structure par la méthode des éléments finis :

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre infini de degré de liberté (DDL) par un modèle ayant un nombre fini de DDL, et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine à savoir : la masse, la rigidité et l'amortissement. En d'autres termes, La modélisation est la recherche d'un mécanisme simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, en tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la rigidité de tous les éléments de la structure.

L'étude dynamique pour évaluer la performance sismique de l'amphithéâtre mené par le logiciel ETABS (Extended Three Dimensions Analysis of Building Systems).

Ce logiciel permet d'effectuer les étapes de modélisation (définition de la géométrie, conditions aux limites, chargements des structures, etc.)

VI.4 Méthode de calcul :

Le calcul sismique suivant la réglementation parasismique Algérienne en vigueur (RPA 99 version 2003) est basé sur trois méthodes de calcul, dont les conditions d'application sont différentes, et cela selon le type de la structure à étudier. Le choix des méthodes de calcul et la

modélisation de la structure doivent avoir pour objectif de s'approcher au mieux le comportement réel de l'ouvrage. Ces méthodes sont les suivantes :

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

VI.5 Méthode statique équivalente :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

Il faut souligner toutefois que les forces et les déformations obtenues pour l'élément à partir des méthodes d'analyse statiques pour les charges de conception recommandées sont inférieures aux forces et aux déformations qui seraient observées sur la structure sous les effets d'un séisme majeur pour lequel les charges ont été spécifiées. Ce dépassement des forces est équilibré par le comportement ductile qui est fourni par les détails de construction de l'élément.

C'est pourquoi l'utilisation de cette méthode ne peut être dissociée de l'application rigoureuse des dispositions constructives garantissant à la structure :

- Une ductilité suffisante.
- La capacité de dissiper l'énergie vibratoire transmise à la structure par des secousses sismiques majeures. **(RPA 99 version 2003)**

VI.5.1 Calcul de la force sismique totale :

D'après l'**art 4.2.3 (RPA 99 version 2003)**, la force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement selon les deux directions horizontales orthogonales selon la formule suivante :

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

Avec :

A= Coefficient d'accélération de zone en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage du bâtiment.

L'ouvrage est réalisé dans la zone IIA et classé selon le RPA dans le groupe d'usage 1B (bâtiments recevant du public et pouvant accueillir simultanément plus de 300 personnes tels que les bâtiments scolaires, universitaires...).

Alors d'après les deux critères précédents, on obtient :

A=0.2 **tableau 4.1 RPA 99 v2003**

D= Facteur d'amplification dynamique moyen qui est en fonction de la catégorie du site, du facteur d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2,5 \eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

T, T₂ : Périodes caractéristiques associée à la catégorie du site et donner par **le tableau 4.7 (RPA 99 version 2003)**

Dans notre cas : site (S2) : $T_1 = 0.15 s$; $T_2 = 0.4 s$

(η) : Facteur de correction d'amortissement donnée par la formule :

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

Où ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages. Donné dans **le tableau 4.2 (RPA 99 version 2003)**.

Notre structure étant constituée de portiques- en Acier avec remplissage Dense, ce qui nous donne $\xi = 5\%$

D'où :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+5}} = 1$$

$$\eta = 1 \geq 0.7$$

VI.5.2 Estimation de la période fondamentale :

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser est donnée par le **(RPA 99 version 2003)** par la formule :

$$T = C_T h_N^{\frac{3}{4}}$$

Avec :

h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N)

$$h_N = 7 \text{ m}$$

C_T : Est un coefficient qui est fonction du système de contreventement, du type de remplissage est donné par le tableau 4.6 du **(RPA 99 version 2003)**.

En effet, dans notre cas, de structures constituées de portiques auto stables en acier avec remplissage en maçonnerie :

$$C_T = 0.05$$

Donc :

$$T = 0.05 \times (4.35)^{\frac{3}{4}}$$

$$T = 0.215 \text{ s}$$

$$T = 0.215 \times 1.3 = 0.28 \text{ s}$$

$$D = 2,5 \eta \quad 0 \leq T \leq T_2$$

$$D_x = 2.5 \times 1 = 2.5 \quad ; \quad D_y = 2.5 \times 1 = 2.5$$

R : coefficient de comportement global de la structure.

R=4 (Ossature contreventée par palées triangulées en X) → **tableau 4.3 RPA 99 version 2003**

Q : facteur de qualité.

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

Critère de qualité q	$P_q(x)$	$P_q(y)$
1. Conditions minimales sur les files porteuses	0.05	0.05
2. Redondance en plan	0.05	0.05
3. Régularité en plan	0	0
4. Régularité en élévation	0	0
5. Contrôle de qualité des matériaux	0.05	0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0.1	0.1

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q = 1 + 0.05 + 0.05 + 0.05 + 0.1 = 1.25$$

W : poids total de la structure

W est égal à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau (i).

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : Charges permanentes et à celles des équipements fixes solidaires de la structure.

W_{Qi} : Charge d'exploitation.

β : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le **tableau 4.5 de RPA99/version2003**

Dans notre cas : $\beta = 0.2$

$$W_G = \sum_{i=1}^n W_{Gi} = 618.76 + 81.06 + 176.2 = 876.02 \text{ KN}$$

$$W_Q = \sum_{i=1}^n W_{Qi} = 86.03 + 52.38 + 138 = 277 \text{ KN}$$

$$W = 876.02 + 0.2 \times 277 = 931.42 \text{ KN}$$

- **Force sismique totale V_i :**

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

$$V_x = V_y = \frac{0.2 \times 2.5 \times 1.25}{4} \times 931.42 = 145.53 \text{ KN}$$

$$V_i = F_t + \sum_{i=1}^n F_i$$

$F_t = 0$ Pour $T \leq 0.7S \rightarrow$ condition vérifiée

$$F_i = \frac{(V - F_t) W_i h_i}{\sum_{i=1}^n W_j h_j}$$

- **Niveau 1 :**

$$F_1 = \frac{(145.53 - 0) \times (635.96 \times 2.45)}{(635.96 \times 2.45) + (91.53 \times 5.6) + (203.8 \times 7)} = 64.83 \text{ KN}$$

$$V_1 = 0 + 64.83 = 64.83 \text{ KN}$$

- **Niveau 2 :**

$$F_2 = \frac{(145.53 - 0) \times (91.53 \times 5.6)}{(635.96 \times 2.45) + (91.53 \times 5.6) + (203.8 \times 7)} = 21.32 \text{ KN}$$

$$V_2 = 0 + 64.83 + 21.32 = 86.15 \text{ KN}$$

- **Niveau 3 :**

$$F_3 = \frac{(145.53 - 0) \times (203.8 \times 7)}{(635.96 \times 2.45) + (91.53 \times 5.6) + (203.8 \times 7)} = 59.38 \text{ KN}$$

$$V_3 = 0 + 64.83 + 21.32 + 59.39 = 145.53 \text{ KN}$$

VI.6 Justification de la sécurité sismique des cas étudiés :

VI.6.1 Taux de participation massique :

Le tableau suivant donne la période analytique ainsi la participation massique pour chaque mode.

Tableau VI- 1: Taux de participation massique cas 1.

Case	Mode	Period (s)	Sum UX	Sum UY	Sum UZ
Modal	1	0,154	0,0009	0,763	0
Modal	2	0,15	0,9432	0,7638	0
Modal	3	0,096	0,9432	0,9958	0
Modal	4	0,084	0,9449	0,9959	0
Modal	5	0,079	0,9449	0,996	0
Modal	6	0,076	0,9456	0,996	0
Modal	7	0,072	0,9541	0,9967	0
Modal	8	0,071	0,9646	0,9967	0
Modal	9	0,068	0,9673	0,9977	0
Modal	10	0,062	0,9676	0,9977	0
Modal	11	0,057	0,9676	0,9978	0
Modal	12	0,051	0,9676	0,9978	0
Modal	13	0,041	0,9687	0,9978	0
Modal	14	0,034	0,9859	0,9978	0
Modal	15	0,029	0,9947	0,9978	0
Modal	16	0,027	0,999	0,9978	0
Modal	17	0,016	0,9998	0,9978	0
Modal	18	0,01	1	0,9978	0

Tableau VI- 2: Taux de participation massique cas 2.

Case	Mode	Period (s)	Sum UX	Sum UY	Sum UZ
Modal	1	0,165	0,00000425	0,8617	0
Modal	2	0,145	0,9375	0,8617	0
Modal	3	0,107	0,9375	0,9985	0
Modal	4	0,084	0,9394	0,9985	0
Modal	5	0,079	0,9394	0,9985	0
Modal	6	0,076	0,9403	0,9986	0
Modal	7	0,072	0,9473	0,9988	0
Modal	8	0,071	0,961	0,9988	0
Modal	9	0,068	0,9648	0,9991	0
Modal	10	0,063	0,9653	0,9991	0
Modal	11	0,057	0,9654	0,9991	0
Modal	12	0,053	0,9654	0,9991	0
Modal	13	0,041	0,9661	0,9991	0
Modal	14	0,033	0,9777	0,9991	0
Modal	15	0,028	0,984	0,9991	0
Modal	16	0,026	0,9979	0,9991	0
Modal	17	0,016	0,9995	0,9991	0
Modal	18	0,011	1	0,9991	0

Tableau VI- 3 :Taux de participation massique cas 3.

Case	Mode	Period (s)	Sum UX	Sum UY	Sum UZ
Modal	1	0,21	0,000004783	0,9715	0
Modal	2	0,139	0,9325	0,9715	0
Modal	3	0,102	0,9328	0,9994	0
Modal	4	0,084	0,9351	0,9994	0
Modal	5	0,079	0,9351	0,9994	0
Modal	6	0,076	0,9358	0,9994	0
Modal	7	0,072	0,9381	0,9995	0
Modal	8	0,07	0,9524	0,9995	0
Modal	9	0,068	0,9637	0,9996	0
Modal	10	0,061	0,9638	0,9997	0
Modal	11	0,056	0,9639	0,9997	0
Modal	12	0,05	0,964	0,9998	0
Modal	13	0,041	0,9645	0,9998	0
Modal	14	0,032	0,9721	0,9998	0
Modal	15	0,028	0,9762	0,9998	0
Modal	16	0,025	0,996	0,9998	0
Modal	17	0,016	0,9988	0,9998	0
Modal	18	0,011	1	0,9998	0

VI.6.2 Vérification des déplacements horizontaux en (situation accidentelle) :

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

$$\delta_k = R\delta_{ek} \quad \text{Art 4.4.3 RPA 99 V2003}$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

R : Coefficient de comportement

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

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

Tableau VI- 4: Déplacement dû aux forces sismiques, cas 1.

Niveau	Déplacement (mm) δ_{ek}		δ_k (mm)		$\Delta_k(cm)$		1% h mm	Observation
	Suivant X	Suivant Y	Suivant X	Suivant Y	Suivant X	Suivant Y		
3	0.56	0.8	2.24	3.2	0.204	0.004	70	Vérifiée
2	1.07	0.79	4.28	3.16	0.384	0.208	56	Vérifiée
1	0.11	0.27	0.44	1.08	0.044	0.108	24.5	Vérifiée

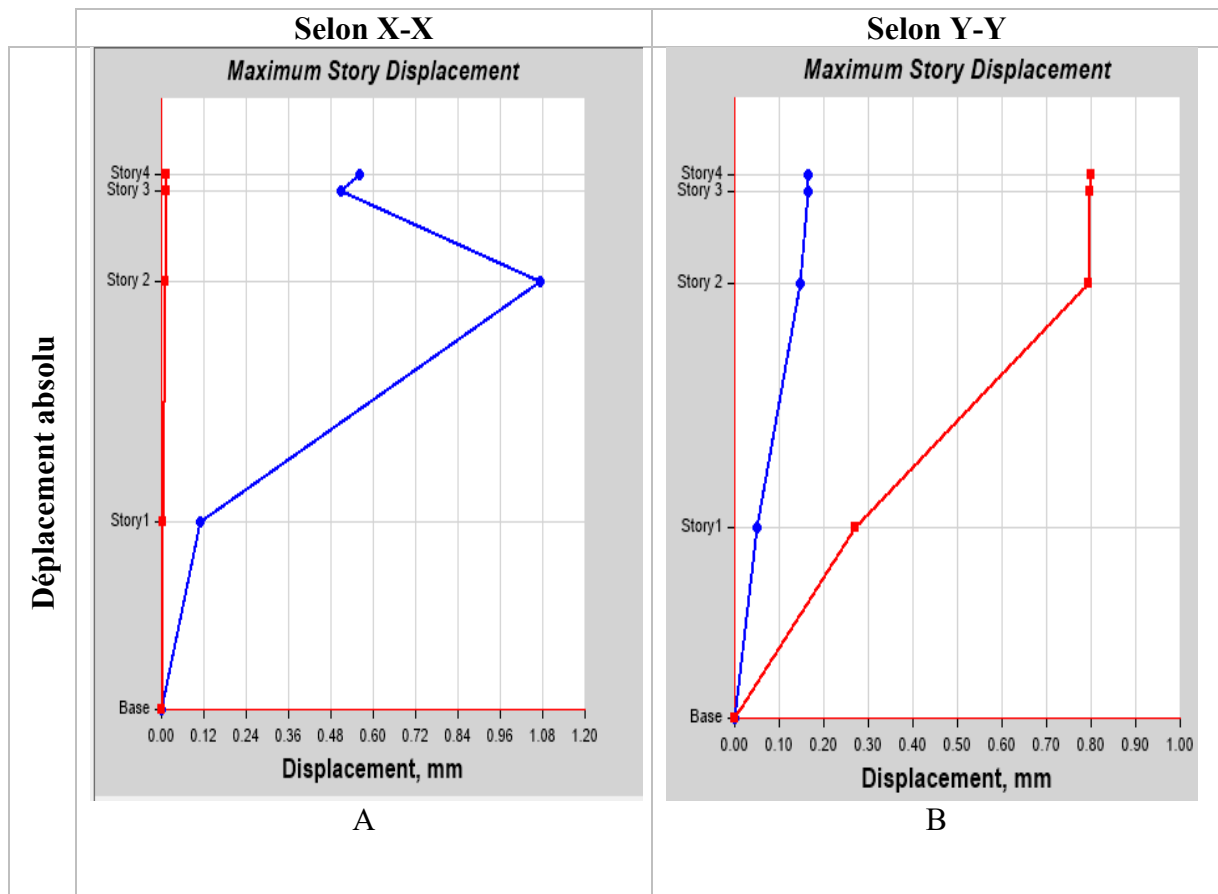


Figure VI- 5: courbes de déplacement absolu de la structure, cas 1 suivant le sens longitudinal a et le sens transversal b.

Tableau VI- 5: Déplacement dû aux forces sismiques, cas 02.

Niveau	Déplacement (mm) δ_{ek}		δk (mm)		Δk (cm)		1% h mm	Observation
	Suivant X	Suivant Y	Suivant X	Suivant Y	Suivant X	Suivant Y		
3	0.52	0.91	2.08	3.64	0.204	0.004	70	Vérifiée
2	1.03	0.90	4.12	3.6	0.372	0.236	56	Vérifiée
1	0.1	0.31	0.4	1.24	0.04	0.124	24.5	Vérifiée

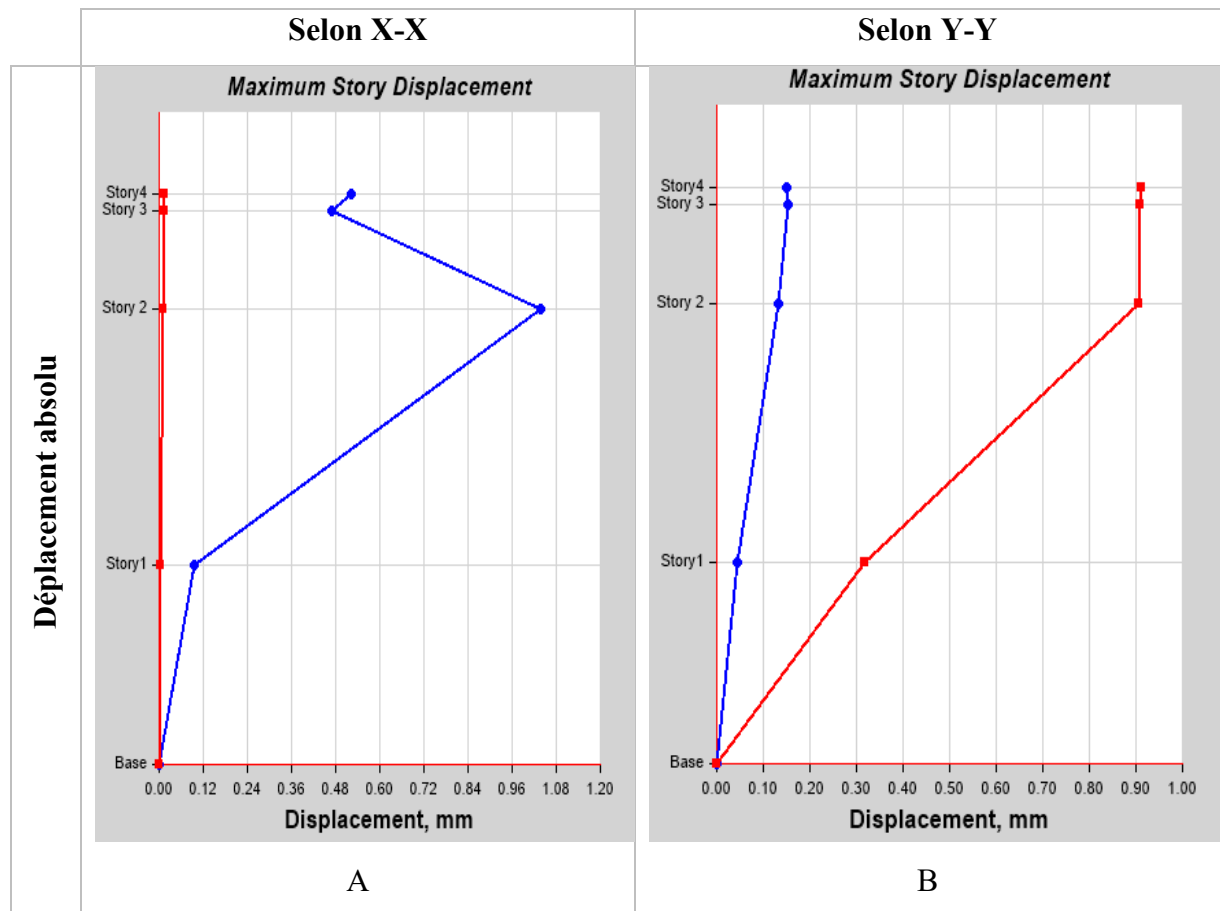


Figure VI- 6: courbes de déplacement absolu de la structure, cas 2 suivant le sens longitudinal a et le sens transversal b.

Tableau VI- 6: Déplacement dû aux forces sismiques, cas 03.

Niveau	Déplacement (mm) δ_{ek}		δk (mm)		$\Delta k(cm)$		1%h mm	Observation
	Suivant X	Suivant Y	Suivant X	Suivant Y	Suivant X	Suivant Y		
3	0.47	1.44	1.88	5.76	0.208	0.004	70	Vérifiée
2	0.99	1.43	3.98	5.72	0.368	0.366	56	vérifiée
1	0.07	0.51	0.28	2.04	0.028	0.205	24.5	vérifiée

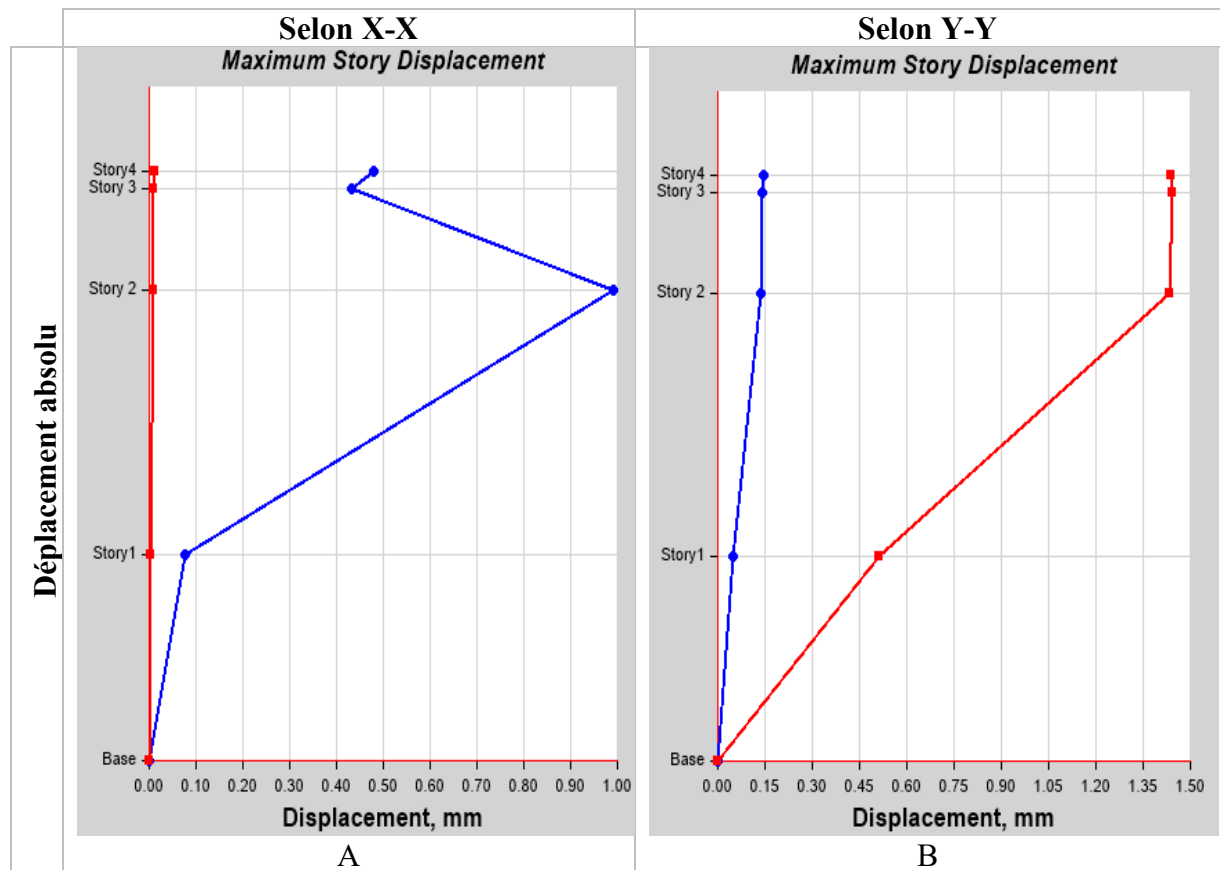


Figure VI- 7 Courbes de déplacement absolu de la structure, cas 3 suivant le sens longitudinal a et le sens transversal b.

VI.6.3 Effet de deuxième ordre :

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.10 \quad \text{Art 5.9 RPA 99 V2003}$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau k.

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 »

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau "k"

h_k : Hauteur de l'étage « k »

Tableau VI- 7: Vérification vis-à-vis les effets p- Δ , cas 1.

Effet ($P-\Delta$) suivant x-x.					
Niveau	$\Delta_K(cm)$	P_k	V_k	$h_k cm$	$\theta k (cm)$
3	0.204	203.7	145.53	700	0.00041
2	0.384	91.53	86.15	560	0.00073
1	0.044	635.95	64.83	245	0.0017
Effet ($P-\Delta$) suivant y-y.					
Niveau	$\Delta_K(cm)$	P_k	V_k	$h_k cm$	$\theta k (cm)$
3	0.004	203.7	145.53	700	0.00001
2	0.208	91.53	86.15	560	0.00039
1	0.108	635.95	64.83	245	0.0043

Tableau VI- 8: Vérification vis-à-vis les effets p- Δ , cas 2.

Effet ($P-\Delta$) suivant x-x.					
Niveau	$\Delta_K(cm)$	P_k	V_k	$h_k cm$	$\theta k (cm)$
3	0.204	203.7	145.53	700	0.00041
2	0.372	91.53	86.15	560	0.00091
1	0.04	635.95	64.83	245	0.0016
Effet ($P-\Delta$) suivant y-y.					
Niveau	$\Delta_K(cm)$	P_k	V_k	$h_k cm$	$\theta k (cm)$
3	0.004	203.7	145.53	700	0.00001
2	0.236	91.53	86.15	560	0.00045
1	0.124	635.95	64.83	245	0.0049

Tableau VI- 9: Vérification vis-à-vis les effets p- Δ , cas 3.

Effet ($P-\Delta$) suivant x-x.					
Niveau	$\Delta_K(cm)$	P_k	V_k	$h_k cm$	$\theta k (cm)$
3	0.208	203.7	145.53	700	0.00042
2	0.368	91.53	86.15	560	0.0007
1	0.028	635.95	64.83	245	0.0011
Effet ($P-\Delta$) suivant y-y.					
Niveau	$\Delta_K(cm)$	P_k	V_k	$h_k cm$	$\theta k (cm)$
3	0.004	203.7	145.53	700	0.00001
2	0.366	91.53	86.15	560	0.0007
1	0.205	635.95	64.83	245	0.0082

$$\theta k < 0.1$$

Donc les effets P- Δ peuvent être négligés.

VI.7 Interprétation des résultats :

Système structurel du premier cas :

VI.7.1 Le premier cas :

- La période: $T_{\text{empirique}} = 0.28 \text{ s}$

- Mode 1 : $T = 0.154 \text{ s} \rightarrow$ une translation horizontale suivant l'axe X.

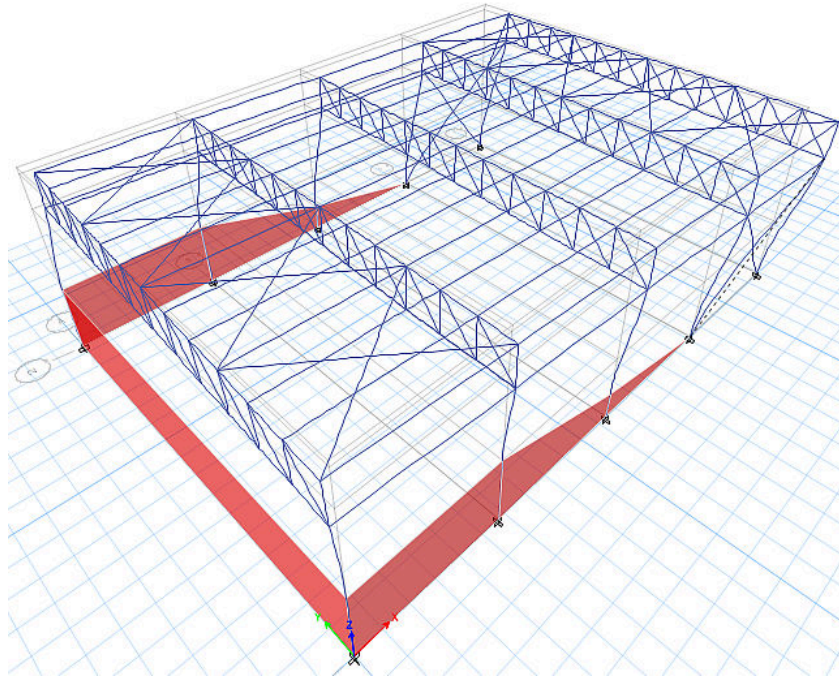


Figure VI- 8: translation horizontale suivant l'axe X, cas 1.

- Mode 2 : $T = 0.15 \text{ s} \rightarrow$ une translation horizontale suivant l'axe Y est de : $U_Y = 76.38 \%$

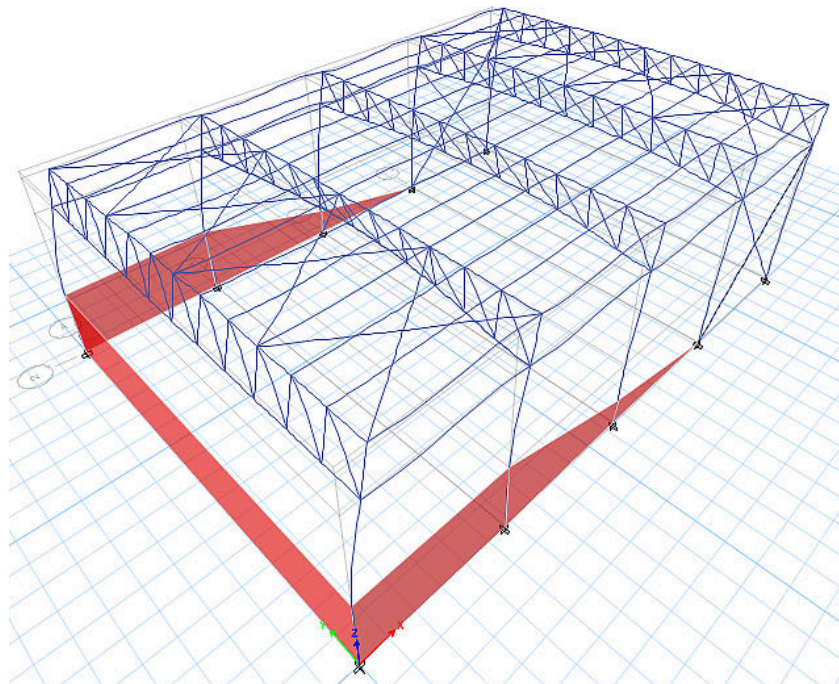


Figure VI- 9: vibration de la structure en mode 2, translation horizontale, cas 1.

- Mode 3 : $T = 0.096$ → une torsion

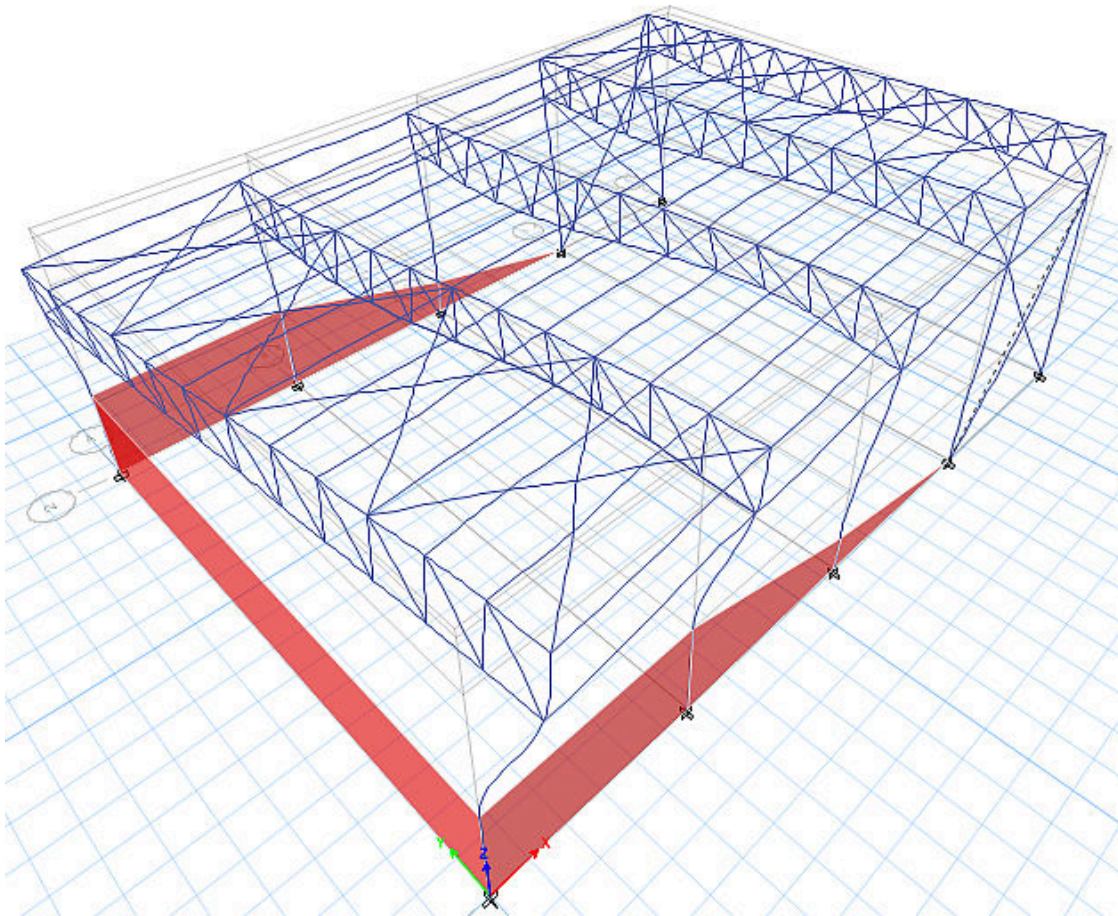


Figure VI- 10: Rotation autour de l'axe Z-Z, cas 1.

- Le pourcentage des participations massiques atteint les 90% dans le 3 ème mode.

Sum UX = 94.32 % > 90 %

Sum UY = 99.58 % > 90 %

VI.7.2 Le deuxième cas:

-La période : $T_{\text{empirique}} = 0.28$ s

- Mode 1 : $T = 0.165$ s → une translation horizontale suivant l'axe X

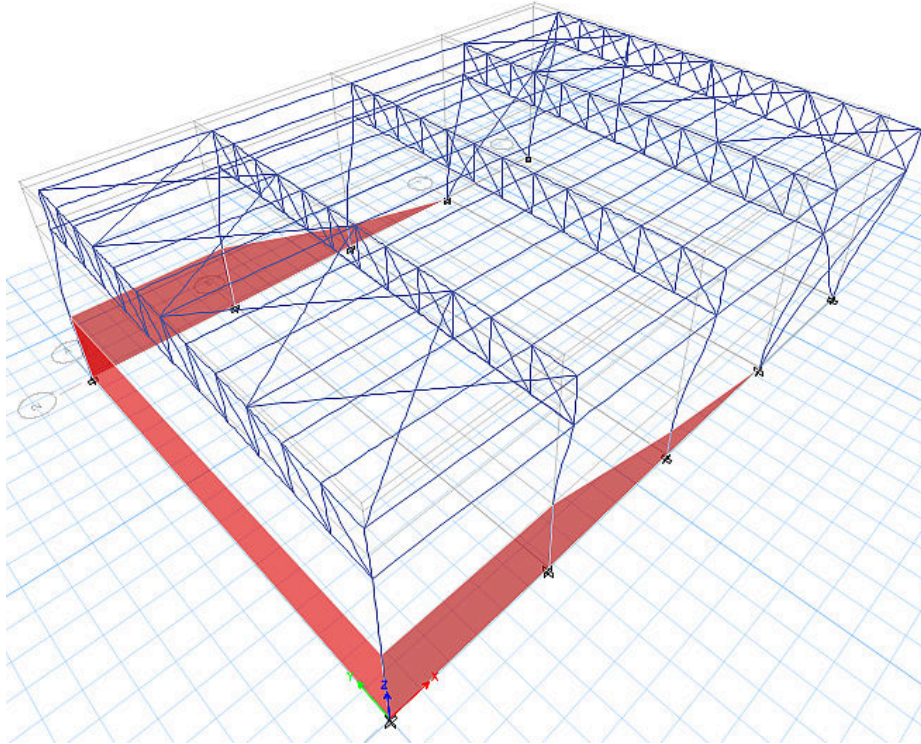


Figure VI- 11: translation horizontale suivant l'axe X, cas 2.

- Mode 2 : $T=0.145$ s → une translation horizontale suivant l'axe Y est de : $UY = 86.17$ %

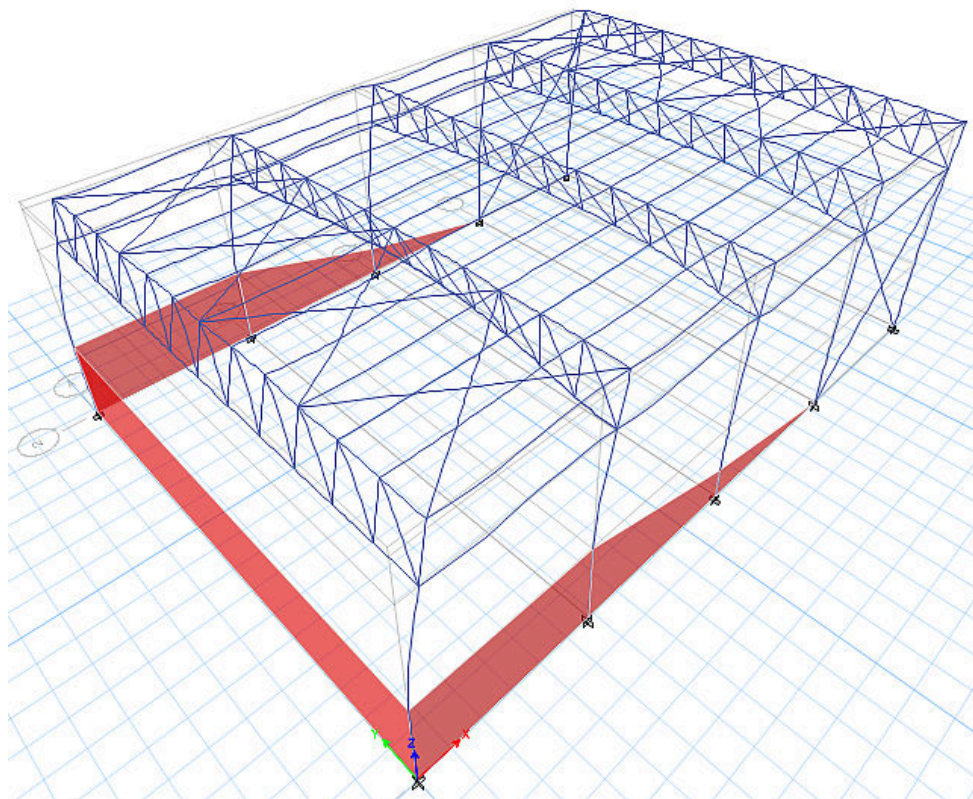


Figure VI- 12: vibration de la structure en mode 2, translation horizontale, cas 2.

- Mode 3 : $T = 0.107$ s → une torsion

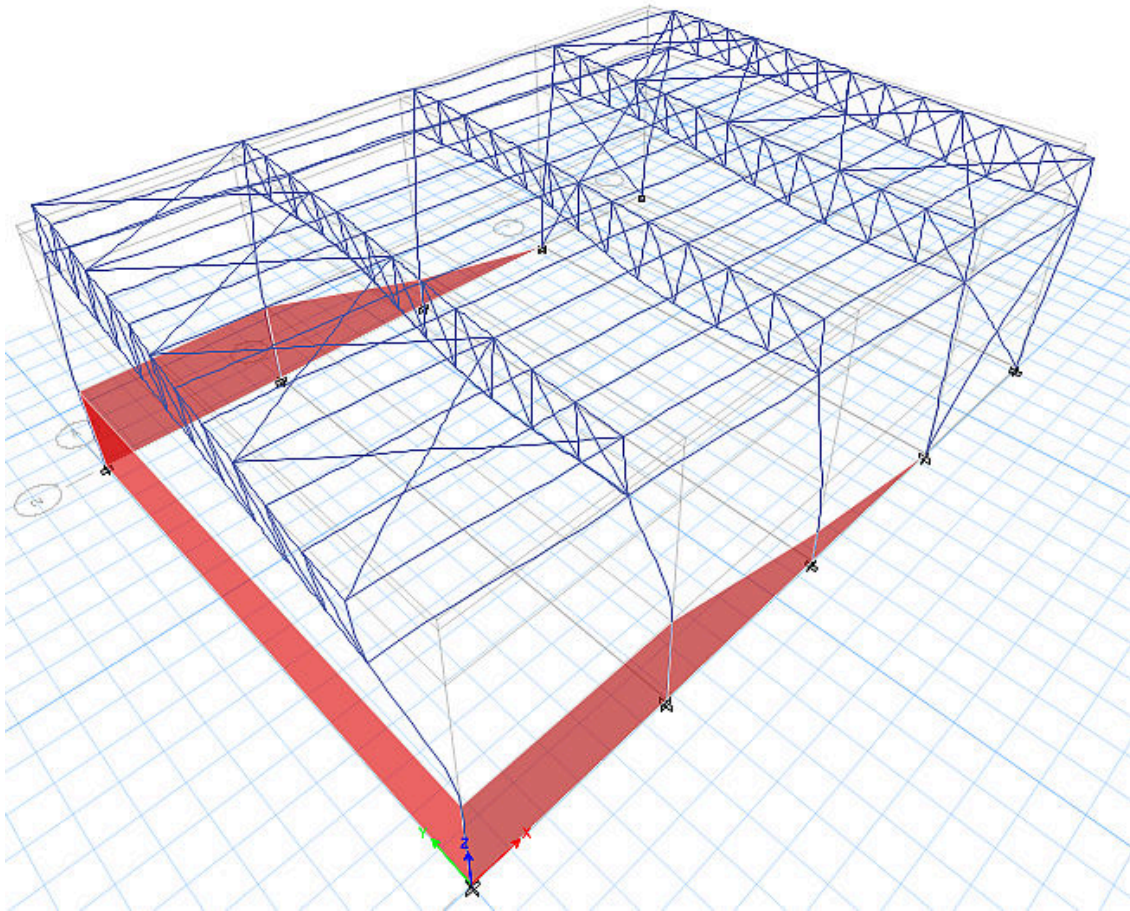


Figure VI- 13 : Rotation autour de l'axe Z-Z, cas2.

- Le pourcentage des participations massiques atteint les 90% dans le 3 ème mode.

$$\text{Sum UX} = 93.75 \% > 90 \%$$

$$\text{Sum UY} = 99.85 \% > 90 \%$$

VI.7.3 Le troisième cas :

- La période: $T_{\text{empirique}} = 0.28$ s

- Mode 1 : $T = 0.21$ s → une translation horizontale suivant l'axe X .

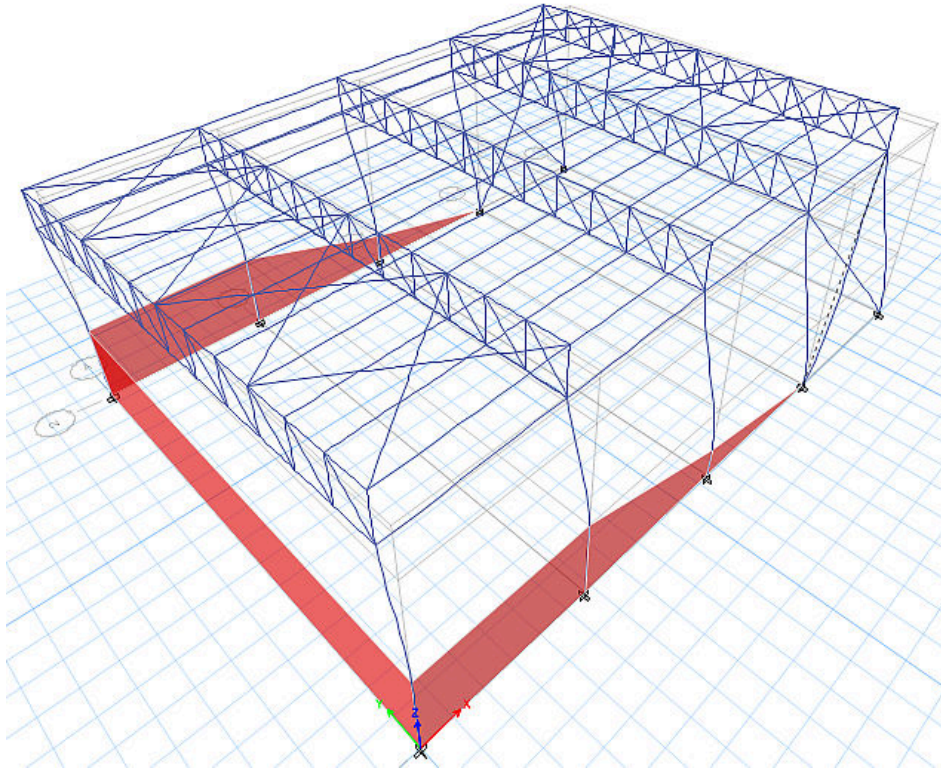


Figure VI- 14 : translation horizontale suivant l'axe X, cas 3.

- Mode 2 : $T= 0.14 \text{ s}$ → une translation horizontale suivant l'axe Y est de : $UY = 97.15 \%$

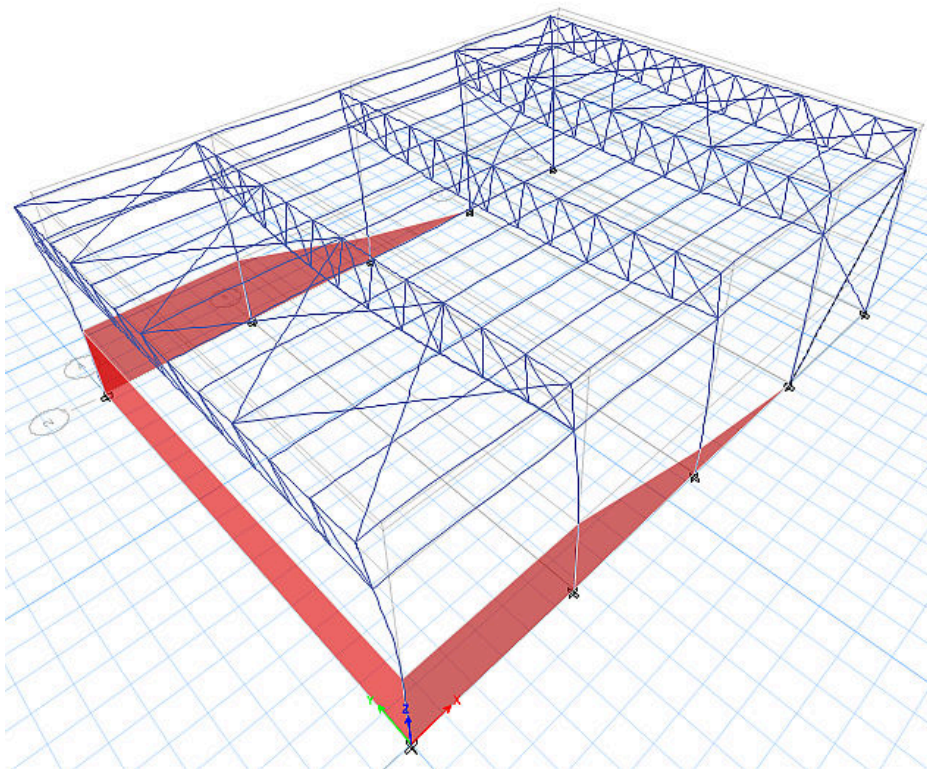


Figure VI- 15: vibration de la structure en mode 2, translation horizontale, cas 3.

- Mode 3 : $T=0.102s$ → une torsion

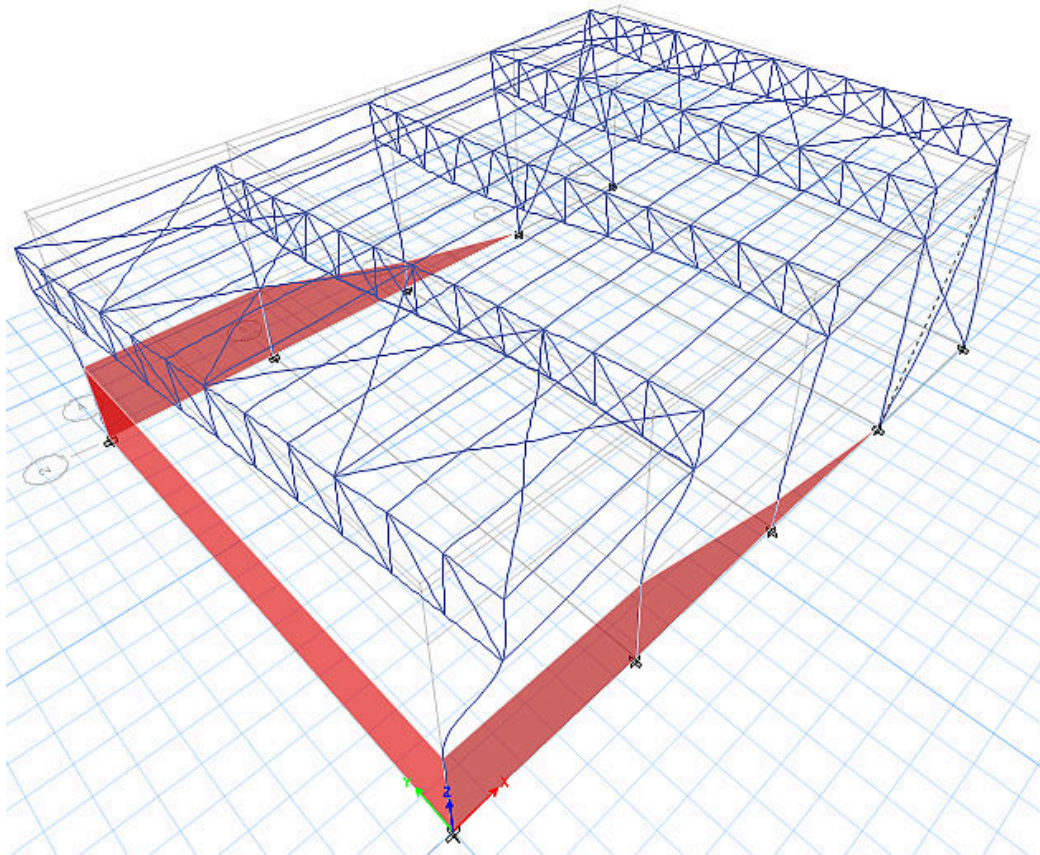


Figure VI- 16: Rotation autour de l'axe Z-Z, cas3.

- Le pourcentage des participations massiques atteint les 90% dans le 2ème mode.

Sum UX = 93.25 % > 90 %

Sum UY = 97.15 % > 90 %

- Dans chaque mode de vibration, on a une translation suivant l'une des deux directions d'excitation orthogonales, et la torsion est apparue dans le 3 ème mode . De plus le mouvement d'ossature dans les premiers modes est acceptable.

- Les périodes trouvées dans les deux 1 er cas sont plus faibles que celles trouvées dans le 3 eme cas.

- Les valeurs de T calculées à partir du programme ETABS n'ont pas dépassé celles estimées à partir des formules empiriques. La condition de RPA Art 4.2.4 est vérifiée
- Les déplacements relatifs d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne dépassent pas 1% de la hauteur de l'étage.
- On a $\theta_k < 0.1$ pour chaque niveau K et dans les deux sens x et y, on peut donc négliger l'effet P-delta dans le calcul des éléments structuraux.
- On peut noter que la valeur du paramètre θ n'est pas très différente d'un cas à un autre ($\theta < 1$).
- le cas 1 représente un déplacement plus petit selon l'axe Y, par contre le cas 3 représente un déplacement plus petit selon l'axe X.

VI.8 Conclusion :

Après avoir traité les trois cas, nous avons constaté que le 1^{er} cas est le plus recommandé. Par ailleurs, le changement d'orientation des axes fort et faible des poteaux a un effet sur les résultats obtenus.

Enfin, les constructions en acier se comportent bien lors d'un séisme.

Chapitre VII : calcul des assemblages



Chapitre VII : calcul des assemblages :

VII.1 Introduction

Les assemblages ont pour fonction d'assurer la liaison ou la continuité des composantes élémentaires entre eux en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations.

Les principaux modes d'assemblages sont :

- Le boulonnage (attache diagonale / gousset, attache gousset/ membrures).
- Le soudage
- Le rivetage

VII.2 Les différents types d'assemblages :

Dans notre construction on a les différents types d'assemblages suivants :

- Eléments de ferme
- Gousset-contreventement (la poutre au vent)
- Poteau-ferme (treillis)
- Poteau-traverse
- Panne-échantignole

VII.3 Assemblage des éléments de la ferme :

Les éléments de la ferme sont constitués de deux cornières, d'où l'effort sollicitant sera divisé par deux.

Le calcul se fait selon les sollicitations les plus défavorables donnée dans le tableau si dessous :

Tableau VII- 1 Valeurs des efforts normaux maximum qui se développent dans les éléments de la ferme sous $G+1.5V$ et $1.35(G+Q+S)$.

Eléments	Membrure supérieure	Membrure inférieure	Diagonale	Montants
Effort (KN)	303.39	301.9	133.57	109.14
Section	2L(80*80*8)	2L(80*80*8)	2L(80*80*8)	2L(60*60*6)

VII.3.1 Pré dimensionnement du gousset :

L'épaisseur du gousset dépend essentiellement de l'effort appliqué, elle est donnée dans le tableau suivant :

Tableau VII- 2: Epaisseur du gousset en fonction de l'effort appliqué.

F(KN)	≤ 200	200-450	450-750	750-1150	1150-1650
e (mm)	8	10	12	14	16

Pour les membrures supérieures : $200KN < N = 303.39KN < 450KN \Rightarrow e = 10 \text{ mm}$

Pour les membrures inférieures : $200KN < N = 301.9 \text{ KN} < 450KN \Rightarrow e = 10 \text{ mm}$

Pour les montants : $200 \text{ KN} > N = 109.14KN \Rightarrow e = 8 \text{ mm}$

Pour les diagonales : $200 \text{ KN} > N = 133.57 \text{ KN} \Rightarrow e = 8 \text{ mm}$

Donc on choisit $e = 10 \text{ mm}$

VII.3.2 Dimensionnement de l'assemblage entre la diagonale et le gousset :

➤ **Détermination de la gorge de soudure :**

La gorge de soudure doit vérifier les critères de mise en œuvre, elle est donnée par la condition suivant:

$$3\text{mm} \leq a \leq 0.5 t_{\max}$$

t_{\max} = Épaisseur maximal des pièces assemblées ; $t_{\max} = 10\text{mm}$

$$3\text{mm} \leq a \leq 0.5 \times 10\text{mm}$$

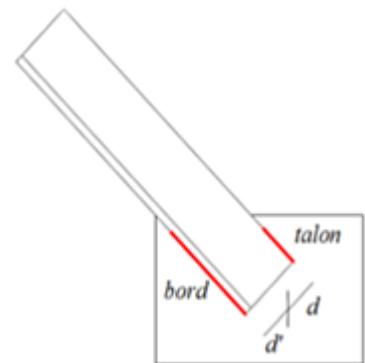
$$3\text{mm} \leq a \leq 5\text{mm} \Rightarrow a = 5\text{mm}.$$

➤ **Les longueurs de soudures :**

Les longueurs du cordons de soudure sont données comme suit :

$$\begin{cases} L_{bord} \geq \frac{\frac{N}{2} \gamma_{M2} \times \beta_w \times \sqrt{3}}{a \times f_u \left(1 + \frac{d'}{a}\right)} \\ L_{talon} \geq \frac{\frac{N}{2} \gamma_{M0} \times \beta_w \times \sqrt{3}}{a \times f_u \left(1 + \frac{d}{a'}\right)} \end{cases} \quad \text{(3) Art 6.6.5.3}$$

$N/2$: effort repris par une cornière.



γ_{M2} : Coefficient de sécurité $\gamma_{M2}=1,25$

β_w : Coefficient de corrélation $\beta_w=0,8$

f_u : Valeur normal de la résistance $f_u=360\text{MPa}$

a: Gorge de la soudure $a=5\text{mm}$

d : distance du centre de gravité au talon

d' : distance du centre de gravité au bord.

Tableau VII- 3: Dimension des cordons de soudure.

Élément	Type de cornière	Distance (cm)		Longueur de cordons de soudure (cm)		Gorge (mm)
		d'	d	L talon	L bord	
Membrure sup	2L(80*80*8)	5.74	2.26	10.4	14.5	5
Membrure inf	2L(80*80*8)	5.74	2.26	10.4	14.5	5
Diagonale	2L(80*80*8)	5.74	2.26	5	6.5	5
Montant	2L(60*60*6)	4.31	1.69	4	5.5	5

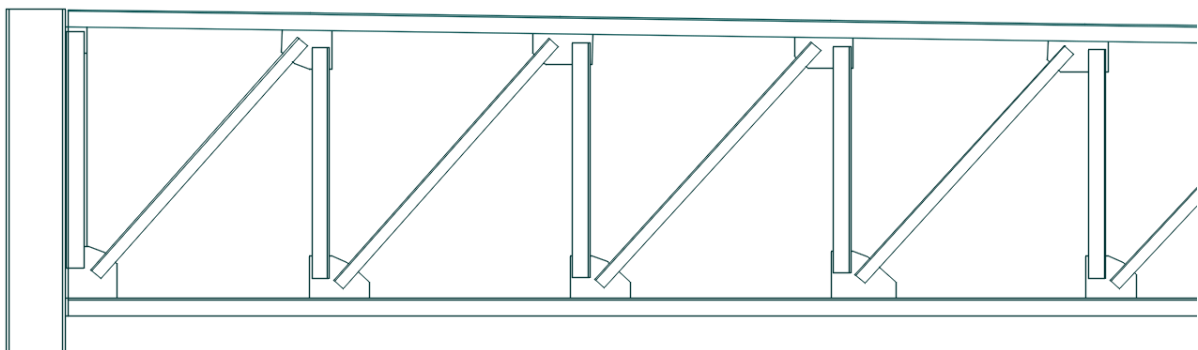


Figure VII- 1 Détaille assemblage gousset – éléments de la ferme par TEKLA.

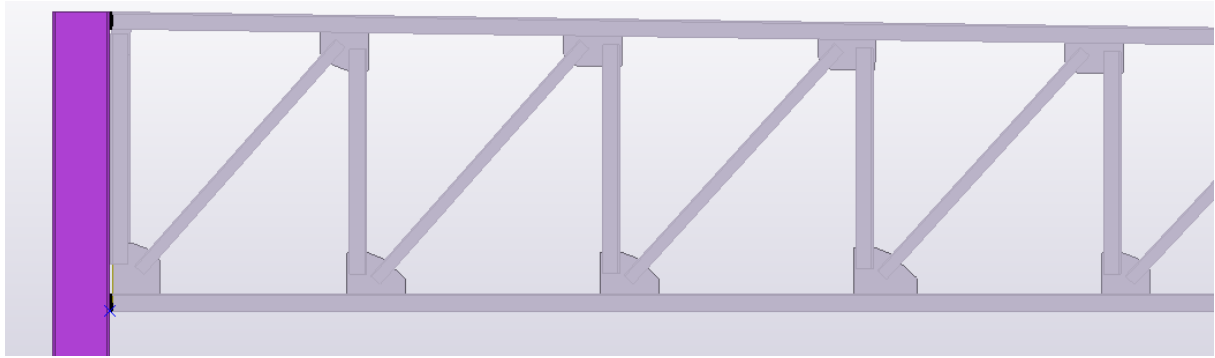


Figure VII- 2: Vu en 3D de l'assemblage des éléments de la ferme - TEKLA 2018 .

VII.4 Assemblage des éléments de la poutre au vent :

VII.4.1 Dimensionnement de l'assemblage entre la diagonale du contreventement horizontale avec le gousset :

Les boulons sont sollicités en cisaillement seul, les diagonales les plus sollicitées sont celle qui reprend un effort de traction maximum.

$N = 12.1 \text{ KN}$

Eléments	$N_{sd} \text{ (KN)}$
Diagonales de contreventements	12.1 (Traction)

On utilise des boulons M12 de classe 6.8 soumis au cisaillement d'où :

➤ Résistance des boulons au cisaillement :

On utilise des boulons M12 de classe 6.8 soumis au cisaillement d'où :

$$F_{v,sd} \leq 2F_{v,Rd}$$

$F_{v,Rd}$: Résistance d'un boulon au cisaillement par plan de cisaillement :

$$F_{v,Rd} = 0.5 \times f_{ub} \times \frac{A_s}{\gamma_{Mb}}$$

A_s : l'aire de section de boulon.

f_{ub} : Est la résistance du boulon a la traction ;

$$F_{v,Rd} = 0.5 \times 600 \times \frac{0.0843}{1.25}$$

$$F_{v,Rd} = 20.232 \text{ KN}$$

Les diagonales 2L (60×60×6) boulons M12, $A_s=84.3 \text{ mm}^2$

L'effort tranchant repris par un seul boulon est :

$$F_{v,sd} = \frac{N}{2}$$

Le nombre de boulons doit vérifier la condition suivante :

$$F_{v,sd} \leq F_{v,Rd} \rightarrow n = \frac{N}{2} = \frac{26}{2} = 0.64$$

Soit $n = 2$ boulons pour chaque cornière.

➤ **Disposition des boulons :**

$$\begin{cases} e_1 \geq 1.2d_0 \\ e_2 \geq 1.5d_0 \end{cases} \quad \begin{cases} P_1 \geq 2.2d_0 \\ P_2 \geq 1.5d_0 \end{cases}$$

Avec

d_0 : Diamètre du trou

$d_0 = d + 1\text{mm}$: Pour les boulons $\phi 12$

e_1 : pince longitudinale

e_2 : pince transversale

P_1 : pas longitudinale

P_2 : Pas transversale

$$d_0 = 12 + 1 = 13 \text{ mm}$$

$$\begin{cases} e_1 \geq 1.2 \times 13 = 15.6 \text{ mm} \\ e_2 \geq 1.5 \times 13 = 19.5 \text{ mm} \end{cases} \quad \begin{cases} P_1 \geq 2.2 \times 13 = 28.6 \text{ mm} \\ P_2 \geq 1.5 \times 13 = 19.5 \text{ mm} \end{cases}$$

$$e_1 = 2 \text{ cm} ; e_2 = 2 \text{ cm} ; P_1 = 4 \text{ cm} ; P_2 = 2 \text{ cm}$$

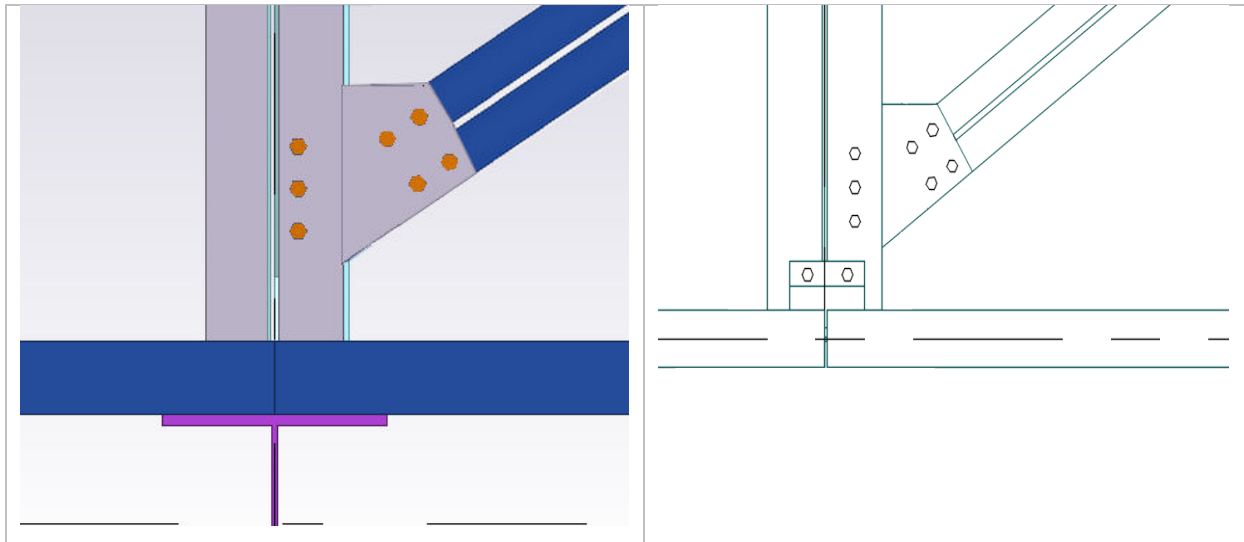


Figure VII- 3: Vue en plan de l'assemblage de la diagonale avec la membrure supérieure par TEKLA.

On opte pour un gousset de 8mm et des boulons M12, $d_0=13$ mm

$$F_{b,Rd} = \frac{2.5\alpha \cdot f_u d \cdot t}{\gamma_b}$$

$$\alpha = \text{Min}\left(\frac{e_1}{3d_0}, \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1\right)$$

$F_{b,Rd}$: résistance de calcul à la pression diamétrale par boulon ;

f_u : résistance ultime à la traction de la poutre du gousset.

$$\alpha = \min(0.51 ; 0.77 ; 1.66 ; 1) = 0.51$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2.5 \times 0.51 \times 360 \times 12 \times 8}{1.25} \times 10^{-2} = 35.251 \text{ KN}$$

$$F_{v,sd} = \frac{26}{4} = 6.5 \text{ KN}$$

$F_{v,sd}$: effort tranchant résultant par boulon ;

$$F_{v,sd} = 6.5 \text{ KN} \leq F_{b,Rd} = 35.251 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Pas de risque de pression diamétrale.

VII.5 Dimensionnement de l'assemblage entre le gousset et la membrure supérieure de la ferme :

Forfaitairement on vérifiera l'assemblage pour 03 boulons ordinaire M12 de classe 6.8.

$$N = 26 \text{ KN}$$

$$N_H = 26 \times \sin 35.75^\circ = 15.19 \text{ KN}$$

$$N_V = 26 \times \cos 35.75^\circ = 21.09 \text{ KN}$$

$$N_V = \frac{N_{V,h}}{n} ; \text{ Avec}$$

$$N_{V1} = \frac{21.09}{3} = 7.03 \text{ KN}$$

$$N_{H1} = \frac{15.19}{3} = 5.06 \text{ KN}$$

D'où l'effort de cisaillement $F_{v,sd}$ sur le boulon est :

$$F_{v,sd} = \sqrt{N_{V1}^2 + N_{H1}^2} = \sqrt{7.03^2 + 5.06^2} = 8.66 \text{ KN}$$

VII.5.1 Vérification de la résistance des boulons :

Au cisaillement seul :

$$F_{V,Rd} = 0.5 \times f_{ub} \times \frac{A_s}{\gamma_{Mb}}$$

$$F_{V,Rd} = 0.5 \times 600 \times \frac{0.0843}{1.25} = 20.232 \text{ KN}$$

$$20.232 \text{ KN} > 8.66 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

VII.6 Assemblage de l'échantignole sur la panne :

On dimensionnera les boulons au cisaillement $\left(\frac{R_W}{2}\right)$, chaque boulon reprend une seule panne.

$$F_{t,sd} = \frac{N_{max}}{n \cdot P} = \frac{14.1}{2} = 7.05 \text{ KN}$$

$$F_{V,Rd} = 0.5 \cdot f_{ub} \times \frac{A_s}{\gamma_{Mb}}$$

$$A_s \geq \frac{\gamma_{Mb} \times F_{t,sd}}{0.5 f_{ub}} = \frac{1.25 \times 7.05 \times 10^3}{0.5 \times 600} = 29.375 \text{ mm}^2$$

On adopte des boulons de type M12 de classe 6.8 avec $A_s = 84.3 \text{ mm}^2$

$$F_{V,Rd} = 0.5 \times 600 \times \frac{0.0843}{1.25} = 20.232 \text{ KN}$$

$$F_{V,Rd} = 20.232 \text{ KN} > F_{t,sd} = 7.05 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

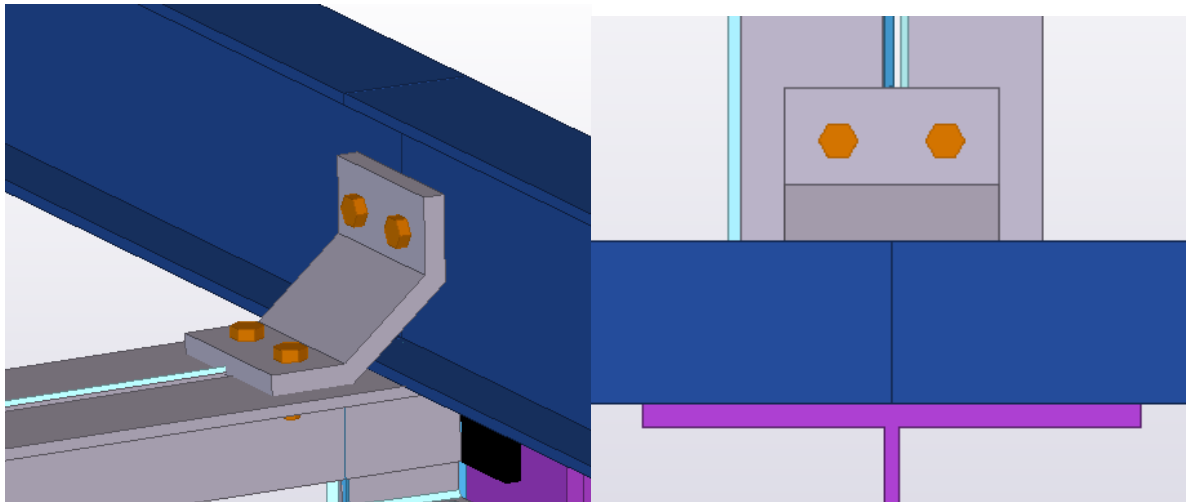


Figure VII- 4: Assemblage de l'échantignolle avec la panne et la membrure supérieure.

VII.7 Assemblage de l'échantignolle sur la membrure supérieure :

Dans ce cas le boulon est soumis simultanément à l'effort de traction et de cisaillement, on risque quatre modes de ruptures :

- Rupture du boulon sous interaction
- Déchirement de la plaque
- Pression diamétrale
- Poinçonnement de la plaque

Le cas le plus défavorable est celui du vent

VII.7.1 Boulon sous interaction :

$$\frac{F_{t,sd}}{1.4F_{t,Rd}} \leq 1$$

$$F_{t,Rd} = 0.9 \times A_s \frac{f_{ub}}{\gamma_{Mb}}$$

$$F_{t,Rd} = 0.9 \times 0.0843 \times \frac{600}{1.5} = 30.34 \text{ KN}$$

$$\frac{7.05}{1.4 \times 30.34} = 0.16 \leq 1 \quad \text{Condition vérifié}$$

VII.7.2 Poinçonnement de la plaque

$$F_{t,sd} \leq B_{l,rd} = 0.6\pi d_m t \frac{f_u}{\gamma_{Mb}}$$

f_u : limite de rupture de la plaque

$$d_m = 20.5 ; t=8 \text{ mm}$$

$$B_{l,rd} = 0.6 \times 3.14 \times 20.5 \times 8 \times \frac{360}{1.5} \times 10^{-3} = 74.15 \text{ KN}$$

$$F_{t,sd} = 7.05 \text{ KN} \leq B_{l,rd} = 74.15 \text{ KN}$$

VII.7.3 Plaque sous la pression diamétrale :

$$F_{t,sd} \leq F_{b,Rd} = 2.5 \cdot \alpha \cdot d \cdot t \cdot \frac{f_u}{\gamma_{Mb}}$$

$$F_{b,Rd} = 2.5 \times 0.51 \times 12 \times 8 \times \frac{360}{1.5} 10^{-3} = 29.37 \text{ KN}$$

$$F_{t,sd} = 7.05 \text{ KN} \leq F_{b,Rd} = 29.37 \text{ KN} \text{ Condition vérifiée}$$

VII.8 Assemblage poteau- ferme:

Les montants sont des doubles cornières alors on aura deux rangés de boulons chaque un comporte 10 boulons type M20 classe 8.8.

L'assemblage sera sollicité par un moment M qui résulte des efforts de tractions dans les membrures (supérieures, inférieures) ainsi que les diagonales, et un effort tranchant V sous la combinaison G+1.5V.

$$V = 109.16 \text{ KN}$$

$$M_{sd} = 65.49 \text{ KN.m}$$

$$\text{Boulon M20} \rightarrow d_0 = 22$$

$$\text{Cornière 2L(60*60*6), } t=6\text{mm} ; H = 1.2 \text{ m}$$

$$\begin{cases} 1.2d_0 \leq e_1 \leq 12t \\ 2.2d_0 \leq P_1 \leq 14t \end{cases} \text{ D'ou } \begin{cases} 26.4 \leq e_1 \leq 72 \text{ mm} \\ 48.4 \leq P_1 \leq 84 \text{ mm} \end{cases}$$

$$\text{Soit } e_1 = 5 \text{ cm} \quad ; \quad P_1 = 8 \text{ cm}$$

Les 05 rangées de boulons supérieurs travaillent en traction, le boulon le plus sollicité reprend un effort qui vaut à :

$$N_1 = \frac{M \cdot d_1}{\sum_{i=1}^5 d_i^2}$$

$$D1 = 120 - 5 = 115 \text{ cm}$$

$$D2 = 115 - 8 = 107 \text{ cm}$$

$$D3 = 107 - 8 = 99 \text{ cm}$$

$$D4 = 99 - 8 = 91 \text{ cm}$$

$$D5 = 91 - 8 = 83 \text{ cm}$$

$$N_1 = \frac{65.49 \times 10^2 \times 115}{115^2 + 107^2 + 99^2 + 91^2 + 83^2} = 15.17 \text{ KN}$$

$N_1 = 15.17 \text{ KN}$ Effort repris par un seul boulon

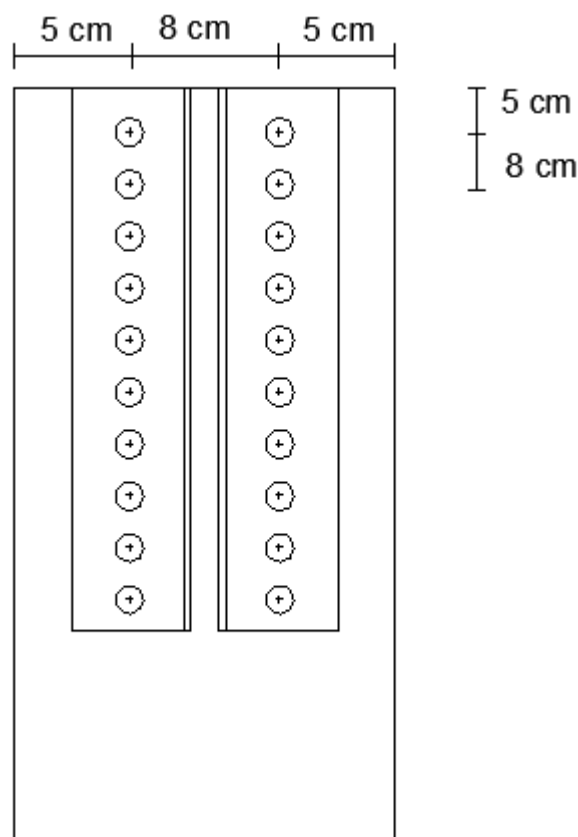


Figure VII- 5 : Représentation de l'assemblage poteau-ferme.

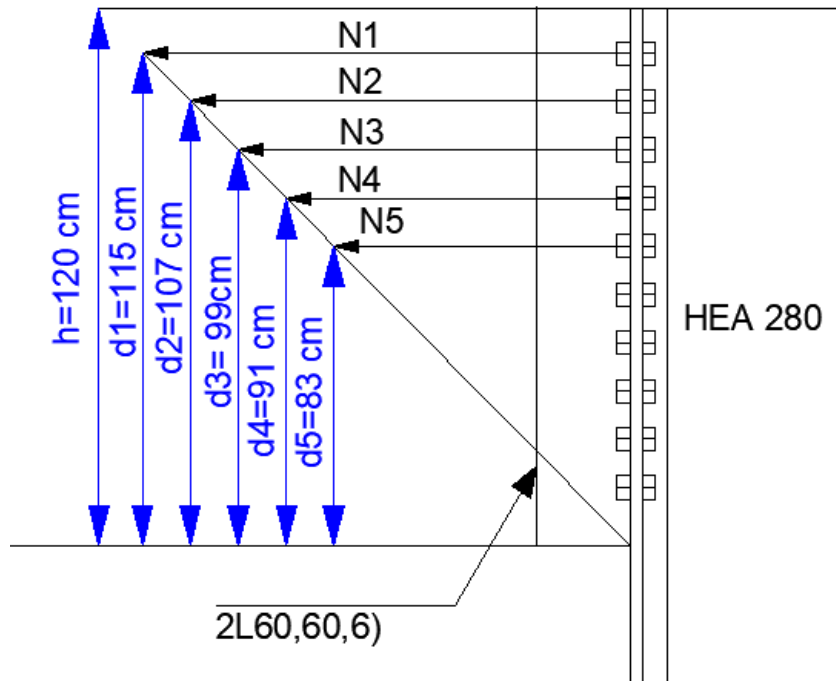


Figure VII- 6 Disposition des boulons dans l'assemblage poteau ferme.

Le boulon reprend en plus de l'effort de traction, un effort de cisaillement qui vaut :

$$V_{sd} = \frac{v}{n.P} \quad \left\{ \begin{array}{l} n: \text{nombre de boulon} \\ p: \text{nombre de plan de cisaillement.} \end{array} \right.$$

$$V_{sd} = \frac{109.16}{20 \times 1}$$

$$V_{sd} = 5.45 \text{ KN}$$

La résistance d'un boulon précontraint à l'interaction cisaillement-traction est donnée par la Formule suivante :

$$V_R = \frac{K_s \times \mu \times n \times (F_p - 0.8F_{tsd})}{\gamma_{ms}} \geq V_{sd}$$

$$F_p = 0.7 \cdot A_s \cdot f_{ub}$$

F_p : Effort de précontrainte

f_{ub} : Résistance ultime du boulon, classe 8.8 $f_{ub} = 800 \text{ MPa}$.

A_s : Section résistante de la partie filtrée.

γ_{ms} : Coefficient de sécurité = 1.25.

K_s : Facteur de forme ; trous nominaux $K_s = 1$

n : nombre de plan de contact ; $n = 1$

μ : Coefficient de frottement ; $\mu = 0.3$

$$F_{t,sd} = \frac{N}{n.P} = \frac{15.17}{2} = 7.58 \text{ KN}$$

VII.8.1 Vérification à l'assemblage trop long:

La longueur de l'assemblage est: $L=1200 - 2 \times 50 = 1100$ cm

$$15 \times d = 15 \times 20 = 300 \text{ mm}$$

$L > 15 \times d$ l'assemblage est trop long.

D'où l'effort résistant V_R sera réduit d'un coefficient β :

$$\beta = 1 - \left(\frac{L - 15 \times d}{200 \times d} \right) = 1 - \left(\frac{1100 - 15 \times 20}{200 \times 20} \right) = 0.8$$

$$F_p = 0.7 \times 245 \times 800 \times 10^{-3} = 137.2$$

$$V_R = \frac{0.8 \times 1 \times 0.3 \times 1 \times (137.2 - 0.8 \times 7.58)}{1.25} = 25.17 \geq V_{sd}$$

$$V_R = 25.17 \text{ KN} \geq V_{sd} = 5.45 \quad \text{Vérifier}$$

VII.9 Assemblage poteau-poutre IPE 180 :

L'assemblage poteau – traverse est réalisé à l'aide d'une platine boulonnée à la traverse et au poteau.

- L'assemblage est sollicité par un moment fléchissant, effort tranchant et un effort normal.

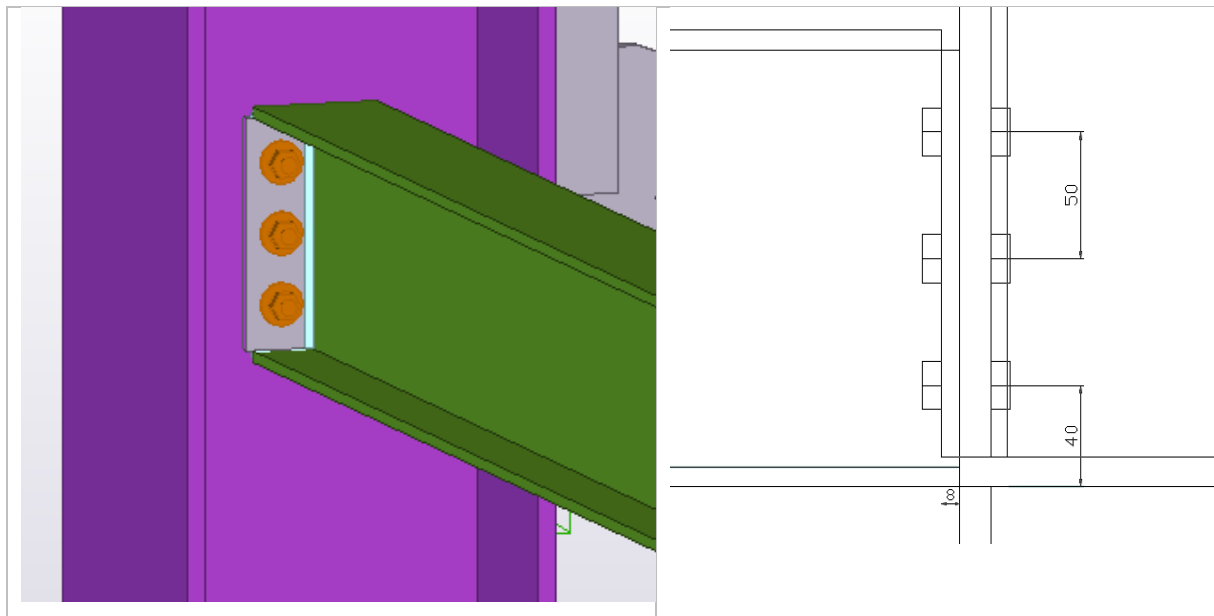


Figure VII- 7: Représentation de l'assemblage poteau-traverse par tekla.

VII.9.1 La disposition constructive des boulons :

On choisit des boulons **M12** de diamètre $\varnothing 12$ de **classe 5.8**

$$M_{max} = 3.62 \text{ KN.m.}$$

$$V_{sd} = 4.68 \text{ KN}$$

Dimensionnement des boulons :

$$\begin{cases} e_1 \geq 1.2 \times 13 = 15.6 \text{ mm} & \{ P_1 \geq 2.2 \times 13 = 28.6 \text{ mm} \\ e_2 \geq 1.5 \times 13 = 19.5 \text{ mm} & \{ P_2 \geq 1.5 \times 13 = 19.5 \text{ mm} \end{cases}$$

$$e_1 = 4 \text{ cm} ; e_2 = 2 \text{ cm} ; P_1 = 5 \text{ cm} ; P_2 = 5 \text{ cm}$$

$$D1 = 18 - (4 + 0.4) = 13.6 \text{ cm}$$

$$D2 = 13.6 - 5 = 8.6 \text{ cm}$$

$$D3 = 8.6 - 5 = 3.6 \text{ cm}$$

$$N_1 = \frac{3.62 \times 10^2 \times 13.6}{13.6^2 + 8.6^2 + 3.6} = 18.10 \text{ KN}$$

$N_1 = 18.10 \text{ KN}$ Effort repris par un seul boulon

Le boulon reprend en plus de l'effort de traction, un effort de cisaillement qui vaut :

$$V_{sd} = \frac{v}{n.p} \quad \begin{cases} n: \text{nombre de boulon} \\ p: \text{nombre de plan de cisaillement.} \end{cases}$$

$$V_{sd} = \frac{4.68}{6 \times 1}$$

$$V_{sd} = 0.78 \text{ KN}$$

La résistance d'un boulon précontraint à l'interaction cisaillement-traction est donnée par la

Formule suivante :

$$V_R = \frac{K_s \times \mu \times n \times (F_p - 0.8F_{t,sd})}{\gamma_{ms}} \geq V_{sd}$$

$$F_p = 0.7 \cdot A_s \cdot f_{ub}$$

F_p : Effort de précontrainte

f_{ub} : Résistance ultime du boulon, classe 5.8 $f_{ub} = 500 \text{ MPa}$.

A_s : Section résistante de la partie filtrée.

γ_{ms} : Coefficient de sécurité = 1.25.

K_s : Facteur de forme ; trous nominaux $K_s = 1$

n : nombre de plan de contact ; $n = 1$

μ : Coefficient de frottement ; $\mu = 0.3$

$$F_{t,sd} = \frac{N}{n.P} = \frac{18.10}{2} = 9.05 \text{ KN}$$

$$F_p = 0.7 \times 84.3 \times 500 \times 10^{-3} = 29.50137.2$$

$$V_R = \frac{1 \times 0.3 \times 1 \times (29.50 - 0.8 \times 9.05)}{1.25} = 5.34 \geq V_{sd}$$

$V_R = 5.34 \text{ KN} \geq V_{sd} = 0.78$ Vérifié

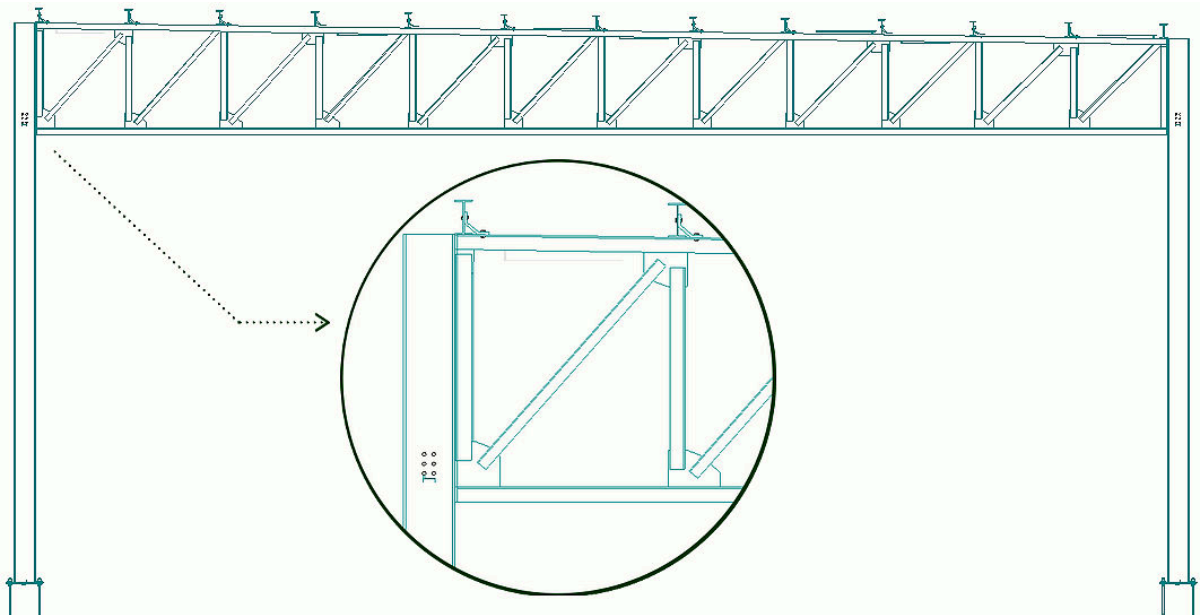


Figure VII- 8 : plan du portique avec les détails d'assemblages.

Chapitre VIII : Calcul des pieds de poteaux



Chapitre VIII : Calcul des pieds de poteaux

VIII.1 Introduction :

Dans notre cas on a une jonction poteau en HEA280 avec voile en béton armé qui sera calculé comme un pied de poteau encastré à sa base qui sert à transmettre les charges au sol à l'aide d'assises en acier, ces assises sont des plaques métalliques appelées : « platines », fixées aux pieds des poteaux par des tiges d'ancrage sur le béton d'appui.

VIII.2 Pieds de poteau encastrés :

- **Poteau HEA280 :**

La tige d'encrage sera dimensionner avec l'effort de traction le plus défavorable tiré par les résultats tirer par le logiciel ETABS suivant la combinaison suivante : G+1.5V

Figure VIII- 1 valeurs des efforts normaux qui se développent dans le poteau le plus sollicité.

Combinaison	N_t (KN)	M_z (KN.m)
G+1.5V	109	31.44

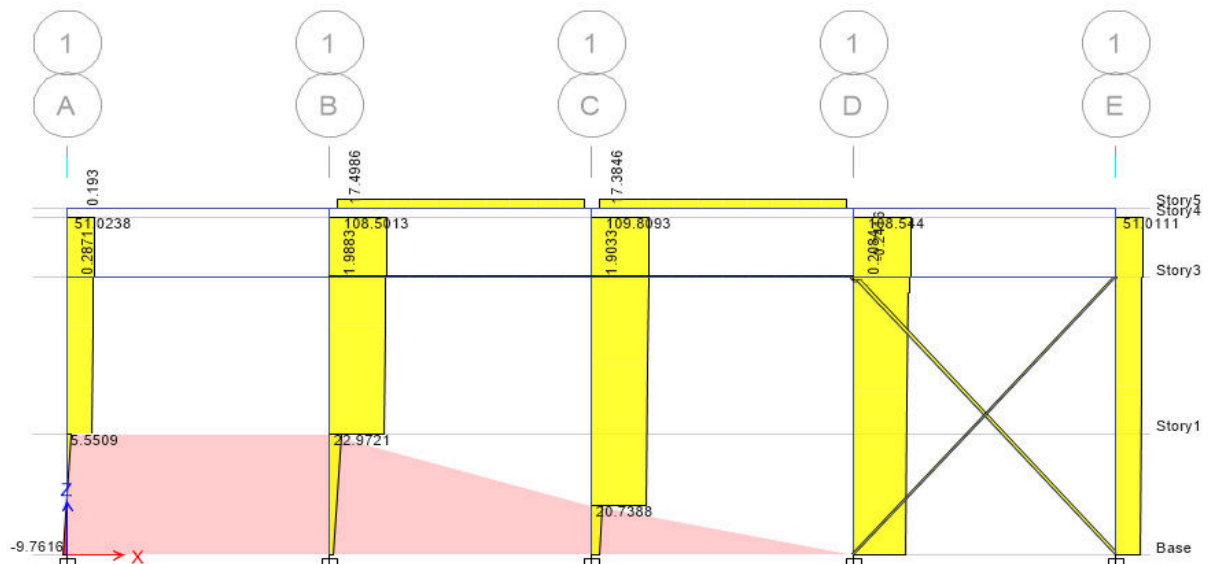


Figure VIII- 2: diagramme des efforts normaux sous G+1.5V.

VIII.3 Surface d'appuis de la plaque d'assise :

h : hauteur de la section HEA280 =270 mm

c: le débord donné pas $c = (100/150)$ mm

Pour $c = 100$ mm on a :

$$b = h + 2c \quad b = 270 + 200 = 470 \text{ mm}$$

$$a = b_{HEA} + 2c = 280 + 200 = 480 \text{ mm}$$

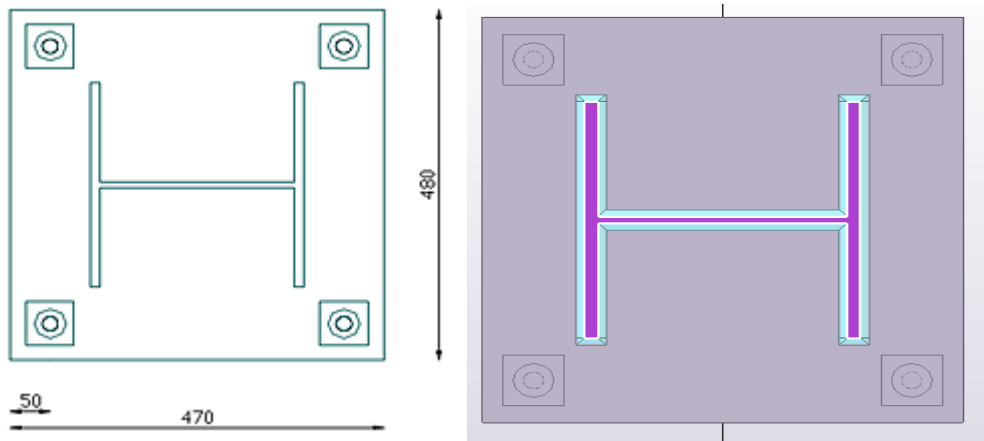


Figure VIII- 3: disposition platine-poteau HEA280.

VIII.4 Dimensionnement de la tige d'encrage :

Les tiges d'encrage se dimensionnent à la traction simple, sous un effort de traction N_t

$$N_{st} = \frac{N_t}{n} \leq N_a$$

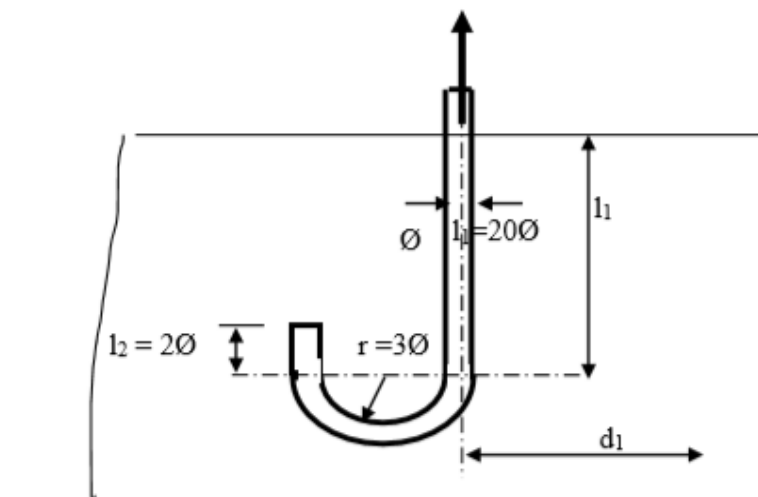


Figure VIII- 4 : tige d'ancrage des pieds du poteau.

n : nombre de tiges.

N_t : Effort sollicitant de traction.

$$N_a = 0.1 \left(1 + \frac{7g_c}{1000} \right) \frac{\phi}{\left(1 + \frac{\phi}{d_1} \right)^2} (l_1 + 6.4r + 3.5l_2)$$

g_c : Le dosage en ciment = 350 Kg/m³

N_a : effort normal résistant par seulement d'une tige

$$l_1 = 20\phi \quad l_2 = 2\phi \quad r = 3\phi$$

$$N_a = 0.1 \left(1 + \frac{7 \times 350}{1000} \right) \frac{\phi}{\left(1 + \frac{\phi}{5} \right)^2} (20\phi + 19.2\phi + 7\phi) \geq \frac{109}{4}$$

$$\phi = 1.77 \text{ cm}$$

Donc : $\phi \geq 17.7 \text{ mm}$

On adopte $\phi = 2 \text{ cm}$

$$N_a = 32.52 \text{ KN} > 27.25 \text{ KN}$$

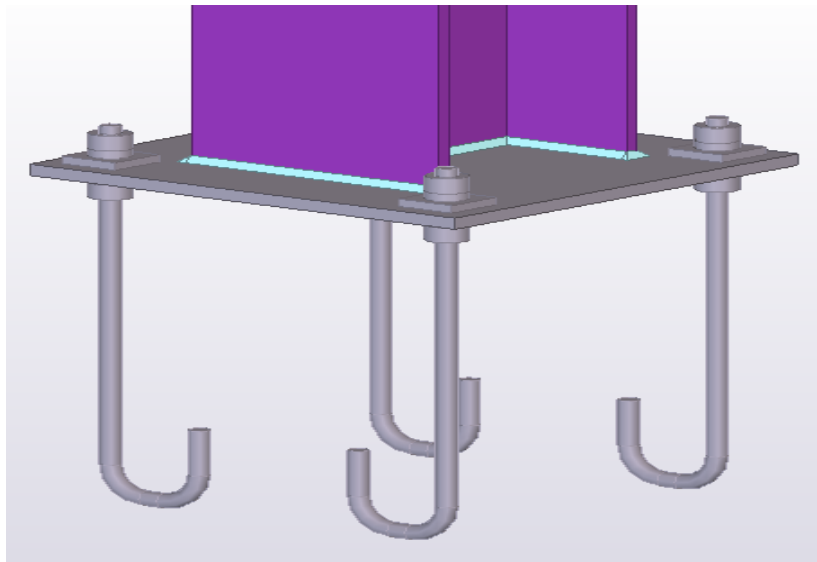


Figure VIII- 5: Disposition des tiges d'ancrage.

VIII.5 Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :

$$e = \frac{M_{sd}}{N_{sd}} = \frac{31.44}{109} \times 10^2 = 28.84 \text{ cm}$$

$$28.84 \text{ cm} > \frac{D}{6} = \frac{37}{6} = 6.16 \text{ cm}$$

Donc le centre de gravité se trouve hors de tiers central de la section, et la platine est soulever à gauche (les boulons de gauche étant sollicité en traction).

$$A = 3 \times \left(\frac{\pi \phi^2}{4} \right) = 3 \times \left(\frac{3.14 \times 2^2}{4} \right) = 9.42 \text{ cm}^2$$

A : aire de la section de 2 tiges à gauche du Poteau.

$$l = 47.34 \text{ cm}$$

$$h = 42 \text{ cm}$$

$$b = 47 \text{ cm}$$

La combinaison des trois relations précédentes conduit à l'équation suivante, en faisant :

$$n = \frac{E_a}{E_b} = 15$$

$$h'^3 + 3(l - h)h'^2 + 90A \frac{l}{b} h' - 90A \frac{l}{b} h = 0$$

$$h'^3 + 3(47.34 - 42)h'^2 + 90 \times 9.42 \times \frac{47.34}{47} h' - 90 \times 9.42 \times \frac{47.34}{47} \times 42 = 0$$

$$h' = 21.55 \text{ cm}$$

a) Contraintes dans le béton :

$$\sigma_b = \frac{2 \times N \times l}{b \times h' \times \left(h - \frac{h'}{3} \right)} \leq f_{ub}$$

$$\sigma_b = \frac{2 \times 109 \times 47.34}{47 \times 21.55 \times \left(42 - \frac{21.55}{3} \right)} \times 10 \leq f_{ub} = \frac{0.85 \times 25}{1.5}$$

$$\sigma_b = 2.92 \text{ MPa} \leq f_{ub} = 14.2 \text{ MPa}$$

b) Contrainte dans l'acier :

$$\sigma_a = \frac{N}{A} \times \frac{l - h + \frac{h'}{3}}{\left(h - \frac{h'}{3}\right)} \leq f_y$$

$$\sigma_a = \frac{109}{9.42} \times \frac{47.34 - 42 + \frac{21.55}{3}}{\left(42 - \frac{21.55}{3}\right)} \times 10 \leq f_y$$

$$\sigma_a = 41.62 \text{ MPA} \leq 235 \text{ MPA}$$

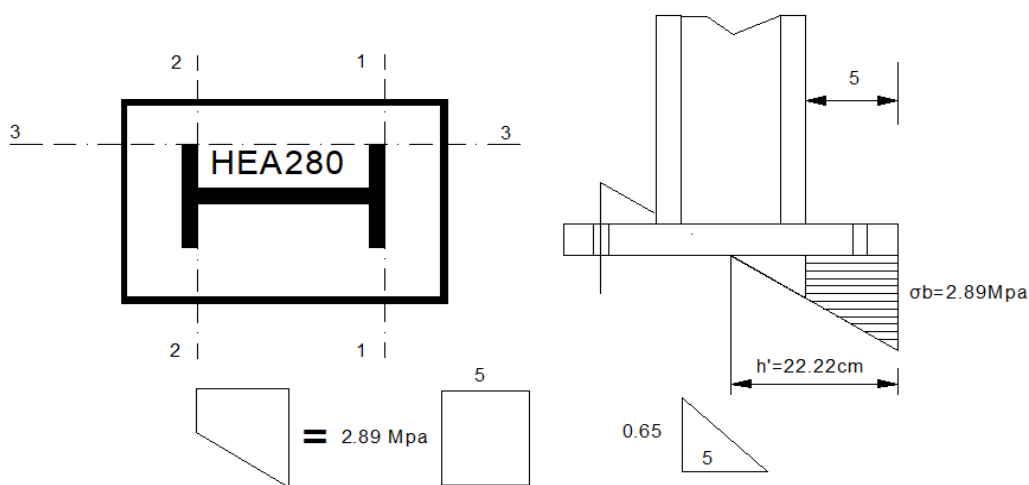


Figure VIII- 6 :dimensionnement de l'épaisseur de la platine.

VIII.6 Dimensionnement de l'épaisseur de la platine :

➤ **Vérification de la section 1-1 :**

Le moment dans la section 1-1 grâce au diagramme trapézoïdale des contraintes situées à droite de la section, que l'on peut décomposer en un diagramme Rectangulaire et un diagramme triangulaire.

$$M_1 = \sigma_b \times d_1 \times \frac{d_1}{2}$$

$$M_1 = 2.92 \times 5 \times \frac{5}{2} \times 10^{-3}$$

$$M_1 = 0.036 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = \left(5 \times \frac{0.67}{2}\right) \times \frac{5}{3} \times 10^{-3}$$

$$M_2 = 0.0028 \text{ KN.m}$$

$$M = M_1 - M_2$$

$$M = 0.036 - 0.0028 = 0.033 \text{ KN.m}$$

Le module d'inertie de la platine ou $b = 1 \text{ cm}$

$$\frac{I}{V} = \frac{\left(\frac{b \cdot t^3}{12}\right)}{\frac{t}{2}}$$

La contrainte de flexion dans la section est :

$$\frac{M}{W_{el}} \leq f_y \rightarrow t \geq \sqrt{\frac{0.033 \times 6}{0.235}} = 0.92 \text{ cm}$$

$$t \geq 0.92 \text{ cm}$$

➤ **Vérification de la section 2-2**

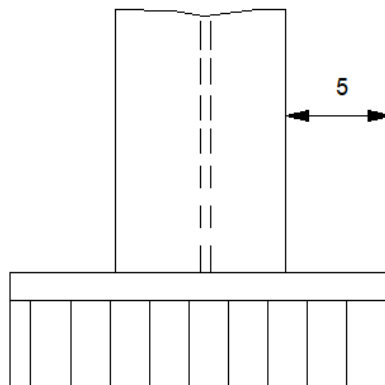


Figure VIII- 7 : vérification de la section 2-2 .

Par le même raisonnement, on aura le moment maximal :

$$M_1 = 0.036 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M}{W_{el}} \leq f_y \rightarrow t \geq \sqrt{\frac{0.036 \times 6}{0.235}} = 0.96 \text{ cm}$$

$$t \geq 0.96 \text{ cm}$$

➤ **Vérification dans la section 3 – 3**

Du coté tendu, la platine est soumise à un moment

$$M = 0.1 \times T$$

$$T = A \times \sigma_a$$

$$T = 942 \times 41.63 = 0.039 \text{ KN.m}$$

$$T = 0.039 \text{ KN.m}$$

$$M = 0.1 \times 0.039 = 0.0039 \text{ KN.m}$$

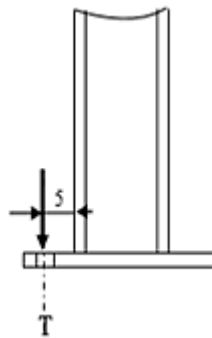


Figure VIII- 8 vérification de la section 3-3.

Il faut donc vérifier que :

$$W_{el} = \frac{50t^2}{6}$$

$$\frac{0.0039 \times 6}{50t^2} \leq f_y \rightarrow t \geq \sqrt{\frac{0.0039 \times 6}{50 \times 23.5}} = 0.0044 \text{ cm}$$

En conclusion, on sélectionnera une platine d'épaisseur de 1.5 cm.

Chapitre IX : Etude de l'infrastructure



Chapitre IX : Etude de l'infrastructure

IX.1 Etude du voile périphérique:

Selon le RPA 99/ 2003, les ossatures au-dessous du niveau de base du bâtiment doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base, il doit satisfaire les conditions suivantes :

L'épaisseur minimale est de 15 cm-Il doit contenir deux nappes d'armatures. Le pourcentage minimal d'armature est de 0.1% dans les deux sens. Les ouvertures dans les voiles ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

IX.2 Dimensionnement du voile :

On se contentera de prendre le panneau le plus défavorable.

$$L_x = 2.45\text{m}$$

$$L_y = 5\text{ m}$$

$$B = 1\text{m}$$

$$e = 20\text{cm} \geq e_{\text{min}} = 15\text{cm} \text{ (article 10.1.2 du RPA 99 V 2003)}$$

Caractéristique du sol :

Poids spécifique : $\gamma = 18\text{KN/m}^3$

Angle de frottement : $\varphi = 12^\circ$

Cohésion du sol : $c = 55\text{ KN/ m}^2$ (rapport de sol)

Caractéristiques des voiles :

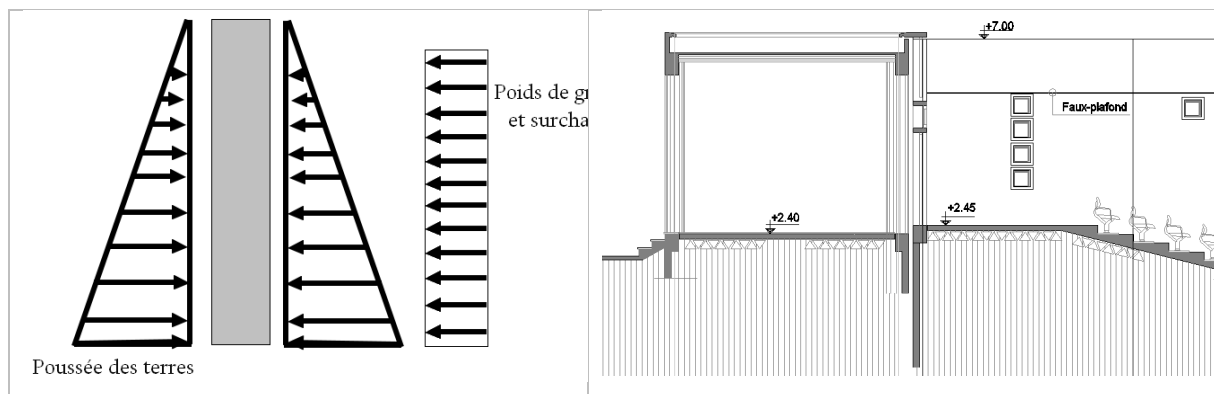


Figure IX- 1: Les charges appliquées sur le voile périphérique.

IX.3 Détermination des sollicitations :

Le voile périphérique comme un ensemble de panneaux dalles encastrés en chaque côté.

Il est soumis à la poussée des terres, et une surcharge d'exploitation estimée à 4 KN/m .

IX.3.1 Charge permanent :

$$P = 13.20 \text{ KN/m}^2$$

$$G = p \times tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 8.65 \text{ KN/m}^2$$

IX.3.2 Surcharges d'exploitation :

$$q = 4 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = q \times tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 2.62 \text{ KN/m}^2$$

IX.4 Ferrailage du voile périphérique :

IX.4.1 Calcul à l'ELU :

$$\sigma_{min} = 1.5Q = 3.93 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{max} = 1.35G + 1.5Q = 15.61 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = \sigma_{max} \times 1 \text{ ml} = 15.61 \text{ KN/ml}$$

On se contentera de ferrailer le panneau le plus défavorable :

$$L_x = 2.45 \text{ m}$$

$$L_y = 5 \text{ m}$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0.49 \geq 0.4 \Rightarrow \text{la dalle travaille selon 2 sens}$$

$$M_{0x} = \mu_x \times L_x^2 \times q_u$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$$

D'après le tableau (annexe1) on tire :

$$\mu_x = 0.098 \quad ; \quad \mu_y = 0.25$$

$$M_{0x} = 0.098 \times 2.45^2 \times 15.61 = 9.18 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 0.25 \times 6.86 = 2.29 \text{ KN.m}$$

- **Moment en travée :**

$$M_{tx} = 0.85M_{0x} = 7.80 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85M_{0y} = 1.95 \text{ KN.m}$$

- **Moment en appui :**

$$M_a = -0.5M_{0x} = -4.6 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage se fait pour une section $b \times h = (1 \times 0.20) \text{ m}^2$

$$\mu = \frac{M_{ut}}{b d^2 \sigma_{bc}} = \frac{7.80 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18^2 \times 14.17} = 0.017$$

$$\mu = 0.017 \leq 0.186 \Rightarrow \text{oui} \Rightarrow \text{pivot A}$$

$A's = 0$ les armatures comprimées sont négligé.

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.017}) = 0.021$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.991$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s \geq \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{7.8 \times 10^3}{0.991 \times 18 \times 348} = 1.25 \text{ cm}^2$$

Figure IX- 2: Ferrailage du voile périphérique.

sens		M_u	μ	α	β	A (cm^2)	Amin (cm^2)	Aadopté (cm^2)	Choix
x-x	En travée	7.8	0.017	0.021	0.991	1.25	2.17	5.65	5HA12
	En appui	4.6	0.01	0.01	0.995	0.73	2.17	5.65	5HA12
y-y	En travée	1.9	0.004	0.005	0.998	0.31	2.17	5.65	5HA12
	En appui	4.6	0.01	0.01	0.995	0.73	2.17	5.65	5HA12

IX.4.2 Vérifications à l'ELU :

Condition de non-fragilité :

$$A_{min} = 0.23 \frac{f_{tj}}{f_e} \cdot b \cdot d = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 100 \times 18 = 2.17 \text{ cm}^2$$

- **Effort tranchant :**

$$\tau = \frac{V}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa} \quad (\text{Fissuration nuisible})$$

$$V_x = \frac{qu \cdot l_x}{3} = \frac{15.61 \times 2.45}{3} = 12.75 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{qu \cdot l_x}{3} \times \frac{1}{(1 + \frac{\rho}{2})} = \frac{15.61 \times 2.45}{2} \times \frac{1}{(1 + \frac{0.49}{2})} = 15.35 \text{ KN}$$

$$\tau_{ux} = \frac{12.75}{1 \times 0.18} 10^{-3} = 0.07 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\tau_{uy} = \frac{15.35}{1 \times 0.18} 10^{-3} = 0.085 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

IX.4.3 Vérification à l'ELS :

$$\sigma_{max} = G + Q = 11.27 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = \sigma_{max} \times 1 \text{ ml} = 11.27 \text{ KN/ml}$$

D'après le tableau (annexe1....) on tire :

$$\mu_x = 0.1013 \quad \mu_y = 0.358$$

$$M_{0x} = 0.1013 \times 2.45^2 \times 11.27 = 6.85 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 0.25 \times 6.85 = 1.71 \text{ KN.m}$$

- **Moment en travée :**

$$M_{tx} = 0.85 M_{0x} = 5.82 \text{ KN.m}^2$$

$$M_{ty} = 0.85 M_{0y} = 1.45 \text{ KN.m}$$

- **Moment en appui :**

$$M_a = -0.5 M_{0x} = -3.42 \text{ KN.m}$$

IX.4.4 Vérification des contraintes :

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser} \times (d - y)}{I} \leq \bar{\sigma}_s = 0.6 \times f_{c28} = 165 \text{MPa}$$

Position de l'axe neutre :

$$\frac{1}{2} \times b \times y^2 - n \times A_{st(u)} \times (d - y) = 0$$

Moment quadratique :

$$I = \frac{1}{3} \times b \times y^3 + n \times A_{st(u)} \times (d - y)^2$$

Figure IX- 3: Vérification des contraintes.

Sens		M (KN)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)
x-x	En travée	5.82	8.82	11716.27	4.38	68.40
	En appui	3.42	8.82	11716.27	2.52	40.29
y-y	En travée	1.45	8.82	11716.27	1.09	17.12
	En appui	3.42	8.82	11716.27	2.52	40.29

On remarque que les contraintes dans les aciers (X-X) (Y-Y) sont vérifiées.

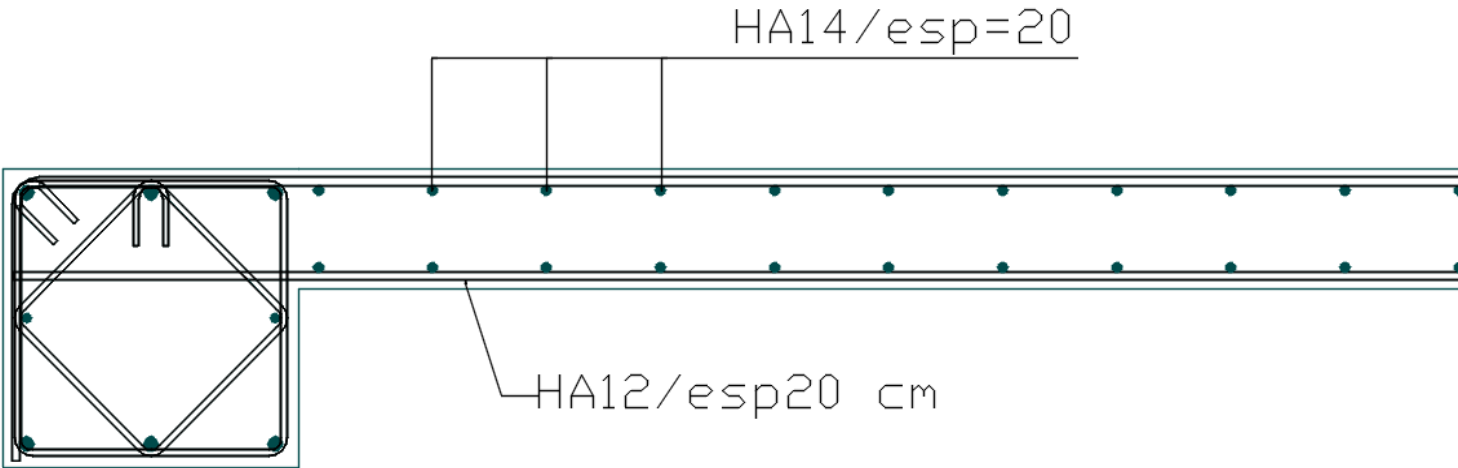


Figure IX- 4: Ferrailage du voile périphérique.

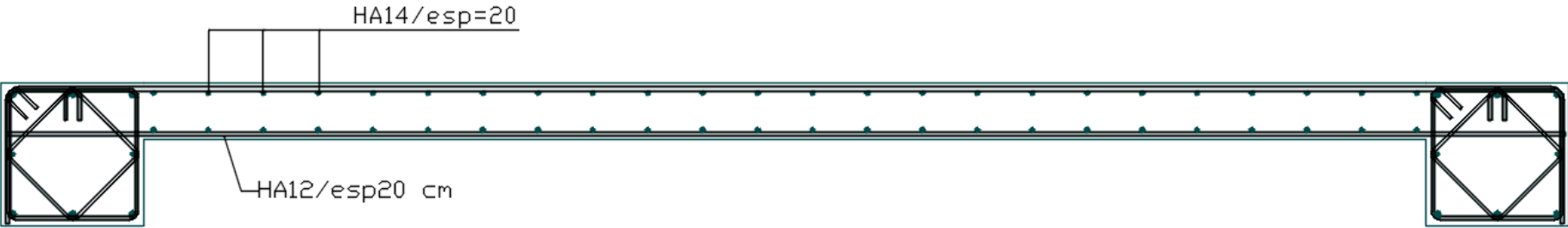


Figure IX- 5: Ferrailage du voile périphérique .

IX.5 Fondations :

La fondation est un élément qui permet de transmettre au sol les charges ramenées par la superstructure. Elle constitue la partie la plus essentielle de l'ouvrage. A cet effet, la conception de système de fondation et de son exécution doit en conséquence faire l'objet de soins attentifs.

Le dimensionnement de la fondation est conditionné par le site d'implantation, les caractéristiques du béton utilisées et les sollicitations auxquelles elle soumise.

La contrainte admissible du sol est $\sigma_{sol} = 1.8\text{bars}$

La profondeur d'ancrage : $D = 1.2\text{ m}$

IX.6 Calcul de la semelle filante sous mur voile et poteaux :

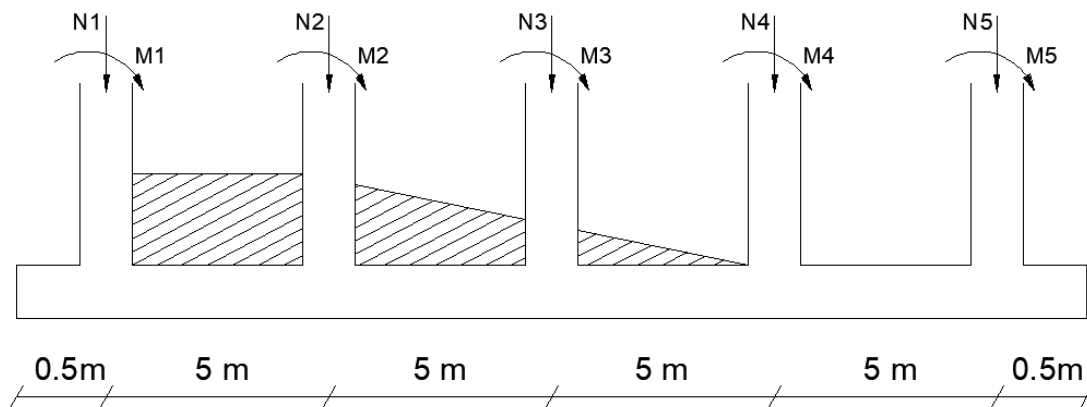


Figure IX- 6: chargement de la semelle filante a ELS.

Tableau IX- 1 Récapitulatif des efforts internes M et N a ELS.

Eléments	$N_i(\text{KN})$	$x_i (\text{m})$	$N_i \times x_i (\text{KN.m})$	M (KN.m)
1	116.37	- 10	-1163.7	136.44
2	148.8	- 05	-744	47.58
3	74.57	0	0	11.7
4	49.6	5	248	0.2
5	27.56	10	275.6	0.1

IX.6.1 Pré dimensionnement :

- Calcul de la résultante :

$$\sum N = 416.9 \text{ KN}$$

$$\sum M = 196.02 \text{ KN.m}$$

$$\sum N_i \times x_i = -1384.1 \text{ KN.m}$$

$\sum N$: la somme des efforts normaux

$\sum M$: la somme des moments

$$e_x = \frac{\sum N_i \times x_i + \sum M_y}{N} = \frac{-1384.1 + 196.02}{416.9} = 2.84 \text{ m}$$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{L.B} \left(1 + \frac{6 \times e_x}{B}\right) = \frac{416.9}{1 \times 21} \left(1 + \frac{6 \times 2.84}{21}\right) = 35.96 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{L.B} \left(1 - \frac{6 \times e_x}{B}\right) = \frac{416.9}{1 \times 21} \left(1 - \frac{6 \times 2.84}{21}\right) = 3.74 \text{ KN/m}^2$$

On prend $B=1 \text{ m}$

$$d = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{B-b}{4} \\ \frac{A-a}{4} \end{array} \right. \text{ (BAEL 91 - Ch 15. III - Art 1.2)}$$

d : hauteur utile de la semelle est donnée par.

$$d = \frac{B - b}{4} = \frac{1 - 0.5}{4} = 0.125 \text{ m}$$

On prend $d=0,5 \text{ m}$

$$h = 50 + 5 = 55 \text{ cm}$$

IX.6.2 Vérification de longueur élastique :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K.B}}$$

E : module d'élasticité du béton = 32164.2 MPA

K : coefficient de raideur du sol = 4 Kg/cm^3

I : moment d'inertie de la semelle

B : largeur de la poutre de rigidité.

L_e : longueur élastique de la semelle.

$$I = \frac{B \times h^3}{12} = \frac{50 \times 55^3}{12} = 693229.16 \text{ cm}^4$$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 321642 \times 693229.16}{4 \times 0.1 \times 50}} = 459.53 \text{ cm}$$

$$\frac{\pi}{2} L_e = \frac{\pi}{2} \times 4.59 = 7.21 \text{ m} > l_{max} = 5 \text{ m}$$

Semelle rigide \Rightarrow réparation de la contrainte est linéaire.

- **Poids de la semelle :**

$$N_s = h \times B \times \gamma_b \times L = 1 \times 0.55 \times 25 \times 21 = 288.75 \text{ KN}$$

- **Poids de remblai :**

$$N_r = (H - h)(B \times L - (a_p \times b_p \times n_p + a_v \times L_v))\gamma_d$$

$$N_r = [(1.2 - 0.55)(1 \times 21 - (0.5 \times 0.5 \times 5 + 0.2 \times 15))] \times 18 = 195.975 \text{ KN}$$

IX.6.3 Vérification de la stabilité :

- **Combinaison 0,8G + E :**

$$M_T = 124.85 \text{ KN.m}$$

$$N_T = 261.83 \text{ KN}$$

➤ **Vérification des contraintes :**

$$e_x = \frac{\sum N_i \times x_i + \sum M_y}{N} = \frac{-1086.2 + 124.85}{261.83} = 3.6 \text{ m}$$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{L \cdot B} \left(1 + \frac{6 \times e_x}{B}\right) = \frac{261.83}{1 \times 21} \left(1 + \frac{6 \times 3.6}{21}\right) = 25.29 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{L \cdot B} \left(1 - \frac{6 \times e_x}{B}\right) = \frac{261.83}{1 \times 21} \left(1 - \frac{6 \times 3.6}{21}\right) = -0.61 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{\sigma_{max}}{3} = \frac{0.025}{3} = -0.008 \text{ MPa} < 0.18 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ **D'après le RPA 99 V2003 article 10.1.5, on a :**

$$e_0 = 3.6 \text{ m} < \frac{L_T}{4} = \frac{21}{4} = 5.25 \text{ m} \quad \text{Condition vérifiée}$$

• **Combinaison ELS :**

$$\sum M = 196.02 \text{ KN.m}$$

$$\sum N_i \times x_i = -1384.1 \text{ KN.m}$$

$$N_T = 416.9 + 288.75 + 195.97 = 901.62 \text{ KN}$$

$$e_x = \frac{\sum N_i \times x_i + \sum M_y}{N} = \frac{-1384.1 + 196.02}{901.62} = 1.31 \text{ m}$$

➤ **Vérification des conditions de rigidité :**

$$\sigma_{max} = \frac{N}{L.B} \left(1 + \frac{6 \times e_x}{B} \right) = \frac{901.62}{1 \times 21} \left(1 + \frac{6 \times 1.31}{21} \right) = 59 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{L.B} \left(1 - \frac{3 \times e_x}{B} \right) = \frac{901.62}{1 \times 21} \left(1 - \frac{6 \times 1.31}{21} \right) = 26.86 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 0.059 + 0.0268}{4} = 0.05 \text{ MPa} < 0.18 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

IX.6.4 Calcul du ferrailage de la semelle :

La semelle sera ferrillée sous la combinaison fondamentale $1.35 (G+Q + S_k)$:

$$M_T = 276.78 \text{ KN.m}$$

$$N_T = 613.13 + 1.35(288.75 + 195.97) = 1267.502 \text{ KN}$$

$$\sum N_i \times x_i = 1867.9 \text{ KN.m}$$

$$e_x = \frac{\sum N_i \times x_i + \sum M_y}{N} = \frac{-1867.9 + 276.78}{1267.50} = 1.25 \text{ m}$$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{L.B} \left(1 + \frac{6 \times e_x}{B} \right) = \frac{1267.5}{1 \times 21} \left(1 + \frac{6 \times 1.25}{21} \right) = 81.26 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{L.B} \left(1 - \frac{3 \times e_x}{B} \right) = \frac{1267.5}{1 \times 21} \left(1 - \frac{6 \times 1.31}{21} \right) = 38.8 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 0.081 + 0.0388}{4} = 0.07 \text{ MPa} < 0.18 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée}$$

$$q = 0.07 \times 1 = 0.07 \text{ MN/ml}$$

IX.6.5 Calcul des efforts interne de la semelle filante :

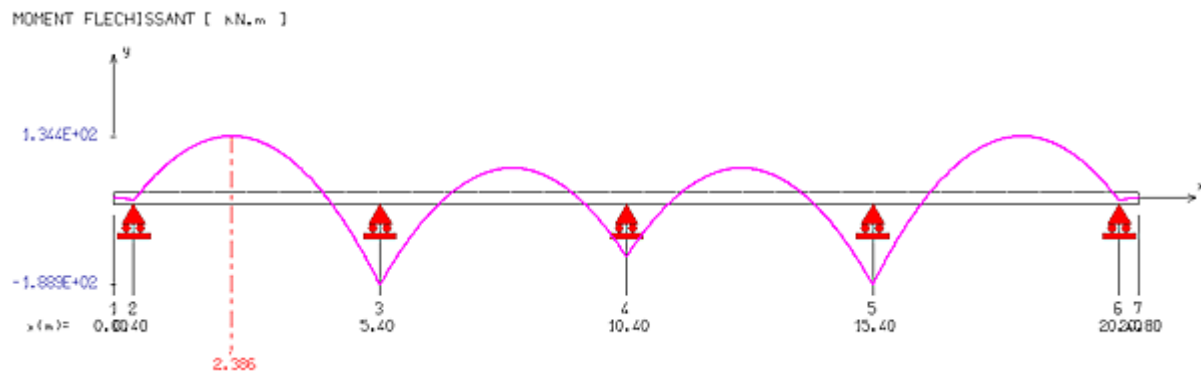


Figure IX- 7 :diagramme des moments de la semelle filante étudiée a ELU par RDM6.

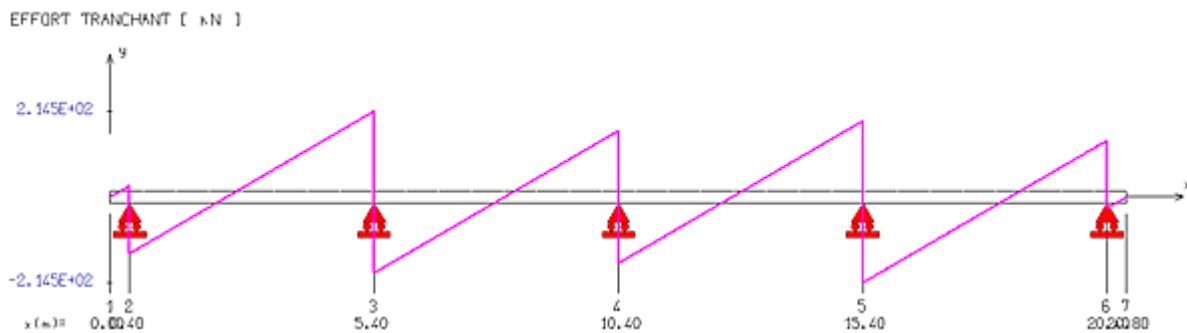


Figure IX- 8: diagramme de l'effort tranchant de la semelle filante étudiée a ELU par RDM6.

Tableau IX- 2: Récapitulatif des moments sous la combinaison 1.35 (G+Q+S).

combinaison	Mu (KN.m)	
	M_u appuis	M_u travée
1.35 (G+Q+S)	188.9	134.4

Le calcul du ferrailage se fait comme étant une poutre en T renversé :

$$B= 1\text{m} ; h_0=0.2 \text{ m}; d=0.5 \text{ m}$$

Le moment reprise par la table comprimé :

$$M_{table} = b \times h_0 \times f_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_{table} = 1000 \times 200 \times 14.2 \left(500 - \frac{200}{2} \right) = 1136 \text{ KN.m}$$

$$M_{table} = 1136 \text{ KN.m} > 172.5 \text{ KN.m} \quad \text{Condition vérifiée}$$

La table seule peut équilibrer le moment ultime

L'axe neutre tombe dans la table

Le calcul du ferrailage se fait comme une section rectangulaire (b.h) cm²

Tableau IX- 3: ferrailage de semelle filante sous voile et poteaux.

	μ	α	β	d	$A_u \text{ (cm}^2\text{)}$	Le choix
Appuis	0.044	0,05	0.977	53.75	10.09	8 HA14
travée	0.031	0.039	0.984	54.12	7.13	4 HA16

IX.6.6 Ferrailage transversal :

$e_x > \frac{B}{24} \rightarrow e_x > \frac{1}{24} = 0.04 \text{ m} \rightarrow$ Les armatures dans la direction B sont calculées pour équilibrer le moment M_1 qui s'applique dans la direction S1 située à $(0.35b)$ de l'axe du poteau du côté de la contrainte maximal σ_{max} .

$$M_1 = \left(\frac{B}{2} - 0.35b \right)^2 \cdot \left(1 + \frac{4 e_x}{B} + \frac{1.4 e_x b}{B^2} \right) \frac{Pu}{2B}$$

$$M_1 = \left(\frac{1}{2} - 0.35 \times 0.5 \right)^2 \cdot \left(1 + \frac{4 \times -1.25}{1} + \frac{1.4 \times -1.25 \times 0.5}{1} \right) \frac{1267.5}{2 \times 1}$$

$$M_1 = 236.33 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_1}{f_{bc} \cdot A \cdot d^2}$$

Tableau IX- 4: Ferrailage transversal.

M_1	μ	α	β	d	A_u (cm ²)	Le choix
236.33	0.055	0,07	0.972	53.45	12.7	2HA20+4HA16

IX.6.7 Armature longitudinal :

$$A_a = \frac{N_T(B-b)}{8d_a \sigma_s} = \frac{1.2675 \times (1-0.5)}{8 \times 50 \times 348} = 4.5 \text{ cm}^2$$

On adopte (4 HA 12= 4.52 cm²)

IX.6.8 Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que $\tau_u < \bar{\tau}$ tel que :

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad ; \quad \gamma_b = 1.5$$

Fissuration est très préjudiciable

$$\bar{\tau} \leq \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right)$$

$$\min\left(0.15 \frac{25}{1.5}, 5 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$V_{max} = 214.5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} = \frac{214.5 \times 10^3}{1000 \times 500} = 0.429 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.429 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

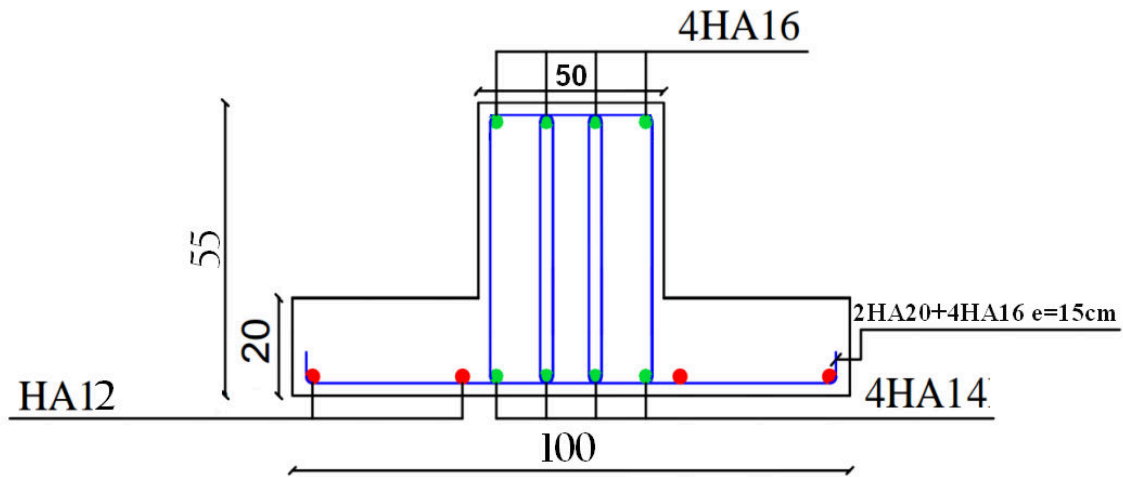


Figure IX- 9 :ferrailage en travée.

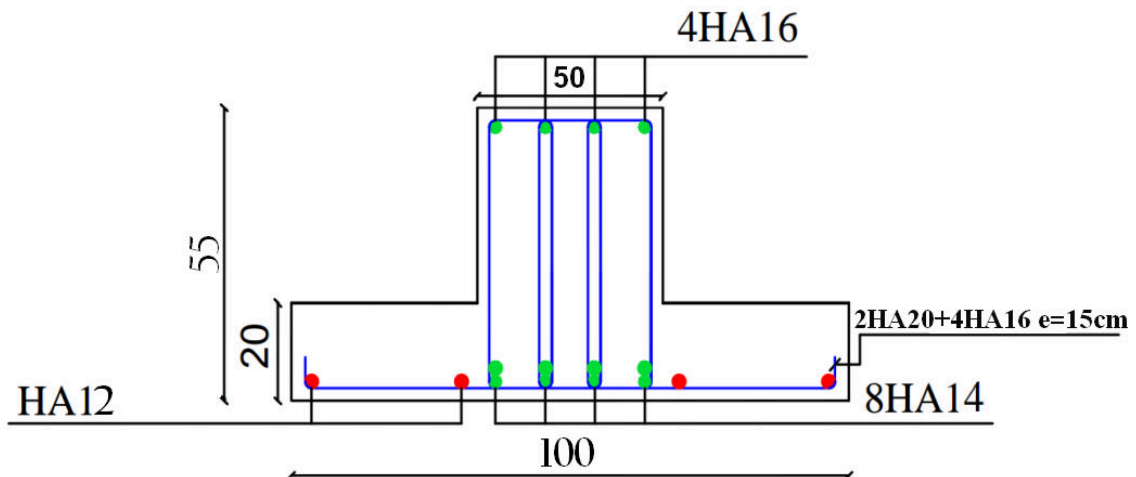


Figure IX- 10 : Ferrailage en appuis

IX.7 Les longrines :

Les longrines sont des poutres de chaînage reposants sur le sol, elles situées juste au dessus des semelles. Elles servent à solidariser les points d'appuis entre les poteaux de même bloc, tendant à s'opposer au déplacement relatif de ces points d'appuis dans le plan horizontal. Elles transforment l'effort normal provenant par les charges et surcharges en un effort de traction

IX.7.1 Pré dimensionnement :

Pour un sol de fondation de catégorie (S2), les dimensions minimales de la section transversal des longrines sont (25x30) cm selon R.P.A 99/V2003(Art10.1.1).

On adopte : $(b \times h) = (30 \times 30) \text{ cm}^2$

IX.7.2 Sollicitations :

Les longrines ou le dispositif équivalent doivent être calculés pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ KN}$$

Avec :

N : égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés (N=344.775 KN)

α : Coefficient de site en fonction de la zone sismique.

Dans notre cas : $\alpha = 15$ (Zone II ; Site 2) RPA99/2003 (Art 10.1.1 tableau 10.1)

$$F = \frac{344.775}{15} = 22.98 \text{ KN} \geq 20 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

IX.7.3 Calcul du ferrailage longitudinal :

$$A_{st} = \frac{F}{\sigma_s} = \frac{0.02298}{3480} = 66.04 \text{ cm}^2$$

- **Section minimale donnée par le R.P.A 99 :**

$$A_{min} = 0.6\% \times 30 \times 30 = 5.4 \text{ cm}^2$$

On choisit : 6HA12 de section 6.79 cm².

- **Condition de non fragilité :**

La section minimale :

$$A_{min} \geq b \times h \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.3 \times 0.3 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{min} \geq 4.725 \text{ cm}^2$$

- **Armature transversal:**

$$\emptyset \geq \frac{\emptyset}{3} = \frac{12}{3} = 0.4 \text{ mm}$$

On adopte $\emptyset = 8 \text{ mm}$

- **Escapement :**

D'après le RPA99v2003 on a :

$$S_t \leq \min(15\emptyset; 20 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min(15 \times 1.2; 20 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min(18; 20 \text{ cm})$$

On prend : $S_t = 15 \text{ cm}$

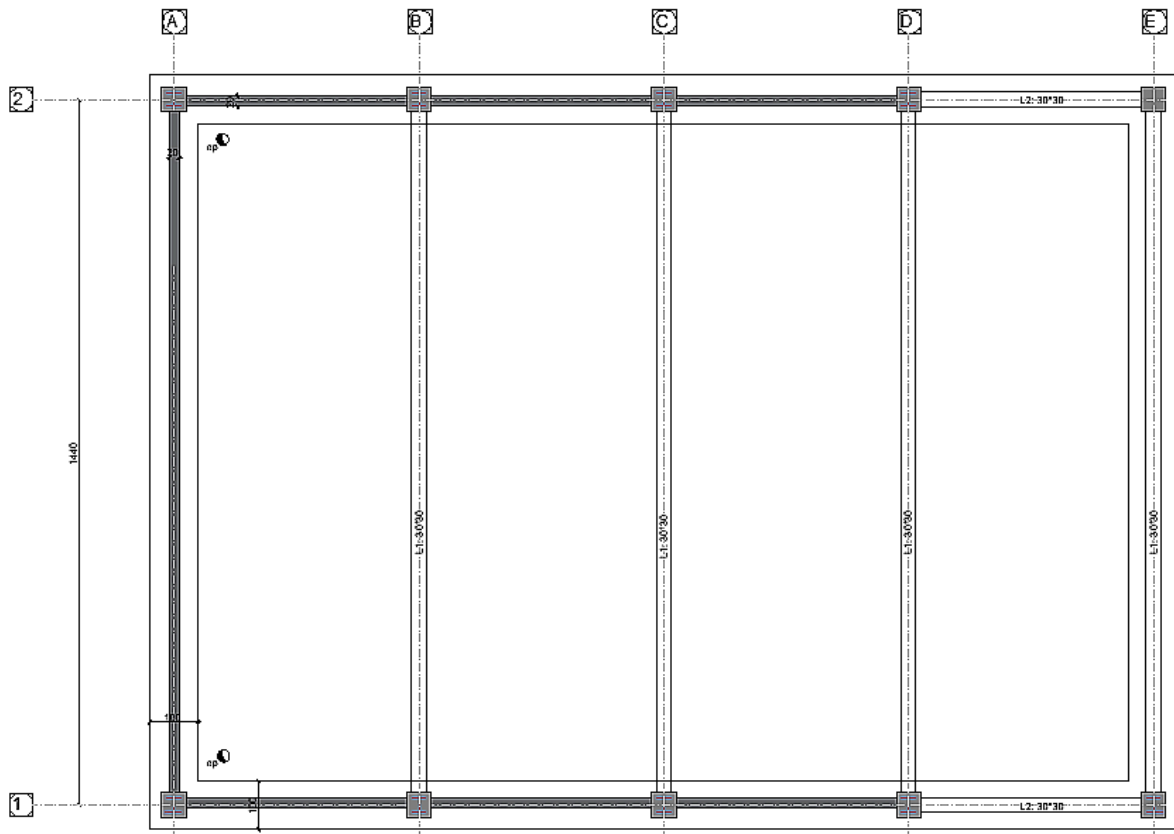


Figure IX- 11 : plan de coffrage de fondation.

Conclusion



Conclusion

Notre projet de fin d'étude nous a permis d'exprimer et approfondir nos connaissances dans le domaine de la construction métallique , en appliquant les différentes règles de calcul et de conception, et en se familiarisant avec les règlements en vigueur à savoir RPA99 version 2003, les différents D.T.R et Eurocodes et Le passage vers le logiciel à partir d'une modélisation correcte .

Travailler sur un vrai projet nous a permis de mieux comprendre la structure métallique, et d'assimiler et configurer la vie professionnelle d'un ingénieur chargés des travaux pratiques de conception , en restant dans un contexte économique acceptable.

A la fin de cette étude , nous sommes arrivées aux conclusions suivantes :

- Les actions les plus extrêmes à prendre en considération sont les actions climatiques (LA neige et le vent), qui sont considérées les plus défavorables pour la construction métallique par rapport à l'action sismique.
- Dans le cas des grandes portées, l'utilisation de la ferme est la solution la plus idéale.
- La modélisation doit inclure tous les éléments structuraux et secondaires, ce qui rapproche le comportement de la structure dans la réalité.
- Le changement d'orientation des axes forts et faibles des poteaux , a un effet sur les déplacements et la stabilité de la structure vis-à-vis au vent et au séisme.
- Une bonne conception de l'assemblage est essentielle pour la stabilité des structures métalliques.

On a étudié un sujet assez complexe concernant l'accord entre la structure métallique et l'infrastructure en béton armé .

Cette étude nous donné l'opportunité d'apprendre à utiliser les différents logiciels de calcul et de dessin

(ETABS 2016 – TEKLA structures 2018 – RDM6 – SOCOTEC – AutoCAD 2017). Ces derniers sont devenus actuellement une exigence nécessaire, qui réduit le temps d'étude est l'exécution avec une possibilité de modification très rapide.

En fin on espère avoir fait de notre mieux, et que la présente étude aurait répondu aux objectifs qui lui ont été assignés au départ et qu'elle serait bénéfique pour tous les utilisateurs.

Bibliographie

- Manfred A. Hirt, Michel Crisinel (2002). Conception des charpentes métalliques .
- Morel, j. (2005). CALCUL DES STRUCTURES MÉTALLIQUES selon l'euocode 3.
- DAHMANI Lahlou (2010). Calcul des éléments de constructions Métalliques selon l'euocode3.
- Règlement Neige et vent version 2013 : Document Technique Réglementaire c2-47.
- Document technique règlementaire D.T.R – B C-2.44 : Règle de conception et de calcul des structures en acier « CCM 97 », Ministère de l'habitat.
- Règles Parasismique Algériennes : RPA 99/ Version 2003. Document Technique Réglementaire DTR B-C 2.48, Centre national de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, 2003.
- Document technique règlementaire D.T.R – B C-2.2 .
- Règles de conception et de calculs des structures en béton armé C.B.A 93, D.T.R B-C 2.4, Ministère de l'habitat.
- Règles BAEL 91 modifié 99 : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites .

Annexe 1

Poutrelles I européennes

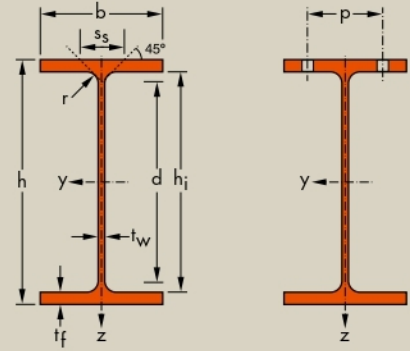
Dimensions: IPE 80 - 600 conformes à la norme antérieure EU 19-57
 IPE AA 80 - 550, IPE A 80 - 600, IPE O 180 - 600, IPE 750 suivant norme AM
 Tolérances: EN 10034: 1993
 Etat de surface: conforme à EN 10163-3: 2004, classe C, sous-classe 1

European I beams

Dimensions: IPE 80 - 600 in accordance with former standard EU 19-57
 IPE AA 80 - 550, IPE A 80 - 600, IPE O 180 - 600, IPE 750 in accordance with AM standard
 Tolerances: EN 10034: 1993
 Surface condition: according to EN 10163-3: 2004, class C, subclass 1

Europäische I-Profile

Abmessungen: IPE 80 - 600 gemäß früherer Norm EU 19-57
 IPE AA 80 - 550, IPE A 80 - 600, IPE O 180 - 600, IPE 750 gemäß AM Standard
 Toleranzen: EN 10034: 1993
 Oberflächenbeschaffenheit: Gemäß EN 10163-3: 2004, Klasse C, Untergruppe 1



Désignation Designation Bezeichnung	Dimensions Abmessungen						A mm ² x10 ²	Dimensions de construction Dimensions for detailing Konstruktionsmaße					Surface Oberfläche	
	G kg/m	h mm	b mm	t _w mm	t _f mm	r mm		h _i mm	d mm	∅	p _{min} mm	p _{max} mm	A _L m ² /m	A _G m ² /t
IPE AA 80*	4,9	78	46	3,2	4,2	5,0	6,31	69,6	59,6	-	-	-	0,325	65,62
IPE A 80·/*	5,0	78	46	3,3	4,2	5,0	6,38	69,6	59,6	-	-	-	0,325	64,90
IPE 80*	6,0	80	46	3,8	5,2	5,0	7,64	69,6	59,6	-	-	-	0,328	54,64
IPE AA 100*	6,7	97,6	55	3,6	4,5	7,0	8,56	88,6	74,6	-	-	-	0,396	58,93
IPE A 100·/*	6,9	98	55	3,6	4,7	7,0	8,8	88,6	74,6	-	-	-	0,397	57,57
IPE 100*	8,1	100	55	4,1	5,7	7,0	10,3	88,6	74,6	-	-	-	0,400	49,33
IPE AA 120*	8,4	117	64	3,8	4,8	7,0	10,7	107,4	93,4	-	-	-	0,470	56,26
IPE A 120·	8,7	117,6	64	3,8	5,1	7,0	11,0	107,4	93,4	-	-	-	0,472	54,47
IPE 120	10,4	120	64	4,4	6,3	7,0	13,2	107,4	93,4	-	-	-	0,475	45,82
IPE AA 140*	10,1	136,6	73	3,8	5,2	7,0	12,8	126,2	112,2	-	-	-	0,546	54,26
IPE A 140·	10,5	137,4	73	3,8	5,6	7,0	13,4	126,2	112,2	-	-	-	0,547	52,05
IPE 140	12,9	140	73	4,7	6,9	7,0	16,4	126,2	112,2	-	-	-	0,551	42,70
IPE AA 160*	12,1	156,4	82	4,0	5,6	7,0	15,4	145,2	131,2	-	-	-	0,621	50,40
IPE A 160·	12,7	157	82	4,0	5,9	9,0	16,2	145,2	127,2	-	-	-	0,619	48,70
IPE 160	15,8	160	82	5,0	7,4	9,0	20,1	145,2	127,2	-	-	-	0,623	39,47
IPE AA 180*	14,9	176,4	91	4,3	6,2	9,0	19,0	164,0	146,0	M 10	48	48	0,693	46,37
IPE A 180·	15,4	177	91	4,3	6,5	9,0	19,6	164,0	146,0	M 10	48	48	0,694	45,15
IPE 180	18,8	180	91	5,3	8,0	9,0	23,9	164,0	146,0	M 10	48	48	0,698	37,13
IPE O 180+	21,3	182	92	6,0	9,0	9,0	27,1	164,0	146,0	M 10	50	50	0,705	33,12
IPE AA 200*	18,0	196,4	100	4,5	6,7	12,0	22,9	183,0	159,0	M 10	54	58	0,763	42,51
IPE A 200·	18,4	197	100	4,5	7,0	12,0	23,5	183,0	159,0	M 10	54	58	0,764	41,49
IPE 200	22,4	200	100	5,6	8,5	12,0	28,5	183,0	159,0	M 10	54	58	0,768	34,36
IPE O 200+	25,1	202	102	6,2	9,5	12,0	32,0	183,0	159,0	M 10	56	60	0,779	31,05
IPE AA 220*	21,2	216,4	110	4,7	7,4	12,0	27,0	201,6	177,6	M 12	60	62	0,843	39,78
IPE A 220·	22,2	217	110	5,0	7,7	12,0	28,3	201,6	177,6	M 12	60	62	0,843	38,02
IPE 220	26,2	220	110	5,9	9,2	12,0	33,4	201,6	177,6	M 12	60	62	0,848	32,36
IPE O 220+	29,4	222	112	6,6	10,2	12,0	37,4	201,6	177,6	M 10	58	66	0,858	29,24

* Commande minimale: pour S235 JR, cf. conditions de livraison page 222; pour toute autre qualité 40t ou suivant accord.

+ Commande minimale: 40t par profilé et qualité ou suivant accord.

* Tonnage minimum et conditions de livraison nécessitent un accord préalable.

* Minimum order: for the S235 JR grade cf. delivery conditions page 222; for any other grade 40t or upon agreement.

+ Minimum order: 40t per section and grade or upon agreement.

* Minimum tonnage and delivery conditions upon agreement.

* Mindestbestellmenge: für S235 JR gemäß Lieferbedingungen Seite 222; für jede andere Güte 40t oder nach Vereinbarung.

+ Mindestbestellmenge: 40t pro Profil und Güte oder nach Vereinbarung.

* Mindestbestellmenge und Lieferbedingungen nach Vereinbarung.

Notations pages 205–209 / Bezeichnungen Seiten 205–209

Désignation Designation Bezeichnung	Valeurs statiques / Section properties / Statische Kennwerte												Classification EN 1993-1-1: 2005						EN 10025-2: 2004	EN 10025-4: 2004	EN 10225:2001	
	axe fort y-y strong axis y-y starke Achse y-y						axe faible z-z weak axis z-z schwache Achse z-z						Pure bending y-y			Pure compression						
	G kg/m	I_y mm ⁴ x10 ⁴	$W_{el,y}$ mm ³ x10 ³	W_{ply} ♦ mm ³ x10 ³	i_y mm x10	A_z mm ² x10 ²	I_z mm ⁴ x10 ⁴	$W_{el,z}$ mm ³ x10 ³	$W_{pl,z}$ ♦ mm ³ x10 ³	i_z mm x10	s_s mm	I_t mm ⁴ x10 ⁴	I_w mm ⁶ x10 ⁹	S235	S355	S460	S235	S355				S460
IPE AA 80	4,9	64,1	16,4	18,9	3,19	3,00	6,85	2,98	4,7	1,04	17,5	0,40	0,09	1	1	-	1	1	-	✓		
IPE A 80	5,0	64,4	16,5	19,0	3,18	3,07	6,85	2,98	4,7	1,04	17,6	0,42	0,09	1	1	-	1	1	-	✓		
IPE 80	6,0	80,1	20,0	23,2	3,24	3,58	8,49	3,69	5,8	1,05	20,1	0,70	0,12	1	1	-	1	1	-	✓		
IPE AA 100	6,7	136	27,9	31,9	3,98	4,40	12,6	4,57	7,2	1,21	20,8	0,73	0,27	1	1	-	1	1	-	✓		
IPE A 100	6,9	141	28,8	33,0	4,01	4,44	13,1	4,77	7,5	1,22	21,2	0,77	0,28	1	1	-	1	1	-	✓		
IPE 100	8,1	171	34,2	39,4	4,07	5,08	15,9	5,79	9,2	1,24	23,7	1,20	0,35	1	1	-	1	1	-	✓		
IPE AA 120	8,4	244	41,7	47,6	4,79	5,36	21,1	6,59	10,4	1,41	21,6	0,95	0,66	1	1	-	1	1	-	✓		
IPE A 120	8,7	257	43,8	49,9	4,83	5,41	22,4	7,00	11,0	1,42	22,2	1,04	0,71	1	1	-	1	1	-	✓		
IPE 120	10,4	318	53,0	60,7	4,90	6,31	27,7	8,65	13,6	1,45	25,2	1,74	0,89	1	1	-	1	1	-	✓		
IPE AA 140	10,1	407	59,7	67,6	5,64	6,14	33,8	9,27	14,5	1,63	22,4	1,19	1,46	1	1	-	1	2	-	✓		
IPE A 140	10,5	435	63,3	71,6	5,70	6,21	36,4	10,0	15,5	1,65	23,2	1,36	1,58	1	1	1	1	2	3	✓	✓	✓
IPE 140	12,9	541	77,3	88,3	5,74	7,64	44,9	12,3	19,3	1,65	26,7	2,45	1,98	1	1	1	1	1	2	✓	✓	✓
IPE AA 160	12,1	646	82,6	93,3	6,47	7,24	51,6	12,6	19,6	1,83	23,4	1,57	2,93	1	1	-	1	3	-	✓		
IPE A 160	12,7	689	87,8	99,1	6,53	7,80	54,4	13,3	20,7	1,83	26,3	1,96	3,09	1	1	1	1	3	4	✓	✓	✓
IPE 160	15,8	869	109	124	6,58	9,66	68,3	16,7	26,1	1,84	30,3	3,60	3,96	1	1	1	1	1	2	✓	✓	✓
IPE AA 180	14,9	1020	116	131	7,32	9,13	78,1	17,2	26,7	2,03	27,2	2,48	5,64	1	1	-	2	3	-	✓		
IPE A 180	15,4	1063	120	135	7,37	9,20	81,9	18,0	28,0	2,05	27,8	2,70	5,93	1	1	1	2	3	4	✓	✓	✓
IPE 180	18,8	1317	146	166	7,42	11,3	101	22,2	34,6	2,05	31,8	4,79	7,43	1	1	1	1	2	3	✓	✓	✓
IPE O 180	21,3	1505	165	189	7,45	12,7	117	25,5	39,9	2,08	34,5	6,76	8,74	1	1	1	1	1	2	✓	✓	✓
IPE AA 200	18,0	1533	156	176	8,19	11,4	112	22,4	35,0	2,21	32,0	3,84	10,1	1	1	-	2	4	-	✓		
IPE A 200	18,4	1591	162	182	8,23	11,5	117	23,4	36,5	2,23	32,6	4,11	10,5	1	1	1	2	4	4	✓	✓	✓
IPE 200	22,4	1943	194	221	8,26	14,0	142	28,5	44,6	2,24	36,7	6,98	13,0	1	1	1	1	2	3	✓	✓	✓
IPE O 200	25,1	2211	219	249	8,32	15,5	169	33,1	51,9	2,30	39,3	9,45	15,6	1	1	1	1	1	2	✓	✓	✓
IPE AA 220	21,2	2219	205	230	9,07	12,8	165	29,9	46,5	2,47	33,6	5,02	17,9	1	1	-	2	4	-	✓		
IPE A 220	22,2	2317	214	240	9,05	13,6	171	31,2	48,5	2,46	34,5	5,69	18,7	1	1	1	2	4	4	✓	✓	✓
IPE 220	26,2	2772	252	285	9,11	15,9	205	37,3	58,1	2,48	38,4	9,07	22,7	1	1	1	1	2	4	✓	✓	✓
IPE O 220	29,4	3134	282	321	9,16	17,7	240	42,8	66,9	2,53	41,1	12,3	26,8	1	1	1	1	2	2	✓	✓	✓

♦ W_{pl} : pour un dimensionnement plastique, la section doit appartenir à la classe 1 ou 2 suivant la capacité de rotation requise. Voir page 209.

♦ W_{pl} : for plastic design, the shape must belong to class 1 or 2 according to the required rotation capacity. See page 209.

♦ W_{pl} : bei einer plastischen Berechnung muss das Profil je nach erforderlicher Rotationskapazität der Klasse 1 oder 2 angehören. Siehe Seite 209.

Poutrelles européennes à larges ailes (suite)

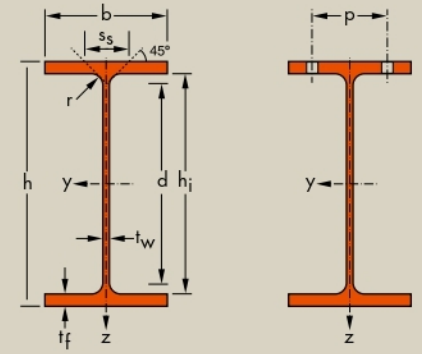
Dim.: HE A, HE B et HE M 100-1000 conformes à la norme antérieure EU 53-62; HE 1000 avec $G_{HE} > G_{HEM}$ conformes à ASTM A 6/A 6M - 07
 HE C conforme à PN-H-93452:2005; HE AA 100-1000 suivant norme AM
 Tolérances: EN 10034:1993 HE 100-900; HE 1000 AA-M
 ASTM A 6/A 6M - 07 HE 1000 avec $G_{HE} > G_{HEM}$
 Etat de surface: conforme à EN 10163-3:2004, classe C, sous-classe 1

European wide flange beams (continued)

Dim.: HE A, HE B and HE M 100 - 1000 in accordance with former standard EU 53-62; HE 1000 with $G_{HE} > G_{HEM}$ in accordance with ASTM A 6/A 6M - 07
 HE C in accordance with PN-H-93452:2005; HE AA 100-1000 in accordance with AM standard
 Tolerances: EN 10034:1993 HE 100-900; HE 1000 AA-M
 ASTM A 6/A 6M - 07 HE 1000 with $G_{HE} > G_{HEM}$
 Surface condition: according to EN 10163-3:2004, class C, subclass 1

Europäische Breitflanschträger (Fortsetzung)

Abmessungen: HE A, HE B und HE M 100 - 1000 gemäß früherer Norm EU 53-62; HE 1000 mit $G_{HE} > G_{HEM}$ gemäß ASTM A 6/A 6M - 07
 HE C gemäß PN-H-93452:2005; HE AA 100-1000 gemäß AM Standard
 Toleranzen: EN 10034:1993 HE 100-900; HE 1000 AA-M
 ASTM A 6/A 6M - 07 HE 1000 mit $G_{HE} > G_{HEM}$
 Oberflächenbeschaffenheit: Gemäß EN 10163-3:2004, Klasse C, Untergruppe 1



Désignation Designation Bezeichnung	Dimensions Abmessungen						A mm ² x10 ²	Dimensions de construction Dimensions for detailing Konstruktionsmaße					Surface Oberfläche	
	G kg/m	h mm	b mm	t _w mm	t _f mm	r mm		h _i mm	d mm	∅ mm	p _{min} mm	p _{max} mm	A _L m ² /m	A _G m ² /t
HE 220 AA*	40,4	205	220	6	8,5	18	51,5	188	152	M 27	98	118	1,247	30,87
HE 220 A	50,5	210	220	7	11	18	64,3	188	152	M 27	98	118	1,255	24,85
HE 220 B	71,5	220	220	9,5	16	18	91,0	188	152	M 27	100	118	1,270	17,77
HE 220 C*	94,1	230	223	12,5	21	18	119,9	188	152	M 27	104	122	1,296	13,77
HE 220 M	117	240	226	15,5	26	18	149,4	188	152	M 27	108	124	1,322	11,27
HE 240 AA*	47,4	224	240	6,5	9	21	60,4	206	164	M 27	104	138	1,359	28,67
HE 240 A	60,3	230	240	7,5	12	21	76,8	206	164	M 27	104	138	1,369	22,70
HE 240 B	83,2	240	240	10	17	21	106,0	206	164	M 27	108	138	1,384	16,63
HE 240 C*	119	255	244	14	24,5	21	152,2	206	164	M 27	112	142	1,422	11,90
HE 240 M	157	270	248	18	32	21	199,6	206	164	M 27	116	146	1,460	9,318
HE 260 AA*	54,1	244	260	6,5	9,5	24	69,0	225	177	M 27	110	158	1,474	27,22
HE 260 A	68,2	250	260	7,5	12,5	24	86,8	225	177	M 27	110	158	1,484	21,77
HE 260 B	93,0	260	260	10	17,5	24	118,4	225	177	M 27	114	158	1,499	16,12
HE 260 C*	132	275	264	14	25	24	168,4	225	177	M 27	118	162	1,537	11,63
HE 260 M	172	290	268	18	32,5	24	219,6	225	177	M 27	122	166	1,575	9,133
HE 280 AA*	61,2	264	280	7	10	24	78,0	244	196	M 27	110	178	1,593	26,01
HE 280 A	76,4	270	280	8	13	24	97,3	244	196	M 27	112	178	1,603	20,99
HE 280 B	103	280	280	10,5	18	24	131,4	244	196	M 27	114	178	1,618	15,69
HE 280 C*	145	295	284	14,5	25,5	24	185,2	244	196	M 27	118	182	1,656	11,39
HE 280 M	189	310	288	18,5	33	24	240,2	244	196	M 27	122	186	1,694	8,984
HE 300 AA*	69,8	283	300	7,5	10,5	27	88,9	262	208	M 27	116	198	1,705	24,42
HE 300 A	88,3	290	300	8,5	14	27	112,5	262	208	M 27	118	198	1,717	19,43
HE 300 B	117	300	300	11	19	27	149,1	262	208	M 27	120	198	1,732	14,80
HE 300 C*	177	320	305	16	29	27	225,1	262	208	M 27	126	204	1,782	10,08
HE 300 M	238	340	310	21	39	27	303,1	262	208	M 27	132	208	1,832	7,699
HE 320 AA*	74,2	301	300	8	11	27	94,6	279	225	M 27	118	198	1,740	23,43
HE 320 A	97,6	310	300	9	15,5	27	124,4	279	225	M 27	118	198	1,756	17,98
HE 320 B	127	320	300	11,5	20,5	27	161,3	279	225	M 27	122	198	1,771	13,98
HE 320 C*	186	340	305	16	30,5	27	236,9	279	225	M 27	126	204	1,822	9,796
HE 320 M	245	359	309	21	40	27	312,0	279	225	M 27	132	204	1,866	7,616

· Commande minimale: pour S235 JR, cf. conditions de livraison page 222; pour toute autre qualité 40t ou suivant accord.
 * Tonnage minimum et conditions de livraison nécessitent un accord préalable.

· Minimum order: for the S235 JR grade cf. delivery conditions page 222; for any other grade 40t or upon agreement.
 * Minimum tonnage and delivery conditions upon agreement.

· Mindestbestellmenge: für S235 JR gemäß Lieferbedingungen Seite 222; für jede andere Güte 40t oder nach Vereinbarung.
 * Mindestbestellmenge und Lieferbedingungen nach Vereinbarung.

Notations pages 205-209 / Bezeichnungen Seiten 205-209

Désignation Designation Bezeichnung	Valeurs statiques / Section properties / Statische Kennwerte												Classification EN 1993-1-1: 2005						EN 10025-2: 2004	EN 10025-4: 2004	EN 10225:2001	
	axe fort y-y strong axis y-y starke Achse y-y						axe faible z-z weak axis z-z schwache Achse z-z						Pure bending y-y			Pure compression						
	G	I_y	$W_{d,y}$	$W_{ply}♦$	i_y	A_z	I_z	$W_{d,z}$	$W_{pl,z}♦$	i_z	s_s	I_t	I_w	S235	S355	S460	S235	S355				S460
kg/m	mm ⁴ x10 ⁴	mm ³ x10 ³	mm ³ x10 ³	mm x10	mm ² x10 ²	mm ⁴ x10 ⁴	mm ³ x10 ³	mm ³ x10 ³	mm x10	mm	mm ⁴ x10 ⁴	mm ⁶ x10 ⁹										
HE 220 AA	40,4	4170	406,9	445,5	9,00	17,63	1510	137,3	209,3	5,42	44,09	15,93	145,6	3	3	4	3	3	4	✓	✓	✓
HE 220 A	50,5	5410	515,2	568,5	9,17	20,67	1955	177,7	270,6	5,51	50,09	28,46	193,3	1	2	3	1	2	3	✓	✓	✓
HE 220 B	71,5	8091	735,5	827,0	9,43	27,92	2843	258,5	393,9	5,59	62,59	76,57	295,4	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓
HE 220 C	94,1	11180	972,2	1114	9,65	36,47	3888	348,7	532,4	5,69	75,59	168,2	423,9	1	1	-	1	1	-	✓		
HE 220 M	117	14600	1217	1419	9,89	45,31	5012	443,5	678,6	5,79	88,59	315,3	572,7	1	1	-	1	1	-	✓	✓	✓
HE 240 AA	47,4	5835	521,0	570,6	9,83	21,54	2077	173,1	264,4	5,87	49,10	22,98	239,6	3	3	4	3	3	4	✓	✓	✓
HE 240 A	60,3	7763	675,1	744,6	10,05	25,18	2769	230,7	351,7	6,00	56,10	41,55	328,5	1	2	3	1	2	3	✓	✓	✓
HE 240 B	83,2	11260	938,3	1053	10,31	33,23	3923	326,9	498,4	6,08	68,60	102,7	486,9	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓
HE 240 C	119	17330	1359	1564	10,67	46,35	5942	487,1	743,8	6,25	87,60	288,7	787,9	1	1	-	1	1	-	✓		
HE 240 M	157	24290	1799	2117	11,03	60,07	8153	657,5	1006	6,39	106,6	627,9	1152	1	1	-	1	1	-	✓	✓	✓
HE 260 AA	54,1	7981	654,1	714,5	10,76	24,75	2788	214,5	327,7	6,36	53,62	30,31	382,6	3	3	4	3	3	4	✓	✓	✓
HE 260 A	68,2	10450	836,4	919,8	10,97	28,76	3668	282,1	430,2	6,50	60,62	52,37	516,4	1	3	3	1	3	3	✓	HI	HI
HE 260 B	93,0	14920	1148	1283	11,22	37,59	5135	395,0	602,2	6,58	73,12	123,8	753,7	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 260 C	132	22590	1643	1880	11,58	51,94	7680	581,8	888,3	6,75	92,12	336,4	1198	1	1	-	1	1	-	✓		
HE 260 M	172	31310	2159	2524	11,94	66,89	10450	779,7	1192	6,90	111,1	719,0	1728	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 280 AA	61,2	10560	799,8	873,1	11,63	27,52	3664	261,7	399,4	6,85	55,12	36,22	590,1	3	3	4	3	3	4	✓	✓	✓
HE 280 A	76,4	13670	1013	1112	11,86	31,74	4763	340,2	518,1	7,00	62,12	62,10	785,4	1	3	3	1	3	3	✓	HI	HI
HE 280 B	103	19270	1376	1534	12,11	41,09	6595	471,0	717,6	7,09	74,62	143,7	1130	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 280 C	145	28810	1953	2225	12,47	56,26	9750	686,6	1047	7,26	93,62	382,5	1768	1	1	-	1	1	-	✓		
HE 280 M	189	39550	2551	2966	12,83	72,03	13160	914,1	1397	7,40	112,6	807,3	2520	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 300 AA	69,8	13800	975,6	1065	12,46	32,37	4734	315,6	482,3	7,30	60,13	49,35	877,2	3	3	4	3	3	4	✓	✓	✓
HE 300 A	88,3	18260	1260	1383	12,74	37,28	6310	420,6	641,2	7,49	68,13	85,17	1200	1	3	3	1	3	3	✓	HI	HI
HE 300 B	117	25170	1678	1869	12,99	47,43	8563	570,9	870,1	7,58	80,63	185,0	1688	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 300 C	177	40950	2559	2927	13,49	68,48	13736	900,7	1374	7,81	105,6	598,3	2903	1	1	-	1	1	-	✓		
HE 300 M	238	59200	3482	4078	13,98	90,53	19400	1252	1913	8,00	130,6	1408	4386	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 320 AA	74,2	16450	1093	1196	13,19	35,40	4959	330,6	505,7	7,24	61,63	55,87	1041	3	3	4	3	3	4	✓	✓	✓
HE 320 A	97,6	22930	1479	1628	13,58	41,13	6985	465,7	709,7	7,49	71,63	108,0	1512	1	2	3	1	2	3	✓	HI	HI
HE 320 B	127	30820	1926	2149	13,82	51,77	9239	615,9	939,1	7,57	84,13	225,1	2069	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 320 C	186	48710	2865	3274	14,34	72,25	14446	947	1445	7,81	108,6	679,1	3454	1	1	-	1	1	-	✓		
HE 320 M	245	68130	3796	4435	14,78	94,85	19710	1276	1951	7,95	132,6	1501	5004	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI

HI = HISTAR®

♦ W_{pl} : pour un dimensionnement plastique, la section doit appartenir à la classe 1 ou 2 suivant la capacité de rotation requise. Voir page 209.
 ♦ W_{pl} : for plastic design, the shape must belong to class 1 or 2 according to the required rotation capacity. See page 209.
 ♦ W_{pl} : bei einer plastischen Berechnung muss das Profil je nach erforderlicher Rotationskapazität der Klasse 1 oder 2 angehören. Siehe Seite 209.

Cornières à ailes égales[▽]

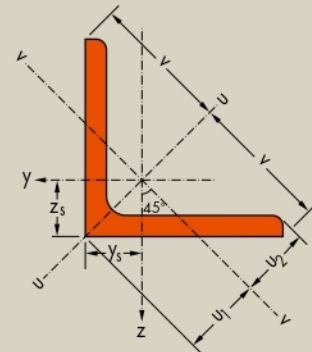
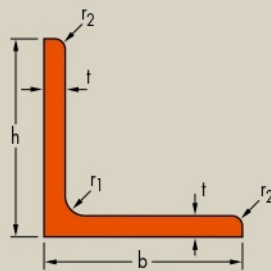
Dimensions: EN 10056-1: 1998
Tolérances: EN 10056-2: 1993
Etat de surface: conforme à EN 10163-3: 2004, classe C, sous-classe 1

Equal leg angles[▽]

Dimensions: EN 10056-1: 1998
Tolérances: EN 10056-2: 1993
Surface condition: according to EN 10163-3: 2004, class C, subclass 1

Gleichschenkliger Winkelstahl[▽]

Abmessungen: EN 10056-1: 1998
Toleranzen: EN 10056-2: 1993
Oberflächenbeschaffenheit: Gemäß EN 10163-3: 2004, Klasse C, Untergruppe 1



Désignation Designation Bezeichnung	G kg/m	Dimensions Abmessungen				A mm ² x10 ²	Position des axes Position of axes Lage der Achsen				Surface Oberfläche	
		h=b mm	t mm	r ₁ mm	r ₂ mm		z _s =y _s mm x10	v mm x10	u ₁ mm x10	u ₂ mm x10	A _e m ² /m	A _c m ² /t
L 20 x 20 x 3 ⁻	0,879	20	3	3,5	2,0	1,12	0,596	1,41	0,843	0,700	0,077	87,40
L 25 x 25 x 3 ^{-△}	1,11	25	3	3,5	2,0	1,42	0,721	1,77	1,02	0,877	0,097	86,88
L 25 x 25 x 4 ^{-△}	1,45	25	4	3,5	2,0	1,85	0,761	1,77	1,08	0,892	0,097	66,67
L 30 x 30 x 3 ^{-△}	1,36	30	3	5	2,5	1,74	0,835	2,12	1,18	1,05	0,116	84,87
L 30 x 30 x 4 ^{-△}	1,78	30	4	5	2,5	2,27	0,878	2,12	1,24	1,06	0,116	65,02
L 35 x 35 x 4 ^{-△}	2,09	35	4	5	2,5	2,67	1,00	2,47	1,42	1,24	0,136	64,82
L 40 x 40 x 4 ^{-△}	2,42	40	4	6	3,0	3,08	1,12	2,83	1,58	1,40	0,155	64,07
L 40 x 40 x 5 ^{-△}	2,97	40	5	6	3,0	3,79	1,16	2,83	1,64	1,41	0,155	52,07
L 45 x 45 x 4 ^{*/△}	2,74	45	4	7	3,5	3,49	1,23	3,18	1,75	1,57	0,174	63,46
L 45 x 45 x 4,5 ^{*/-△}	3,06	45	4,5	7	3,5	3,90	1,26	3,18	1,78	1,58	0,174	56,83
L 45 x 45 x 5 ^{*/△}	3,38	45	5	7	3,5	4,30	1,28	3,18	1,81	1,58	0,174	51,51
L 50 x 50 x 4 ^{-△}	3,06	50	4	7	3,5	3,89	1,36	3,54	1,92	1,75	0,194	63,49
L 50 x 50 x 5 ^{-△}	3,77	50	5	7	3,5	4,80	1,40	3,54	1,99	1,76	0,194	51,46
L 50 x 50 x 6 ^{-△}	4,47	50	6	7	3,5	5,69	1,45	3,54	2,04	1,77	0,194	43,41
L 50 x 50 x 7 ^{*/△}	5,15	50	7	7	3,5	6,56	1,49	3,54	2,10	1,78	0,194	37,66
L 55 x 55 x 5 ^{*/△}	4,18	55	5	8	4,0	5,32	1,52	3,89	2,15	1,93	0,213	51,05
L 55 x 55 x 6 ^{*/△}	4,95	55	6	8	4,0	6,31	1,56	3,89	2,21	1,94	0,213	43,04
L 60 x 60 x 4 [*]	3,70	60	4	8	4,0	4,71	1,60	4,24	2,26	2,10	0,233	63,07
L 60 x 60 x 5 ^{-△}	4,57	60	5	8	4,0	5,82	1,64	4,24	2,32	2,11	0,233	51,04
L 60 x 60 x 6 ^{-△}	5,42	60	6	8	4,0	6,91	1,69	4,24	2,39	2,11	0,233	42,99
L 60 x 60 x 8 ^{-△}	7,09	60	8	8	4,0	9,03	1,77	4,24	2,50	2,14	0,233	32,89
L 65 x 65 x 6 ^{*/△}	5,91	65	6	9	4,5	7,53	1,80	4,60	2,55	2,28	0,252	42,70
L 65 x 65 x 7 [*]	6,83	65	7	9	4,5	8,70	1,85	4,60	2,61	2,29	0,252	36,95
L 65 x 65 x 8 ^{*/△}	7,73	65	8	9	4,5	9,85	1,89	4,60	2,67	2,31	0,252	32,64

▽ Autres dimensions sur demande. Le rayon r₂ peut être inférieur en fonction du procédé de laminage.
* Tonnage minimum et conditions de livraison nécessitent un accord préalable.
+ Commande minimale: 40t par profilé et qualité ou suivant accord.
- Profilé conforme à EN 10056-1: 1998
△ Profilé conforme à DIN 1028: 1994
▷ Profilé conforme à CSN 42 5541: 1974.
▲ Avec arêtes vives sur demande.

▽ Other dimensions on request. The r₂ radius may be smaller depending on the rolling process.
* Minimum tonnage and delivery conditions upon agreement.
+ Minimum order: 40t per section and grade or upon agreement.
- Section in accordance with EN 10056-1: 1998.
△ Section in accordance with DIN 1028: 1994.
▷ Section in accordance with CSN 42 5541: 1974.
▲ Available with sharp edges.

▽ Andere Abmessungen auf Anfrage. Der Radius r₂ kann je nach Walzprozess kleiner sein.
* Mindestbestellmenge und Lieferbedingungen nach Vereinbarung.
+ Mindestbestellmenge: 40t pro Profil und Güte oder nach Vereinbarung.
- Profil gemäß EN 10056-1: 1998.
△ Profil gemäß DIN 1028: 1994.
▷ Profil gemäß CSN 42 5541: 1974.
▲ Auch mit scharfen Kanten erhältlich.



Notations pages 205–209 / Bezeichnungen Seiten 205–209

Désignation Designation Bezeichnung	Valeurs statiques / Section properties / Statische Kennwerte								Classification EN 1993-1-1: 2005		EN 10025-2: 2004	EN 10025-4: 2004	EN 10225:2001	
	axe y-y / axe z-z axis y-y / axis z-z Achse y-y / Achse z-z			axe u-u axis u-u Achse u-u		axe v-v axis v-v Achse v-v		Pure compression						
	$I_y = I_z$	$W_{el,y} = W_{el,z}$	$i_y = i_z$	I_u	i_u	I_v	i_v	I_{yz}	S235	S355				
G kg/m	mm^4 $\times 10^4$	mm^3 $\times 10^3$	mm $\times 10$	mm^4 $\times 10^4$	mm $\times 10$	mm^4 $\times 10^4$	mm $\times 10$	mm^4 $\times 10^4$						
L 20 x 20 x 3	0,879	0,388	0,276	0,589	0,614	0,740	0,162	0,380	-0,226	1	1	✓		
L 25 x 25 x 3	1,11	0,796	0,448	0,749	1,26	0,944	0,329	0,481	-0,467	1	1	✓		
L 25 x 25 x 4	1,45	1,01	0,582	0,740	1,60	0,930	0,425	0,479	-0,587	1	1	✓		
L 30 x 30 x 3	1,36	1,40	0,649	0,899	2,23	1,13	0,579	0,578	-0,825	1	2	✓		
L 30 x 30 x 4	1,78	1,80	0,850	0,892	2,86	1,12	0,749	0,575	-1,05	1	1	✓		
L 35 x 35 x 4	2,09	2,95	1,18	1,05	4,69	1,33	1,22	0,68	-1,73	1	1	✓		
L 40 x 40 x 4	2,42	4,47	1,55	1,21	7,10	1,52	1,84	0,77	-2,63	1	2	✓		
L 40 x 40 x 5	2,97	5,43	1,91	1,20	8,61	1,51	2,25	0,77	-3,18	1	1	✓		
L 45 x 45 x 4	2,74	6,43	1,97	1,36	10,21	1,71	2,65	0,87	-3,78	1	3	✓		
L 45 x 45 x 4,5	3,06	7,15	2,20	1,35	11,35	1,71	2,95	0,87	-4,20	1	2	✓		
L 45 x 45 x 5	3,38	7,84	2,43	1,35	12,45	1,70	3,24	0,87	-4,60	1	1	✓		
L 50 x 50 x 4	3,06	8,97	2,46	1,52	14,25	1,91	3,70	0,97	-5,28	2	3	✓		
L 50 x 50 x 5	3,77	10,96	3,05	1,51	17,41	1,90	4,52	0,97	-6,45	1	2	✓		
L 50 x 50 x 6	4,47	12,84	3,61	1,50	20,37	1,89	5,31	0,97	-7,53	1	1	✓		
L 50 x 50 x 7	5,15	14,61	4,16	1,49	23,14	1,88	6,09	0,96	-8,52	1	1	✓		
L 55 x 55 x 5	4,18	14,71	3,70	1,66	23,37	2,10	6,06	1,07	-8,66	1	3	✓		
L 55 x 55 x 6	4,95	17,29	4,39	1,66	27,44	2,09	7,13	1,06	-10,16	1	1	✓		
L 60 x 60 x 4	3,70	15,78	3,58	1,83	25,04	2,31	6,51	1,18	-9,26	3	3	✓		
L 60 x 60 x 5	4,57	19,37	4,45	1,82	30,77	2,30	7,97	1,17	-11,40	2	3	✓		
L 60 x 60 x 6	5,42	22,79	5,29	1,82	36,20	2,29	9,38	1,17	-13,41	1	2	✓		
L 60 x 60 x 8	7,09	29,15	6,89	1,80	46,19	2,26	12,11	1,16	-17,04	1	1	✓		
L 65 x 65 x 6	5,91	29,19	6,21	1,97	46,36	2,48	12,01	1,26	-17,17	1	3	✓		
L 65 x 65 x 7	6,83	33,43	7,18	1,96	53,08	2,47	13,78	1,26	-19,65	1	1	✓		
L 65 x 65 x 8	7,73	37,49	8,13	1,95	59,46	2,46	15,52	1,26	-21,97	1	1	✓		

Cornières à ailes égales[▼] (suite)

Dimensions: EN 10056-1: 1998

Tolérances: EN 10056-2: 1993

Etat de surface: conforme à EN 10163-3: 2004, classe C, sous-classe 1

Equal leg angles[▼] (continued)

Dimensions: EN 10056-1: 1998

Tolérances: EN 10056-2: 1993

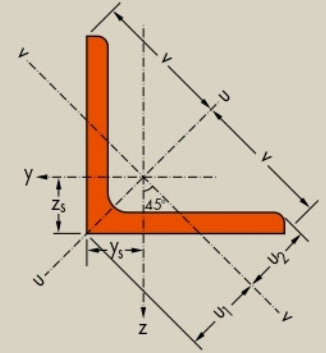
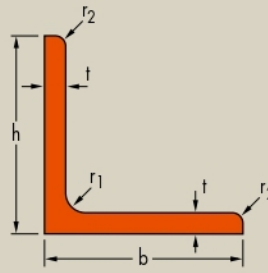
Surface condition: according to EN 10163-3: 2004, class C, subclass 1

Gleichschenkliger Winkelstahl[▼] (Fortsetzung)

Abmessungen: EN 10056-1: 1998

Tolérances: EN 10056-2: 1993

Oberflächenbeschaffenheit: Gemäß EN 10163-3: 2004, Klasse C, Untergruppe 1



Désignation Designation Bezeichnung	G kg/m	Dimensions Abmessungen				A mm ² x10 ²	Position des axes Position of axes Lage der Achsen				Surface Oberfläche	
		h=b mm	t mm	r ₁ mm	r ₂ mm		z ₃ =y ₃ mm x10	v mm x10	u ₁ mm x10	u ₂ mm x10	A _L m ² /m	A _G m ² /t
L 70 x 70 x 6 ⁻	6,38	70	6	9	4,5	8,13	1,93	4,95	2,73	2,46	0,272	42,68
L 70 x 70 x 7 ⁻	7,38	70	7	9	4,5	9,40	1,97	4,95	2,79	2,47	0,272	36,91
L 70 x 70 x 8 ^{*/†}	8,37	70	8	10	5,0	10,7	2,01	4,95	2,84	2,47	0,271	32,41
L 70 x 70 x 9 ^{*/‡}	9,32	70	9	9	4,5	11,9	2,05	4,95	2,90	2,50	0,272	29,20
L 75 x 75 x 4 [*]	4,65	75	4	9	4,5	5,93	1,96	5,30	2,76	2,63	0,292	62,82
L 75 x 75 x 5 [*]	5,76	75	5	9	4,5	7,34	2,01	5,30	2,84	2,63	0,292	50,75
L 75 x 75 x 6 ⁻	6,85	75	6	9	4,5	8,73	2,05	5,30	2,90	2,64	0,292	42,66
L 75 x 75 x 7 [*]	7,93	75	7	9	4,5	10,1	2,10	5,30	2,96	2,65	0,292	36,88
L 75 x 75 x 8 ⁻	8,99	75	8	9	4,5	11,4	2,14	5,30	3,02	2,66	0,292	32,53
L 75 x 75 x 10 [*]	11,1	75	10	9	4,5	14,1	2,22	5,30	3,13	2,69	0,292	26,43
L 80 x 80 x 5 [*]	6,17	80	5	10	5,0	7,86	2,12	5,66	3,00	2,81	0,311	50,49
L 80 x 80 x 6 ^{*/‡}	7,34	80	6	10	5,0	9,35	2,17	5,66	3,07	2,81	0,311	42,44
L 80 x 80 x 7 [*]	8,49	80	7	10	5,0	10,8	2,21	5,66	3,13	2,82	0,311	36,67
L 80 x 80 x 8 ⁻	9,63	80	8	10	5,0	12,3	2,26	5,66	3,19	2,83	0,311	32,34
L 80 x 80 x 10 ⁻	11,9	80	10	10	5,0	15,1	2,34	5,66	3,30	2,85	0,311	26,26
L 90 x 90 x 6 ^{*/†}	8,28	90	6	10	5,0	10,5	2,42	6,36	3,42	3,16	0,351	42,44
L 90 x 90 x 7 ⁻	9,61	90	7	11	5,5	12,2	2,45	6,36	3,47	3,16	0,351	36,48
L 90 x 90 x 8 ⁻	10,9	90	8	11	5,5	13,9	2,50	6,36	3,53	3,17	0,351	32,15
L 90 x 90 x 9 ⁻	12,2	90	9	11	5,5	15,5	2,54	6,36	3,59	3,18	0,351	28,77
L 90 x 90 x 10 ⁻	13,4	90	10	11	5,5	17,1	2,58	6,36	3,65	3,19	0,351	26,07
L 90 x 90 x 11 [*]	14,7	90	11	11	5,5	18,7	2,62	6,36	3,70	3,21	0,351	23,86
L 100 x 100 x 6 ^{*/†}	9,26	100	6	12	6,0	11,8	2,64	7,07	3,74	3,51	0,390	42,09
L 100 x 100 x 7 [*]	10,7	100	7	12	6,0	13,7	2,69	7,07	3,81	3,51	0,390	36,33
L 100 x 100 x 8 ^{*/-}	12,2	100	8	12	6,0	15,5	2,74	7,07	3,87	3,52	0,390	32,00
L 100 x 100 x 10 ^{*/-}	15,0	100	10	12	6,0	19,2	2,82	7,07	3,99	3,54	0,390	25,92
L 100 x 100 x 12 ^{*/-}	17,8	100	12	12	6,0	22,7	2,90	7,07	4,11	3,57	0,390	21,86
L 110 x 110 x 8 ^{*/†}	13,4	110	8	12	6,0	17,1	2,99	7,78	4,22	3,87	0,430	31,98
L 110 x 110 x 10 ^{*/‡}	16,6	110	10	13	6,5	21,2	3,06	7,78	4,33	3,88	0,429	25,79
L 110 x 110 x 12 [*]	19,7	110	12	13	6,5	25,1	3,15	7,78	4,45	3,91	0,429	21,73

▼ Autres dimensions sur demande. Le rayon r₂ peut être inférieur en fonction du procédé de laminage.

* Tonnage minimum et conditions de livraison nécessitent un accord préalable.

+ Commande minimale: 40t par profilé et qualité ou suivant accord.

- Profilé conforme à EN 10056-1: 1998

‡ Profilé conforme à DIN 1028: 1994

† Profilé conforme à CSN 42 5541: 1974.

▲ Avec arêtes vives sur demande.

▼ Other dimensions on request. The r₂ radius may be smaller depending on the rolling process.

* Minimum tonnage and delivery conditions upon agreement.

+ Minimum order: 40t per section and grade or upon agreement.

- Section in accordance with EN 10056-1: 1998.

‡ Section in accordance with DIN 1028: 1994.

† Section in accordance with CSN 42 5541: 1974.

▲ Available with sharp edges.

▼ Andere Abmessungen auf Anfrage. Der Radius r₂ kann je nach Walzprozess kleiner sein.

* Mindestbestellmenge und Lieferbedingungen nach Vereinbarung.

+ Mindestbestellmenge: 40t pro Profil und Güte oder nach Vereinbarung.

- Profil gemäß EN 10056-1: 1998.

‡ Profil gemäß DIN 1028: 1994.

† Profil gemäß CSN 42 5541: 1974.

▲ Auch mit scharfen Kanten erhältlich.



Notations pages 205-209 / Bezeichnungen Seiten 205-209

Désignation Designation Bezeichnung	Valeurs statiques / Section properties / Statische Kennwerte								Classification EN 1993-1-1: 2005		EN 10025-2: 2004	EN 10025-4: 2004	EN 10225:2001	
	axe y-y / axe z-z axis y-y / axis z-z Achse y-y / Achse z-z			axe u-u axis u-u Achse u-u		axe v-v axis v-v Achse v-v		Pure compression						
	$I_y = I_z$	$W_{el,y} = W_{el,z}$	$i_y = i_z$	I_u	i_u	I_v	i_v	I_{yz}	S235	S355				
G kg/m	mm ⁴ x10 ⁴	mm ³ x10 ³	mm x10	mm ⁴ x10 ⁴	mm x10	mm ⁴ x10 ⁴	mm x10	mm ⁴ x10 ⁴						
L 70 x 70 x 6	6,38	36,88	7,27	2,13	58,60	2,69	15,16	1,37	-21,72	2	3	✓		
L 70 x 70 x 7	7,38	42,30	8,41	2,12	67,19	2,67	17,41	1,36	-24,89	1	2	✓		
L 70 x 70 x 8	8,37	47,27	9,46	2,10	75,01	2,65	19,52	1,35	-27,75	1	1	✓		
L 70 x 70 x 9	9,32	52,47	10,60	2,10	83,18	2,65	21,76	1,35	-30,71	1	1	✓		
L 75x75x4	4,65	31,43	5,67	2,30	49,85	2,90	13,01	1,48	-18,42	4	4	✓		
L 75x75x5	5,76	38,77	7,06	2,30	61,59	2,90	15,96	1,47	-22,82	3	3	✓		
L 75 x 75 x 6	6,85	45,83	8,41	2,29	72,84	2,89	18,82	1,47	-27,01	2	3	✓		
L 75x75x7	7,93	52,61	9,74	2,28	83,60	2,88	21,62	1,46	-30,99	1	3	✓		
L 75 x 75 x 8	8,99	59,13	11,03	2,27	93,91	2,86	24,35	1,46	-34,78	1	1	✓		
L 75x75x10	11,1	71,43	13,52	2,25	113,2	2,83	29,68	1,45	-41,75	1	1	✓		
L 80 x 80 x 5	6,17	47,14	8,02	2,45	74,83	3,09	19,45	1,57	-27,69	3	4	✓		
L 80 x 80 x 6	7,34	55,82	9,57	2,44	88,69	3,08	22,96	1,57	-32,87	3	3	✓		
L 80 x 80 x 7	8,49	64,19	11,09	2,44	102,0	3,07	26,38	1,56	-37,81	1	3	✓		
L 80 x 80 x 8	9,63	72,25	12,58	2,43	114,8	3,06	29,72	1,56	-42,52	1	2	✓		
L 80 x 80 x 10	11,9	87,50	15,45	2,41	138,8	3,03	36,24	1,55	-51,27	1	1	✓		
L 90 x 90 x 6	8,28	80,72	12,26	2,77	128,3	3,49	33,16	1,77	-47,57	3	4	✓		
L 90 x 90 x 7	9,61	92,55	14,13	2,75	147,1	3,47	38,03	1,76	-54,52	3	3	✓		
L 90 x 90 x 8	10,9	104,4	16,05	2,74	165,9	3,46	42,89	1,76	-61,50	1	3	✓		
L 90 x 90 x 9	12,2	115,8	17,93	2,73	184,0	3,44	47,65	1,75	-68,19	1	2	✓		
L 90 x 90 x 10	13,4	126,9	19,77	2,72	201,5	3,43	52,33	1,75	-74,59	1	1	✓		
L 90 x 90 x 11	14,7	137,6	21,57	2,71	218,3	3,42	56,94	1,74	-80,70	1	1	✓		
L 100 x 100 x 6	9,26	111,1	15,09	3,07	176,3	3,87	45,80	1,97	-65,25	3	4	✓		
L 100 x 100 x 7	10,7	128,2	17,54	3,06	203,7	3,86	52,72	1,96	-75,48	3	3	✓		
L 100 x 100 x 8	12,2	144,8	19,94	3,06	230,2	3,85	59,49	1,96	-85,35	2	3	✓		
L 100 x 100 x 10	15,0	176,7	24,62	3,04	280,7	3,83	72,66	1,95	-104,0	1	2	✓		
L 100 x 100 x 12	17,8	206,7	29,12	3,02	327,9	3,80	85,44	1,94	-121,3	1	1	✓		
L 110 x 110 x 8	13,4	195,3	24,37	3,38	310,5	4,26	80,11	2,16	-115,2	3	3	✓		
L 110 x 110 x 10	16,6	238,0	29,99	3,35	378,2	4,23	97,74	2,15	-140,2	1	3	✓		
L 110 x 110 x 12	19,7	279,1	35,54	3,33	443,2	4,20	115,0	2,14	-164,1	1	1	✓		

Annexe 2

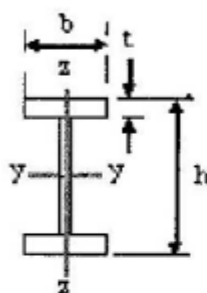
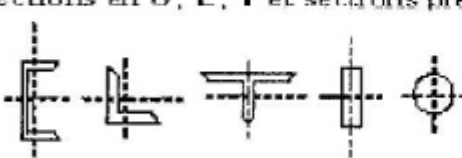
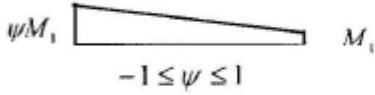
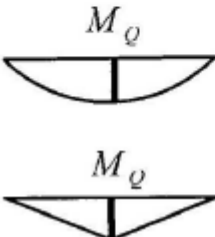
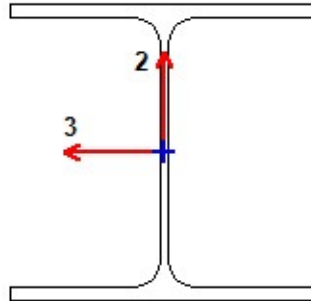
Tableau 1 Choix de la courbe de flambement correspondant à une section			
Type de Section	limites	Axe de flambement	Courbe de flambement
Section en I laminées 	$h/b > 1.2$	$y - y$	a
	$t \leq 40mm$	$z - z$	b
	$40mm < t \leq 100mm$	$y - y$ $z - z$	b c
	$h/b \leq 1.2$	$y - y$ $z - z$	b c
	$t \leq 100mm$	$y - y$ $z - z$	b c
	$t > 100mm$	$y - y$ $z - z$	d d
Sections en U, L, T et sections pleines 		Quel qu'il soit	c

Tableau 2 : Facteurs d'imperfection α.				
Courbe de flambement	a	b	c	D
Facteur D'imperfection α	0.21	0.34	0.49	0.76

Tableau 4: Facteur de moment uniforme équivalent β_M	
Diagramme de moment	Facteur de moment uniforme équivalent β_M
Moments d'extrémités  <p style="text-align: center;">$-1 \leq \psi \leq 1$</p>	$\beta_{M,\psi} = 1.8 - 0.7\psi$
Moments dus à des charges transversales 	$\beta_{M,Q} = 1.3$ $\beta_{M,Q} = 1.4$

ETABS 2016 Steel Frame Design

Eurocode 3-2005 Steel Section Check (Strength Summary)



Element Details (Part 1 of 2)

Level	Element	Unique Name	Length (mm)	Location (mm)	Combo	Design Type	Element Type
Story5	C85	15	4550	0	G+Q+1.2Ex-sat	Column	Secondary

Element Details (Part 2 of 2)

Section	Classification	Rolled
HE280A	Class 1	Yes

Design Parameters

National Annex	Combination Equation	Analysis Type	Reliability
CEN Default	Eq. 6.10	Method 2 (Annex B)	Class 2

Seismic Parameters

MultiResponse	P-Δ Done?	Ignore Seismic Code?	Ignore Special EQ Load?	D/P Plug Welded?
Envelopes	No	Yes	Yes	Yes

Design Code Parameters

γ_{M0}	γ_{M1}	γ_{M2}	A_n / A_g	LLRF	PLLF	Stress ratio Limit
1.1	1	1.25	1	1	0.75	0.95

Design Code Parameters

q	Ω	γ_{ov}
4	1	1.1

Section Properties

A (cm ²)	I _{yy} (cm ⁴)	i _{yy} (mm)	W _{el,yy} (cm ³)	A _{v,y} (cm ²)	W _{pl,yy} (cm ³)	I _{yz} (cm ⁴)	I _t (cm ⁴)
97.3	13670	118.5	1012.6	31.8	1112	0	63.5
I _{zz} (cm ⁴)	i _{zz} (mm)	W _{el,zz} (cm ³)	A _{v,z} (cm ²)	W _{pl,zz} (cm ³)	I _w (cm ⁶)	h (mm)	
4763	70	340.2	77.8	518	785366.6	270	
A _{eff} (cm ²)	e _{Ny} (mm)	e _{Nz} (mm)	W _{ef,yy} (cm ³)	W _{ef,zz} (cm ³)			
97.3	0	0	1012.6	340.2			

Material Properties

E (MPa)	f _y (MPa)	f _u (MPa)
210000	235	360

Stress Check Forces and Moments

Location (mm)	N _{Ed} (kN)	M _{Ed,yy} (kN-m)	M _{Ed,zz} (kN-m)	V _{Ed,z} (kN)	V _{Ed,y} (kN)	T _{Ed} (kN-m)
0	-39.5406	32.2223	-3.0954	11.7902	-3.3729	-0.0043

Demand/Capacity (D/C) Ratio 6.3.3(4)-6.62

$$D/C \text{ Ratio} = N_{Ed} / (\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}) + k_{zy} [M_{y,Ed} / (\chi_{LT} M_{y,Rk} / \gamma_{M1})] + k_{zz} [M_{z,Ed} / (M_{z,Rk} / \gamma_{M1})]$$

$$0.193 = 0.033 + 0.133 + 0.027$$

Basic Factors

Buckling Mode	K Factor	L Factor	L Length (mm)	L _{cr} / i
Major (y-y)	1	0.96	4370	36.868
Major Braced	1	0.96	4370	36.868
Minor (z-z)	1	1.499	6820	97.477
Minor Braced	1	1.499	6820	97.477
LTB	1	1.499	6820	97.477

Axial Force Design

	N _{Ed} Force kN	N _{c,Rd} Capacity kN	N _{t,Rd} Capacity kN	N _{byy,Rd} Major kN	N _{bzz,Rd} Minor kN
Axial	-39.5406	2078.6818	2078.6818	2124.2201	1184.9803

	N _{pl,Rd} kN	N _{u,Rd} kN	N _{cr,T} kN	N _{cr,TF} kN	A _n / A _g Unitless
	2078.6818	2522.016	4554.6084	4554.6084	1

Design Parameters for Axial Design

	Curve	α	N _{cr} (kN)	λ	Φ	χ	N _{bd,Rd} (kN)
Major (y-y)	b	0.34	14836.2684	0.393	0.61	0.929	2124.2201
MajorB (y-y)	b	0.34	14836.2684	0.393	0.61	0.929	2124.2201
Minor (z-z)	c	0.49	2122.4178	1.038	1.244	0.518	1184.9803
MinorB (z-z)	c	0.49	2122.4178	1.038	1.244	0.518	1184.9803
Torsional TF	c	0.49	4554.6084	0.709	0.876	0.719	1644.9324

Moment Designs

	M _{Ed} Moment kN-m	M _{Ed,span} Moment kN-m	M _{c,Rd} Capacity kN-m	M _{v,Rd} kN-m	M _{n,Rd} kN-m	M _{b,Rd} Capacity kN-m
Major (y-y)	32.2223	32.2223	237.5636	237.5636	237.5636	240.9163
Minor (z-z)	-3.0954	-3.0954	110.6636	110.6636	110.6636	

Moment Designs

	Section	Flange	Web	ε (Unitless)	α (Unitless)	ψ (Unitless)
Compactness	Class 1	Class 1	Class 1	1	0.554	-0.965

	Curve	α _{LT}	λ _{LT}	Φ _{LT}	χ _{LT}	C ₁	M _{cr} (kN-m)
LTB	a	0.21	0.508	0.661	0.922	2.371	1014.5135

	C_{my}	C_{mz}	C_{mLT}	k_{yy}	k_{yz}	k_{zy}	k_{zz}
Factors	0.4	1	1	0.401	0.628	0.996	1.047

Shear Design

	V_{Ed} Force (kN)	$V_{c,Rd}$ Capacity (kN)	T_{Ed} /Torsion (kN-m)	Stress Ratio	Status Check
Major (z)	11.7902	391.9839	-0.0043	0.03	OK
Minor (y)	3.3729	959.3615	-0.0043	0.004	OK

Shear Design

	$V_{pl,Rd}$ (kN)	η (Unitless)	λ_w (Unitless)
Reduction	391.9839	1.2	0.353

Annexe 5

Tableau des armatures en (cm²)

Φ :	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,20	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,7
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,64	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,72	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,53
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,10
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,66
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,80
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,38	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,20
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33

Annexe 6

Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000