

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de L'enseignement Supérieur et de La Recherche Scientifique

Université Aboubakr Belkaid
Faculté de Technologie
Département De Génie Civil



Mémoire Pour L'obtention Du Diplôme
De Master En Génie Civil
Option : Construction Métallique

Thème :

**ÉTUDE ET CONCEPTION D'UN
BATIMENT METALLIQUE - SHOW-ROOM -(Oran)**

Présenté le 27 juin 2013 par :

AISSAOUI Zineb

devant le jury composé de :

Dr. A. BEZZAR
Mr. A.RAS
Mr. Dj. HADJOU.
Pr. N. BOUMECHRA
Dr. K. HAMDAOUI

Président
Examineur
Examineur
Encadreur
Encadreur

TABLE DES MATIERES

Introduction générale

I - PRESENTATION DU PROJET

I.1. Objectif	18
I.2. Implantation	18
I.3. description du l'ouvrage	18
I.4. Caractéristique géométrique de l'ouvrage	18
I.5. Eléments de l'ouvrage.....	19
I.6. Règlement utilisé	20
I.7. Caractéristiques de matériaux	20

II - ETUDE CLIMATIQUE

II.1. Introduction	21.
II.2. Calcul des charges dû à la neige.....	21
II.3. Calcule de la surcharge du vent.....	21
II.4. Conclusion.....	31

III-PLANCHERS MIXTES

II.1. Introduction	32
III.2. Dimensionnement de la dalle mixte	32
III.3. Vérification de tôle profilée en acier utilisé comme coffrage	33
III.4. Action sur la dalle mixte.....	35
III.5. Plancher courant (administration).....	36
III.6. Plancher de terrasse	43
III.7. Conclusion.....	46
III.8.Connecteurs.....	47

III.8.1. Introduction.....	47
III.8.2. Choix des connecteurs.....	48
III.8.3. Calcul de la résistance d'un connecteur	48
III.8.4. Vérification de la connexion.....	49
III.8.5. Nombre de goujon.....	50
III.8.6. Vérification de la soudure.....	50

IV- ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

IV.1. Acrotère.....	51.
IV.1.1. Introduction.....	51
IV.1.2. Acrotère niveau (<i>et +3.4m, +7m</i>).....	51
IV.2. Les escaliers.....	54
IV.2.1. Introduction	54
VI.2.2. Dimensionnement de l'escalier	55
VI.2.2. A. Evaluation des charges:	55
VI.2.2. B. Dimensionnement des marches et contre marches.....	55
VI.2.2. C. Dimensionnement des éléments porteurs:.....	56
VI.2.2. D. Limon:.....	57
VI.2.3. Conclusion.....	58
IV.3. Les pannes.....	59
IV.3.1. Introduction.....	59
IV.3.2. Dimensionnement de la panne.....	59
IV.3.3. Charge et surcharge par mètre linéaire revenant à la panne	59
IV.3.3.1 Vérification de la flexion bi axiale	60
IV.3.3.2. Vérifications au déversement.....	61
IV.2.3.3. Vérification de la flèche	61
IV.4. Les lisses de bardages.....	62

IV.4.1. Introduction.....	62
IV.4.2. Calcule des charges et surcharges revenant à la lisse.....	62
IV.4.3. Condition de la flèche	62
IV.4.4. Vérification des contraintes	63

V - ETUDE SISMIQUE

V.1. Introduction.....	64
V.2. Classification	64
V.3.méthode de calcul	65
V.4.Méthode appliquée	65
V.5.Méthode dynamique modale spectrale	65
V.6.Hypothèse de calcul	66
V.7.Caractéristiques dynamiques de la structure.....	66
V.8. Résultats	72
V.9. évaluation des forces sismiques	73
V.10. Combinaison des réponses modales et Calcul de l'effort tranchant et du moment fléchissant et leur distribution sur les différents niveaux	77
V.11. vérification vis-à-vis du RPA 99	78
V.12.Distribution des efforts sismiques de niveaux sur les différents portiques	80
V.13.Diaphragmes.....	86
V.14.Vérifications vis-à-vis de l'effet P- Δ	86
V.15. Justifications vis à vis de l'équilibre d'ensemble	87
V.16.Conclusion.....	88

VI - ETUDE DES STABILITE

VI.1. Introduction.....	89
VI.2. Stabilité verticale.....	89
VI.3. Stabilité horizontal	92
VI.4. Conclusion.....	94

VII - ETUDE DES PORTIQUES

VII.1. Introduction.....	95
VII.2. Décence des charges.....;	95
VII.3.Vérification des éléments constituant les portiques.....	96
VII.4.1. modalisation de la structure.....	96
VII.5.2.vérification	99
VII.6. Conclusion	110

VIII - LES ASSEMBLAGES

VIII.1. Introduction.....	111
VIII-2 Fonctionnement des assemblages.....	111
VIII -2-1 Rôle des assemblages.....	111
VIII -3 Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau	112
VIII-4 Calculs de l'assemblage poutre- solive (âme)	118
VIII-5 Assemblages des diagonales pour palée de stabilité.....	121
VIII-6 Calcul du Pied de Poteau encasté	123
VIII.7. Conclusion.....	126

X - CALCUL DES FONDATIONS

X-1 Définition	127
X-2 Rappelle.....	127
X-2-1-Fondation superficielle.....	127
X-2-2-Fondation profonde (semelle sous pieux) :.....	127
X-3 Semelle isolée sous poteaux	128
X-3-1 Semelle pour poteau de rive : POTEAU HEA 400	128.
X-3-2- Semelle pour poteau d : POTEAU HEA 300	130
X-3-3 Semelle isolée pour poteau HEB 300 central.....	132

XI - SECURITE D'INCENDIE DE L'OUVRAGE

XI-1 Introduction	134
XI-2 Résistance au feu des éléments en acier:.....	134
XI-3 Caractéristique thermique des matériaux:	135
XI-4 Actions sur les structures en situation d'incendie.....	135
XI-5 Poutre en acier avec enrobage en béton.....	136

CONCLUSION

Conclusion	137
------------------	-----

BIBLIOGRAPHIE

BIBLIOGRAPHIE.....	170
--------------------	-----

Annexes

LISTE DES FIGURES

Figure II-1 : actions de vent sur perspective	22
Figure II-2 : Direction de vent	23
Figure II-3: Vue en plan des parois verticales direction V_1 . V_2	25
Figure II-4: Vue d'élévation du parois verticale direction V_1 . V_2	25
Figure II-5: Valeurs de C_{pe} pour les parois verticales –direction V_1 . V_2	25
Figure II-6: Vue en plan de la toiture direction V_1 . V_2	26
Figure II-7: Vue en plan de la toiture direction V_1 . V_2	26
Figure II-8: Vue en plan de la toiture direction V_1 . V_2	26
Figure II-9: Vue en plan de la toiture direction V_1 . V_2	28
Figure II-10: Vue en plan de la toiture direction V_1 . V_2	28
Figure II-11: Valeurs de C_{pe} pour les parois verticales direction V_3 . V_4	29
Figure II-12: Vue en plan de la toiture direction V_1 . V_2	29
Figure II-13: Vue en plan de la toiture direction V_1 . V_2	29
Figure II-14: Vue en plan de la toiture direction V_1 . V_2	30
Figure III-1: Longueur minimale d'appui	32
Figure III-2: Longueur minimale d'appui	32
Figure III-3: Charge supportées par une tôle profilée	33
Figure III-4: Dimensionnement de la tôle (TOITESCO 900E)	34
Figure III-5: Cas de charges	35
Figure III-6: Cas de charges	35
Figure III-7: Cas de charges	36
Figure III-8: Flexion transversale entre solives métalliques	36
Figure III-9: Flexion longitudinale de la solive	39
Figure III-10: Position des solives	39
Figure III-11: Diagrammes des contraintes finales	43
Figure III-12: Diagrammes des contraintes finales	46

Figure-III-13 : Dimensionnement des connecteurs	47
Figure-III-14 : Position des connecteurs	48
Figure IV.1.1 : forme et géométriques de l'acrotère	51
Figure IV.1.2 : forces horizontale et la Charges verticale exercé sur l'accotars	51
Figure IV.1.3 : Armatures Longitudinale	53
Figure VI.2.1 : Vue en perspective d'une volée d'escalier et la moitié du palier de repos.....	54
Figure VI.2.2 : Schéma d'une marche	54
Figure VI.2.3 : Schéma de l'escalier	55
Figure VI.2.4 : La vue dessus d'escalier	56
Figure VI.2.5 : Schéma du Limon	57
Figure VI.2.6 : Schéma des charges sur limon	57
Figure IV.3.1 : Disposition de la panne sur la toiture	59
Figure IV.3.2 : Charges permanentes	59
Figure IV.3.3 : Charges soulèvement	59
Figure IV.3.4 : Charges de neige	60
Figure IV.3.5 : Répartition de charges	60
Figure IV.4.1 : Vue en 3D reposit les lisse porte les panneaux en verre.	62
Figure IV.4.2 : lisse sur deux appuis chargés	63
Figure V-1 :Vue en plan	64
Figure V-2 :Vue face longitudinale et transvarsale	65
Figure V-3 :Modèle mathématique	70
Figure V-4 :Vue en plan de bloc	70
Figure V-5 :Potriques longitudinal	70
Figure V-6 :Potriques transvarsal	72
Figure V-7 :Modèle mathématique	77
Figure V-8 : Position de centre de torsion	83
Figure V-9 : Représentation de l'effet P.Δ.	86
Figure V-10 : position de l'effort sismique para pour au sol	87

Figure IV.1 : système de contreventement sens transversal de File "A"	89
Figure IV.2 : Efforts qui agit sur l'élément du contreventement selon la descente de l'effort sismique.....	90
Figure IV.3 : décomposition de efforts résultent	91
Figure VI.4 : caractéristique de profilé UUPN 160	91
Figure VI.5 : Vue en plant des contreventements	92
Figure IV.6 : Schéma des contreventements	93
Figure VI.7 Schéma des contreventements.	93
Figure VI.8 : Caractéristique de profilé CAE70×7	94
Figure VII.1: Modalisation de la structure	96
Figure VII.2: Charge surfacique d'exploitation	97
Figure VII.3: Paramètres de l'analyse modale de RPA2003	97
Figure VII.4: Coefficient de pondération massique	98
Figure VII.5: Liaison rigide (diaphragmes)	98
Figure VII.6: Caractéristique du profile IPE300	99
Figure VII.7: Caractéristique du profile IPE500	101
Figure VII.8: Caractéristique du profile HEA300	102
Figure VII.10: Caractéristique du profile HEA400	105
Figure VII.11: Poteau centrale	107
Figure VII.12: caractéristique du profilé HEB300	108
Figure VII.13: caractéristique du profilé TREC 250 ×150 ×10.....	109
Figure VIII-1 : Détail d'assemblage poteau HEA 400 poutre IPE 550	112
Figure VIII-2 : Détail d'assemblages poutre IPE 550 solive IPE 270.....	119
Figure VIII-3 : Détail d'assemblages stabilité double UPN160.....	121
Figure VIII-4 : Détail de jonction poteau - fondation.....	124
Figure X.1: contrainte du sol	127
Figure X.2: Efforts agissantes à la semelle	128
Figure X.3: Dimensionnement la semelle	128
Figure X.4: Armature de la semelle 235X155	130

Figure X.5: Efforts agissantes à la semelle	130
Figure X.6: Dimensionnement la semelle	130
Figure X.7: Armature de la semelle 185X185	131
Figure X.8: Efforts agissantes à la semelle	132
Figure X.9: Dimensionnement la semelle	132
Figure X.10: Armature de la semelle 90X90	133

LISTE DES TABLEAUX

Tableau II-1: Les valeurs des C_r	24
Tableau II-2: Coefficient d'exposition C_e	24
Tableau II-3: les valeurs des pressions dynamiques	24
Tableau II-4: coefficients de pression	25
Tableau II-5: coefficients de pression	26
Tableau II-6: Pressions sur les parois verticales- direction $V_{2.1}$ du vent	27
Tableau II-7: Pressions sur la toiture- direction du vent $V_{2.1}$	27
Tableau II-8: coefficients de pression	28
Tableau II-9: coefficients de pression	29
Tableau II-10: Pressions sur les parois verticales- direction V_3, V_4 du vent	30
Tableau II-11: Pressions sur la toiture- direction du vent V_3, V_4	30
Tableau III-1: Données de base du matériaux	33
Tableau IV.1.1 : Effort N et moment M	52
Tableau V-1: Poids estimé pour chaque niveau.....	69
Tableau V-2: Rigidité transversal pour chaque niveau KN/m	72
Tableau V-3: Rigidité longitudinal pour chaque niveau KN/m	72
Tableau V-4: Vecteurs propres pour le Sens transversal	72
Tableau V-5: Vecteurs propres pour le Sens longitudinal	73
Tableau V-6: Vecteurs Pulsation et périodes	73
Tableau V-7: Poids du bâtiment étudiée	76
Tableau V-8: Valeurs de force sismique total de chaque mode	76
Tableau V-9: Valeurs de force sismiques latérales au niveau K pour le mode i Sens transversal ..	76
Tableau V-10: Valeurs de force sismiques latérales au niveau K pour le mode i Sens longitudinal	77
Tableau V-11: Valeurs de l'effort tranchant et du moment fléchissant	77
Tableau V-12: Valeurs de la force sismique latérale totale	79
Tableau V-13: Comparaison du calcul de la force sismique	79
Tableau V-14: Comparaison des déplacements dus au séisme	80
Tableau V-15: Coordonnés de centre de gravité	81

Tableau V-16: Coordonnés de centre de torsion	81
Tableau V-17: Valeurs d'excentricité	82
Tableau V-18: Valeurs de la rigidité à la torsion	83
Tableau V-19: Les efforts sismique sens transversal	84
Tableau V-20: Les efforts sismique sens longitudinal	84
Tableau V-21: Vérifications des effets déplacements horizontaux P-Δ	87
Tableau V-22: Vérifications au renversement. ..	87
Tableau VI.1 : Effort F_K^j sismique correspondant aux niveau	90
Tableau VII.1: Tableaux de combinaison	95
Tableau VIII-1 : Caractéristiques géométrique des profilés assemblés	113
Tableau VIII-2 : Caractéristiques géométrique d'un boulon HR 10.9	113
Tableau VIII-3 : Caractéristiques géométrique d'une platine	113
Tableau VIII-4 : Caractéristiques géométrique d'un jarret	113
Tableau VIII-5 : Caractéristiques géométrique d'un raidisseur	114
Tableau VIII-6 : Caractéristiques géométrique des profilés assemblés	118
Tableau VIII-7 : Caractéristiques géométrique d'un boulon Ordinaire 4.6	119
Tableau VIII-8: Caractéristiques géométrique d'une cornière	119
Tableau VIII-9 : Caractéristiques géométrique du profilé HEA 400	124
Tableau VIII-10: Caractéristiques géométrique de la platine	125
Tableau VIII-11: Caractéristiques géométrique d'un tige d'ancrage	125
Tableau :XI -1 : Enrobage minimal de béton pour des poutres en acier, en fonction de la durée de résistance au feu	136

LISTES DES NOTATIONS

Actions :

A : Charge accidentelle (explosion, choc de véhicules...) **daN**

F : Charge ponctuelle en général **daN**

G : Charge d'exploitation ponctuelle **daN**

Q : Charge d'exploitation ponctuelle **daN**

S_n : Charge de neige normale **daN/m²**

S_e : Charge de neige extrême **daN/m²**

S₀ : Charge de neige au sol **daN/m²**

S_a : Charge de neige accidentelle **daN/m²**

W_n : Charge de vent normale **daN/m²**

W_e : Charge de vent extrême **daN/m²**

q_h : Pression dynamique normale **daN/m²**

p : Charge uniformément répartie, en général **daN/m** ou **daN/m²**

g : Charge permanente uniformément répartie **daN/m** ou **daN/m²**

q : Charge d'exploitation uniformément répartie **daN/m** ou **daN/mm²**

- Sollicitations – Contraintes – Déformations :

E : module d'élasticité longitudinale de l'acier (**E = 21000 Mpa**)

G : module d'élasticité transversale de l'acier (**G = 81000 Mpa**)

F_p : effort de précontrainte dans un boulon **KN**

M : moment sollicitation, en générale **KN.m**

M_{cr} : moment critique élastique de déversement **KN.m**

M_e : moment élastique **KN.m**

M_N : moment résistant plastique réduit de fait de l'effort axiale **KN.m**

M_{pl} : moment plastique **KN.m**

M_R : moment résistant **KN.m**

N : effort normal, en général **KN**
N_K : effort normal critique d'EULER **KN**
N_{pl} : effort normal plastique **KN**
P : pression sur la platine d'acier **Mpa**
V : effort tranchant sollicitant **KN**
f : flèche d'une poutre **cm**
f_u : contrainte de rupture d'une pièce **Mpa**
f_{ub} : contrainte de rupture d'un boulon **Mpa**
f_y(σ_e) : limite d'élasticité d'un acier **Mpa**
ε : déformation linéaire unitaire **%**

- Coefficient Et Grandeurs Sans Dimensions

α : angle –rapport – coefficient
β : angle –rapport – coefficient
γ : coefficient partiel de sécurité
ζ : coefficients de réduction élastique
η : facteur de distribution de rigidité
λ : élancement $\left(\lambda = \sqrt{\frac{l_k}{i}} \right)$
λ_k : élancement eulérien
 $\bar{\lambda}$: élancement réduit $\left(\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_k} \right)$
 $\bar{\lambda}_{LT}$: élancement de déversement
X_{LT} : coefficient de réduction de déversement
I_t : moment d'inertie de torsion **cm⁴**
I_w : facteur de gauchissement d'une section **cm⁶**
I_y : moment d'inertie de flexion maximal **cm⁴**
I_z : moment d'inertie de flexion maximal **cm⁴**

W_{eff} : module de résistance efficace **cm³**

W_{el} (I/V) : module de résistance élastique **cm³**

W_{pl} : module de résistance plastique **cm³**

i : rayon de giration d'une section $\left(i = \sqrt{\frac{I}{A}} \right)$

l : longueur ou portée d'une poutre **cm** ou **mm**

l_D : longueur de déversement d'une poutre **cm** ou **mm**

l_k : longueur de flambement d'une poutre **cm** ou **mm**

l_k : longueur nominale d'une poutre **cm** ou **mm**

r : rigidité d'une barre $\left(r = \frac{I}{l} \right)$ **cm** ou **mm**

Caractéristiques géométriques :

A : Section brute d'une pièce **cm²**

An : Section nette d'une pièce **cm²**

Af : Section d'une semelle de poutre en double Té **cm²**

Av : Aire de cisaillement **cm²**

Aw : Section de l'âme d'une pièce **cm²**

As Section résistante de la tige d'un boulon en fond de filet **cm²**

It ou **J** : Moment d'inertie de torsion **cm⁴**

Iw : Facteur de gauchissement d'une section **cm⁴**

Iy : Moment d'inertie de flexion maximal **cm⁴**

Iz : Moment d'inertie de flexion minimal **cm⁴**

Wpl : Module de résistance plastique **cm³**

S : Moment statique **cm³**

a : Épaisseur utile (ou gorge) d'un cordon de soudure **mm, cm**

b : Largeur d'une semelle de poutre **mm, cm**

INTRODUCTION GÉNÉRALE

Le passage de notre pays de l'économie planifiée à l'économie de marché nécessite un grands investissements en matière d'industrialisation, pour plusieurs raisons, entre autre freiner la dépendance économique et faire face au produit étranger qui hante de jour en jour le marché national. Pour remédier à ces problèmes, l'ALGÉRIE doit alimenter son marché de produits locaux qui répondant aux besoins actuels de la population, en favorisant sans cesse l'investissement productif. Ce dernier est tributaire du développement de la construction métallique qui constitue un secteur stratégique dans l'industrie.

Les entreprises qui contribue au développement de la construction des ouvrages industriels, en réservant à la construction métallique une place particulière, dans leurs projets, du fait de nombreux avantages quelle présente par rapport aux structures en béton armé.

Avantages :

- La possibilité de fabriquer intégralement les éléments d'ossature en atelier avec une grande précision et une grande rapidité, le montage sur site sera effectuée soit par soudage ou par boulonnage.
- La grande résistance de l'acier à la compression et la traction ce qui permet de réaliser des éléments de grandes portées
- La légèreté qui réduit les charges sur le sol, qui entraîne une économie de fondation.
- L'adaptation plastique offre une grande sécurité.
- Démontrabilité: le métal est facilement démontable, on peut même modifier un bâtiment par simple démontage de certains éléments sans immobiliser l'ensemble du bâtiment.
- possibilités architecturales plus étendues par rapport aux constructions en béton armé.
- Les structures métalliques présentent également certains inconvénients on peut citer :
 - Mauvaise tenue de l'acier au feu cela exige des mesures de protections délicates.
 - Nécessité d'entretien régulier des éléments contre la corrosion.

PRÉSENTATION DU PROJET

I.1. Objectif :

Dans le cadre de notre formation de master en Génie Civil à l'Université Aboubakr Belkaid « Tlemcen », nous sommes amenés, à l'issue de notre cursus, à réaliser un projet de fin d'études. Le but de ce projet est d'être confronté à une situation professionnelle qui est à la fois d'ordre scientifique et technique. Il regroupe donc l'ensemble des qualités que doit posséder un ingénieur dans son travail quotidien.

Notre sujet consiste à faire la conception et l'étude d'une extension show-room ; Qui soit à la fois constructible, stable, résistant, durable, esthétique, économique, tout en respectant les plans architecturaux et la conception générale de l'ouvrage.

I.2. Implantation :

Cette structure est localisée dans la région d'El Karma wilaya d'Oran dont la zone sismique II-a, d'après le règlement parasismique Algérien (RPA 99, version 2003).

I.3. Description de l'ouvrage :

Notre structure est une extension, reprise une unité de vente et de stockage des véhicules de la maison VOLKSWAGEN. la structure comporte:

- **Le rez - de - chaussée :**
Halle d'exposition, cafétéria, service après vente, bureaux des ventes, Livraisons.
- **1^{er} étage :**
Archive, bureau manager, bureau réunion.
- **2^{ème} étage :**
Terrasse.

I.4. Caractéristique géométrique de l'ouvrage :

a- Dimension en élévation :

Hauteur totale du bâtiment : 10.8 m
Hauteur entre planchers : 3.30m
Hauteur de l'acrotère : 0.6m

b- Dimension en plan :

Longueur totale de l'ouvrage 59.6 m de travée (2×7m ; 4×5.25m ; 5×4.15m).
Largeur totale de l'ouvrage 31 m de portés :(7×3m ; 3.50m ; 4.90m).

I.5.Éléments de l'ouvrage :

a- Profiles utilisés :

HEB, HEA, IPE, UPN, L, tube carre, tube rectangulaire.

b- Stabilité :

Elle est assurée par :

- Contreventement vertical :

Dans le sens longitudinal et transversal par portique auto stable et palées de stabilité en X

- Contreventement horizontal : assuré par les planchers collaborant et palées en X

c- Escalier :

On a des escaliers droits métallique.

e- Boulonneries :

- Boulonnes ordinaire classe 4-6.
- Boulonnes HR classe 9-10.
- Tiges d'ancrages en acier avec : $f_y = 24 \text{ daN/mm}^2$ et $f_u = 40 \text{ daN / mm}^2$.

f- Plancher :

C'est un plancher collaborant, prévu en dalle en béton coulée sur des bacs d'acier en TN 40 pour tous les niveaux avec une isolation thermique (multicouche) et une pente très faible 1% pour l'écoulement des eaux pluviales pour le plancher terrasse.

g- Maçonnerie :

- Double parois en brique creuse d'épaisseur 15cm et une lame d'air de 5 cm pour les murs extérieurs.
- une seule paroi en brique creuse d'épaisseur 10cm pour les murs intérieurs.

h- Bardages :

Panneaux en verre d'épaisseur 8 mm

i- Revêtement :

- Carrelage granito pour plancher 2cm.
- Plâtre pour murs 2 cm.

I.6. Règlements utilisés :

Les règlements de calcul utilisés pour le dimensionnement des éléments structuraux sont :

- règlement (RNV 99, DTR).
- règlement CCM 97.
- règlement EUROCODE 04.
- règlement RPA 99 (modifier 2003).

I.7. Caractéristiques des matériaux :

Pour notre projet, on a choisi les matériaux de construction suivant :

a. Acier de construction :

Pour la réalisation de notre structure, nous avons utilisé des aciers de constructions d'acier (laminées à chaud) de FeE235 :

- Résistance limitée d'élasticité $\sigma_e = 23.5 \text{ daN} / \text{mm}^2$
- Module d'élasticité longitudinale $E = 2.1 \times 10^4 \text{ daN} / \text{mm}^2$
- Module de cisaillement $G = 8.1 \times 10^4 \text{ daN} / \text{mm}^2$.

b. Béton armé :

b.1. Béton :

Pour la réalisation des planchers, on a utilisé un béton dosé à 350 kg/m^3 dont les caractéristiques sont :

- Béton (c25/30)

-Résistance caractéristique à la compression (28jours)	$f_{ck} = 250 \text{ daN/cm}^2$
-Résistance moyenne à la traction	$f_{ctm} = 26 \text{ daN/cm}^2$
-Module sécant d'élasticité	$E_{cm} = 30500 \text{ daN/cm}^2$

- Béton (c35/45)

-Résistance caractéristique à la compression (28jours)	$f_{ck} = 350 \text{ daN/cm}^2$
-Résistance moyenne à la traction	$f_{ctm} = 26 \text{ daN/cm}^2$
-Module sécant d'élasticité	$E_{cm} = 30500 \text{ daN/cm}^2$

b.2. Acier de ferrailage :

Pour le ferrailage des semelles isolé, on a utilisé des aciers de type HA, de diamètre 14 mm dont les caractéristiques sont :

- Module d'élasticité longitudinale $E = 2.1 \times 10^4 \text{ daN} / \text{mm}^2$.
- Contrainte limite d'élasticité $f_e = 40 \text{ daN/mm}^2$.

ETUDE CLIMATIQUE

II.1. Introduction :

Ce chapitre a pour but la détermination des différentes sollicitations agissant sur notre structure, qui est produites par la charge dû à la neige d'un côté, et aussi des actions dû au vent. Le règlement utilisé est le RNV 99, et les charges de base sont tirées du DTR B.C.2.2.

II.2. Calcul des charges du a la neige :

- Conformément aux règles (RNV99), on doit envisager dans les calculs une surcharge normale et une surcharge extrême.
- Les valeurs des surcharges sont fixées en fonction de la région et de l'altitude.
- La construction est implantée dans la wilaya d'Oran (EL KARMA) qui se situe en zone **B** à une altitude de **50m**.
- D'après les règles 'RNV99' (page01), la surcharge de la neige S_0 vaut :

$$S_k = \frac{0.04 \times H + 10}{100} \quad \text{Avec : } H : \text{altitude} \implies \mathbf{H=50 m}$$

$$S_k = \frac{0.04 \times 50 + 10}{100} = 12 \text{ kg / m}^2$$

Détermination de μ :

Pour notre bâtiment l'inclinaison de la toiture est égale à $2,5^\circ$ donc : $0 \leq \alpha \leq 30^\circ$

$$\implies \mu = 0,8 \quad (\text{selon RNV 99})$$

$$\text{Donc : } S = 0,8 \times 0,12 = 0,096 \text{ KN/ m}^2$$

$$\mathbf{S = 0,096 \text{ KN/ m}^2}$$

II.3. Calcul de la surcharge du vent:

II.3.1. Généralités et définitions :

On admet que le vent a une direction d'ensemble moyenne horizontale, mais qu'il peut venir de n'importe quel côté. L'action du vent sur un ouvrage et sur chacun de ses éléments dépend des caractéristiques suivantes :

- Vitesse du vent.
- Catégorie de la construction et de ses proportions d'ensemble.
- Configuration locale du terrain (nature du site).

- Position dans l'espace (constructions reposants sur le sol ou éloignées du sol).
- Perméabilité de ses parois (pourcentage de surface des ouvertures par rapport à la surface totale de la paroi).

Pour faciliter le calcul d'un ouvrage, on suppose que :

- La direction d'ensemble moyenne du vent est normale aux parois, on prend des vitesses normales et extrêmes (donné par RNV 99).

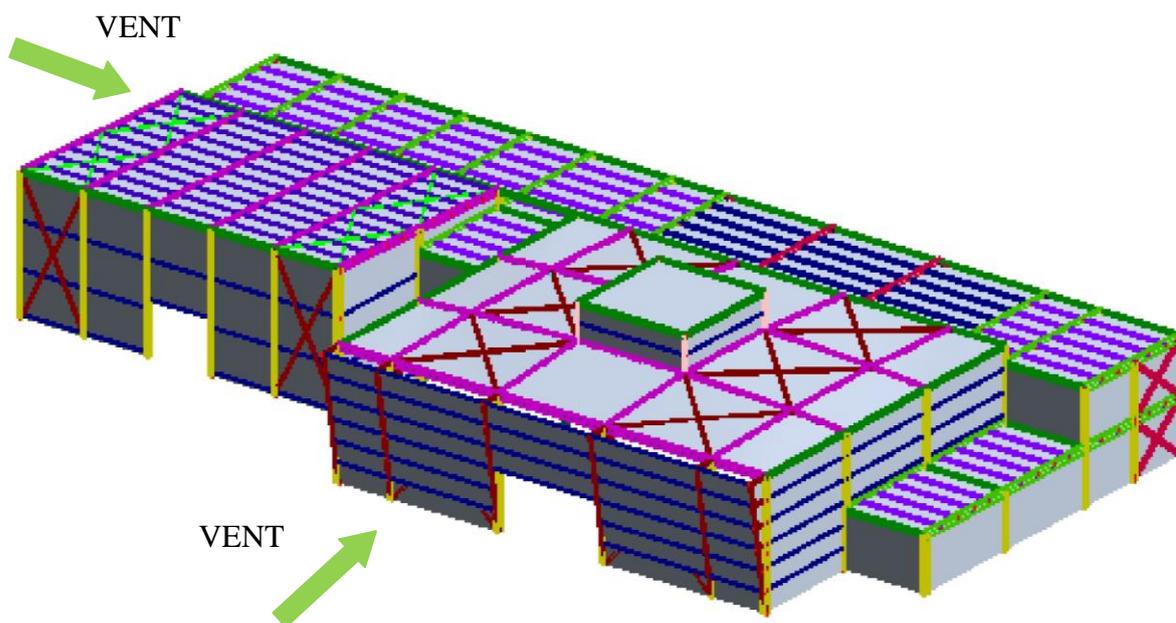


Figure II-1 : Actions de vent sur perspective

II.3.2. Les données de site :

◆ le site est plat :

Le coefficient topographique $C_T(z)=1$ (RNV 99).

◆ le vent est classé dans la zone I :

La pression de référence $v_{ref}=25\text{m/s}$ $q_{ref}=375\text{N/m}^2$ (RNV 99).

◆ Le terrain est de catégorie III :

Facteur de terrain $K_T=0,22$

Paramètre de rugosité $Z_0=0,3\text{m}$

Hauteur minimale $Z_{min}=8\text{m}$

Le coefficient $\epsilon=0,37$ (RNV 99).

II-3-3 Détermination de coefficient dynamique Cd :

L'extension étant en construction en acier, on utilise l'abaque de la figure 3.2 pour déterminer Cd pour chaque direction:

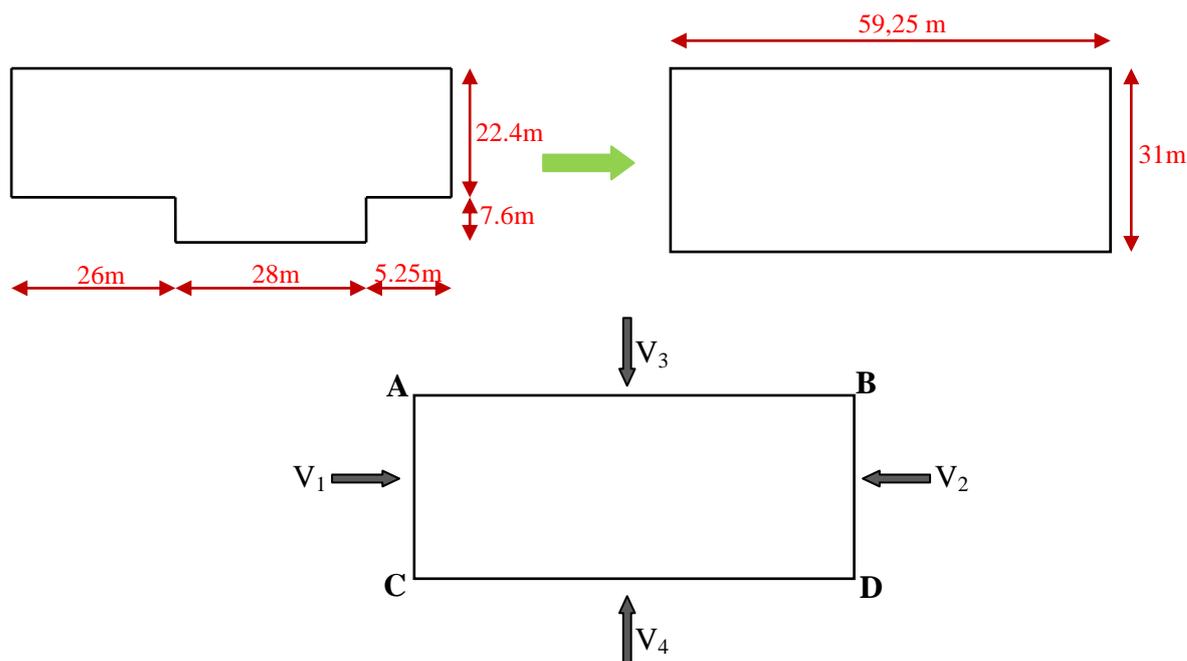


Figure II-2 : Direction de vent

- ◆ Direction V_1 V_2 du vent : la lecture pour : $h=10,9$ m et $b=31$ m, donne **$Cd = 0,91$** .
- ◆ Direction V_3 V_4 du vent : la lecture pour : $h=10,9$ m et $b=59,6$ m, donne **$Cd = 0,88$** .

On a bien vérifié la condition : $0.6 < Cd < 1.2$

On remarque que pour les deux directions le $Cd < 1,2$ donc l'extension est considérée comme peu sensible aux excitations dynamiques.

❖ **Calcul de la pression :**

D'après le règlement, les pressions q_j sont calculées par la formule suivante :

$$q_j = C_d \times q_{dyn} \times [C_{pe} - C_{pi}]$$

II-3-4 Détermination de la pression dynamique q_{dyn} :

- la pression dynamique est donnée par la formule suivante : $q_{dyn}(z_j) = q_{ref} \times C_e(z_j)$.

Avec :

C_e : le coefficient d'exposition au vent.

z_j : la distance verticale entre le niveau d sol et le centre de l'élément j .

II-3-5 Coefficient de rugosité C_r :

-Il est donné par la relation:

$$\begin{cases} C_r(z) = K_T \times \ln (z/z_0) & \text{pour } Z_{min} \leq z \leq 200\text{m} \\ C_r(z) = K_T \times \ln (Z_{min} /z_0) & \text{pour } z \leq Z_{min} \end{cases}$$

Les valeurs des C_r sont résumées dans le tableau suivant :

Niveau	H (m)	Z (m)	Cr
RDC	3,34	1,67	0.72
1e étage	3,46	5,07	0.72
terrasse	4,13	8,86	0.74

Tableau II-1: Les valeurs des Cr

II-3-6 Coefficient d'exposition Ce :

Il est donné par la formule: $C_e = C_T(z)^2 \times Cr(z)^2 \times [1 + 7 \times KT / C_T(z) \times Cr(z)]$ (RNV 99)

Niveau	$C_T(z)$	$Cr(z)$	$C_T(z)^2$	$Cr(z)^2$	Ce
RDC	1	0.72	1	0.52	1.63
1e étage	1	0.72	1	0.52	1.63
terrasse	1	0.74	1	0.55	1.68

Tableau II-2: Coefficient d'exposition Ce

II-3-7 Valeur des pressions dynamiques q_{dyn} :

- Selon la relation : $q_{dyn(zj)} = q_{ref} \times C_e(zj)$

On peut calculer les valeurs des pressions dynamiques sous le tableau suivant :

Niveau	q_{ref} (N/m ²)	Ce (zj)	$q_{dyn}(zj)$ (N/m ²)
RDC	375	1.63	611.3
1e étage	375	1.63	611.3
terrasse	375	1.68	630

Tableau II-3: les valeurs des pressions dynamiques

II-3-8 Direction de vent $V_1 V_2$:

II-3-8-1 Le coefficient de pression externe Cpe :

Le coefficient de pression externe C_{pe} de constructions à base rectangulaire et de leurs élément constitutifs individuels dépendent de la dimension de la surface chargée .Ils sont définis pur des surfaces chargées de **1 m²** et **10 m²**, aux quelles correspondent les coefficients de pression notés respectivement $C_{pe,1}$ et $C_{pe,10}$

Dans le cas existante, la surface chargée égale à **337,9m²** supérieur a 10m² donc : $C_{pe} = C_{pe,10}$

❖ **Les parois verticales :**

Il est recommandé de partager les parois comme l'indique la figure 5.1de chapitre 5,et avant tout il faut déterminer e telle que :

$e = \text{Min} (b, 2h).$

h : hauteur totale de paroi : **h= 10,9 m**

d : la dimension parallèle à la direction V_1 : **d= 59,6m.**

b : la dimension perpendiculaire à la direction V_1 . V_2 : **b= 31m**

e = Min (31m, 21,8m) = **21,8m.**

On a : $d > e \Rightarrow$ la paroi est divisé en 3 parties (A, B, C) selon le sens de **b**, plus E et D selon **d** pour chacune, comme ils indiquent les schémas suivantes :

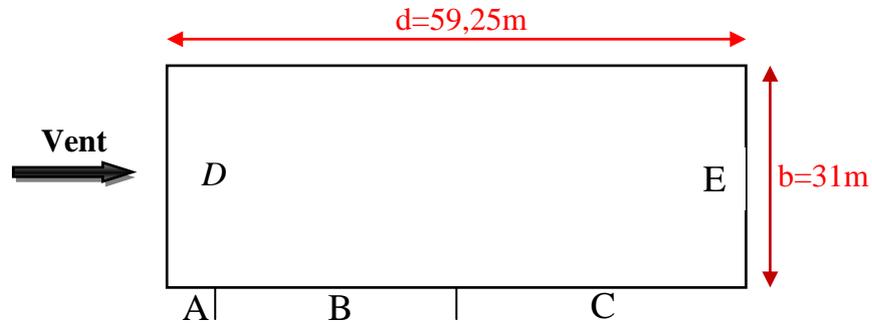


Figure II-3: Vue en plan des parois verticales direction V_1 . V_2

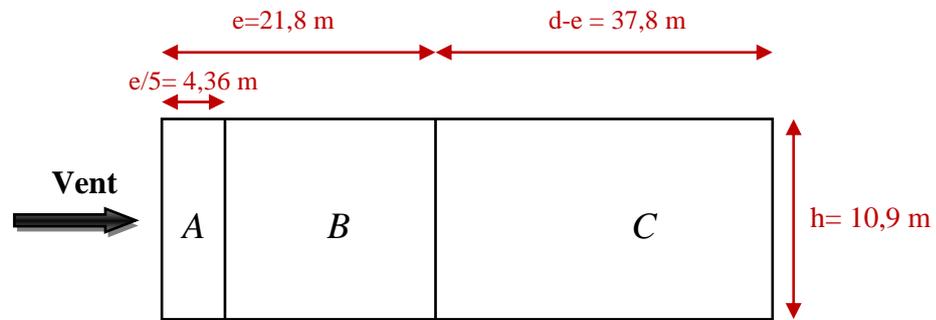
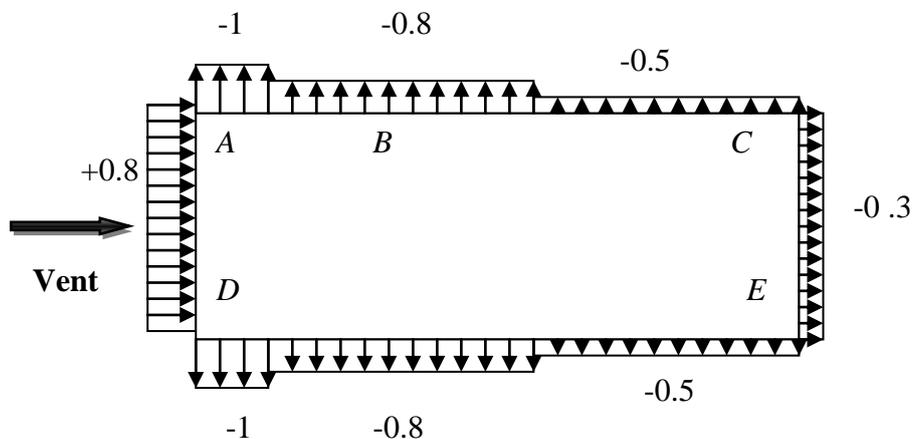


Figure II-4: Vue d'élévation du parois verticale direction V_1 . V_2

Zone	A	B	C	D	E
Cpe	-1	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

Tableau II-4: Coefficients de pression

La figure suivante illustre les valeurs de **Cpe** pour les parois verticales :



-Figure II-5: Valeurs de Cpe pour les parois verticales –direction V_1 . V_2

❖ Toiture :

Dans le cas de notre show-room, il existe une toiture plate avec acrotère ⇒ La paroi est divisé en 5 parties (G, H, I) selon le sens de d, plus F selon b pour chacune, comme ils indiquent les schémas suivantes :

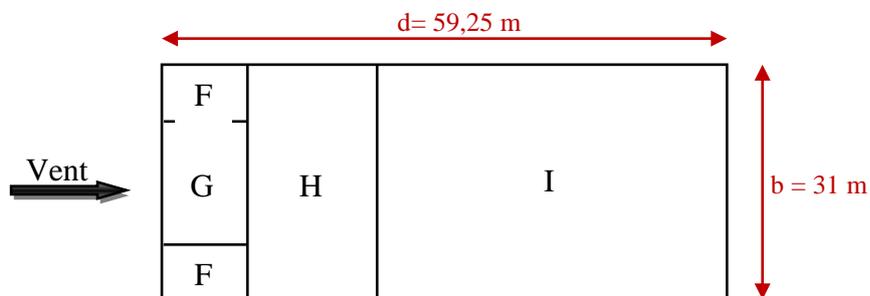


Figure II-6: Vue en plan de la toiture direction V_1 . V_2

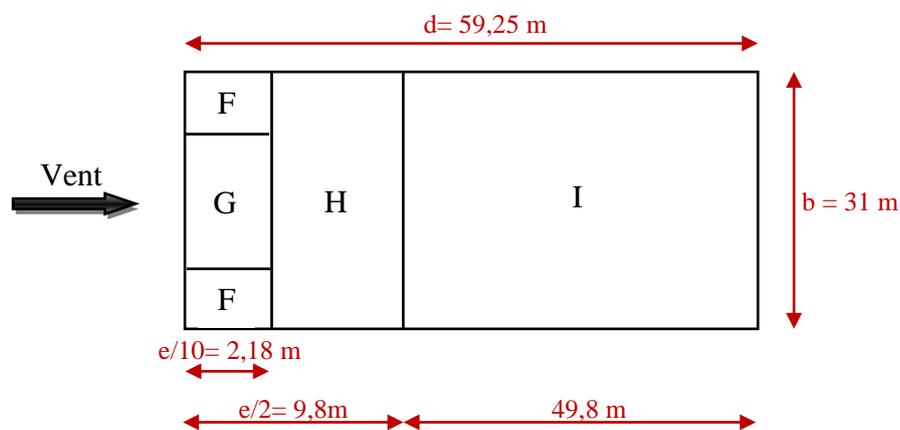


Figure II-7: Vue en plan de la toiture direction V_1 . V_2

Zone	F	G	H	I
Cpe	-1,4	-0,9	-0,7	+0,2, -0,2

Tableau II-5: coefficients de pression

La figure suivante illustre les valeurs de **Cpe** pour la toiture :

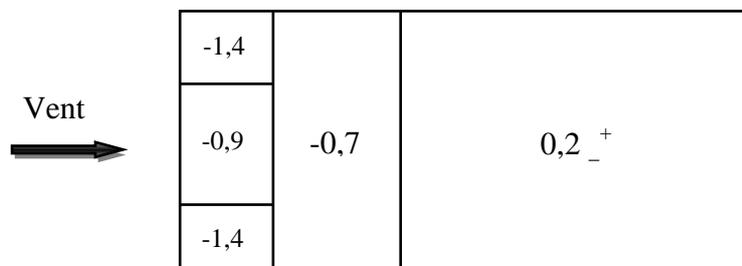


Figure II-8: Vue en plan de la toiture direction V_1 . V_2

II-3-8-2 Le coefficient de pression intérieure Cpi :

D'après le paragraphe 2.2.2 de chapitre 5, dans le cas des structures sans cloisons intérieures le Cpi est donné par la figure (5,15) en fonction de l'indice de perméabilité μ_p

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

- surfaces de toutes les ouvertures : **104,12 m²**
- Façades principales : **34,62 m²**
- Façades latéral droite : **18,5 m²**
- Façades latéral gauche : **18,5 m²**
- Façades postérieur : **32,5 m²**

$$\mu = \frac{85.62}{104.12} = 82.2\% \Rightarrow Cpi = -0.42$$

❖ Calcul des pressions :

Les pressions q_j sont calculées à l'aide de la formule : $C = Cd \times q_{dyn}(z_j) \times [Cpe - Cpi]$

➤ Les parois verticales :

Les résultats sont donnés sous forme du tableau suivant pour l'élément I ($Z \leq 8m$) :

Zone	Cd	q_{dyn} (daN/m ²)	Cpe	Cpi	q_j (daN/m ²)
D	0.91	61.13	0.8	-0,42	67,86
A	0.91	61.13	-1	-0,42	-32,26
B	0.91	61.13	-0.8	-0,42	-21,14
C	0.91	61.13	-0.5	-0,42	-4,45
E	0.91	61.13	-0.3	-0,42	6,67

Tableau II-6: Pressions sur les parois verticales- direction V2.1 du vent

➤ Toiture :

Les résultats sont donnés sous forme du tableau suivant pour l'élément II ($Z > 8m$) :

Zone	Cd	q_{dyn} (daN/m ²)	Cpe	Cpi	q_j (daN/m ²)
F	0.91	70.13	-1,4	-0,42	-62,54
G	0.91	70.13	-0,9	-0,42	-30,63
H	0.91	70.13	-0.7	-0,42	-17,87
I	0.91	70.13	+0.2	-0,42	39,56

Tableau II-7: Pressions sur la toiture- direction du vent V2.1

II-3-9 Direction de vent V_3 V_4 :

II-3-9-1 Le coefficient de pression externe C_{pe} :

❖ **Les parois verticales :**

Il faut déterminer e telle que :

$e = \text{Min}(b, 2h)$.

h : hauteur totale de paroi : **h= 10,9 m**

d : la dimension parallèle à la direction V_1 : **d= 31m**.

b : la dimension perpendiculaire à la direction V_1 : **b= 59,25m**

$e = \text{Min}(59,6m, 21,8m) = \mathbf{21,8m}$.

On a : $d > e \Rightarrow$ la paroi est divisé en 3 parties(A,B,C) selon le sens de **b** , plus E et D selon **d** pour chacune ,comme ils indiqués les schémas suivantes

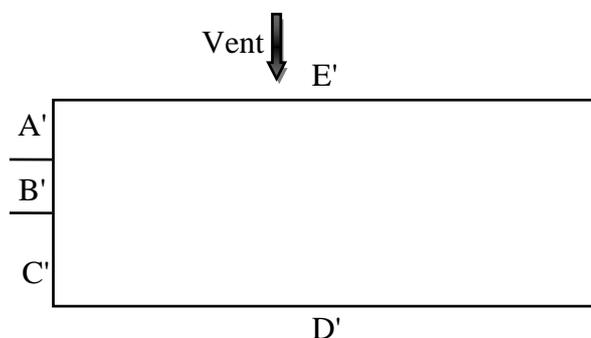


Figure II-9: Vue en plan de la toiture direction V_1 . V_2

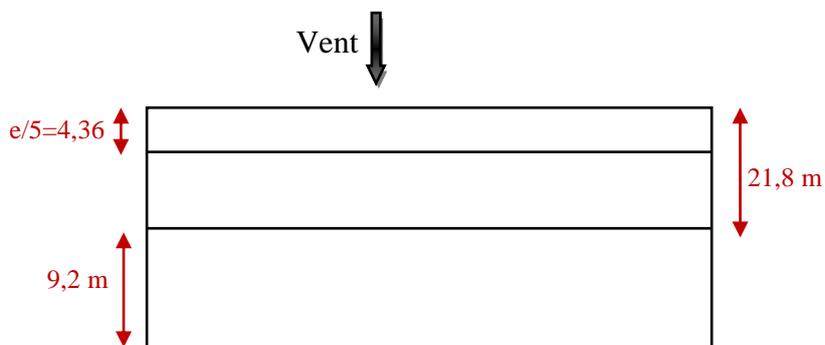


Figure II-10: Vue en plan de la toiture direction V_1 . V_2

Zone	A'	B'	C'	D'	E'
C _{pe}	-1	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

Tableau II-8: Coefficients de pression

La répartition est représentée ci-dessus :

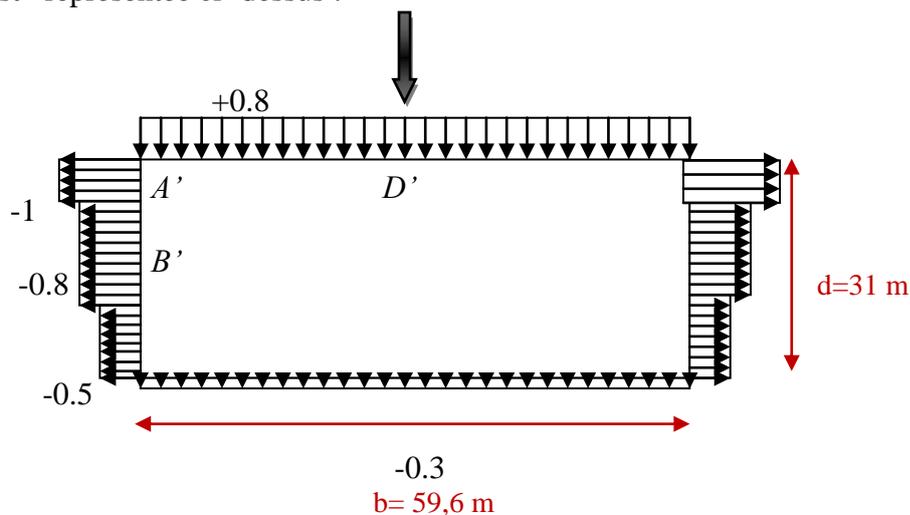


Figure II-11: Valeurs de Cpe pour les parois verticales direction $V_3 . V_4$

❖ Toiture :

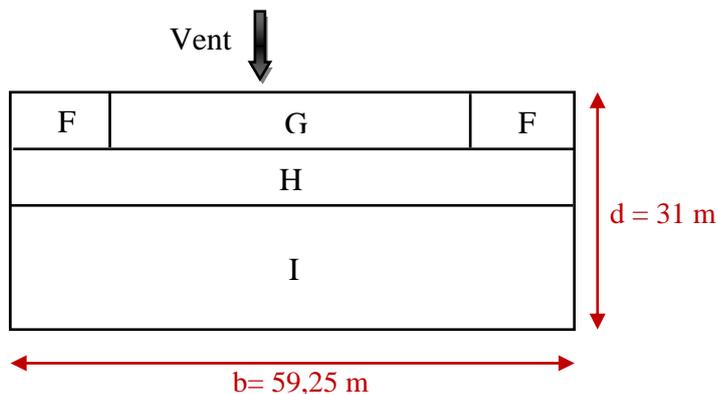


Figure II-12: Vue en plan de la toiture direction $V_1 . V_2$

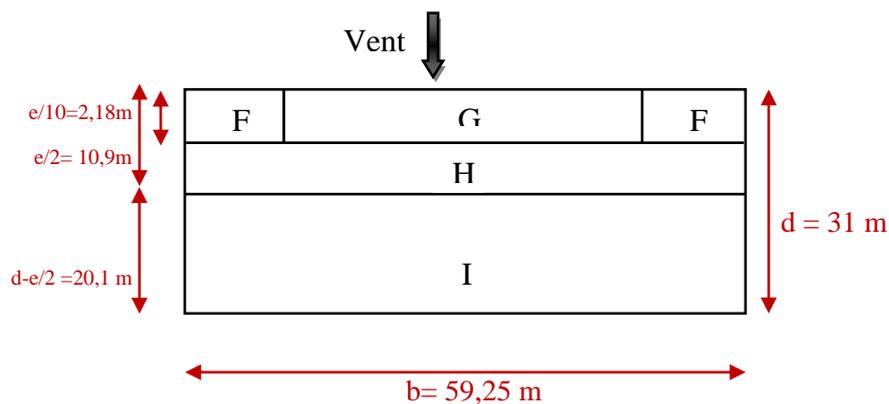


Figure II-13: Vue en plan de la toiture direction $V_1 . V_2$

Zone	F	G	H	I
Cpe	-1,4	-0,9	-0,7	+0,2, -0,2

Tableau II-9: coefficients de pression

La figure suivante illustre les valeurs de **Cpe** pour la toiture :

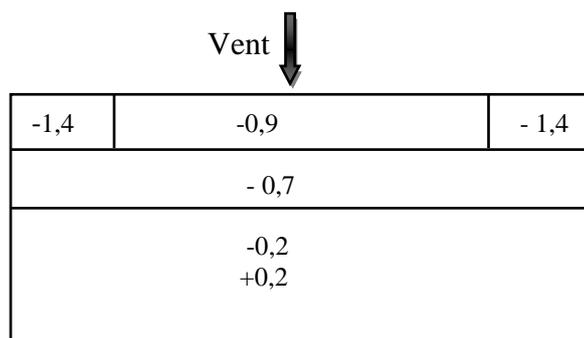


Figure II-14: Vue en plan de la toiture direction V_1, V_2

II-3-9-2 Le coefficient de pression intérieure Cpi :

$$\mu = 71.62 \frac{85.62}{104.12} = 68.78\% \Rightarrow Cpi = -0.15$$

❖ **Calcul des pressions :**

Les pressions q_j sont calculées à l'aide de la formule : $C = Cd \times q_{dyn}(z_j) \times [Cpe - Cpi]$

➤ **Les parois verticales :**

Les résultats sont donnés sous forme du tableau suivant : pour l'élément I ($Z \leq 8m$)

Zone	Cd	q_{dyn} (daN/m ²)	Cpe	Cpi	q_j (daN/m ²)
D	0,88	61.13	0.8	-0,15	51.11
A	0,88	61.13	-1	-0,15	-45.73
B	0,88	61.13	-0.8	-0,15	-34.96
C	0,88	61.13	-0.5	-0,15	-18.82
E	0,88	61.13	-0.3	-0,15	-8.07

Tableau II-10: Pressions sur les parois verticales- direction V_3, V_4 du vent

➤ **Toiture :**

Les résultats sont donnés sous forme du tableau suivant :

-Tableau (3) pour l'élément II ($Z > 8m$) :

Zone	Cd	q_{dyn} (daN/m ²)	Cpe	Cpi	q_j (daN/m ²)
F	0,88	70.13	-1,4	-0,15	-77.14
G	0,88	70.13	-0,9	-0,15	-46.29
H	0,88	70.13	-0.7	-0,15	-33.94
I	0,88	70.13	+0.2	-0,15	-21.60

Tableau II-11: Pressions sur la toiture- direction du vent V_3, V_4

II-3-10 Les forces de frottement :

Le calcul des forces frottement est valable uniquement pour les constructions allongées de catégorie I.

L'une des conditions ($d/h = 59.6/13 = 4.6 > 3$) donnée au chapitre 2 §1.4.2 est vérifiée. Il y a lieu de considérer les forces de frottement, On prendra le cas d'un bardage en toiture et au niveau des parois verticales lisse ($C_{frj} = 0.01$) tableau 2.1.chapitre 2), la force de frottement est donnée par la formule 2.8 :

$$F = \sum (q_{dyn} (z_j) \times C_{frj} \times S_{frj})$$

$$C_{frj} = 0.01 \text{ (tableau 2.1 DTR).}$$

❖ **Paroi verticale :**

$$F_1 = 61.13 \times 0.01 \times 59.6 \times 6.8 = 247.75 \text{ daN}$$

❖ **Toiture :**

$$F_t = 70.13 \times 0.01 \times 59.6 \times 31 = 1295.73 \text{ daN}$$

- **Finalement, on fait la somme :**

$$\boxed{F_{fr} = F_1 + F_t = 1543.47 \text{ daN.}}$$

II.4. Conclusion :

Les résultats obtenus (charges du vent et neiges) sont prises en compte dans le dimensionnement et les vérifications des éléments structuraux de notre bâtiment .

PLANCHER MIXTE (ACIER-BETON)

III.1. Introduction :

Le plancher mixte est un système porteur formé par les poutres, la tôle profilée et la dalle de béton armé coulé dessus. Le béton remplit la fonction de membrure supérieure comprimée, la tôle profilée sert d'armature et garantit par sa forme l'adhérence au béton. Un léger treillis d'armature dans la dalle est destiné à limiter la fissuration du béton. Lorsque la dalle est liée à la poutre principale par des connecteurs, l'ensemble constitue un plancher mixte acier-béton. Ce système est très économique et assez résistant ..

III.2. Dimensionnement de la dalle mixte :

III.2.1. L'épaisseur de la dalle :

- L'épaisseur hors tout de la dalle mixte, h , doit être d'au moins 80 mm. L'épaisseur du béton, h_c , au-dessus de la surface plane principale du sommet des nervures de la tôle ne doit pas être inférieure à 40 mm.
- L'épaisseur totale doit être d'au moins 90 mm et h ne doit pas être inférieure à 50 mm pour assurer la *diaphragme au niveau du plancher* .

III.2.2. Longueur d'appui :

L'appui des dalles mixtes sur de l'acier une longueur minimale de 75 mm. La longueur minimale d'appui d'extrémité de la tôle profilée en acier est de 50 mm. (Voir figure III.1).

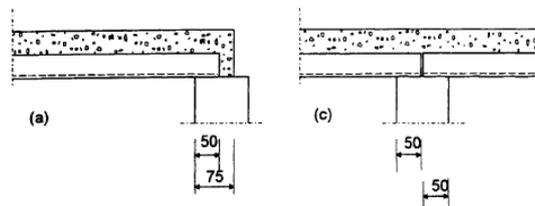


Figure III-1: Longueurs minimales d'appui

III.2.3. Granulats :

La taille nominale des granulats dépend de la plus petite dimension de l'élément de construction dans lequel le béton est coulé, et ne doit dépasser la plus petite des valeurs ci-après :

- $0,40 h$ (voir la figure III.2);
- $b_0 / 3$, où b_0 représente la largeur moyenne des nervures (largeur minimale pour les profils à forme rentrante)
- $31,5 \text{ mm}$ (tamis)

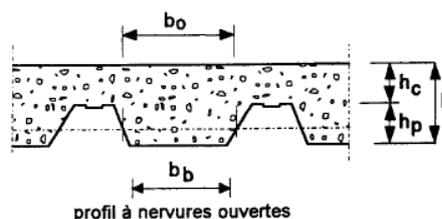


Figure III-2: Longueurs minimales d'appui

III.2.4. Caractéristiques des matériaux :

L'acier de construction Contrainte admissible des matériaux :	$f_y = 235MPa$ $\tau_e = 0,58f_y = 13.63MPa$
Béton (c25/30) Résistance caractéristique à la compression (28jours) Résistance moyenne à la traction Module sécant d'élasticité	(EUR 4.1.2 page3-3) $f_{ck} = 25MPa$ $f_{ctm} = 2.6MPa$ $E_{cm} = 30500MPa$
Béton (c35/45) Résistance caractéristique à la compression (28jours) Résistance moyenne à la traction Module sécant d'élasticité	(EUR 4.3.1.2 page3-3) $f_{ck} = 35MPa$ $f_{ctm} = 2.6MPa$ $E_{cm} = 30500MPa$
-Coefficient de retrait de béton	$e = 2 \times 10^{-4}$
-Poids du béton armé :	$Q_B = 2500daN/m^3$
la limite à la traction d'une tôle profilée en acier	$F_{yp} = 280MPa$

Tableau III-1: Données de base du matériaux

III.3. Vérification de tôle profilée en acier utilisé comme coffrage :

Il convient de positionner ces charges de sorte à produire le moment fléchissant et /ou l'effort tranchant maximal

- Concentration des charges de construction $1.5KN/m^2$
- Charges de construction réparties $0.75 KN/m^2$
- poids propre Tôle nervurée. (TOITESCO 900E) $11.10 daN/m^2$
- poids propre de béton $250 daN/m^2$

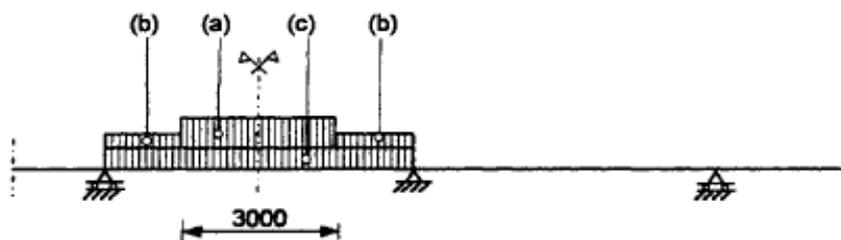


Figure III-3: Charge supportées par une tôle profilée

Remarque :

La tôle est capable de résister à une charge caractéristique linéaire perpendiculaire aux nervures (les charges de pompage ou d'acheminement par canalisation) de 2 kN par mètre, appliquée sur une bande de largeur de 0,2 m.

III.3.1. Caractéristique de la tôle TOITESCO 900E (Norme NFA 36-321) :

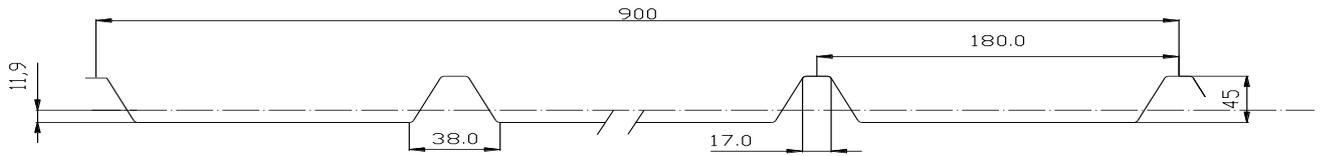


Figure III-4: Dimensionnement de la tôle (TOITESCO 900E)

- $I_{XX}=37.58cm^4$
- $I_{X/v}=11.33cm^3$
- Aire = $14.15cm^2$
- Poids = $11.10daN/m^2$
- Centre gravité $G_y=1.19cm$
- $F_{yp}=280N/mm^2$
- Epaisseur de la tôle $t_t = 1,000 mm$
- Hauteur totale du bac acier $h_p= 45mm$
- Largeur minimale des nervures $b_1 = 17mm$
- Largeur maximale des nervures $b_2= 38mm$
- Entraxe des nervures $e=180mm$
- Largeur de la tôle $l=0.9m$.

III.3.2. Calcul de la longueur max de la tôle :

On doit vérifier que

$$q = G + Q = (11.1 + 250) \times 0.9 + (150 + 75) \times 0.9 = 437.49 daN/ml$$

$$\delta = \frac{5 \cdot q \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_x} \leq \frac{l}{250} \text{ et } < 20mm \Rightarrow l \leq 177.02cm$$

Ce signifie que le choie de l'entraxe entre les solives ne dépasse pas 177.02cm soit $l=140 cm$.

III.3.2.1. Vérification à la flexion :

Dans cette phase, seule la résistance de la poutrelle est prépondérante.

On doit vérifier que

$$M_{sd} \leq M_{brd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M_0}}$$

Soit $q = 1.35 \times 11.1 \times 0.9 + 1.5 \times 75 \times 0.9 = 114.73 daN/ml$
 $s = 1.5 \times 150 - \times 0.9 = 202.5 daN/ml$

Avec moment en travée de rive est égale

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{12.5} + \frac{sl^2}{10} = \frac{114.73 \times 2^2}{12.5} + \frac{202.5 \times 2^2}{10} = 117.71 daN.m \quad (\text{Aide mémoire RDM})$$

$M_{sd} < M_{Rd} = \frac{f_y \cdot W_{el}}{\gamma_c} = \frac{280 \times 11.33 \times 1000}{1.1} = 2884 \times 10^2 daN.m$OK
---	---------

III.3.2.2. Vérification au cisaillement :

L'effort tranchant : $T = 0.4ql + 0.45sl$

On doit vérifier que $V_{sd} \leq V_{plRd} = \frac{f_y A_v}{\sqrt{3} \gamma_{M_0}}$

Avec $\tau = \frac{T}{A_a} = \frac{0.4ql + 0.45sl}{A_a}$

$\tau = \frac{0.4 \times 114.73 \times 2 + 0.45 \times 202.5 \times 2}{0.1415} = 19.36 \text{ KN/m}^2 = 1.936 \times 10^{-3} \text{ daN/mm}^2 \dots\dots \text{OK}$

III.4. Action sur la dalle mixte :

III.4.1.2. charges concentrées :

Les diverses charges concentrées à considérer pour les vérifications locales sont les valeurs caractéristiques des charges concentrées Q_k correspondant à un essieu unique d'un véhicule de dimensions conformes à la figure- (III.5) .

III.4.1.3. Forces horizontales :

Il n'est pas nécessaire de prendre en compte les forces latérales de freinage ou l'accélération d'un véhicule ; Un chargement latéral minimal résulte des effets du vent et de l'action sismique .

III.4.2. Détermination des sollicitations :

III.4.2.1. Section longitudinale (cas des charges) :

1^{ere} Cas :

$$-M_f = \frac{(G + q_k)l^2}{8}$$

$$-T = \frac{(G + q_k)l}{2}$$

$$-f = \frac{5(G + q_k)l^4}{384EI}$$

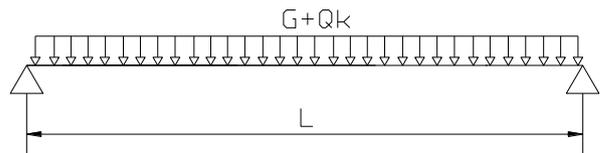


Figure III-5: Cas de charges

III.4.2.2. Section transversale (cas des charges) :

1^{ere} Cas :

$$-M_f = \frac{(G + q_k)l^2}{8}$$

$$-T = \frac{(G + q_k)l}{2}$$

$$-f = \frac{5(G + q_k)l^4}{384EI}$$

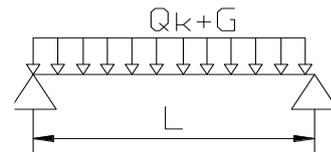


Figure III-6: Cas de charges

2^{ème} Cas:

$$-M_f = \frac{Gl^2}{8} + \frac{Q_k l}{4}$$

$$-T = \frac{Gl}{2} + \frac{Q_k}{2}$$

$$-f = \frac{5Gl^4 + 8Q_k l^3}{384EI}$$

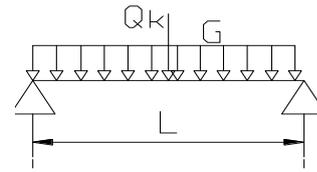


Figure III-7: Cas de charges

III.5.Plancher courant (Administration) : Niveaux +3.3.

III.5.1.Calcul de flexion transversale :

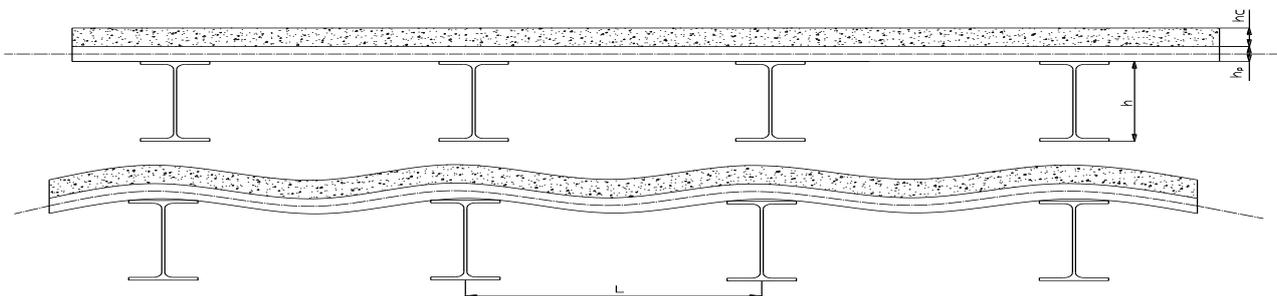


Figure III-8: Flexion transversale entre solives métalliques

III.5.1.1.1^{ère} cas de charge :

- Les charges exploitations
Les charges réparties 250daN/ml
- Les charges permanentes
Poids propre de tôle : $G_t = 11.1 \text{ daN/ml}$
Poids propre de béton $ep=12\text{cm}$ $G_b = 300\text{daN/ml}$

Remarque : Les charges définies par 1 m de largeur de dalle (largeur unitaire)

• Vérification de la résistance de la section :

Le calcul d’une dalle mixte continue sur plusieurs travées est effectué selon une méthode élastique des efforts intérieurs pour un élément de largeur unitaire .

Les sections à vérifier lors du dimensionnement d’une dalle mixte sont le suivent :

- Section 1 : résistance ultime à la flexion
- Section 2 : résistance ultime au cisaillement verticale

On néglige l’armature sur appui et on considère la dalle comme une série de poutres simple fig(III.9), tout le calcul est faits pour une dalle de largeur unitaire .

a) Calcul du moment de flexion :

$$M = \frac{p \times l^2}{8}$$

$$p = 1,35 \times (G_t + G_b) + 1,5 Q_{ex} = 1,35 \times (11,1 + 300) + 1,5 \times 250 = \mathbf{794,99 \text{ daN/ml}}$$

$$M = \frac{794,99 \times 1,4^2}{8} = 194,77 \text{ daN.m}$$

• résistance de la flexion :

$$M_{p.Rd} = N_{cf} (d_p - 0,5x)$$

d_p : la distance entre le haut de la dalle et le centre de gravité de la efficace de la tôle en acier

x : la hauteur du bloc de contrainte pour le béton

A_p : la section efficace de la tôle en acier en traction

$$A_p = (18,0 - 3,8 + 1,19 \times 2) \times 0,1 \times n$$

Nombre des nervures par largeur unitaire : $n = \frac{1000}{180} = 5,55$

$$A_p = 9,119 \text{ cm}^2$$

• Calcul de N_{cf}

$$N_{cf} = \frac{A_p f_{yp}}{\gamma_{ap}}$$

f_{yp} : valeur caractéristique de la limite à la traction d'une tôle profilée en acier

$$f_{yp} = 280 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{EUROCODE-4}) P(3-13)$$

γ_{ap} : coefficient partiel de sécurité pour résistances et propriétés des matériaux

$$\gamma_{ap} = 1,10 \quad (\text{EUROCODE-4}) P(2-15)$$

$$N_{cf} = \frac{9,119 \times 10^2 \times 28,0}{1,10} = 23212 \text{ daN}$$

• Calcul de x

$$x = \frac{N_{cf}}{b \frac{0,85 f_{ck}}{\gamma_c}}$$

- f_{ck} : résistance caractéristique à la compression du béton C25/30 (EUROCODE-4) P(3-3)
 $f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$

- γ_c : coefficient partiels de sécurité pour résistances et propriétés des matériaux

$$\gamma_c = 1,5 \quad (\text{Eurocode-4}) P(2-15)$$

- b : la largeur de la section transversale considérée

$$b = 1 \text{ m}$$

$$x = \frac{23212}{100 \times \frac{0,85 \times 250}{1,50}} = 1,64 \text{ cm}$$

$$M_{p.Rd} = 23212((10 - 1.19) - 0.5 \times 1.64) \times 10^{-2} = 1854.63 \text{ daN} \times m$$

- **Vérification :**

$$M_d^+ = \frac{M_{p.Rd}^+}{\gamma_{Rp}} \Rightarrow 194.77 \text{ daN} \cdot m \leq \frac{1854.63}{1.1} = 1686.03 \text{ daN} \cdot m \dots\dots\dots \text{OK}$$

b) cisaillement vertical :

- Calcul de l'effort tranchant :

$$V_d = \frac{p \times l}{2} \quad \text{Avec} \quad p = 794,99 \text{ daN/ml}$$

$$V_d = 794,99 \times 1,4 / 2 = 556,49 \text{ daN} \quad V_d = 556,4 \text{ daN}$$

- Résistance au cisaillement :

$$V_{V.Rd} = b_0 d_p \tau_{Rd} K_v (1.2 + 40\rho)$$

- Calcul τ_{Rd}

F_{ctk} : la résistance caractéristique à la traction est égale à $F_{ctk0.05}$
 $F_{ctk0.05} = 1.8 \text{ N/mm}^2$ (Eurocode-4) page 3.3

$$\tau_{Rd} = 0.25 \times \frac{F_{ctk}}{\gamma_c} = \frac{18}{1.5} = 3.0 \text{ daN / cm}^2$$

- Calcul ρ

A_p : la section efficace de la tôle en traction, à l'intérieur de la largeur considérée b_0

$$A_p \approx (18.0 - 3.8 + 1.19 \times 2) \times 0.1 = 1.658 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_p}{b_0 d_p} < 0.02 \Rightarrow \rho = \frac{1.658}{14.20 \times (8.81)} = 0.013 < 0.02$$

- Calcul K_v

$$K_v = (1.6 - d_p) \geq 1 \text{ avec } d_p \text{ Exprimée en } m \Rightarrow K_v = (1.6 - 8.81 \times 10^{-2}) = 1.51 \geq 1$$

Pour une nervure $V_{V.Rd} = 14.2 \times 8.81 \times 3 \times 1.51 \times (1.2 + 40 \times 0.013) = 974.74 \text{ daN}$

- Nombre des nervures par largeur unitaire : $n = \frac{1000}{180} = 5.55$

- Pour largeur unitaire $V_{V.Rd} = 974.74 \times 5.55 = 5361.09 \text{ daN}$

- **Vérification :**

$$V_d \leq \frac{V_{V.Rd}}{\gamma_{Rc}} \Rightarrow$$

$$556.49 \text{ daN} \leq \frac{5361.09}{1.1} = 4876.45 \text{ daN} \dots\dots\dots \text{OK}$$

III.5.2. Calcul de la flexion longitudinale (calcul des solives) :

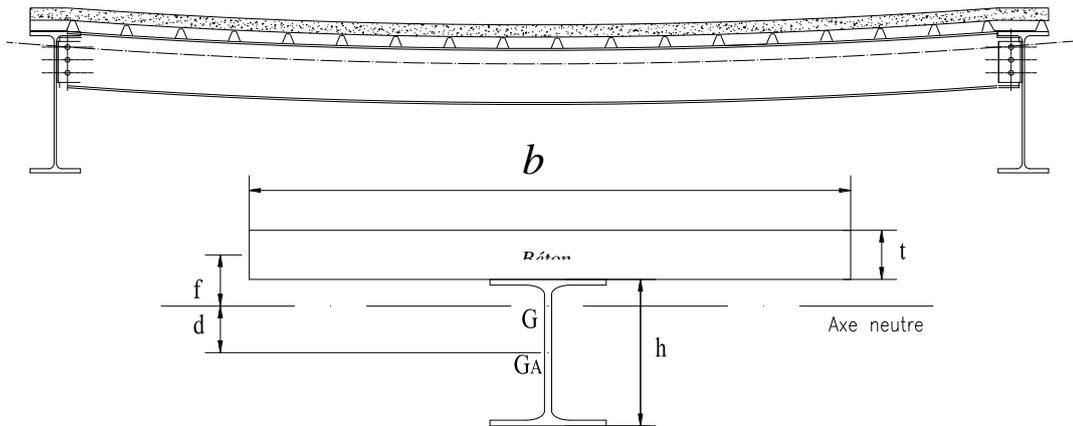


Figure III-9: Flexion longitudinale de la solive

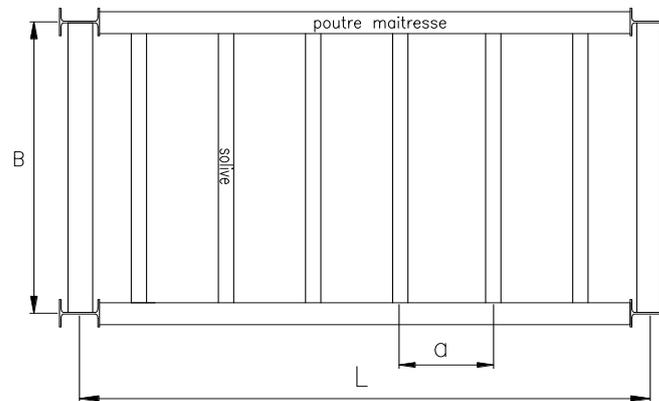


Figure III-10: Position des solives

- h** : Hauteur de la poutre en acier,
- t** : Hauteur du béton situé au dessus de la poutre en acier,
- b** : Largeur de la dalle collaborant,
- f** : Distance de l'axe neutre à la fibre supérieure de la dalle,
- d** : Distance de l'axe neutre à la fibre inférieure de la poutre,
- A** : Aire de la section du profilé métallique
- B** : Aire de la section du béton seul,
- S** : Aire de la section totale rendue homogène,
- I_A** : Moment d'inertie de la poutre en acier, par rapport à un axe perpendiculaire au plan de flexion, passant par son centre de gravité G_a ,
- I_B** : Moment d'inertie de la section du béton seul, par rapport à un axe perpendiculaire au plan de flexion, passant par son centre de gravité G_b ,
- I** : Moment d'inertie de la section totale rendue homogène
- v_s : Distance de l'axe neutre à la fibre supérieure de la dalle,
- v_i : Distance de l'axe neutre à la fibre inférieure de la poutre,

a) Coefficient d'équivalence :

Pour le calcul des bâtiments, à l'exception des analyses globales d'ossature souple, on obtient une précision suffisante de la prise en compte du fluage en remplaçant dans les analyses les aires de béton A_c par des aires en aciers équivalent égales à A_c/n où n représente le

coefficient d'équivalence nominal défini
$$n = \frac{E_a}{E_c}$$

Principalement au stockage, il convient d'utiliser deux valeurs nominales E l'une égale à E_{cm} pour les effets à court terme, l'autre égale à $E/3$. Dans les autres cas, on peut prendre E égale à $E_0/2$,

- $E_c = E_{cm}/3$ pour les effets à long terme (*les bâtiments destinés principalement au stockage*)
 - $E_{cm} = 3050 \text{ daN/mm}^2$ *Eurocode 3.1.41- page 3-5*
 - E_a : module d'élasticité de l'acier de construction $E_a = 21000 \text{ daN/mm}^2$.
 - E_c = le module équivalent du béton (C25 / 30) $E_c = 3050 \text{ daN/mm}^2$.
- $n = 15$**

b) Calcul de la largeur participante du béton :

$$b_{eff} = \min\left(2 \frac{l_0}{8}; b\right) \quad (\text{Eurocode 4.2.2.1- page 4-7})$$

l_0 : est la longueur de solive.

$$l_0 = 7m \text{ 1}^{er} \text{ cas}$$

$$l_0 = 5.25m \text{ 2}^{eme} \text{ cas}$$

$\implies b = 1.4m$ dans les deux cas

III.6. Plancher courant administration : Pour (L=7m) :

• **Charge d'exploitation :** $250 \text{ daN/m}^2 \implies Q = 250 \times 1.4 = 350 \text{ daN/ml}$

• **Charge permanente :**

➤ **Pour le plancher :**

- Dalle en béton armé (t=12cm) **300 daN/m²**
- Tôle nervurée **11.1 daN/m²**
- Poids propre de la poutre (estimée IPE 270) **36.1 daN/ml**
- Mortier de ciment (2 cm) **40 Kg/m²**
- Revêtement en carrelage (2 cm) **44 Kg/m²**
- Faux plafond en plaque au plâtre (2 cm) **20 Kg/m²**

$$G_{pl} = (300 + 11.1 + 40 + 44 + 20) \times 1.4 + 36.1 = 617.24 \text{ daN/ml}$$

➤ **Pour le mur :**

Hauteur de la paroi **3m**

- Brique de 10 cm **90 Kg/m²**
- Enduit au mortier de ciment sur murs 2x (1.5 cm) **40 Kg/m²**

$$G = 617.24 + 390 = 1007.24 \text{ daN/ml}$$

• **Donnée de base :**

- Hauteur du béton situé au dessus de la poutre en acier t=12 cm
- Largeur de la dalle collaborant b=140 cm
- Hauteur de la poutre en acier, h=27 cm
- Aire de la section du profilé métallique A=45.9 cm²
- Inertie IA=5790cm³

a) Vérification a la flèche :

Poids non pondéré P = G + Q = **1007.24 + 350 = 1357.24 daN/ml**

$$f = \frac{5PL^4}{384. Elx}$$

f = **3.4cm** ≤ f_{ad} = 7000/200 = **3.5cm** ⇒ f ≤ f_{ad}OK

b) Contrainte de flexion simple :

- Aire de la section du béton seul : $B = b \times t \Rightarrow B = \mathbf{1680 \text{ cm}^2}$
- Calcul des sections équivalentes : $S = A + \frac{B}{n} \Rightarrow S = \mathbf{127.26 \text{ cm}^2}$
- Position de l'axe neutre : $d = \frac{b.t}{n} \cdot \frac{t+h}{2S} \Rightarrow d = \mathbf{12.47 \text{ cm}}$

L'axe neutre n'est pas dans la zone du béton alors il n'ya pas de traction pour la dalle en béton (Pas de nécessité de ferrailage)

- Distance de l'axe neutre à la fibre supérieure de la dalle : $v_i = \frac{h}{2} + d \Rightarrow V_i = \mathbf{25.97 \text{ cm}}$
- Distance de l'axe neutre à la fibre inférieure de la poutre : $v_s = \frac{h}{2} + t - d \Rightarrow V_s = \mathbf{13.03 \text{ cm}}$
- Le moment d'inertie de la section mixte par rapport à l'axe neutre (Δ):

$$I = I_A + Ad^2 + \frac{bt^3}{12n} + \frac{bt}{n} \left(\frac{t+h}{2} - d \right)^2 \Rightarrow I = \mathbf{17924.45 \text{ cm}^4}$$

- Moment de flexion simple :

Charge pondérée : q = 1,35 G + 1,5 Q = **1884.77 daN/m**

$$M = \frac{ql^2}{8} \Rightarrow M = \mathbf{11544.24 \text{ daN.m}}$$

- **Contrainte pour l'acier :**

Traction : (semelle inférieure) $\sigma_{ai} = \frac{M}{I} \cdot V_i \Rightarrow \sigma_{ai} = \mathbf{1662.08 \text{ daN/cm}^2}$

Compression : (semelle supérieure) $\sigma_{as} = \frac{M}{I} (V_s - t) \Rightarrow \sigma_{as} = \mathbf{+65.92 \text{ daN/cm}^2}$

• **Contrainte pour le béton :**

Compression (fibre inférieure) $\sigma_{bi} = \frac{M}{I.n} (V_s - t) \Rightarrow \sigma_{bi} = 4.39 \text{ daN/cm}^2$

Compression (fibre supérieure) $\sigma_{bs} = \frac{M}{I.n} . V_s \Rightarrow \sigma_{bs} = +55.60 \text{ daN/cm}^2$

• **Contrainte additionnelle de retrait :**

$\beta = \frac{h+t}{2} \Rightarrow \beta = 19.5 \text{ cm}$

$\alpha = \frac{I_A}{A.\beta} \Rightarrow \alpha = 6.47 \text{ cm}$

$k = \frac{BE_a \varepsilon \beta A}{nI_A A + BI_A + BA\beta^2} \Rightarrow k = 14.18 \text{ daN/cm}^2$

$y_1 = \frac{h}{2} + \alpha \Rightarrow y_1 = 19.97 \text{ cm}$

$y_2 = y_1 + t \Rightarrow y_2 = 31.97 \text{ cm}$

$E_a . \varepsilon = 2.1 \times 10^6 \times 2 \times 10^{-4} = 420 \text{ daN/cm}^2$

• **Valeurs des contraintes :**

Pour l'acier :

Compression : (semelle inférieure) $\sigma_{ai} = -K.(h - y_1) \Rightarrow \sigma_{ai} = -99.68 \text{ daN/cm}^2$

Traction : (semelle supérieure) $\sigma_{as} = K.y_1 \Rightarrow \sigma_{as} = 283.17 \text{ daN/cm}^2$

Pour le béton :

Compression (fibre inférieure) $\sigma_{bi} = \frac{1}{n} (E_a \varepsilon - k y_1) \Rightarrow \sigma_{bi} = -6.62 \text{ daN/cm}^2$

Traction (fibre supérieure) $\sigma_{bs} = \frac{1}{n} (E_a \varepsilon - k y_2) \Rightarrow \sigma_{bs} = +1.61 \text{ daN/cm}^2$

• **Contraintes finales :**

$\sigma_{ai} = -1662.08 - 99.68 \Rightarrow \sigma_{ai} = -1761.76 \text{ daN/cm}^2 < f_y = 2350 \text{ daN/cm}^2$

$\sigma_{as} = +65.92 + 283.17 \Rightarrow \sigma_{as} = +349.09 \text{ daN/cm}^2 < f_y = 2350 \text{ daN/cm}^2$

$\sigma_{bi} = 4.39 - 6.62 \Rightarrow \sigma_{bi} = -2.23 \text{ daN/cm}^2 < f_{cm} = 26 \text{ daN/cm}^2$

$\sigma_{bs} = +55.60 + 1.61 \Rightarrow \sigma_{bs} = +57.21 \text{ daN/cm}^2 < f_{ck} = 250 \text{ daN/cm}^2$

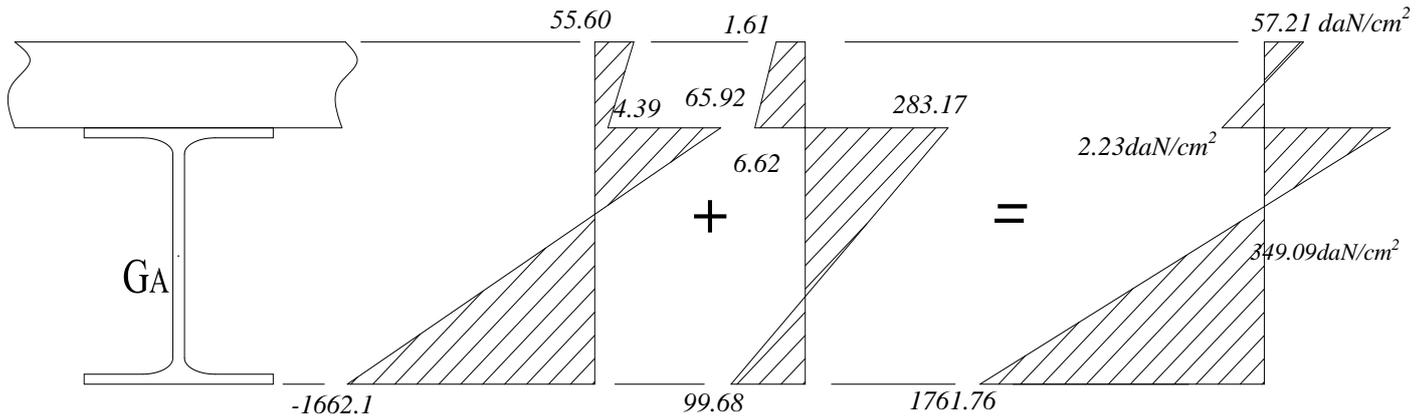


Figure III-11: Diagrammes des contraintes finales

c) Effort tranchant :

$$T = \frac{q \times l}{2} \Rightarrow T = 6596.70 \text{ daN}$$

$$\tau_e = 0.58 f_y \Rightarrow \tau_e = 13.63 \text{ daN / mm}^2$$

$$\tau = \frac{T}{A_w} = \frac{T}{t_w \times d} = 4.55 \text{ daN / mm}^2$$

$$\tau \leq \tau_e \Rightarrow \tau = 4.55 \text{ daN / mm}^2 \leq \tau_e = 13.63 \text{ daN / mm}^2 \dots\dots\dots \text{OK}$$

III.7. Plancher de terrasse : Pour : L=7 m

- Charge d'exploitation_ 100daN/m² ➡ Q=100×1.4=140daN/ml

• Charge permanente :

- Dalle en béton armé (t=10cm) 250 daN/m²
- Tôle nervurée 11.1daN/m²
- Poids propre de la poutre (estimée IPE 270) 36.1daN/ml
- Ecran de vapeur 5 Kg/m²
- Isolation thermique [2cm] 18 Kg/m²
- béton de pente [1% m] 150 Kg/m²
- Protection gravillons (4cm) 68 Kg/m²
- Etanchéité (e = 2cm) 12 Kg/m²
- Faux plafond en plaque au plâtre (2 cm) 20 Kg/m²

$$G=(250+11.1+5+18+150+68+12+20) \times 1.4+36.1=783.84 \text{ daN/ml}$$

• Les charges climatiques :

Surcharge de neige: S=9.6×1.4=13.44 daN/ml

• Donnée de base :

- Hauteur du béton situé au-dessus de la poutre en acier t=10 cm

- Largeur de la dalle collaborant b=140 cm
- Hauteur de la poutre en acier h=27 cm
- Aire de la section du profilé métallique A=45.9 cm²
- Inertie IA=5790cm³

a) Vérification a la flèche :

Poids non pondéré P = G + Q +S=937.28 daN/ml

$$f = \frac{5PL^4}{384. EIx}$$

$f=2.4cm \leq f_{ad} = L/200 = 3.5 cm \implies f \leq f_{ad} \dots\dots\dots OK$

b) Calcul de flexion longitudinal :

Le coefficient d'équivalence acier béton n=15

- Aire de la section du béton seul, $B = b \times t \implies B=1400 \text{ cm}^2$
- Calcul des sections équivalentes $S = A + \frac{B}{n} \implies S=139.23 \text{ cm}^2$
- Position de l'axe neutre $d = \frac{b.t}{n} \cdot \frac{t+h}{2S} \implies d =12.40 \text{ cm}$

- Distance de l'axe neutre à la fibre supérieure de la dalle: $v_i = \frac{h}{2} + d \implies V_i=25.90 \text{ cm}$

- Distance de l'axe neutre à la fibre inférieure de la poutre $v_s = \frac{h}{2} + t - d \implies V_s=11.1 \text{ cm}$

- Le moment d'inertie de la section mixte par rapport à l'axe neutre (Δ)

$$I = I_A + Ad^2 + \frac{bt^3}{12n} + \frac{bt}{n} \left(\frac{t+h}{2} - d \right)^2 \implies I=17098.29 \text{ cm}^4$$

- Moment de flexion simple

Charge pondérée : q = 1,35 G + 1,5 Q =1268.18 daN/m

$$M = \frac{ql^2}{8} \implies M = 7767.60 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

- **Contrainte pour l'acier :**

Traction : (semelle inférieure) $\sigma_{ai} = \frac{M}{I} \cdot V_i \implies \sigma_{ai} = -1176.61 \text{ daN/cm}^2$

Compression : (semelle supérieure) $\sigma_{as} = \frac{M}{I} (V_s - t) \implies \sigma_{as} = +49.5 \text{ daN/cm}^2$

• **Contrainte pour le béton :**

Compression (fibre inférieure) $\sigma_{bi} = \frac{M}{I.n}(V_s - t) \Rightarrow \sigma_{bi} = 3.3 \text{ daN/cm}^2$

Compression (fibre supérieure) $\sigma_{bs} = \frac{M}{I.n}.V_s \Rightarrow \sigma_{bs} = +33.1 \text{ daN/cm}^2$

• **Contrainte additionnelle de retrait :**

$\beta = \frac{h+t}{2} \Rightarrow \beta = 18.5 \text{ cm}$

$\alpha = \frac{I_A}{A.\beta} \Rightarrow \alpha = 6.82 \text{ cm}$

$k = \frac{BE_a \varepsilon \beta A}{nI_A A + BI_A + BA\beta^2} \Rightarrow k = 14.64 \text{ daN/cm}^2$

$y_1 = \frac{h}{2} + \alpha \Rightarrow y_1 = 20.32 \text{ cm}$

$y_2 = y_1 + t \Rightarrow y_2 = 30.32 \text{ cm}$

$E_a . \varepsilon = 2.1 \times 10^6 \times 2 \times 10^{-4} = 420 \text{ daN/cm}^2$

• **Valeurs des contraintes :**

Pour l'acier :

Compression : (semelle inférieure) $\sigma_{ai} = -K.(h - y_1) \Rightarrow \sigma_{ai} = -97.79 \text{ daN/cm}^2$

Traction : (semelle supérieure) $\sigma_{as} = K.y_1 \Rightarrow \sigma_{as} = 297.48 \text{ daN/cm}^2$

Pour le béton :

Compression (fibre inférieure) $\sigma_{bi} = \frac{1}{n}(E_a \varepsilon - ky_1) \Rightarrow \sigma_{bi} = -8.17 \text{ daN/cm}^2$

Traction (fibre supérieure) $\sigma_{bs} = \frac{1}{n}(E_a \varepsilon - ky_2) \Rightarrow \sigma_{bs} = +1.60 \text{ daN/cm}^2$

• **Contraintes finales :**

$\sigma_{ai} = -1176.61 - 97.79 \Rightarrow \sigma_{ai} = -1274.4 \text{ daN/cm}^2 < f_y = 2350 \text{ daN/cm}^2$

$\sigma_{as} = +49.5 + 297.48 \Rightarrow \sigma_{as} = 346.98 \text{ daN/cm}^2 < f_y = 2350 \text{ daN/cm}^2$

$\sigma_{bi} = -3.3 - 8.17 \Rightarrow \sigma_{bi} = -11.47 \text{ daN/cm}^2 < f_{cm} = 26 \text{ daN/cm}^2$

$\sigma_{bs} = +33.1 + 1.60 \Rightarrow \sigma_{bs} = 34.7 \text{ daN/cm}^2 < f_{ck} = 250 \text{ daN/cm}^2$

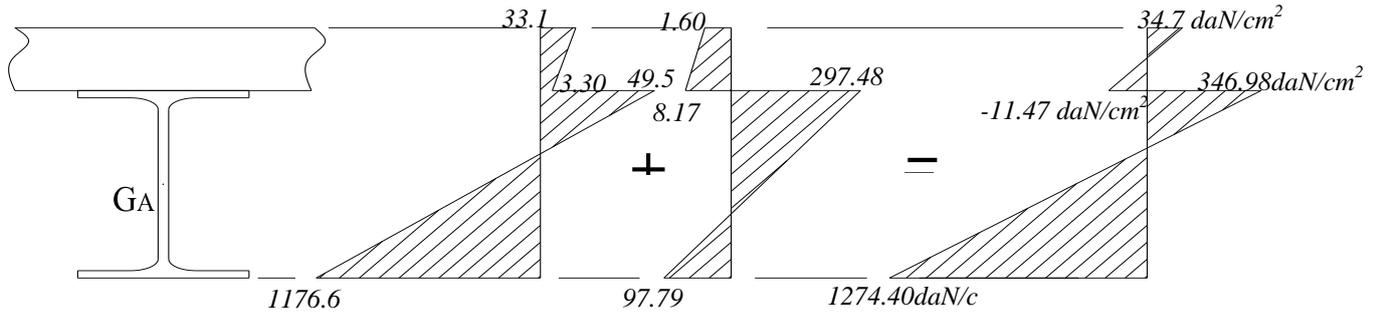


Figure III-12: Diagrammes des contraintes finales

C/ Effort tranchant :

$$T = \frac{q \times l}{2} \Rightarrow T = 4438.63 \text{ daN}$$

$$\tau_e = 0.58 f_y \Rightarrow \tau_e = 13.63 \text{ daN} / \text{mm}^2$$

$$\tau = \frac{T}{A_w} = \frac{T}{t_w \times d} = 3.06 \text{ daN} / \text{mm}^2$$

$$\tau \leq \tau_e \Rightarrow \tau = 3.06 \text{ daN} / \text{mm}^2 \leq \tau_e = 13.63 \text{ daN} / \text{mm}^2 \dots\dots\dots \text{OK}$$

III.8. Conclusion :

On a rive de conclut que :

• **Plancher d'Administration :**

- Longueur de travée transversale **l=1.40m**
- Longueur de travée longitudinale **l=7m.**
- Épaisseur de la dalle **t=12,0cm**
- Poutre **IPE 270**
- Type de béton **(c25/30)**
- Tôle TOITESCO 900E (Norme NFA 36-321) Epaisseur $t_t = 1,000 \text{ mm}$

• **Plancher d'Administration :**

- Longueur de travée transversale **l=1.4m**
- Longueur de travée longitudinale **l=5.25, 4.15, 3.5m**
- Épaisseur de la dalle **t=12,0cm**
- Poutre **IPE 220**
- Type de béton **(c35/45)**
- Tôle TOITESCO 900E (Norme NFA 36-321) Epaisseur $t_t = 1,000 \text{ mm}$

• **Plancher Terrasse :**

- Longueur de travée transversale **l=1.4m**
- Longueur de travée longitudinale **l=7m**
- Épaisseur de la dalle **t=10,0cm**

- Poutre **IPE 270**
- Type de béton (**c25/30**)
- Tôle TOITESCO 900E (Norme NFA 36-321) Epaisseur $t_t = 1,000$ mm

• **Plancher Terrasse :**

- Longueur de travée transversale **$l=1.4m$**
- Longueur de travée longitudinale $l=5.25, 4.15, 3.5m$
- Épaisseur de la dalle **$t=10,0cm$**
- Poutre **IPE 200**
- Type de béton (**c25/30**)
- Tôle TOITESCO 900E (Norme NFA 36-321) Epaisseur $t_t = 1,000$ mm

III.9.CONNECTEURS

III.9.1. Introduction:

Les connecteurs sont utilisés pour renforcer le comportement mixte entre la poutre en acier et le béton. La connexion est essentiellement prévue pour résister au cisaillement horizontal et est appelée « connexion au cisaillement ». Ils s’opposent des sections en contact. Avec cette interaction les deux éléments (acier, béton) travaillent comme une section homogène.

Deux types de connecteurs principaux sont disponibles, les goujons soudés et les connecteurs cloués.

Dans les pays industriels, le goujon soudé est le plus usuel des connecteurs de cisaillements (fig III.14). Il peut être soudé sur la semelle supérieure de manière semi-automatique soit directement à l’atelier, soit au travers des tôles profilées en acier sur chantier.

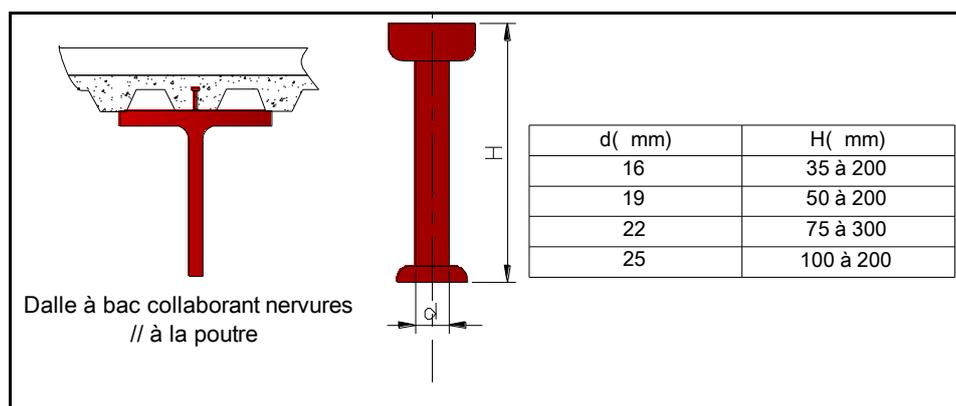


Figure-III-13 : Dimensionnement des connecteurs

III.9.2. Choix des connecteurs:

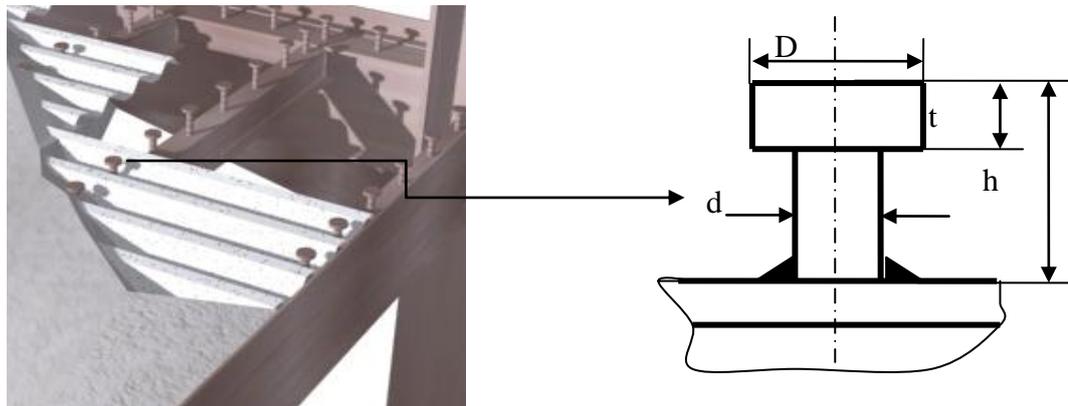


Figure-III-14 : Position des connecteurs

On a adopté comme goujon, le goujon de dimensionnement suivants :

$d=16\text{mm} \rightarrow D=1.5 \times d=24\text{mm}$ et $ht=1.5 \times d=6.4\text{mm}$

$$h=65\text{mm} \rightarrow \frac{h}{d} = 4.07 \rightarrow \frac{h}{d} \geq 4 \quad \text{donc } \alpha = 1$$

donc $t=4\text{mm}$ $t \geq 0.2 \times d = 0.32$

d : diamètre du fût du goujon

f_u : résistance ultime en traction spécifiée du matériau du goujon, sans dépasser 500 N/mm

f_{ck} (C25/30)=20 N/mm² la résistance caractéristique sur cylindre du béton à 28 jours

E_{cm} (C25/30)=29 KN/mm² la valeur moyenne du module sécant du béton

γ_v : Coefficient partiel de sécurité pris égal à 1.25 à l'état limite ultime.

III.9.3.Calcul de la résistance d'un connecteur:

III.9.3.1.La résistance au cisaillement d'un connecteur :

Il convient de déterminer la résistance de calcul au cisaillement d'un goujon d'un à tête soudé automatiquement avec un bourrelet normal à partir de l'une des formules ci-après

$$P_{Rd}^{(1)} = K_t \times 0.8 f_u \frac{\pi d^2}{4} \frac{1}{\gamma_v} \dots\dots\dots (1) \quad \text{(Eurocode4 page 6-9)}$$

Ou :

$$P_{Rd}^{(2)} = K_t \times 0.29 \alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}} \frac{1}{\gamma_v} \dots\dots\dots (2) \quad \text{(Eurocode4 page6-9)}$$

Avec $P_{Rd} = \text{Min} \left[P_{Rd}^{(1)} ; P_{Rd}^{(2)} \right]$

En retenant la plus faible des deux valeurs, où l'on désigne par:

$$k_t = \frac{0.7 b_o}{\sqrt{N_r} h_p} \left[\frac{h}{h_p} - 1 \right]$$

Si les goujons sont soudés à travers la tôle et s'il y a un goujon pour une nervure (Nr=1) il convient de prendre Kt=1 , dans le cas ou on dépasse 1, on utilise la formule pour le calculer .

Dans notre cas on a (Nr=1) avec $K_t \times P_{Rd} = P_{Rd}$

AN:

$$(1) \quad \Leftrightarrow P_{Rd} = 0.8 \times 360 \times \frac{3.14 \times 16^2}{4} \frac{1}{1.25} = 46.30 \text{ kN.}$$

$$(2) \quad \Leftrightarrow P_{Rd} = 0.29 \times 1 \times 16^2 \times \sqrt{20 \times 29000} \frac{1}{1.25} = 45.23 \text{ kN.}$$

Donc : $P_{Rd} = \text{Min}[46.30\text{KN} ; 45.23\text{KN}] \Rightarrow P_{Rd} = 45.23 \text{ kN}$

III.9.3.2. Vérification de la connexion:

$$V_l = F_{cf}$$

$$F_{cf} = \text{faible} \left\{ \begin{array}{l} \frac{A_a f_y}{\gamma_a} \dots (1) \\ \frac{0.85 A_c f_{ck} + \frac{A_{st} f_{sk}}{\gamma_s}}{\gamma_c} \dots (2) \end{array} \right.$$

(Eurocode4 page6-6)

Aa: aire de l'élément structural.

Ac: section efficace de béton.

Ase: aire de toute armature longitudinale comprimée.

γc: coefficient partiel de sécurité de compression béton section mixte transversale.

fck: résistance caractéristique à la compression du béton.

fsk: limite d'élasticité caractéristique à la traction des armatures.

$$A_a = 45.9 \text{ cm}^2 \text{ (IPE 270)}$$

$$f_y = 235 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$$

$$\gamma_s = 1.15$$

$$\gamma_c = 1.5$$

$$\gamma_a = 1.1$$

$$A_c = b_{eff} \times t = 140 \times 12 = 1680 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 0 \text{ pas de ferrailage}$$

$$F_{cf} = \text{Min} \left(\frac{45.9 \times 235 \times 12^2}{1.1} ; \frac{0.85 \times 1680 \times 25 \times 12^2}{1.5} \right)$$

$$F_{cf} = \text{Min} (1412050.91 \text{ N} ; 3427200 \text{ N})$$

On néglige l'armature longitudinale comprimée dans les calculs de la résistance plastique de la section mixte

L'effort total de cisaillement longitudinal vaut donc :

$$V_1 = F_{cf} = 1412.06 \text{ KN}$$

III.9.4. Nombre de goujon :

Le nombre de goujon nécessaire pour obtenir une connexion complète de la longueur critique d'interface

$$\boxed{N = \frac{V_l}{P_{Rd}}} \quad \text{Alors :} \quad N = \frac{1412.06}{45.23} = 31.23$$

Soit $N = 32$ goujons sur la demi longueur de la poutre ; c'est-à-dire 64 goujons sur la longueur totale de la poutre.

Il est permis d'espacer les goujons uniformément sur la longueur d'interface, car ici toutes les sections critiques considérées sont de classe 1.

La distance entre goujons est de

$$S = \frac{L_{cr}}{N} \text{ ou } L_{cr} = \frac{L}{2} = \frac{7000}{2} = 3500 \text{ mm}$$

$$S = \frac{3500}{32} = 109.4 \text{ mm}$$

L'espacement entre les goujons égale à 11 cm

III.9.5. Vérification de la soudure des connecteur :

On à :

épaisseur d'aile de la solive $t = 10 \text{ mm}$

donc :

$$a = 0,7 \times \min (t_{\text{goujons}} ; t_{\text{solive}}) = 0,7 \times \min (16 ; 10) = 7 \text{ mm}$$

$$A_w = a \times l = 72 \text{ mm}$$

$$V_d = 1412,06 \text{ KN}$$

$$R_w = 0,5 \times f_{uE} \times a \times l \Rightarrow R_w = \mathbf{8460KN}$$

• Vérification de cordonne de soudure :

Il faut que :

$$V_d \leq \frac{R_w}{\gamma_R}$$

$$\Rightarrow 1412,06 \text{ KN} \leq 7690,90 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{OK}$$

IV. LES ÉLÉMENTS SECONDAIRES

IV.1. ACROTÈRE

IV.1.1. Introduction :

L'acrotère est assimilé à une console encadrée au plancher terrasse. Nous faisons le calcul sur une bande de 1 m de largeur d'un élément en console soumis à une charge d'exploitation (main courante) concentré à son extrémité libre et un effort normal du a son poids propre.

IV.1.2. Acrotère niveau (+3.4m, +7m)

IV.1.2.1. Caractéristiques géométriques de l'acrotère :

- La largeur unitaire : $b = 1\text{ m}$
- La hauteur : $l = 60\text{ cm}$
- L'épaisseur : $h = 10\text{ cm}$

IV.1.2.2. Charges sollicitant l'acrotère

• Charges permanentes

- Poids du béton
 $g1 = 2500 \times (0.6 \times 0.1 + 0.1 \times 0.1 - 0.02 \times 0.1/2) \times 1$
 $= 172.5\text{ daN}$
 - Poids de l'enduit de ciment
 $g2 = 2 \times (0.6 + 0.1 + 0.1 + 0.1 + 0.5) \times 18 = 54\text{ daN}$
- $G = 172.5 + 54 = 226.5\text{ daN}$

• Surcharges d'exploitations

- Surcharge d'exploitation (main courante)
 $Q = 100\text{ daN}$

• Schéma statique de calcul

- $G = 226.5\text{ daN}$
- $Q = 100\text{ daN}$

• La force horizontale

Pour déterminer la force horizontale (F_p) agissant sur l'acrotère on utilise la formule :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$$

(6-3) page 59 -RPA99

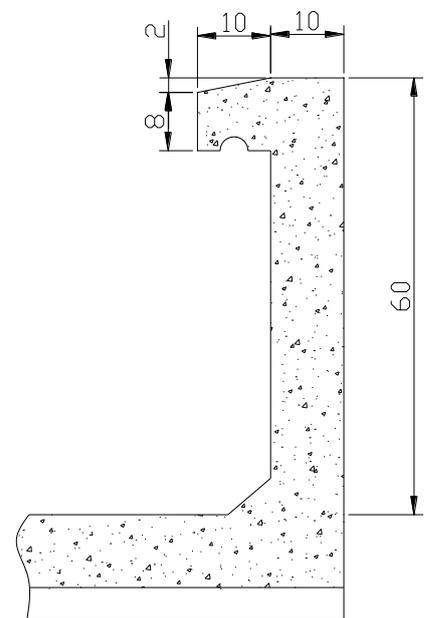


Figure IV.1.1 : forme et géométries de l'acrotère

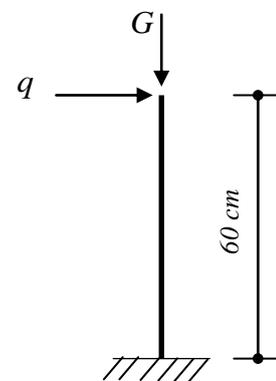


Figure IV.1.2 : forces horizontale et la Charges verticale exercé sur l'accotars

Tel que

A: coefficient d'accélération de la zone

(page38 -RPA99)

$A = 0,25$ (zone sismique III groupes 2)

C_p : facteur de force horizontale

$C_p = 0,8$

W_p : poids de l'élément considéré.

D'où: $F_p = 4 \times 0,25 \times 0,8 \times 226.5 = 181.2 daN/ml$

IV.1.2.3. Calcul des sollicitations :

Moment : $M = \max (M_{(Fp)}, M_{(Q)})$

$M_{(Fp)} = H \times F = 0,6 \times 181.2 = 108.72 daN \times m$

$M_{(Q)} = H \times Q = 0,6 \times 100 = 60 daN \times m$

Donc : $M = 108.72 daN \times m$

	<i>E. L. U</i>	<i>E. L. S</i>
Effort N (daN)	$1,35 \times 226.5 = 305.77 daN$	$226.5 daN$
Moment M (daN. M)	$1,5 \times 108.72 = 163.08 daN \times m$	$108.72 daN \times m$

Tableau IV.1.1 : Effort N et moment M

IV.1.2.4. Ferrailage de l'acrotère longitudinal :

Le calcul se fera en flexion composée avec une section de $(100 \times 10) cm^2$.

$F_{c28} = 25 MPa$; $\gamma_b = 1.5$; $\gamma_s = 1.15 F_{c28}$

$F_{t28} = 0.6 + 0.06 F_{c28}$

On prendra l'acier de classe FeE400

Donc : $F_{t28} = 2.1 MPa$

• **Calcul à l'E.L.U**

La position du centre de pression :

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} > \frac{h}{6}$$

$$e_0 = \frac{163.08 \times 10^2}{305.77} = 53.33 cm > \frac{h}{6} = 1.66$$

Le centre de pression est situé à l'extérieur de la section, cette dernière est partiellement comprimée. Le calcul s'effectuera donc en flexion simple puis en flexion composée.

a) Flexion simple :

$$\text{Moment réduit : } \mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$$

$$\text{Effort de compression : } f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{cj}}{\gamma_b \cdot \theta} = \frac{0.85 \times 25}{1.5 \times 1} = 14.16 \text{ MPa}$$

$$d = 0.9 \times h = 9 \text{ cm}$$

$$\mu_{lu} = \frac{163.08}{1 \times 0.09^2 \times 14.16 \times 10^5} = 0.014$$

$$\text{On a l'acier FEe400 : } 10^4 \mu_{bu} = 3440 \cdot \gamma + 49 f_{c28} - 3050$$

$$\text{Avec } \gamma = \frac{M_U}{M_{SCR}} = 1.5$$

$$\text{D'où } \mu_{lu} = (3440 \times 1.5 \times 49 \times 25 - 3050) / 10^4 = 0.33$$

$$\mu_{bu} < \mu_{lu} \Rightarrow \text{il n'y a pas d'armatures comprimées } A' = 0$$

$$Z_b = d [1 - 0.6 \mu_{bu}] = 9 [1 - 0.6 \times 0.014] = 8.9 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_U}{Z_b \cdot f_{ed}} ; f_{ed} = \frac{F_{ed}}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.82 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{163.08 \times 10^{-3}}{8.9 \times 347.82} = 0.52 \text{ cm}^2$$

b) Flexion composée :

$$A = A_s \cdot \frac{N_U}{f_{ed}} = 0.52 \cdot \frac{305.77}{347.82} = 0.35 \text{ cm}^2$$

c) Condition de non fragilité :

c)-1. Armatures longitudinales :

$$A_{min} \geq 0.23 \frac{b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_{ed}} \Rightarrow A_{min} \geq 0.23 \frac{100 \times 9 \times 2.1}{347.82} = 1.24 \text{ cm}^2$$

On prend $A = 5$ barres de $\phi 6$

Soit : $A_s = 1.41 \text{ cm}^2$

c)-2. Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{1.41}{4} = 0.35 \text{ cm}^2$$

On prend $A = 2$ barres de $\phi 6$

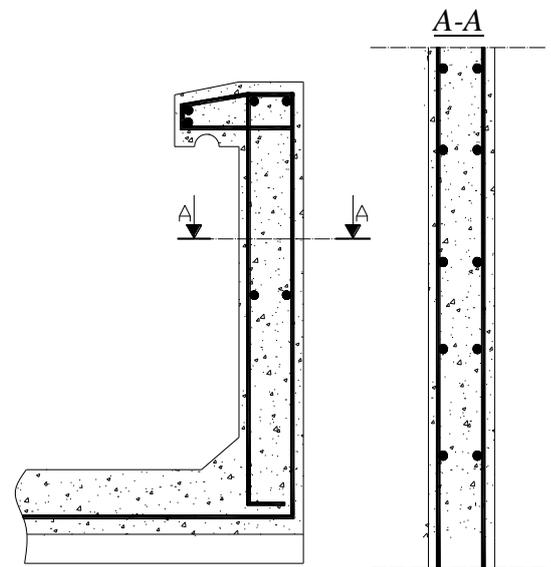


Figure IV.1.3 : Armatures

Longitudinales

IV.2.ESCALIER

VI.2.1. Introduction:

Un escalier est formé d'une succession de plans horizontaux permettant de passer d'un niveau à un autre dont la largeur s'appelle l'emmarchement et largeur des marches s'appelle giron (g) et la hauteur contre marche (h).

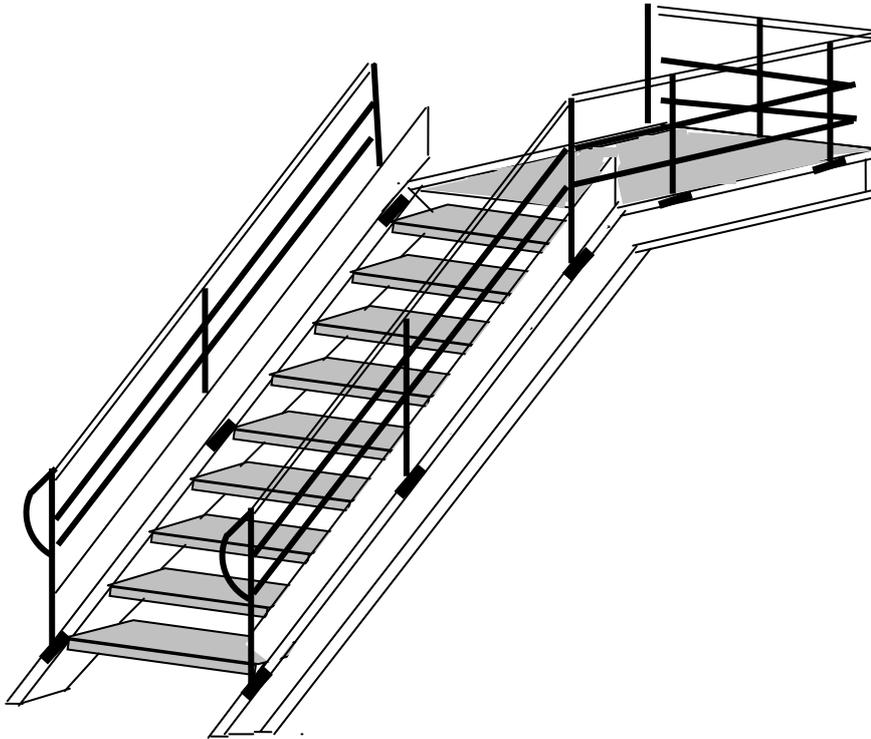


Figure VI.2.1 : Vue en perspective d'une volée d'escalier et la moitié du palier de repos.

Pour notre cas les escaliers sont droits. Ils sont constitués par deux limons en profilés UAN.

Entre les deux limons on dispose des cornières de marche soudées à leurs extrémités afin de permettre la maintenance des marches et contre marches.

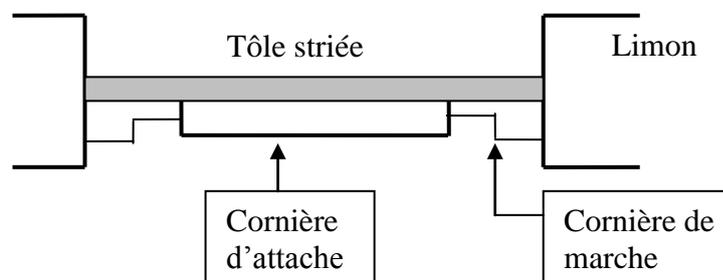


Figure VI.2.2: Schéma d'une marche.

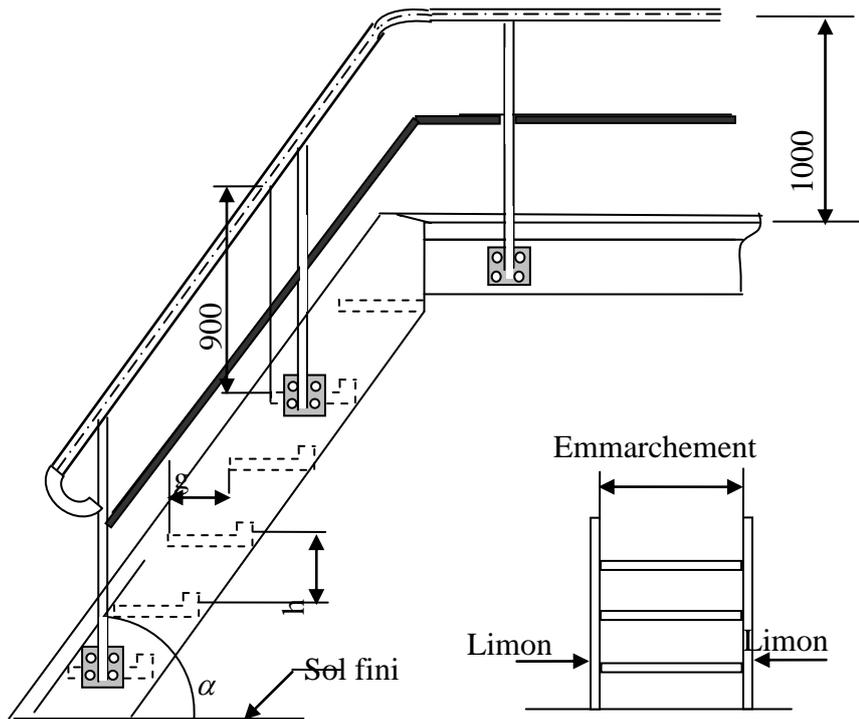


Figure VI.2.3 : Schéma de l'escalier.

VI.2.2. Dimensionnement de l'escalier:

VI.2.2. A. Evaluation des charges:

- Charges permanentes (tôle striée d'épaisseur 5mm) : $G = 45 \text{ Kg/m}^2$.
- Surcharge d'exploitation : $Q = 250 \text{ Kg/m}^2$.

VI.2.2.B. Dimensionnement des marches et contre marches:

D'après la formule de BLONDEL (appelée loi de pas moyen).

$$600 \text{ mm} \leq 2 H + g \leq 660 \text{ mm}$$

On a : $g = 270 \text{ mm}$

$H = 157 \text{ mm}$

D'où $g+2H = 610\text{mm} \Rightarrow 600 \leq 610 \leq 660$. Donc la condition **est vérifiée**.

Nombre de marches pour la hauteur d'étage $h = 3.3 \text{ m}$

$N = h/H = 3.3/0.157 = 21 \text{ marches}$.

VI.2.2.C. Dimensionnement des éléments porteurs:

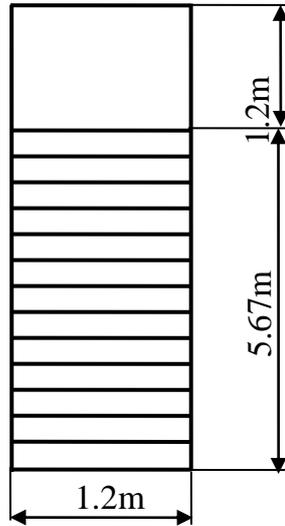


Figure VI.2.4: La vue dessus d'escalier

➤ **Cornière de marches et condition de la flèche :**

$$F = \frac{5ql^4}{384EI} = \frac{5[(G+Q)g+p]l^4}{384EI} \leq f_{adm} = \frac{l}{300}$$

$$I \geq \frac{5[(G+Q)g+p]l^3 \times 300}{384E}$$

AN : soit P = 10 Kg /ml (poids estimé de la cornière).

$$I \geq \frac{5[(45+250) \times 0.6 + 10]120^3 \times 10^{-2} \times 300}{384 \times 2.1 \times 10^6}$$

$$I \geq 6,01cm^4$$

Donc soit des marches en cornières : **L40 × 40 × 4**

➤ **Condition de résistance:**

Soit : $q = [4/3 (G + p) + 3/2 Q] \times 0,6 = [4/3 (45 \times 0.6 + 2,4) + 3/2 (250 \times 0.6)]$
 : $q = 264,69 \text{ daN/m}$.

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{264.69 \times 1.2^2}{8} = 45.64 \text{ daN.m}$$

Le moment résistant de la cornière est :

$$M_{el.Rd} = \frac{W_{el.y}}{\gamma_a} f_y = \frac{3,05 \cdot 10^{-6}}{1,1} 23,5 \cdot 10^6 = 65,16 \text{ daN.m}$$

➤ **Vérification :**

$M_{sd} = 45.64 \text{ daN.m} < M_{el,Rd} = 65,16 \text{ daN.m}$ la vérification **est satisfaite**.

VI.2.2.D. Limon:

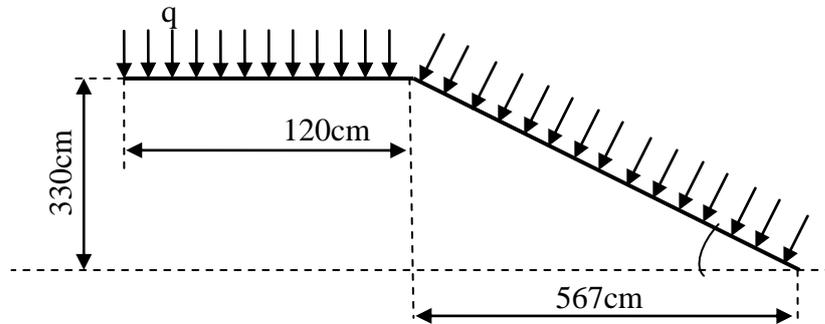


Figure VI.2.5 : Schéma du Limon.

$tg \alpha = \frac{3.3}{5.67} = 0.58 \Rightarrow \alpha = 30.25^\circ$

$G = 45 \text{ Kg/m}^2$; $Q = 250 \text{ Kg/m}^2$.

$q = [4/3 G + 3/2 Q] = 435 \text{ daN/m}$

➤ **Calcul statique:**

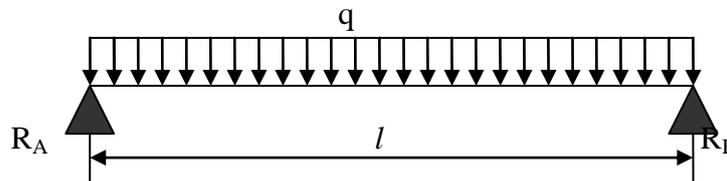


Figure VI.2.6 : Schéma des charges sur limon

$l = 6.57 + 1.2 = 7.77 \text{ m}$

$R_A = R_B = \frac{ql}{2} = 1689.97 \text{ daN}$

➤ **Condition de flèche:**

$f_{max} = \frac{5ql'^4}{384EI_x} \leq \frac{l'}{300} \Rightarrow I_x \geq \frac{5ql'^3 \times 300}{384 \times E}$

$q = [G+Q] \cos \alpha = 254.83 \text{ Kg/ml}$; $l' = 7.77 \text{ m}$.

$I_x \geq 2223.6 \text{ cm}^4$.

Donc soit des limons en **UAN220**.

➤ **vérification à la résistance :**

$$\frac{N}{\chi_{\min} \cdot N_{PL}} + \frac{K_{LT} \cdot M_y}{\chi_{LT} \cdot M_{pl,y}} \leq \gamma_{M1}$$

le risque de deversement est inexistant, nous aurons alors:

$$K_{LT} = \gamma_{LT} = 1$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z) = f(\bar{\lambda}) \text{ courbe "c"}$$

$$\beta_A = 1 \text{ car profilé de classe 2}$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{4,06.100}{5,12} = 79,29 \quad \text{et} \quad \lambda_z = \frac{l_z}{i_z} = \frac{4,06.100}{1,71} = 237,42$$

$$\lambda_y^- = \left(\frac{\lambda_y}{\lambda_1}\right) \cdot (\beta_A)^{0,5} = 0,84 \quad \text{et} \quad \lambda_z^- = \left(\frac{\lambda_z}{\lambda_1}\right) \cdot (\beta_A)^{0,5} = 2,53$$

$$\text{courbe "c"} \Rightarrow \chi_{\min} = 0,13$$

$$N_{pl} = A \cdot f_y = 41125 \text{ daN}$$

$$M_{pl,y} = W_{pl,y} \cdot f_y = 1962,48 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

$$N = q \cdot l \cdot \sin \alpha = 266,67 \cdot 4,06 \cdot \sin 30,25 = 666,56 \text{ daN}$$

$$M_y = \frac{q \cdot l^2 \cdot \sin \alpha}{8} = \frac{266,67 \cdot 4,06^2 \cdot \sin 30,25}{8} = 338,28$$

AN :

$$\frac{666,56}{0,13 \cdot 41125} + \frac{338,28}{1962,48} = 0,30 < 1,1$$

VI.2.3. Conclusion:

A partir des ces calculs nous avons obtenu les dimensions des éléments principaux de l'escalier, suivants :

- Cornière de marche : **L40 × 40 × 4**
- Limon : **UAN 220**

IV.3. Les pannes

IV .3.1. Introduction:

Dans cette partie on va définir les profilés qui devront résistent aux différentes sollicitations aux quelles ils seront soumis. Le principe de la vérification consiste à choisir des profilés puis d'effectuer une vérification à la résistance et à la stabilité sous charges pondérées. Par contre pour la vérification relative à la flèche, la vérification sera effectuée sous charges non pondérées. Les éléments concernés par cette étude sont: les pannes , les potelets , les lisses de bardage , les contreventements , les sablières . Les formules de vérification utilisées sont celle du CCM97, règles de conception et de calcul des structures en acier.

IV.3.2. Dimensionnement des pannes :

Les pannes sont des pièces destinées à porter la couverture, elles sont disposées parallèlement au faitage et reçoivent des charges réparties donnant lieu à une flexion déviée. Sur chaque versant de la toiture; on dispose de 10 pannes espacées de 1,40 mètre et chaque panne repose sur deux appuis distants de 4 mètres. Le profilé choisi pour les pannes est l'IPE 80 (**Figure IV-3-1**) .

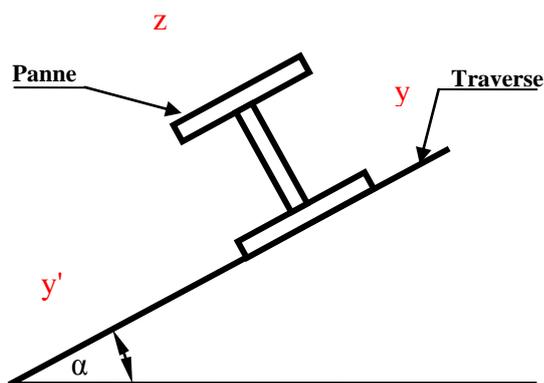


Figure IV.3.1: Disposition de la panne sur la toiture

IV.3.3. Evaluation des charges:

✓ Charges permanentes G:

- poids la toiture qui est en panneau sandwich TL 75: $G_1=15,21 \text{ Kg/m}^2$.
- poids propre de L'IPE 80 : $G_2 = 6 \text{ Kg/m}^2$.
- poids du faux plafond (Placoplatre $e= 2\text{cm}$): $G_p= 18 \text{ Kg/m}^2$

$$G= (G_1+ G_p).d+ G_2= 52,50 \text{ daN/m. (Avec } d=1.4\text{m)}$$

✓ Charges climatique du vent V : (soulèvement)

$$V= -77.14 \times 1,4= -108 \text{ daN/m}$$

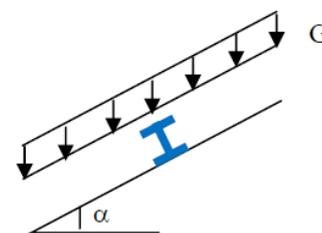


Figure IV.3.2: Charges permanentes

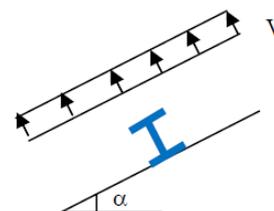


Figure IV.3.3: Charges soulèvement

✓ Charges climatique de neige N :

$$N = 9.6 \cos \alpha \times 1,4 = 13.43 \text{ daN/m. (Avec } \alpha = 2.05^\circ)$$

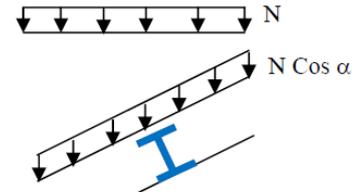


Figure IV.3.4: Charges de neige

✓ Les combinaisons d'action nous donnent:

1. $1.35G + 1,42V = -82,49 \text{ daN/m.}$
2. $1.35G + 1.5N = 91,02 \text{ daN/m} = \mathbf{n}$;
C'est la combinaison la plus défavorable.

3. $G + N = 65,93 \text{ daN/m.}$
4. $G + V = -55,5 \text{ daN/m.}$

$$\mathbf{n = 91,02 \text{ daN/m}}$$

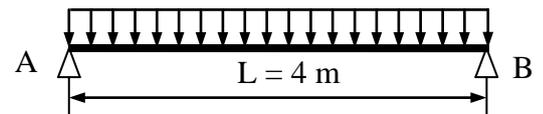


Figure IV.3.5: Répartition de charges

✓ La projection de n sur l'axe z-z'

$$F = n \cos \alpha = 91,02 \text{ daN/m.}$$

✓ La projection de n sur l'axe y -y'

$$T = n \sin \alpha = 3,26 \text{ daN/m.}$$

✓ Vérification de la flexion dévier

Le moment fléchissant sur l'axe y - y' :

$$M_{y, sd} = F \frac{L^2}{8} \text{ (Panne isostatique sans liernes).}$$

$$M_{y, sd} = 182,04 \text{ daN.m.}$$

Le moment fléchissant sur l'axe z - z' :

$$M_{z, sd} = T \frac{L^2}{8}$$

$$M_{z, sd} = 6,52 \text{ daN.m}$$

Pour la vérification de la flexion bi axiale on utilise la formule suivante :

$$\left[\frac{M_{y, sd}}{M_{pl, y}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z, sd}}{M_{pl, z}} \right]^\beta \leq 1 \dots\dots\dots \text{(Formule 5.35 page 68 ; CCM97).}$$

Avec : $\alpha = 2$; $\beta = 1$ section en I

$$M_{pl, z} = W_{pl, z} \times f_y \quad \text{Avec : } f_y = 235 \text{ N/mm}^2 \text{ ; et } W_{pl, z} = 5,81 \text{ cm}^3.$$

$$M_{pl, z} = 136,54 \text{ daN.m.}$$

$$M_{pl, y} = W_{pl, y} \times f_y \quad \text{Avec : } W_{pl, y} = 23,22 \text{ cm}^3.$$

$$M_{pl, y} = 545,67 \text{ daN.m.}$$

$$\text{Alors : } \left(\frac{182,04}{545,65} \right)^2 + \left(\frac{6,52}{136,54} \right) = 0.45 < 1 \dots\dots\dots \text{OK}$$

✓ **Calcul au déversement :**

Les formules utilisées pour la vérification au déversement sont :

$$\boxed{|My| < \frac{\chi_{lt} \times \beta_w \times W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M1}}} \dots\dots\dots \text{(Formule 5.48 page 79 ; CCM97).}$$

Pour le calcul de χ_{lt} on à la formule :

$$\boxed{\chi_{lt} = \frac{1}{\varphi_{LT} + (\varphi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT})^{0.5}}} \dots\dots\dots \text{(Formule 5.49 Page 80 ; CCM97).}$$

La valeur de λ_{LT} peut être calculé par la formule:

$$\lambda_{LT} = \frac{0.9 L / i_z}{\left[C_1^{0.5} \left(1 + \frac{L^2 \times t_f^2}{20 \times i_z^2 \times h^2} \right) \right]^{0.25}}$$

Telle que : $L = 4000\text{mm}$; $i_z = 10,53 \text{ mm}$; $h = 80 \text{ mm}$, $C_1 = 1.132$
 $I_y = 80,14 \text{ cm}^4$; $I_z = 8,48 \text{ cm}^4$; $t_f = 5,2\text{mm}$(Page 144 ; CCM97).

$\lambda_{LT} = 190,00$ Avec $\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{93.9\varepsilon}$; telle que :

$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$ Alors : $\bar{\lambda}_{LT} = 2,02$

$$\boxed{\varphi_{LT} = 0.5 \times (1 + \alpha_{LT} \times (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2)}$$

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

$\varphi_{LT} = 2,73$

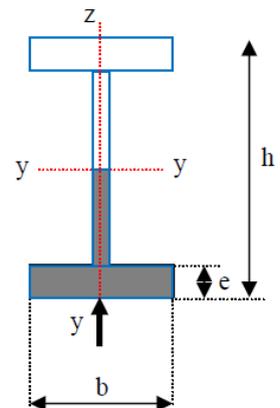
Le coefficient de réduction pour le déversement : $\chi_{lt} = 0.23$

$\gamma_{M1} = 1.1$ Coefficient partiel de sécurité s'applique à la résistance (CCM97 page 13).

β_w : Facteur de corrélation approprié.

$\beta_w = 1$: Pour le E24 (CCM97 page 147).

$My, sd = 1,824\text{KN.m} < \frac{0.23 \times 1 \times 23,22}{1.1} = 4,62 \text{ KN.m}$ **OK**



✓ **Vérification de la flèche :**

La vérification de la flèche se fait avec des charges non pondérés on utilisant les formules suivantes :

$\delta_z = \frac{5 \times F \times L^4}{384 \times E \times I_y} = 13,8\text{mm}$; $I_y = 80,14 \text{ cm}^4$

$$\delta_y = \frac{5 \times T \times L^4}{384 \times E \times I_z} = 12,16 \text{ mm} \quad ; \quad I_z = 8,48 \text{ cm}^4$$

$$\delta = \sqrt{\delta_y^2 + \delta_z^2} = 18,39 \text{ mm} < \frac{L}{200} = 20 \text{ mm.} \quad \text{Donc les pannes IPE 80 sont acceptables}$$

IV.4.LES LISSES DE BARDAGES

IV.4.1. Introduction :

Les lisses de bardages sont constituées de poutrelles en profils carré disposées horizontalement elles portent sur les poteaux de portiques ou éventuellement sur des potelets intermédiaires .selon la portée admissible des bacs de bardage en verre, nous avons choisit un entraxe de 2 m pour les deux sens

IV.4.2. Calcule des charges et surcharges revenant :

à la lisse la plus chargée (lisse intermédiaire)

- ✓ Distance entre lisse : 2 m
- ✓ Portée des lisse : 7 m
- ✓ charge permanentes (G) :
- ✓ verre : 20 daN/m²
- ✓ poids propre de la lisse (estimé) : 34 daN/ml

$$G = (20 \times 2) + 34 = 74 \text{ daN/ml}$$

$$G_y = 74 \times \cos 9 = 73.10 \text{ daN/ml}$$

$$G_x = 74 \times \sin 9 = 11.58 \text{ daN/ml}$$

- Surcharges climatiques : (suivant le plan de l'âme)

$$V_n = 51 \times 2 = 102 \text{ daN/ml}$$

$$V_{ny} = 102 \times \cos 9 = 100.74 \text{ daN/ml}$$

$$V_{nx} = 102 \times \sin 9 = 15.95 \text{ daN/ml}$$

- Charge non pondéré :

$$Q_y = G_y + V_{ny} = 73.10 + 100.74 = 173.85 \text{ daN/ml}$$

$$\boxed{f = \frac{5}{384} \frac{Q_x l^4}{EI} \leq \frac{l}{500}} \quad \text{D'où : } \boxed{I \geq \frac{2500 Q_x l^3}{384 E}}$$

$$\boxed{I \geq \frac{2500 \times 173,85 \times 10^{-2} \times 700^3}{384 \times 21 \times 10^5} = 1848,67 \text{ cm}^4}$$

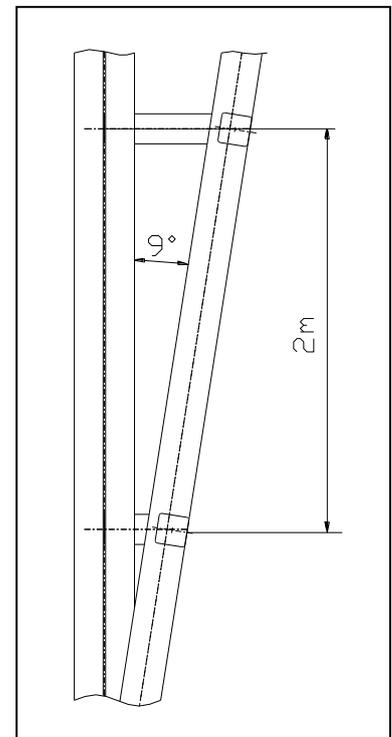


Figure IV.4.1: Vue en 3D represent les lisse porte les panneaux en verre

Ce qui correspond à un Profilé **CREUX CARRES 180×6 mm**

$$I_y=I_x= 2151\text{cm}^4 \quad P=33.9\text{kg/ml} \quad A=43\text{cm}^2$$

IV.4.3. Vérification des contraintes :

- **Les contraintes maximale de flexion ont lieu à mi-portée des lisses, sous l'effet conjugué des moments M_x et M_y . Il faut donc vérifier que :**

$$Q_x = \frac{4}{3}G + \frac{3}{2}N_n = \left(\frac{4}{3}\right)11.58 + \left(\frac{3}{2}\right)15.95 = 39.58 \text{ daN/ml}$$

$$Q_x = G + V_e = 11.58 + 15,95 = 27,53 \text{ daN/ml}$$

$$Q_y = \frac{4}{3}G + \frac{3}{2}N_n = \left(\frac{4}{3}\right)73.10 + \left(\frac{3}{2}\right)100.74 = 249.80 \text{ daN/ml}$$

$$Q_y = G + V_e = 73.10 + 100,74 = 173,84 \text{ daN/ml}$$

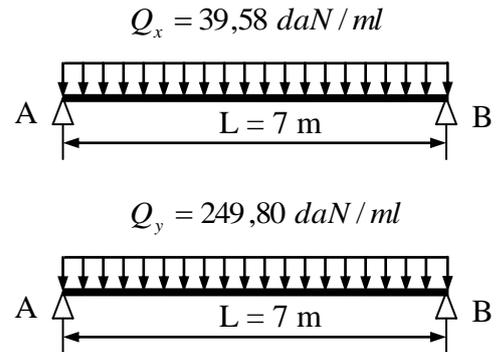


Figure IV.4.2: lisse sur deux appuis chargés

- **La combinaison la plus défavorable est :**

$$Q_x = 1,35 G + 1,5 V_e = 39,58 \text{ daN/ml}$$

$$Q_y = 1,35 G + 1,5 V_e = 249,80 \text{ daN/ml}$$

$$M_x = Q_y \cdot l_x^2 / 8 = 242,42 \text{ daN.m}$$

$$M_y = Q_x \cdot l_y^2 / 8 = 1484,82 \text{ daN.m}$$

$$\sigma_f = \frac{M_x}{\left(\frac{I}{V}\right)_x} + \frac{M_y}{\left(\frac{I}{V}\right)_y} \leq \sigma_e$$

$$\sigma_y = \frac{242,42}{239} + \frac{1484,82}{239} = 7,23 \text{ daN/mm}^2 < \sigma_e \dots\dots\dots \text{OK}$$

Donc on choisi comme une lisse un profilé **CREUX CARRES 180×6 mm**

ETUDE SISMIQUE

V.1. Introduction :

Le Séisme est une secousse plus ou moins violente, imprimée au sol et se produit toujours à une certaine profondeur à partir de son épicentre. Il n'est dangereux pour les humains qu'à travers ses effets destructifs sur les constructions.

Afin d'éviter tout risque de ruine qui pourra surgir lors d'un éventuel séisme nous avons jugés une étude sismique primordiale.

De ce faite nous allons consacrer ce chapitre au calcul de l'effort sismique maximal qui menacera notre structure lors d'un séisme. Dans ce contexte nous allons calculer les efforts tranchants dus au séisme.

Les efforts tranchants trouvés seront combinés avec les surcharges d'exploitation et les charges permanentes. Nous utiliserons les résultats pour le dimensionnement de l'ossature principale de notre structure.

La longueur de notre bâtiment est moins importante (59.25 m), sa forme en plan est loin d'être un rectangle, ce qui rend complexe l'étude sismique du bâtiment.

V.2. Classification :

- Classification de la zone sismique (situation géographique) : notre ouvrage est situé à El Karma (wilaya d'Oran) dont la zone est **II-a**; zone à sismicité moyenne. (RPA 2003 p 118).
- Classification selon leur importance : show-room, c'est un bâtiment d'importance moyen : **Groupe II**. (RPA 2003 p 25).
- Classification de site : d'après le rapport géotechnique, il permet d'utiliser le **site S3**, (RPA 2003 p 113).
- Classification selon le contreventement : la structure est contreventée par des palées en x dans le sens longitudinal et par des portiques auto-stable dans le sens transversal. (RPA 2003 p 31).
- Classification selon leur configuration : (RPA 2003 p 34).

1-les conditions de régularité en plan sont pas satisfaites :

$$\frac{l_x}{L_X} = \frac{7}{30.65} = 0.23 \leq 0.25$$

$$\frac{l_y}{L_Y} = \frac{26}{59.25} 0.44 > 0.25$$

$$\frac{L_X}{L_Y} = 0.52 \quad 0.25 \leq \frac{L_X}{L_Y} \leq 4$$

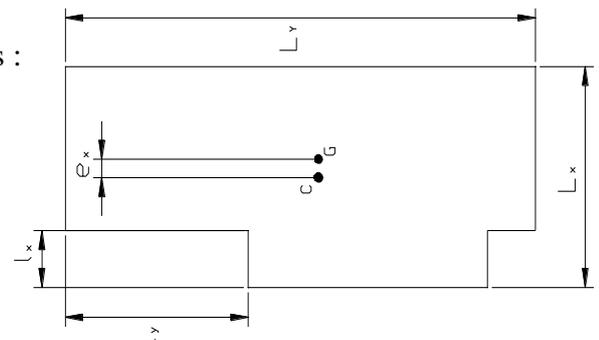


Figure V-1:Vue en plan

2-les conditions de régularité en élévation non satisfaites :

$$\frac{B'}{B} = \frac{11}{59.25} \leq 0.67$$

N'est pas satisfait donc : Le bloc est classé irrégulier en élévation

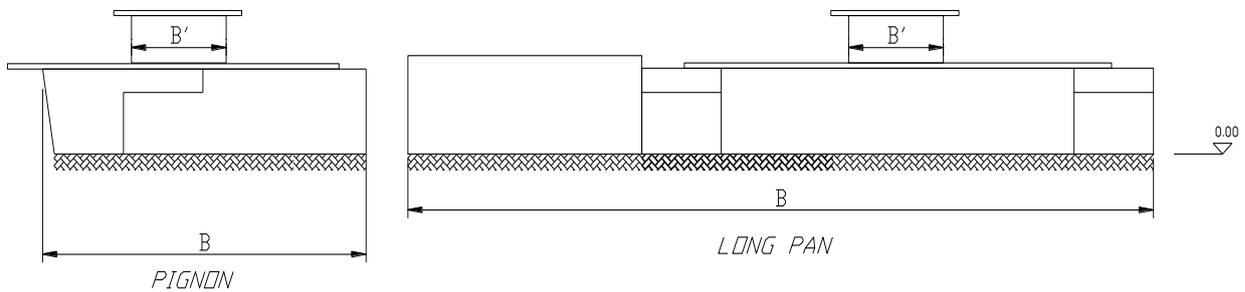


Figure V-2:Vue face longitudinale et transversale

V.3. Méthode de calcul :

Le règlement RPA 99 / version 2003 propose trois méthodes différentes de calcul :

- 1-Méthode statique équivalente.
- 2-Méthode d'analyse dynamique par accélérographes.
- 3-Méthode dynamique modale spectrale.

V.4.Méthode appliquée :

Le bloc étudiés ne satisfait les conditions de régularité en plan et en élévation qui sont présentées par le règlement (RPA 99); **ce qui rend l'utilisation de la méthode dynamique obligatoire. (méthode modale- spectrale)**

V.5.Méthode dynamique modale spectrale :

- **Principe :**

C'est une méthode plus exacte basée sur l'utilisation d'accélérographe au de spectres de réponse adaptés ou site de construction .

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

Cette méthode tient compte du comportement dynamique de la structure, peut être appliquée à n'importe quel type de structure sans aucune condition.

- **Sélection des modes à considérer :**

La structure est supposée soumise à un séisme agissant dans une direction donnée et défini par son spectre de réponse.

D'après les règles (RPA99), le nombre de modes à prendre en compte, est tel que la somme des coefficients de participation α_i de tous les modes soit égale à au moins 90%.

Le minimum de modes à retenir est de trois (3) dans chaque direction. Dans le cas les conditions décrite ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence important des modes de torsion, le nombre minimale de modes à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_K \leq 0.2 \text{ sec}$$

N : nombres de niveaux au-dessus du sol (RPA 99 P49, 50)

V.6.Hypothèse de calcul :

- calcul les caractéristiques dynamique de la structure
- évaluation des forces sismiques
 - calcul les forces sismique latérale F_{ki} de chaque niveau.
 - Combinaison des réponses modales
 - calcul de l'effort tranchant et du moment fléchissant
- Vérification
 - Vérification de $V_t > 0.8V$.
 - Vérification de $T + T \times 0.3 > T_1$.
 - Vérification de déplacement.
 - Vérifications vis-à-vis de l'effet P- Δ
 - Justifications vis à vis de l'équilibre d'ensemble
 - calcul et justification de la largeur de joints sismique

V.7.Caractéristiques dynamiques de la structure :

- **Introduction :**

Avant de commençant d'évaluation des forces sismiques il est nécessaire de déterminé les modes propres de vibrations.

- **Méthode de calcul :**

Le calcul des modes propres peut s'effectuer à l'aide d'une méthode exacte (résoudre l'équation matricielle $\det([K] - \omega^2[M]) = 0$) ; au par des méthodes approché en site par exemple les méthodes de (Rayleigh, Jacobi, Stodola, Holzer), mais la méthode de « Holzer » est la plus appropriée au type de structure que nous avons.

Dans le cas général, les modes et les pulsations propres sont déterminés à l'aide d'un logiciel de calcul.

• **principe :**

C'est une méthode itérative basé sur la notion de rigidité relative de niveau, elle se prête très bien pour les bâtiments contreventés par des portiques.

$$X_{j-1} = X_j - \frac{W^2}{R_j} \sum_j^n m_k \times X_k \dots\dots\dots(*)$$

X_j : déplacement de niveau j

R_j : rigidité de niveau j

m_k : masse de chaque niveau

W : pulsation propre

• **Condition aux limites**

- A la base de la structure le déplacement relatif de niveau est nul $X_0=0$

- Au sommet, généralement on prend $X_n=1$

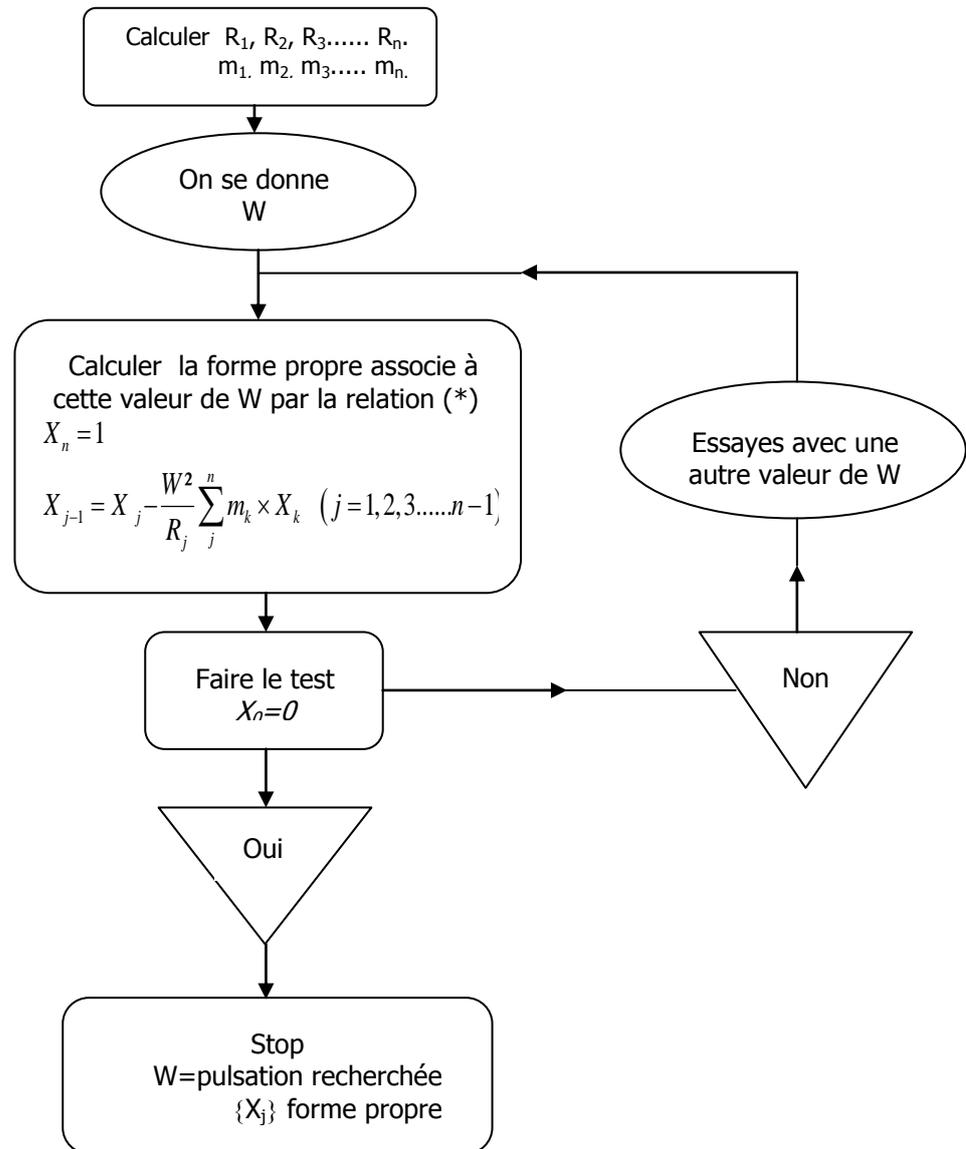
$$X_1 = X_2 - \frac{W^2}{R_2} \sum_2^n m_k \times X_k$$

$$X_0 = 0 = X_1 - \frac{W^2}{R_1} \sum_1^n m_k \times X_k \Rightarrow X_1 = \frac{W^2}{R_1} \sum_1^n m_k \times X_k$$

La condition à la base peut être formée comme suit :

$X_0 = 0 \Leftrightarrow \frac{W^2}{R_1} \sum_1^n m_k \times X_k = X_2 - \frac{W^2}{R_2} \sum_2^n m_k \times X_k$

Organigramme :



• **Détermination du coefficient de participation modale :**

Ce coefficient correspond à un mode de vibration propre, il définit le pourcentage d'énergie absorbée.

$$\alpha = \frac{\left(\sum_{k=1}^n m_k \cdot X_{ki} \right)^2}{\sum_{k=1}^n m_k \cdot (X_{ki})^2} \times \frac{1}{\sum_{k=1}^n m_k}$$

Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des coefficients de participation de ces modes soit au moins égale à « 90 % ».

$$\sum \alpha_i = 90 \%$$

Estimation de la masse relative à chaque niveau

Eléments	Masse Kg/m ² Kg/ml	Niveau 1		Niveau 2	
		Quantité m au m ²	Masse Kg	Quantité m au m ²	Masse Kg
Plancher	25Kg/m ² pour 1cm	648.10	16202.5	537.83	13445.75
Tôle nervuré	11.1	648.1	7197.24	537.83	5969.9
Acrotères	406			76	30774.8
Toiture	12.9	-	-	1134	14341
Solive IPE240	30.7	276.25	8455	212.25	6520
Solive IPE 270	36.08	105.00	3788	105.00	3788
Panne taupe IPE 140	12.90	-		228.25	2944
Lisse taupe carré 100*4	12	227	2724	128	1536
stabilité taupe carré 150x5	19.05	75.5	1438	156.71	2985
Poteau HEA 300	88.37	99	8748	91.55	8090
Poteau HEB 300	117.07	-	-	15.20	1779
Poutre HEB 200	61.32	-	-	8.8	540
Poteau HEA 400	124.84	26.40	3296	15.20	1897.5
Stabilité UUPN 200	50.29	21.24	1068	10.62	534
Stabilité UUPN 280	83.56	52.36	4375	26.18	2187.5
Stabilité TREC 250*100*10	49.39	-	-	21.64	1069
Stabilité TREC 250*150*10	57.26			45.96	2631
Poutre IPE 550	105.55	33.60	3547	16.80	1773
Poutre IPE 500	90.72	131.60	11938	106.40	9652
Poutre IPE 300	42.24	153.50	6487	268.50	11346
Poutre IPE 400	66.33	-	-	251.28	16667
Assemblage et boulons	12%		6703,68		10331,4
Verre	25Kg/m ² pour 1cm	179.73	2695.95	143.24	2148.6
Cloison	280	263	73640	181.65	50862
Revêtements	44	1560.38	68657	537.83	23664.52
Faux plafonds	20	684.1	13688	537.83	10757
Escalier	260	3.6	936	3.6	936
Surcharge d'exploitation	25%		32405		26891.5
Masse Total		M₁= 277989,37 Kg		M₂= 266061.47Kg	

Tableau V-1: Poids estimé pour chaque niveau

• **Modèle mathématique**

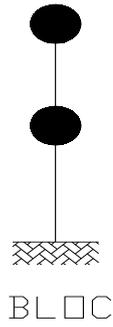


Figure V-3:Modèle mathématique

• **Valeurs des rigidités relatives de niveau :**

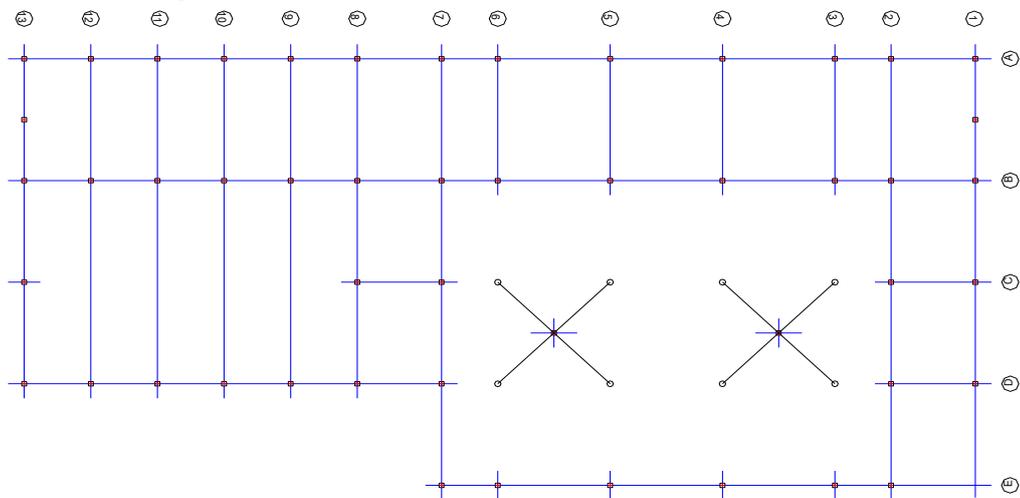


Figure V-4:Vue en plan de bloc

- **Le sens longitudinal :**

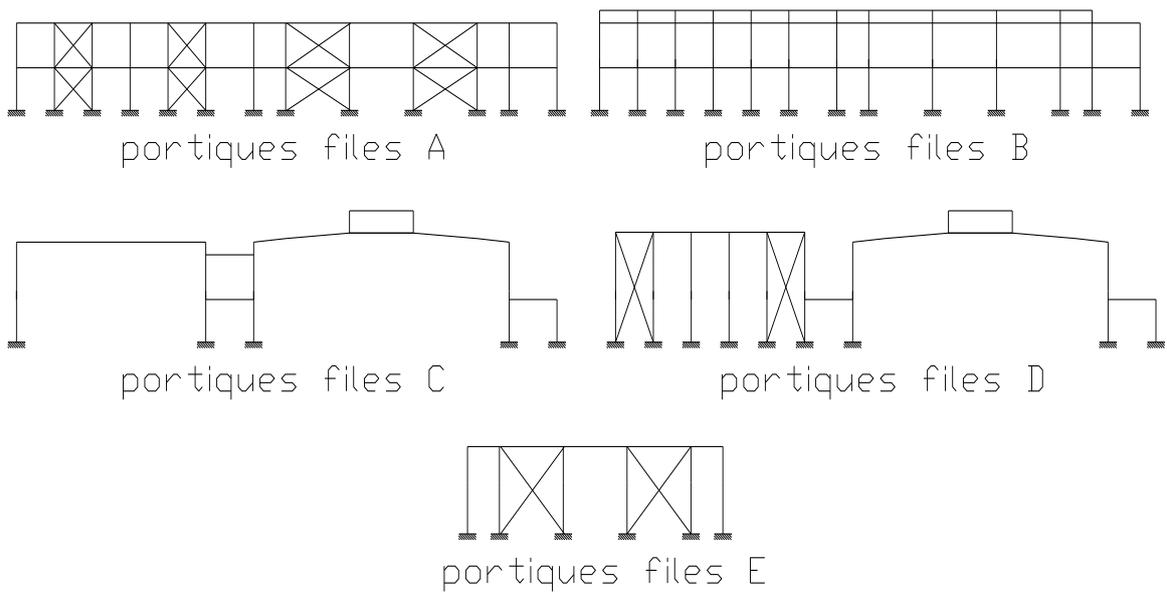


Figure V-5:Potriques longitudinal.

Soit : $R_i = R_{iA} + R_{iB} + R_{iC} + R_{iD} + R_{iE}$

R_i : rigidité de niveau i dans le sens transversale global

R_{iA} ; R_{iB} ; R_{iC} ; R_{iD} ; R_{iE} : rigidité de niveau i dans le sens transversale pour les portiques de type A, B, C, D ,E

Poteau droit encasté dans les deux extrémités

$$R_{i_{TYPE}} = \sum_{\substack{\text{étage} \\ \text{donné}}} 12 \times a \times \frac{E \times I}{h^3} \quad \text{D'au} \quad R = 12 \times a \times \frac{E \times I}{h^3}$$

E : module d'élasticité longitudinale

I : l'inertie suivant la direction

h : hauteur de poteau

a : coefficient correcteur tenant compte de flexibilité des poutres au sens de Muto

Ce coefficient est déterminé de la manière suivent :

a- Etage courant $\rightarrow a = \frac{\bar{K}}{2 + \bar{K}}$

b- premier niveau $\rightarrow a = \frac{0.5 + \bar{K}}{2 + \bar{K}}$ (poteau encasté à la base)

Valeur de \bar{K} :

a- Etage courant

$$\bar{K} = \frac{\sum K_i}{2 \times K_p} \quad (i=1, 2,)$$

b- premier niveau

$$\bar{K} = \frac{\sum K_i}{2 \times K_p} \quad (i=1, 2)$$

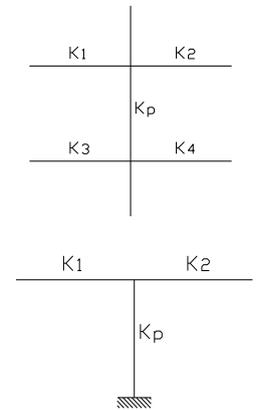
K_i et K_p : étant les raideurs des poutres et des poteaux

Avec : $K_{\text{poteaux}} = I_X / h$

$K_{\text{poutre}} = I_Y / l$

h : la hauteur de poteaux

l : longueur de poutre

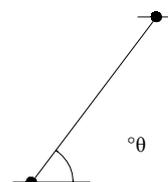


Poteau droit encasté dans une extrémité et articulé dans une autre

$$R_{i_{TYPE}} = \sum_{\substack{\text{étage} \\ \text{donné}}} 3 \times a \times \frac{E \times I}{h^3} \quad \text{D'au} \quad R = 3 \times a \times \frac{E \times I}{h^3}$$

Poteau incliné articulé dans les deux extrémités (système du contreventement)

$$R = \frac{E \times A}{l} \times \cos^2 \theta$$



A : section d'élément

Niveau	R _{iA}	R _{iB}	R _{iC}	R _{iD}	R _{iE}	R _i
2	611553	970	416	54910	65190	733039
1	611560	983	203	54930	65180	732853

Tableau V-2:Rigidité transversal pour chaque niveau KN/m

• -Le sens transversal :

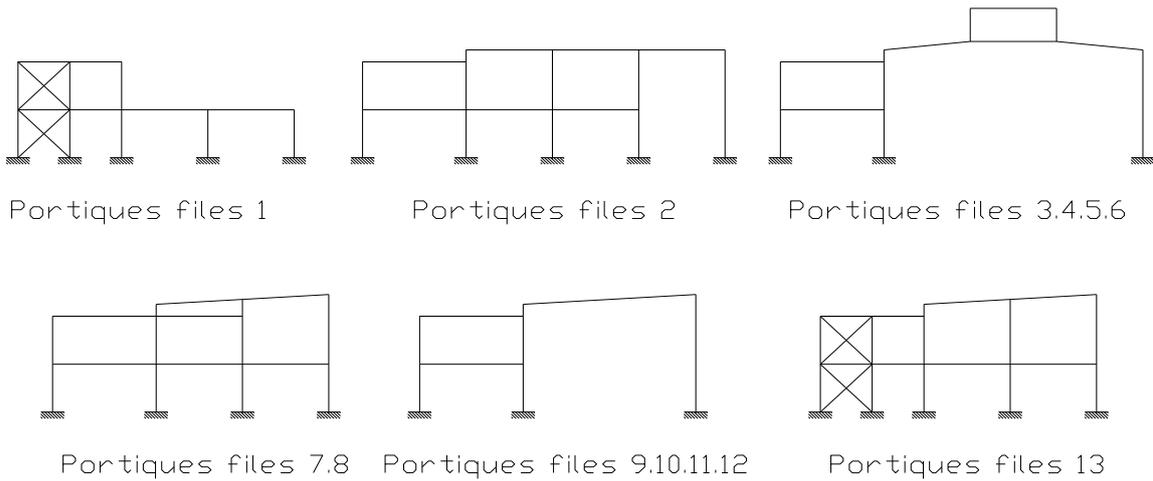


Figure V-6:Potriques transversal

$$R_i = R_{i1} + 2R_{i7} + 4R_{i3} + R_{i2} + 4 R_{i9} + R_{i13}$$

Niveau	R _{i1}	R _{i7}	R _{i4}	R _{i2}	R _{i9}	R _{i13}	R _i
2	196590	107	116	104	774	330320	530681
1	196620	210	103	210	104	330350	528218

Tableau V.-3: Rigidité longitudinal pour chaque niveau KN/m

V.8. Résultats :

V.8.1. Vecteurs propres

➤ Sens transversal

Niveau	1 ^{er} mode	2 ^{eme} mode
X ₂	1	1
X ₁	0,78	-0,61

Tableau V-4: Vecteurs propres pour le Sens transversal

➤ **Sens longitudinal:**

Niveau	1 ^{er} mode	2 ^{eme} mode
X ₂	1	1
X ₁	0,63	-0,65

Tableau V-5: Vecteurs propres pour le Sens longitudinal

V.8.3. Pulsation et périodes :

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Bloc		1 ^{er} mode	2 ^{eme} mode
Sens transversal	W (rad /s)	5.65	9.11
	T (s)	0.19	0.08
	α (%)	95.3	0.4
$\sum \alpha_i = 95,70 \% > 90\%$			
Sens longitudinal	W (rad /s)	5.19	8,43
	T (s)	0.23	0.09
	α (%)	95	0.3
$\sum \alpha_i = 95,3\% > 90\%$			

Tableau V-6: Vecteurs Pulsation et périodes

V.9. évaluation des forces sismiques :

V.9.1.calcul les forces sismique latérale F_{ki} de chaque niveau :

L'action sismique pour chaque niveau k et pour chaque mode i est donnée par la formule suivante : horizontal

$$F_{ki} = \frac{V_i \times W_k \times Q_{ki}}{\sum W_k \times Q_{ki}}$$

Tel que :

$$V_i = \frac{S_a}{g} \times \alpha_i \times w$$

V_i: force sismique total à la base de la structure de chaque niveau.

W : poids total de la structure.

W_K : le poids de chaque niveau.

α_i : le coefficient de participation de chaque mode.

Q_{ki} : vecteur propre pour chaque niveau (X_K).

$\frac{S_a}{g}$: Spectre de réponse de calcul ; donnée par la formule suivant

$$S_a/g = \begin{cases} 1.25A(1+T/T_1(2.5\eta Q/R-1)) & 0 \leq T \leq T_1 \quad \dots\dots\dots \text{Cas 1} \\ 2.5\eta(1.25A)(Q/R) & T_1 \leq T \leq T_2 \quad \dots\dots\dots \text{Cas 2} \\ 2.5\eta(1.25A)(Q/R)(T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \quad \dots\dots\dots \text{Cas 3} \\ 2.5\eta(1.25A)(T_2/3)^{2/3}(3/T)^{5/3}(Q/R) & T > 3s \quad \dots\dots\dots \text{Cas 4} \end{cases}$$

Avec :

A : est le coefficient d'accélération de zone.

R : coefficient de comportement global de la structure.

η : Facteur de correction d'amortissement

T : la période pour chaque mode.

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

Q : est le facteur de qualité.

V.9.2. Calcul ces facteurs (coefficients)

• **Coefficient d'accélération de zone (A)**

L'ouvrage se trouve en zone sismique (IIa), groupe d'usage (II) donc **A=0.15** (RPA99 p115).

• **Coefficient de comportement (R)**

R = 4 (suivant xx) (portiques auto-stables ordinaires)

R = 4 (suivant yy) (Ossature contreventée par palées triangulées en X) (RPA p42).

• **Facteur de correction d'amortissement (η) :**

Avec : $\xi = 5 \eta = \sqrt{7/(2+\xi)} \geq 0,7$

ξ : pourcentage d'amortissement critique
 $\eta = 1$

(RPA p49).

• **Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site (T₁, T₂) :**

Sont donnée par le tableau 4.7

T₁=0.15 (Site 3)

(RPA p49).

T₂=0.50 (Site 3)

• **Facteur de qualité (Q) :**

Le facteur de qualité (Q) du structure système est donnée en fonction de :

- La redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.
- la régularité en plan et en élévation.
- la qualité du contrôle de la construction

La valeur (Q) doit être déterminée par la formule :

Critère (q)	Valeur P _q	
	Critère observé	Critère non observé
1. Conditions minimales des files de contreventement	Oui	0.05
2. redondance en plan	non	0
3. régularité en plan	Oui	0.05
4. Régularité en élévation	non	0.05
5. Contrôle de qualité des matériaux	non	0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	non	0.1
$\sum P_q =$		0.3

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q$$

Telle que :

P_q : est la pénalité qui dépend de l'observation ou non du critère de qualité (q). Les critères ainsi que les valeurs (P_q) correspondantes sont données dans le tableau (4.4)

(RPA99 p45)

Pour les deux sens-en à ce tableau :

$$D'où : Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q = 1 + 0.30 = 1.30 \quad \boxed{Q = 1.30}$$

• **Le poids total de la structure (W) :**

W :est la charge (poids) prise en compte dans le calcul sismique. Sa valeur comprend la totalité des charges permanentes (poids propre de la structure, poids des remplissages et des revêtements, poids des équipements fixe...etc.)

Pour notre structure nous considérons une charge d'exploitations égale à 500 kg/m² pour la atelier et 250 kg/m² pour stations voitures et bureaux.

$$W = \sum_{i=1}^{10} W_i \quad \text{Avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : poids du aux charges permanentes

W_{Qi} : charge d'exploitation

β : coefficient de pondération fonction de la nature et de la charge d'exploitation

$$\beta = 0.20 \quad (\text{RPA p45}).$$

Niveau	$W_{Gi}(t)$	$W_{Qi}(t)$
2	239.17	130
1	247.58	160
Total	486.75	290

Tableau V-7: Poids du bâtiment étudiée

$$W_{\text{bloc1}} = W_G + 0.2 W_{Qi} = 544.75 \text{ t.}$$

V.9.3. calcul de force sismique total de chaque mode :

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants

	Bloc	1 ^{er} mode	2 ^{eme} mode
Sens Transversal	T (s)	0.19	0.08
	Cas	Cas2	Cas1
	$\frac{S_a}{g}$	0.150	0.274
	α (%)	95.3	4.00
	W (t)	544.75	544.75
	$V_i(t)$	77.52	5.97
Sens Longitudinal	T (s)	0.23	0.09
	Cas	Cas2	Cas1
	$\frac{S_a}{g}$	0.150	0.309
	α (%)	95.00	3.00
	W (t)	544.75	544.75
	$V_i(t)$	77.630	4.90

Tableau V-8: Valeurs de force sismique total de chaque mode

V.9.4. calcul de force sismique latéral au niveau K pour le mode i :

- Sens transversal :
-

Niveau	1 ^{er} mode	2 ^{eme} mode
	$F_{K1}(t)$	$F_{K2}(t)$
2	42.71	16.40
1	34,80	-10.50

Tableau V-9: Valeurs de de force sismiques latérales au niveau K pour le mode i
Sens transversal

➤ Sens longitudinal:

Niveau	1 ^{er} mode	2 ^{eme} mode
	F _{K1} (t)	F _{K2} (t)
2	46.81	15.27
1	30,81	-10,37

Tableau V-10: Valeurs de de force sismiques latérales au niveau K pour le mode i

V.10. Combinaison des réponses modales et Calcul de l’effort tranchant et du moment fléchissant et leur distribution sur les différents niveaux:

1. Les réponses de modales retenues sont indépendantes, la réponse totale est donnée par :

$$F_K = \sqrt{\sum_{i=1}^K F_{Ki}^2} \dots\dots\dots(K = 1, 2, \dots, 6) \quad \text{(RPA 99 p50)}$$

2. distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :
L’effort tranchant au niveau de l’étage K

$$V_K = F_t + \sum_{i=1}^K F_i \dots\dots\dots(i = 1, 2, \dots, 6)$$

Tel que : $F_t = \text{Min}(0.07 \times T \times V; 0.25 \times V)$ avec $T \geq 0.7s$

Si $T \leq 0.7s$ $F_t = 0$ (RPA 99 p47)

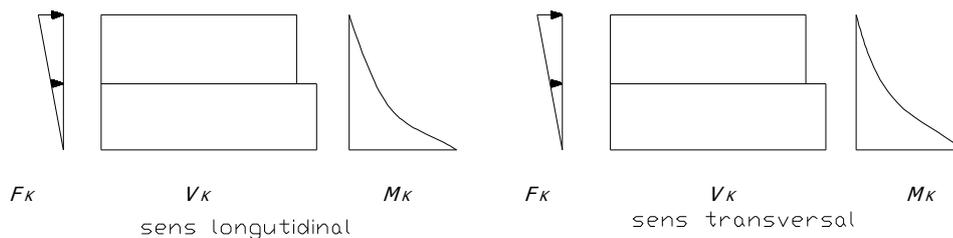
Dans notre cas $F_t = 0$

3. le moment fléchissant est donnée par :

$$M_i = V_i \times h_i + M_{i+1}$$

Niveau	Sens transversal			Sens longitudinal		
	F _K (t)	V _K (t)	M _K (t.m)	F _K (t)	V _K (t)	M _K (t.m)
2	45.75	59.11	0,00	49.23	62.08	0,00
1	36.35	24,3	248,26	32.50	20.44	260,74
0	-	-	328,45	-	-	328.18

Tableau V-11: Valeurs de l’effort tranchant et du moment fléchissant



Figurev-7:Modèle mathématique

V.11. vérification vis-à-vis du RPA 99 :

Avant le commencement de la vérification nous sommes obligés de calculer la force sismique totale V appliquée à la base de la structure par la méthode statique équivalente.

V.11.1.Calcul la force sismique latérale totale :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \quad (\text{RPA 99 p37})$$

A, Q, R et W : déjà définis pour la méthode d'analyse modale spectrale.

D : facteur d'amplification dynamique moyen.

$$D = \begin{cases} 2.5 \times \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \times \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3s \end{cases}$$

(RPA 99 p38)

$T_2; \eta$: mêmes valeurs données pour la méthode d'analyse modale spectrale.
($T_2=0.5$ s ; $\eta=1$)

T : la période fondamentale de la structure, elle peut être estimée à partir de la formule empirique suivante :

$$T = C_T \times h_n^{\frac{3}{4}}$$

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage
 h_n : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N)

-Pour notre structure le système de contreventement est assuré par des portiques autostables ou par des palées triangulées soit en X

$$C_T=0.05$$

$$T = \text{Min} \left(T = C_T \times h_n^{\frac{3}{4}}; T = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{d}} \right)$$

d : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée(RPA 99 p46)

• Résultats d'application :

Sens	A	Q	η	C_T	$T_2(s)$	d(m)	$h_n(m)$	T(s)	D	R	W(t)	V(t)
Transversal	0.15	1.3	1	0.05	0.50	59.25	10.30	0.12	2.5	4	544.75	66.39
Longitudinal						30.65		0.17				66.39

Tableau V-12: Valeurs de la force sismique latérale totale

• Vérification de V_t :

Selon l'article (4.3.6 - RPA99) ; la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente « V ». Si $V_t < 0,8.V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse calculée par la méthode modale (forces, déplacements, moments ...) dans le rapport $\frac{0,8.V}{V_t}$

(RPA 99 p50)

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Sens	$V_t(t)$	V(t)	Vérification de $V_t > 0.80V$
transversal	83,41	66.39	Vérifié
longitudinal	82,52	66.39	Vérifié

Tableau V-13: Comparaison du calcul de la force sismique

- Pour les deux directions principales de la structure, la résultante des forces sismiques à la base est supérieure à 80 % de la valeur calculée par la méthode statique équivalente.

V.11.2. Vérification de la période propre de vibration:

Les valeurs de T calculées à partir de la méthode numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30 %.

$$T_1 + 0.30 \times T_1 > T_{app} \quad \text{(RPA 99 p47)}$$

On a la plus grande valeur de période $T_1 = 0.23$ s.
La période calculé à partir de formule empirique

$$T = 0,05 \times h^{\frac{3}{4}} = 0,29 \text{ s}$$

Donc $0,29 \times 1,30 = 0,37 > 0.23$ condition vérifier.OK

V.11.3. Vérification de déplacement:

Les forces sismiques engendrent des déformations horizontales qui risquent de déstabiliser l'ouvrage.

La limitation des déplacements relatifs à chaque niveau se fait conformément au règlement parasismique algérien qui préconise la condition suivante :

« Les déplacement relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1 % de la hauteur d'étage » :

Donc le déplacement admissible si écrit :

$$\Delta' = \frac{1}{100} \times h$$

tq h : hauteur de l'étage.

(RPA 99 p55)

Est en doit vérifier que :

$$\Delta_K \leq \Delta'$$

Tel que :

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1} \quad \text{Avec} \quad \delta_K = R \times \delta_{eK}$$

Δ_K : le déplacement relatif au niveau k par rapport au niveau K-1

δ_K : le déplacement horizontal

δ_{eK} : déplacement du aux forces sismique F_i ou des niveaux

R : coefficient de comportement

(RPA 99 p51)

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Bloc II	Sens transversal						Sens longitudinal					
	Niveau	R	δ_{eK} (cm)	δ_K (cm)	Δ_K (cm)	Δ' (cm)	$\Delta_K \leq \Delta'$	R	δ_{eK} (cm)	δ_K (cm)	Δ_K (cm)	Δ' (cm)
2	4	1	4	0.88	4.2	Vérifié	4	1	4	1.4	4.2	Vérifié
1		0,78	3.12	3.12	3.3	Vérifié		0,65	2.6	2.6	3.3	Vérifié

Tableau V-14: Comparaison des déplacements dus au séisme

V.12.Distribution des efforts sismiques de niveaux sur les différents portiques

- La position du centre de gravité :

$$\begin{cases} x_{gK} = \frac{\sum W_i \cdot x_i}{\sum W_i} \\ y_{gK} = \frac{\sum W_i \cdot y_i}{\sum W_i} \end{cases}$$

W_i : le poids de chaque élément, (charge d'exploitation considérer répartie sur la dalle)

x_i, y_i : la position de chaque élément par rapporte à l'origine de repart de chaque niveau

NB : tout qui vient par suit le X ce signifié le » sens transversal et le Y le sens longitudinal

Niveau	W _i (t)	X _{Gi} (m)	Y _{Gi} (m)
2	265.17	29.31	4.1
1	281.58	34.54	6.75

Tableau V-15: Coordonnés de centre de gravité

$$\left\{ \begin{array}{l} X_G = 32.11 \text{ m} \\ Y_G = 5.46 \text{ m} \end{array} \right.$$

• **La position du centre de torsion :**

Le centre de torsion d'un ensemble de portiques est le centre caractérisé par les propriétés suivantes :

- Une force dont la ligne d'action passe par le centre de torsion engendre une translation de la structure dans la direction de cette force.
- un moment dont l'axe vertical passe par le centre de torsion engendre une rotation de la structure dont le sens est le même que celui du moment.

Les coordonnées du centre de torsion de chaque niveau :

$$\left\{ \begin{array}{l} X_{t_k} = \frac{\sum R_{xi} \times X_j}{\sum R_{xi}} \\ Y_{t_k} = \frac{\sum R_{yi} \times Y_j}{\sum R_{yi}} \end{array} \right.$$

R_{xi}, R_{yi} : la rigidité de chaque portique pour chaque étage suivent X ou Y
X_j, Y_j : les coordonnées de portique par rapport au centre de torsion de chaque niveau

Niveau	R _{xK} (t/m)	R _{yK} (t/m)	X _{tK} (m)	Y _{tK} (m)
2	530,681	733,039	29.31	4.10
1	528,218	732,853	34.54	6.75

Tableau V-16: Coordonnés de centre de torsion

$$\left\{ \begin{array}{l} X_t = 31.19 \text{ m} \\ Y_t = 5.42 \text{ m} \end{array} \right.$$

• **Détermination de l'excentricité de niveaux :**

Les coordonnées du point d'excentricité théorique sont données par la relation suivante :

$$\left\{ \begin{array}{l} ex = X_G - X_t \\ ey = Y_G - Y_t \end{array} \right.$$

Selon RPA 2003 la limite de l'excentricité accidentelle a une valeur maximum de 5 % de la plus grande dimension de la structure donc on va prendre comme excentricité accidentelle la valeur maximale des deux valeurs calculées et 5 % de la plus grande dimension horizontale du bâtiment (RPA 99 p47)

D'au que :

$$e = e_x = e_y = \text{Max} \begin{cases} \max(e_x ; e_y) \\ 0.05 \times \max(a ; b) \end{cases}$$

a, b : les dimensions de la structure tel que en doit être prise en considération de part et d'autre du centre de torsion

Bloc				
e _x (m)	e _y (m)	0.05 × a	0.05 × b	e=e _x =e _y
0.92	0.04	1.53	2.96	2.96

Tableau V-17: Valeurs d'excentricité

• **Remarque :**

La force sismique appliquée au niveau de chaque étage se répartie sur le système de contreventement parallèle à sa direction. Cette répartition est basée sur le principe suivant:

L'élément le plus rigide et le plus loin de centre de torsion prend le pourcentage le plus grand de l'effort sismique.

(RPA 99 p47)

La formule générale s'écrit :

$$F_{KX}^j = F_{KX} \times \frac{R_{Xi}}{\sum R_{Xi}} + F_{KX} \times e \times \frac{R_{Xi} \times Y_j}{R_{K\theta}}$$

$$F_{KY}^j = F_{KY} \times \frac{R_{Yi}}{\sum R_{Yi}} + F_{KY} \times e \times \frac{R_{Yi} \times X_j}{R_{K\theta}}$$

Avec: F_{KX}^j, F_{KY}^j : La force sismique au niveau K qui revient au portique file j

X_j, Y_j : les coordonnées du portique file j par rapport au centre de torsion de niveau K

Contribution due à la translation : $F_{KX} \times \frac{R_{Xi}}{\sum R_{Xi}}$, $F_{KY} \times \frac{R_{Yi}}{\sum R_{Yi}}$

Contribution due a la rotation : $F_{KY} \times e \times \frac{R_{Yi} \times X_i}{R_{K\theta}}$, $F_{KX} \times e \times \frac{R_{Xi} \times Y_i}{R_{K\theta}}$

La Formule réduit :
$$F_{KY}^j = F_{KY} \times R_{Yi} \times \left[\frac{1}{\sum R_{Yi}} + \frac{e \times X_j}{R_{K\theta}} \right]$$

La force F_K^j appliquée dans une direction se décompose en :

- Une force appliquée au centre de masse OG.
- Un moment de torsion $M = F_K^j \times e$

On observe au niveau de chaque étage une décomposition des déplacements en :

- translation
- rotation.

- Détermination de la rigidité à la torsion ($R_{K\theta}$) :

Schéma :

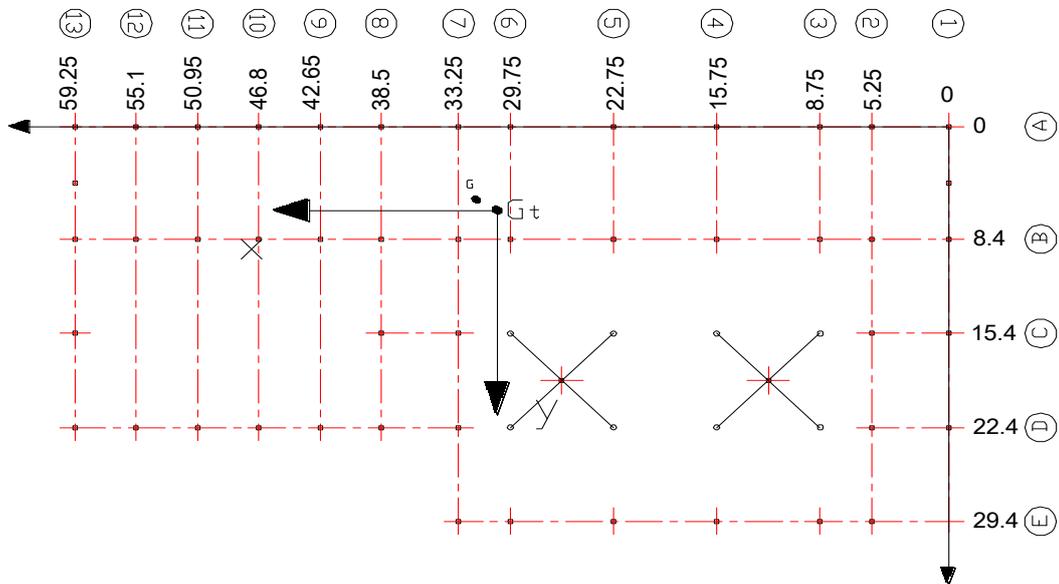


Figure V-8: Position de centre de torsion

La formule générale étant :

$$R_{K\theta} = \sum_{K=1}^n R_{K_x} \times X_i^2 + \sum_{K=1}^n R_{K_y} \times Y_i^2$$

X_j, Y_j : les coordonnées de portique par rapport au centre de torsion de chaque niveau

L'excentricité pour tous les niveaux :

$$e_x = e_y = 2.96 \text{ m}$$

Note : Pour la raison de symétrie, un seul sens de l'excentricité sera considéré lors du calcul.

Tableau récapitulatif :

Bloc	
Niveau	$R_{K\theta}(t/m)$
2	531793,675
1	589363,065

Tableau V-18: Valeurs de la rigidité à la torsion

Répartition de l'effort sismique $F_K^j(t)$ aux différents portiques chaque niveau (sens longitudinal)						
Niveau	$F_K(t)$	File A	File B	File C	File D	File E
2	45,75	37,5293919	0,06160121	0,0271602	3,68289414	4,48859216
1	36,13	29,4010091	0,04875648	0,01032659	2,86405535	/

Tableau V-19: Les efforts sismique sens transversal

Répartition de l'effort sismique $F_K^j(t)$ aux différents portiques chaque niveau (sens transversal)							
Niveau	$F_K(t)$	File 1	File 2	File 3	File 4	File 5	File 6
2	49,23	19,8463462	0,01064803	0,01143241	0,01120991	0,01098741	0,0107649
1	32,5	12,8857898	0,01358271	0,00660315	0,00648547	0,00636778	0,00625009
File 7	File 8	File 9	File 10	File 11	File 12	File 13	
0,00982708	0,00940194	0,06909193	0,06821176	0,06733159	0,06645142	27,9838428	
0,01262294	0,01244298	0,00609179	0,00602134	0,00595089	0,00588044	18,4551061	

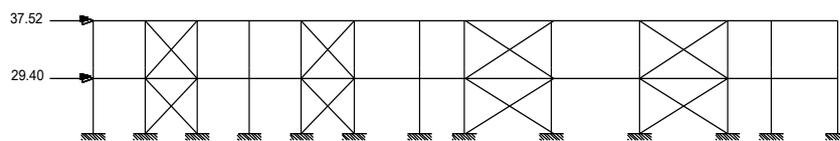
Tableau V-20: Les efforts sismique sens longitudinal

Note : L'effort tranchant négatif dus à la torsion devra être négligés pris en compte

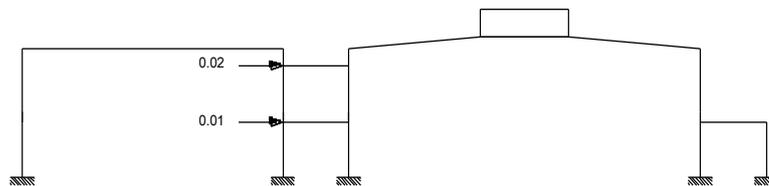
(RPA 99 p47)

Modélisation du résultat en schéma de quelque portique:

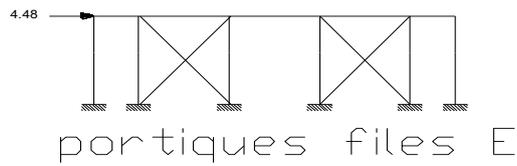
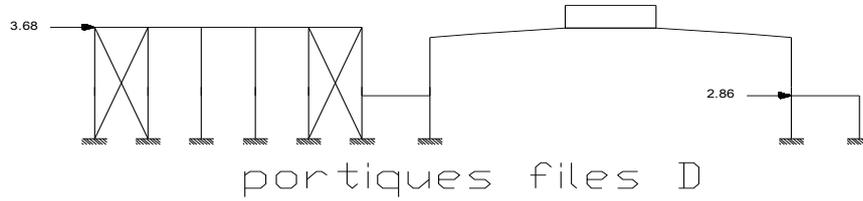
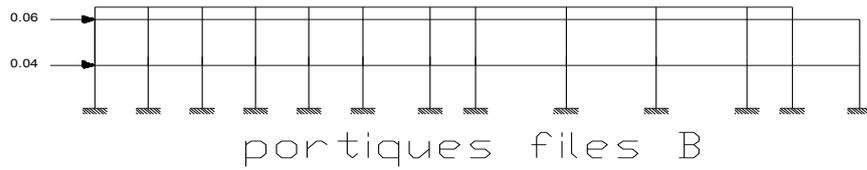
1 - Sens transversal:



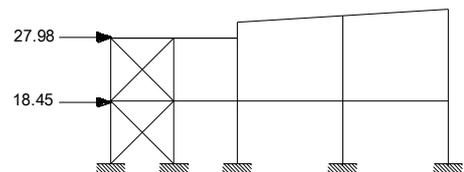
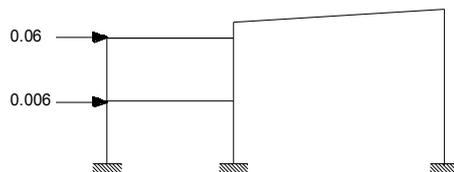
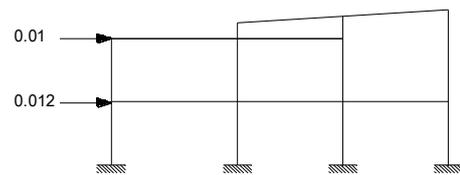
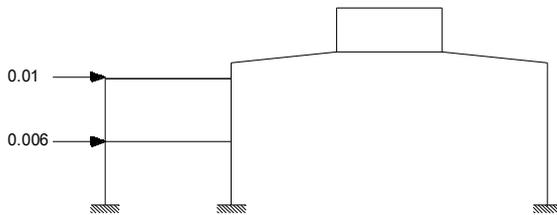
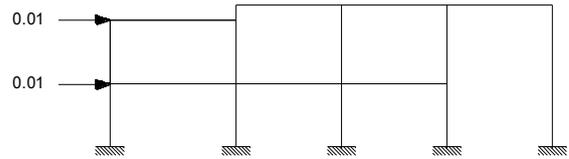
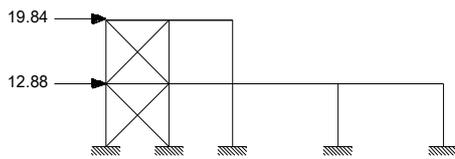
portiques files A



portiques files C



2 - Sens longitudinal :



Remarque : Pour la sécurité, les efforts sismique considérant dans les calculs des assemblages sera multiplié par 1.5, et dans le calcul des palées triangulées en multiple les forces par 1.25

V.13.Diaphragmes :

Les diaphragmes ou contreventements horizontaux des planchers et des toitures doivent être calculés pour résister aux forces sismiques déterminées par la formule

$$F_{pK} = \frac{F_i + \sum_{i=K}^n F_i}{\sum_{i=K}^n W_i} \times W_{pK}$$

W_{pK} : poids du diaphragme et des éléments tributaires du niveau k comprenant un minimum des charges d'exploitation .

La force sismique exercée sur le diaphragme sera bornée comme suit:

$$0.8 \times A \times W_{pk} \leq F_{pk} \leq 1.6 \times A \times W_{pk}$$

Les diaphragmes supportant des murs de béton ou de maçonnerie doivent avoir des chaînages transversaux reliant les chaînages de rive pour assurer la distribution des forces d'ancrage Dans les diaphragmes. des chaînages intermédiaires peuvent être prévus pour la formation de sous- diaphragmes afin de transmettre des forces d'ancrage aux chaînages transversaux.

V.14.Vérifications vis-à-vis de l'effet P-Δ :

L'effets du 2° ordre (ou effet **P-Δ**), sont les effets (solicitations) due aux charges verticales après déplacements, il peut être négliger dans le ou la condition suivante est vérifiée :

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0.1$$

Avec :

- P_k : poids total des charges permanentes et d'exploitations situées au-dessus du niveau k.
- V_k : effort tranchant d'étage k.
- Δ_k : déplacement relatif.
- h_k : hauteur d'étage.

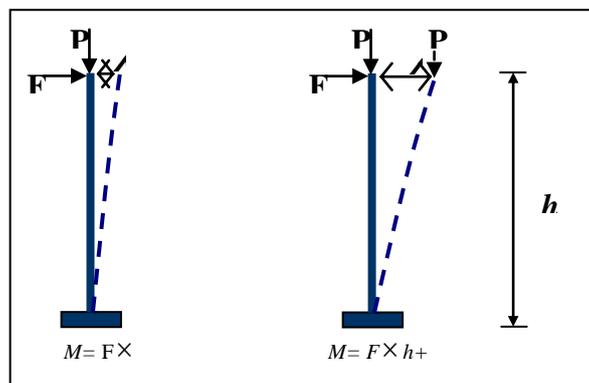


Figure V-9 : Représentation de l'effet **P.Δ**.

Niveaux	Hk (cm)	Pk (KN)	Vk (KN)		Δk (cm)		θk	
			Vx	Vy	Δx	Δy	θx	θy
2	420	2651,7	5911	6208	0,88	1,4	0,000940	0,001424
1	330	2795,8	2430	2044	3,12	2,6	0,011	0,01078

Tableau V-21: Vérifications des effets déplacements horizontaux P-Δ

• Analyse des résultats :

On constate que les effets du 2° ordre dans les deux directions orthogonales sont nettement inférieurs à la condition exigée.

V.15. Justifications vis à vis de l'équilibre d'ensemble :

Cette condition d'équilibre se réfère à la stabilité d'ensemble du bâtiment ou de l'ouvrage, soumis à des effets de renversement, Il faut vérifier la condition suivante :

$$\frac{\text{Moment stabilisateur}}{\text{Moment de renversement}} \geq 1.5$$

$$M_{\text{Renversement}} = M_{F_i/O} = \sum_{i=1}^n F_i \times d_i$$

$$M_{\text{stabilisateur}} = M_{W/O} = W \times b$$

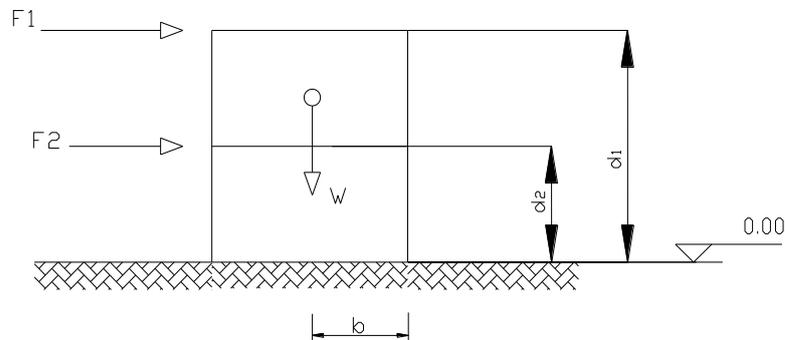


Figure V-10 : position de l'effort sismique par rapport au sol

Bloc II	W (t)	b (m)	Ms (t.m)	Mr (t.m)	Ms/Mr
Sens transversal	546,75	32,11	17556,14	463,08	37,91
Sens longitudinal	546,75	5,46	2985,26	476,58	6,26

Tableau V-22: Vérifications au renversement.

L'ouvrage est donc stable vis-à-vis du renversement (Mst/Mr > 1,5).

V.16.Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons déterminé les efforts tranchants maximaux qui agissent sur notre structure lors d'un séisme.

Les efforts obtenus dans ce chapitre seront utilisés pour les calculs et l'étude des contreventements des portiques et l'étude et les assemblages

ETUDE DES STABILITÉS

VI.1. Introduction :

Les stabilités ont pour fonctions principales de reprendre et transmettre aux fondations les efforts dus aux forces horizontales sollicitant un ouvrage. L'importance des stabilités est très grande, elles représentent le facteur principal de la sécurité d'un ouvrage.

Les palées de stabilité de notre bâtiment sont des systèmes de triangulations en Croix (X).

Dans la mesure du possible, on doit veiller à une disposition répartie et homogène, à chaque niveau, au moins trois contreventements autour du bâtiment.

Pour une file de poteaux donnée, la croix peut être disposée à une extrémité ou vers le milieu. Pour ce dernier cas, le comportement de la structure aux phénomènes de dilatation sera plus performant car les longueurs de part et d'autre de la palée étant réduits, la résistance sera moindre

La vérification de la sécurité structurale d'une barre tendue consiste à vérifier la formule suivante :

$$N_{tsd} \leq N_{tRd} \quad \text{(CCM 97)}$$

Remarque 1 : pour les bâtiments la stabilité horizontale est assurée par les planchers

VI.2. Stabilité verticale :

VI.2. 1. Sens transversal :

Dans ce sens la stabilité verticale est assurée par le portique auto stable et les palées de stabilité en X dans les files 1.4 et 5 (la vérification de portique il est rapporté au prochain chapitre).

a). File « 1 »

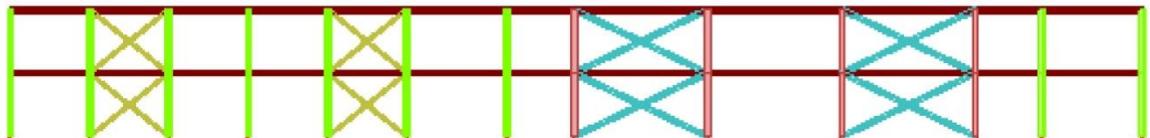


Figure IV.1 : Système de contreventement sens transversal de File "1"

🔧 Calcul de la stabilité :

- **Les actions sismiques**

A partir de calcul sismique et la distribution des efforts, les valeurs des efforts sismiques agissant sur les palées de la stabilité suivent leur niveau sont données par le tableau suivant :

	Niveau	2	1	F_R
File 1	F_K^j (daN)	37529	29401	66930

Tableau VI.1 : Effort F_K^j sismique correspondant aux niveaux

Avec $F_R = F_1 + F_2$

Remarque 2 : Comme les barres de palée de stabilité ne porte pas le plancher ; c- t- d que les barres sont sur l'effet des efforts horizontaux (vent et séisme) ; et comme l'effort de vent est négligeable devant l'effort sismique ; le dimensionnement de la section des barres serre à calculer pour résisté à la résultant des efforts sismique F_R au niveau 1.

- Les valeurs des efforts qui agissent sur les barres :

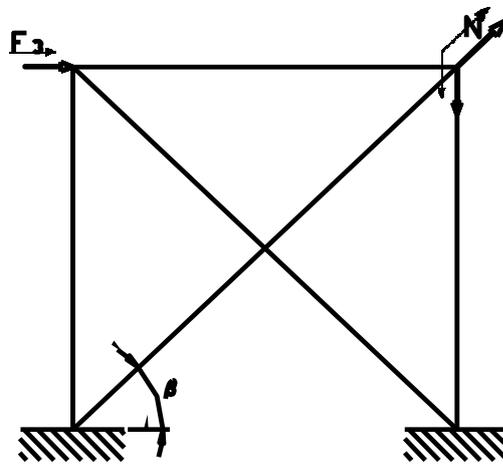


Figure IV.2 : Efforts qui agissent sur l'élément du contreventement
Selon la descente de l'effort sismique

VI.1.2.a Vérification de la diagonale tendue :

Les diagonales tendues doivent résister en vérifiant la condition suivante :

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

$$N_{t, Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

Avec A : section de diagonale (cm²)

Remarque 3 : Pour la sécurité, les efforts sismiques considérant dans les calculs des palées triangulées seront multiplié par 1.25.

(R
PA

99 p88)

L'effort F_R se décompose selon :

- Un effort de traction, repris dans la diagonale (N).

- Un effort de compression, transmis au sol par poteau (RV).

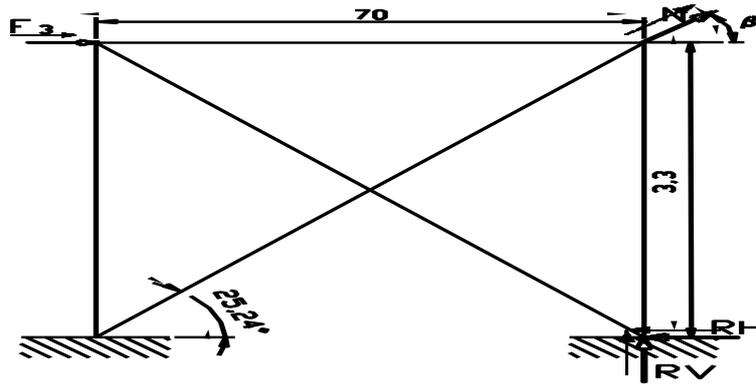


Figure IV.3 : Décomposition de efforts résultent suivent les diagonales

a).3.1 Calcul de la longueur de diagonale :

$$\cos \beta = \frac{7}{l} \Rightarrow l = \frac{7}{\cos 25,24} \text{ danc } l = 7,74 \text{ m}$$

a).3.2 Calcul des réactions d'appuis RV, RH :

$$RV = \frac{\frac{1}{2} F_R \cdot h}{1} = \frac{0,5 \times 66930 \times 3,3}{7} = 15776,36 \text{ daN}$$

$$RH = \frac{\frac{1}{2} F_R}{2} = 16732,5 \text{ daN}$$

a).3.3 Calcul l'effort de traction N :

$$\cos \beta = \frac{1,25 \times RH}{N} \Rightarrow N = \frac{1,25 \times RH}{\cos \beta} \leftrightarrow N = \frac{1,25 \times 16732,5}{0,90} \Rightarrow N = 23239,6 \text{ daN}$$

$$N_{t_{sd}} = 23239,6 \text{ daN} = 232,4 \text{ KN}$$

a).3.4 la vérification : On à comme diagonale profilé UPN 160

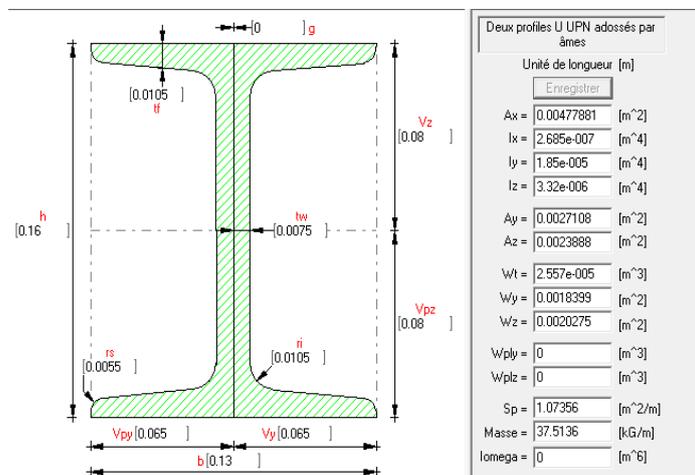


Figure VI.4 : Caractéristique de profilé double UPN160

$$N_{tRd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{13,38 \times 23,5}{1,1} = 285,84 \text{ KN}$$

$$N_{t\text{sd}} = 232,4 < N_{tRd} = 285,846\text{KN}$$

VI.3. Stabilité horizontale :

Les contreventements sont les éléments stabilisateurs principaux d'une structure, ils sont soumis a des forces situées essentiellement dans leurs plan entres autres : effet du vent, action sismique, action horizontale des ponts roulants.

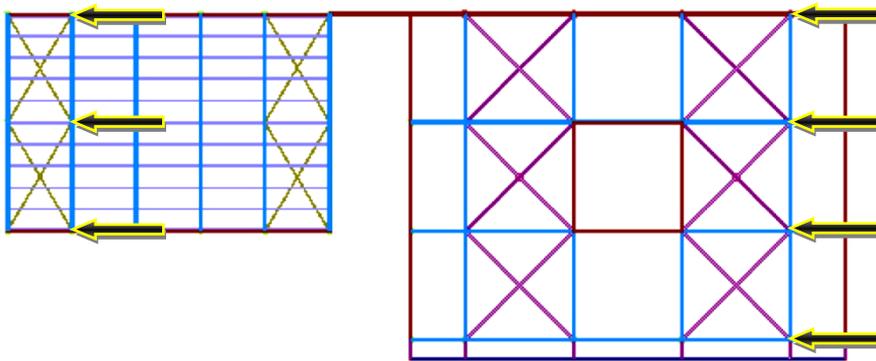


Figure VI.5 : Vue en plant des contreventements

VI.3.1. Calcul des surfaces des charges

✓ La surface (S1)

$$S_1 = 2,08 \times 3,5 = 7,26 \text{ m}^2 \Rightarrow S_1 = 7,26 \text{ m}^2$$

✓ La surface (S2)

$$S_2 = 4,15 \times 3,5 = 14,52 \text{ m}^2 \Rightarrow S_2 = 14,52 \text{ m}^2$$

✓ La surface (S3)

$$S_3 = 4,15 \times 3,5 = 14,52 \text{ m}^2 \Rightarrow S_3 = 14,52 \text{ m}^2$$

VI.3.2. Evaluation des efforts horizontaux :

La pression dynamique extrême longitudinale :

$$q_c = 62,54 \text{ daN} / \text{m}^2 = 625,4 \text{ kg} / \text{m}^2 \quad \text{Pour } h=8 \text{ m}$$

✓ Calcul de l'effort (F1) :

$$F_1 = q_c \times S_1 = 625,4 \times 7,26 = 4540,40 \text{ kg}$$

✓ Calcul de l'effort (F2) :

$$F_2 = q_c \times S_2 = 625,4 \times 14,52 = 9080,80 \text{ kg}$$

✓ Calcul de l'effort (F3) :

$$F_3 = q_c \times S_3 = 625,4 \times 14,52 = 9080,80 \text{ kg}$$

VI.3.3. Calcul des réactions d'appuis :

F1= 4540,40 kg

F2= 9080,80 kg

F3=9080,80 kg

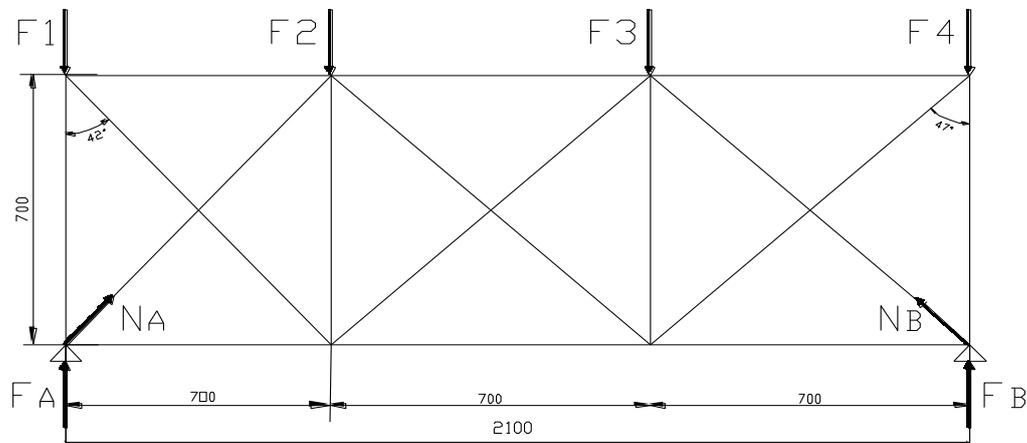


Figure VI.6 : Schéma des contreventements.

On a une symétrie donc : $R_A = R_B$

$$R_A + R_B = F_1 + F_2 + F_3 = 4540,40 + 9080,80 + 9080,80 = 22702,016 \text{ Kg}$$

$$R_A = R_B = \frac{22702,016}{2} = 11351,01 \text{ kg}$$

• **Effort de traction dans les diagonales**

$$N_A \times \cos \beta + F_1 = R$$

D'ou :

$$N_A = \frac{R - F_1}{\cos \beta} = \frac{11351,01 - 4540,40}{\cos 59,40} = 13379,28 \text{ daN}$$

$$N_B \times \cos \beta + F_4 = R$$

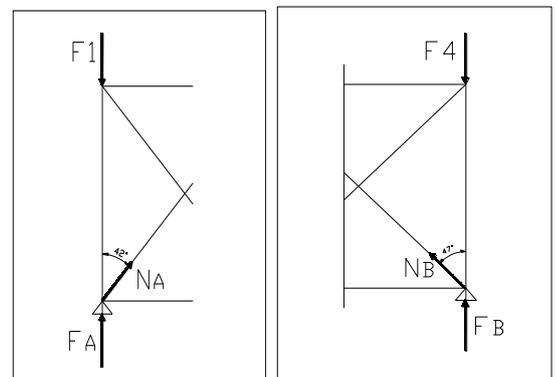


Figure VI.7 : Schéma des contreventements.

$$D'ou : N_B = \frac{R-F_4}{\cos \beta} = \frac{11351,01-9080,80}{\cos 59,40} = 4459,77 \text{ daN}$$

On a le $N_{Max}=N_A= 13379,28 \text{ daN}$

VI.3.4. La vérification :

On à comme diagonale les CAE 70x7

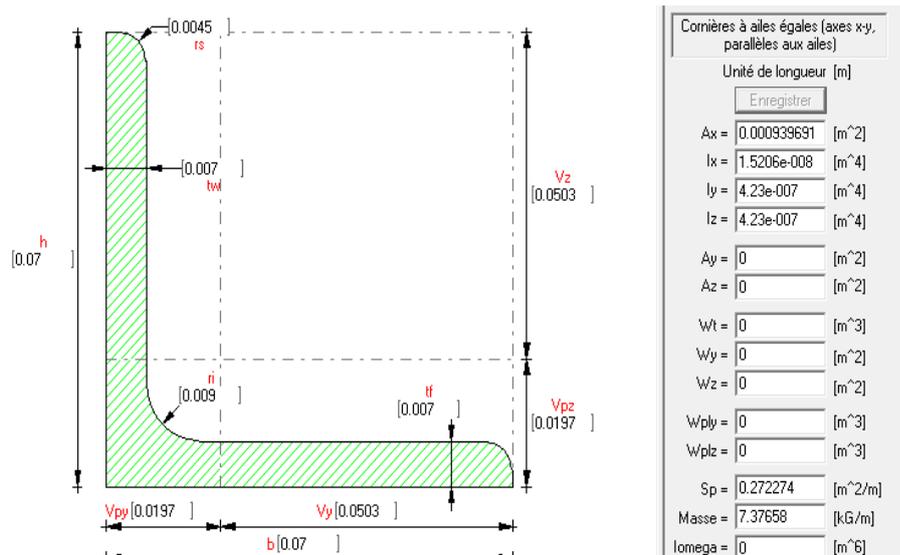


Figure VI.8 : Caractéristique de profilé L70X7

$$N_{tRd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{9,36 \times 23,5}{1,1} = 200 \text{ KN}$$

$$N_{tsd} = 133,8\text{KN} < N_{tRd} = 200 \text{ KN}$$

Donc la cornière **70X7** est vérifiée.

VI.3.4.1. Calcul de la longueur de la diagonale :

$$\cos \beta = \frac{4,15}{l} \Rightarrow l = \frac{4,15}{\cos 59,40} \text{ danc } l = 8,15 \text{ m}$$

VI.4. Conclusion:

Afin de pouvoir stabiliser notre structure, nous avons eu recours à des palées de stabilités verticales et à des contreventement sous versant pour reprendre et transmettre aux fondations les efforts dues aux forces sismique sollicitant notre ouvrages.

Les calculs ont donné les résultats suivants :

- ✓ les palés de stabilité en double **UPN160**.

- ✓ les contreventements en cornière **L70×7**.

ETUDE DES PORTIQUES

VII.1. Introduction :

Le but de tous calculs de structures est de vérifier tous les éléments aux sollicitations afin d'assurer la stabilité globale de l'ossature ; la stabilité transversale est assurée par le portique auto stable.

L'étude des portiques nécessite au préalable l'évaluation de toutes les charges (permanentes, d'exploitations, sismiques et climatiques) qui lui seraient appliquées. Son calcul est fait sous les combinaisons d'actions les plus défavorables auxquelles il pourrait être soumis durant toute la période d'exploitation de l'ouvrage.

VII.2. Tableaux de combinaison:

Combinaison	Nom	Nature de la combinaison	Définition
7 (C)	COMB1	ELU	$1*1.33+(2+3)*1.50$
8 (C)	COMB2		$1*1.33+2*1.50$
9 (C)	COMB3	ELS	$(1+2+3)*1.00$
10 (C)	COMB4		$(1+2)*1.00$
11 (C) (CQC)	COMB5	SISMIQUE	$(1+2+5)*1.00$
12 (C) (CQC)	COMB6		$(1+2+6)*1.00$
13 (C) (CQC)	COMB7		$(1+2)*1.00+5*1.20$
14 (C) (CQC)	COMB8		$(1+2)*1.00+6*1.20$
15 (C) (CQC)	COMB9		$1*0.80+5*1.00$
16 (C) (CQC)	COMB10		$1*0.80+6*1.00$

Tableau VII.1: Tableaux de combinaison

- 1: Charge permanente
- 2: Charge d'exploitation
- 3: Charge climatique
- 4: charge sismique XX
- 5: charge sismique YY

VII.3. Décence des charges :

❖ Etage courant (administrateur):

-Charge d'exploitation : $250daN/m^2$

-Charge permanente :

- Poids de la dalle $G_{dalle}=328.1daN/ml$
- Tôle nervurée $11.1daN/m^2$
- Poids propre de la poutre (IPE 220) $26,20 daN/ ml$
- Poids propre de la poutre IPE 270 $36.1 daN/ml$

• Mortier de ciment (2 cm)	40 Kg/m ²
• Revêtement en carrelage (2 cm)	44 Kg/m ²
• Faux plafond en plaque au plâtre (2 cm)	20 Kg/m
• Maçonnerie	
- Maçonnerie intérieur 10 cm	90 Kg/m ²
- Maçonnerie extérieur (e=15+15 cm et h=3,3m)	1064daN/m
• Maçonnerie pour niveaux +8.2	
- Maçonnerie intérieur 10 cm	90 Kg/m ²
- Maçonnerie extérieur (e=15+15 cm et h=3,3m)	1064 daN/m
❖ Terrasse inaccessible (Niveau+8.2,+10,6)	
-Charge d'exploitation	100daN/m ²
-Charge climatique :	13,55daN/m ²
-Charge permanente :	
• Poids propre de la dalle, tôle nervure et étanchéité	338.1 daN/m ²
• Béton de pente de dalle 1%	$2200 \times 0.1/2 = 110 daN/m^2$
• $G_{dalle}=349.1 daN/ml$	
• Acrotère	226.5 daN/ml

VII.4.Vérification des éléments constituant les portiques

VII.4.1. 1^{er} variante : vérification par logiciel ROBOT

VII.4.1.1. Modalisation de la structure :

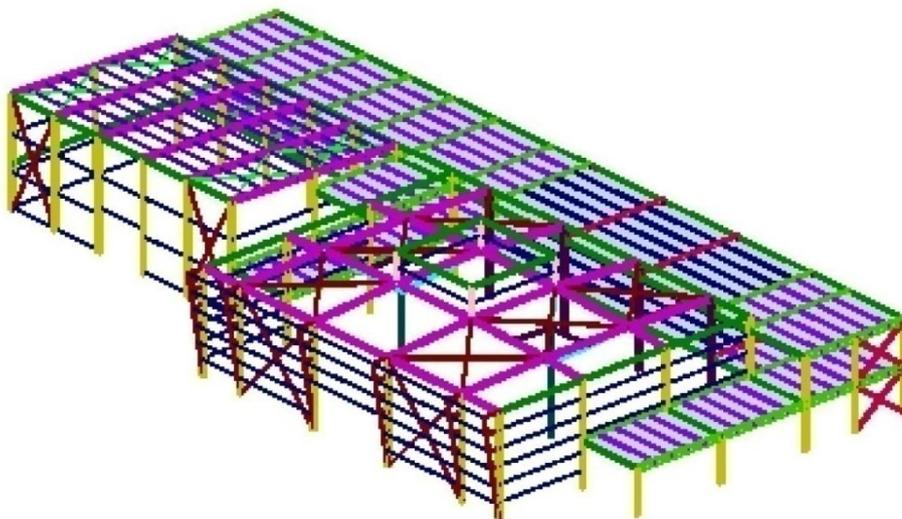


Figure VII.1: Modalisation de la structure

- Définition des charges

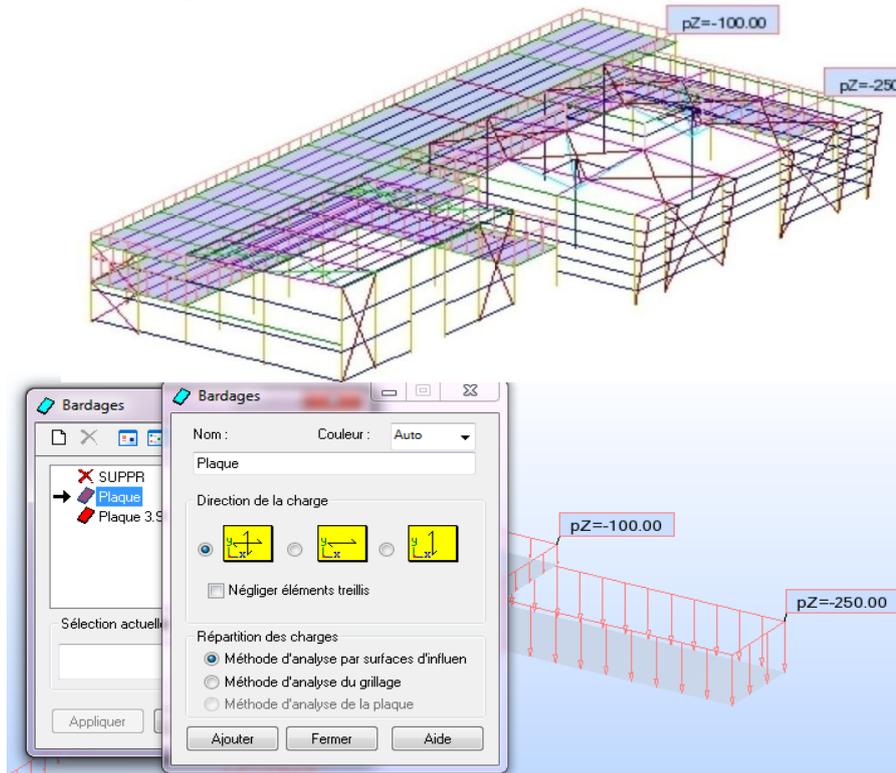


Figure VII.2: Charge surfacique d'exploitation

- Analyse Sismique:

L'analyse modale sert à définir les paramètres de l'analyse modale de RPA2003
 Définition de Spectre de réponse suivant l'axe X et l'axe X

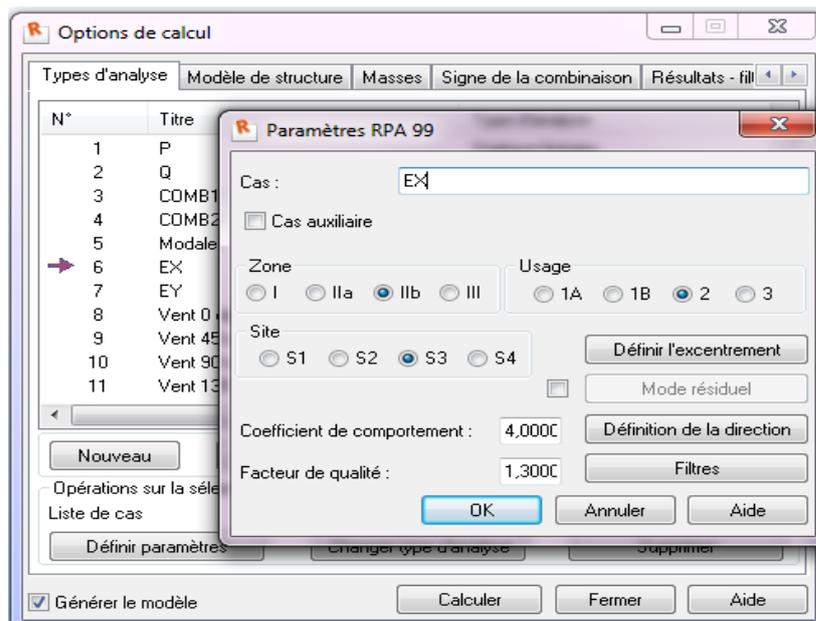


Figure VII.3: Paramètres de l'analyse modale de RPA2003

• **Masses participantes :**

Le coefficient de pondération $w=1$ pour la charge permanente et $w=0.2$ pour la charge exploitation.

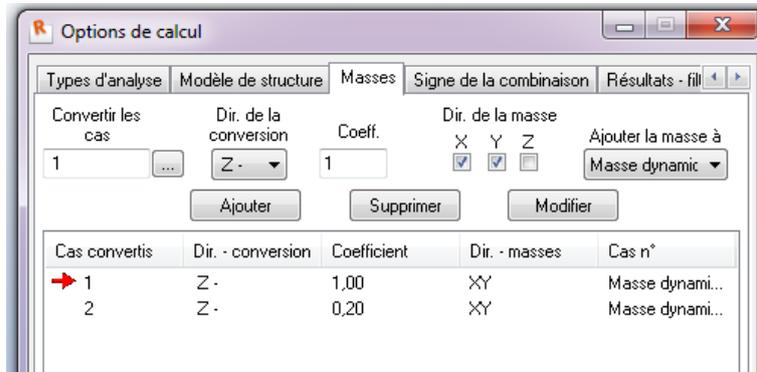


Figure VII.4: Coefficient de pondération massique

• **Définition des diaphragmes :**

Les nœuds des planches ont les mêmes déplacements en ce qui concerne le mouvement rigide de la liaison entière suivent les axe ox oy (corps rigide non soumis à la déformation).

Les déplacements définis pour la liaison rigide peuvent être limités à certains degrés de liberté.

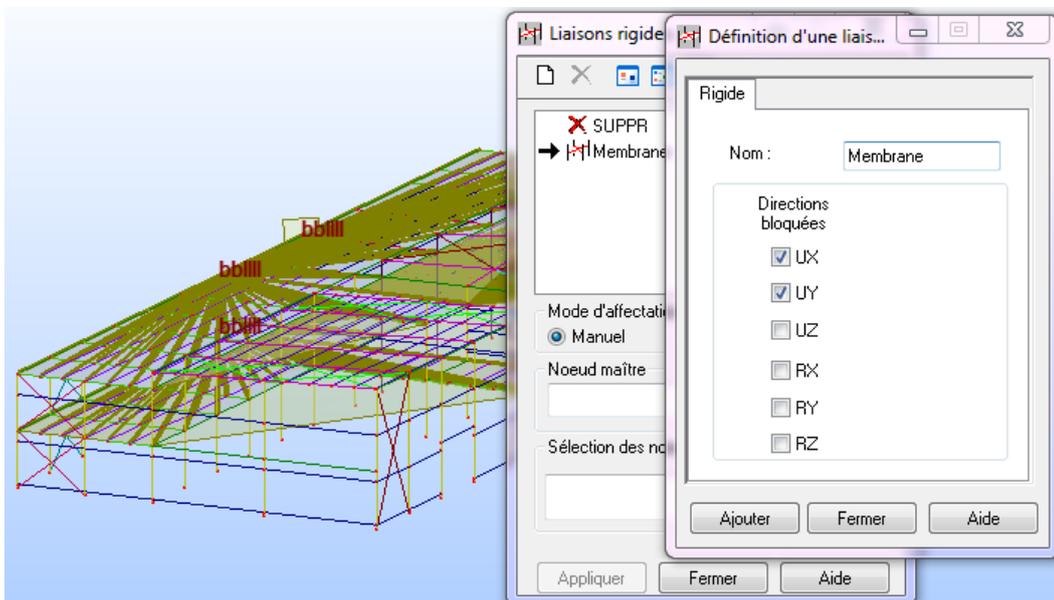


Figure VII.5: Liaison rigide (diaphragmes)

VII.4.2. 2^{ème} variante : vérification manuelle :

VII.4.2.1. Vérification des poutres :

Les éléments poutres sont bi encasté dans le sens (X-X) sens porteur, supportant la charge du plancher et travaillant principalement à la flexion sous ces charges.

Donc la vérification de ces éléments se fait par les formules suivantes :

- Dans le cas où l'effort tranchant calculé serait inférieur de 50% de V_{pIRd} il faut vérifier que :

$$M_{sd} \leq M_{c,Rd} = \frac{w_{pl} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{mo}} \quad \text{CCM97 (page 114)}$$

Avec: $V_{pIRd} = A_v \cdot (f_y / \sqrt{3}) / \gamma_{mo}$

$$A_v = A - 2 b t_f + (t_w + 2 r) t_f \quad \text{CCM97 (page 117)}$$

A) Poutre N° 406 : IPE300:

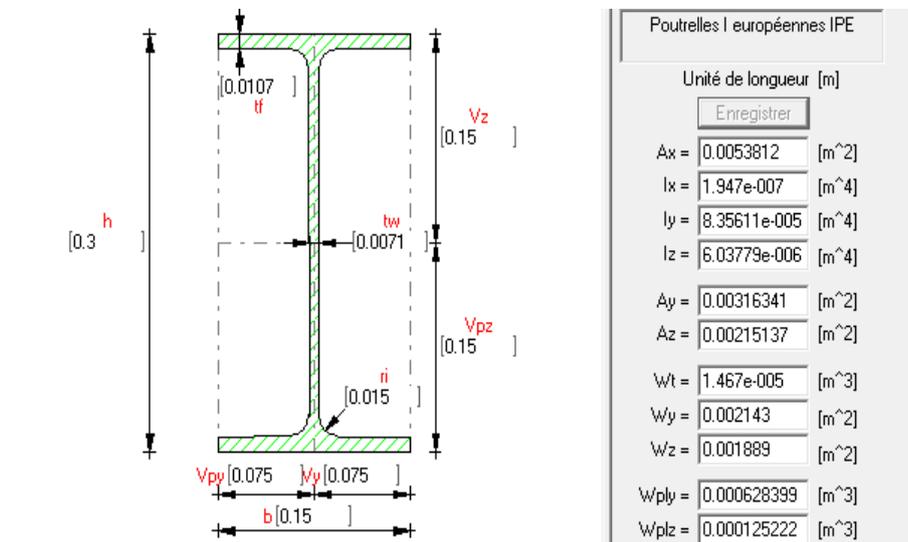


Figure VII.6: Caractéristique du profile IPE300

$$W_{ply} = 366 \text{ cm}^3$$

$$I_y = 3892 \text{ cm}^4$$

$$Gp = 30,70 \text{ Kg / ml}$$

On à : $\begin{cases} M_{sd} = 76,57 \text{ KN} \\ V_{sd} = 12,35 \text{ KN} \end{cases}$

➤ Vérification vis-à-vis du moment fléchissant :

$$V_{pIRd} = A_v (f_y / \sqrt{3}) / \gamma_{mo}$$

$$A_v = 17,65 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad V_{pIRd} = 239.478 \text{ KN}$$

Donc : $V_{sd} = 5,92 \text{ KN} < 50\% V_{pIRd} = 119.73 \text{ KN}$

➡ L'effort tranchant n'a pas d'influence sur la résistance à la flexion
Il faut vérifier que : $M_{sd} < M_{cRd}$

$$M_{sd} = 76,57 \text{ KN.m}$$

$$M_R = W_{pl} \cdot f_y / \gamma_{mo} = 147.674 \text{ KN .m}$$



$$M_{sd} \leq M_{CRd} \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

➤ **Vérification de la flèche :**

$$f^{\max} = \frac{5}{384} \frac{q_s \cdot l^4}{E I} \leq \bar{f}$$

$$f^{\max} = \frac{5}{384} \frac{q_s \cdot l^4}{E I} = \frac{5}{384} \frac{9.372 \cdot (14000)^4}{2,1 \cdot 10^5 \cdot 8356 \cdot 10^4} = 45,32 \text{ mm}$$

$$\bar{f} = \frac{l}{200} = \frac{14000}{200} = 70 \text{ mm}$$

➤ **Vérification ou déversement :**

Les éléments poutres de la structure doivent être vérifiés au déversement et pour cela ils doivent vérifier la formule suivante :

Il faut vérifier que $M_{sd} \leq M_{b Rd}$

$$M_{b Rd} = \frac{\chi \times \beta_w \times W_{pl} \times f_y}{\gamma_{M1}}$$

Avec :

$$\beta_w = 1 \text{ (Section de classe I)}$$

$$W_{PL} = 1307,26 \text{ cm}^2$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + [\phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2]^{0.5}}$$

χ_{LT} : est le coeficient de réduction pour le déversement

$$\phi_{LT} = \frac{1}{2} \cdot [1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$$

α_{LT} : facteur d'imperfection profilé laminé $\Rightarrow \alpha_{LT} = 0,21$

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\beta_w \cdot W_{ply} \cdot \frac{f_y}{M_{cr}}}$$

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

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

$$Z_g = Z_a - Z_s = 0$$

$Z_j = 0$ Section doublement symétrique

$K = 1 ; K_W = 1$ pour des appuis simple

$I_z = 1317,8 \text{ cm}^4$

$I_W = 492,15 * 10^3 \text{ cm}^6$

$I_t = \frac{1}{3} (h * t_w^3 + 2 * b * t_f^3) = 38 \text{ cm}^4$

$G = 820 * 10^3 \text{ KN/cm}^2$

$C_1 = 1,29 \quad C_2 = 1,56 \quad C_3 = 0,75$

Application numérique :

$M_{cr} = 19901 \text{ kN.m}$

$\lambda_{Lt} = \sqrt{1 * 1307,26 * 10^3 * \frac{235}{1990160,39}} = 0,39$

$\phi_{Lt} = [1 + 0,21(0,39 - 0,2) + 0,39^2] = 1,192$

$\chi_{Lt} = \frac{1}{1,192 + \sqrt{1,192^2 - 0,39^2}} = 0,43 \leq 1$

$M_{b,Rd} = \frac{0,43 * 1 * 1307,26 * 235}{1,1} = 120,89 \text{ kN.m}$

$M_{sd} = 76,57 \text{ KN.m} \leq M_{b,Rd} = 120,89 \text{ kN.m}$

Conclusion :

Il n'est pas nécessaire de tenir compte le déversement.

B) Poutre N° 55 : IPE 500 :

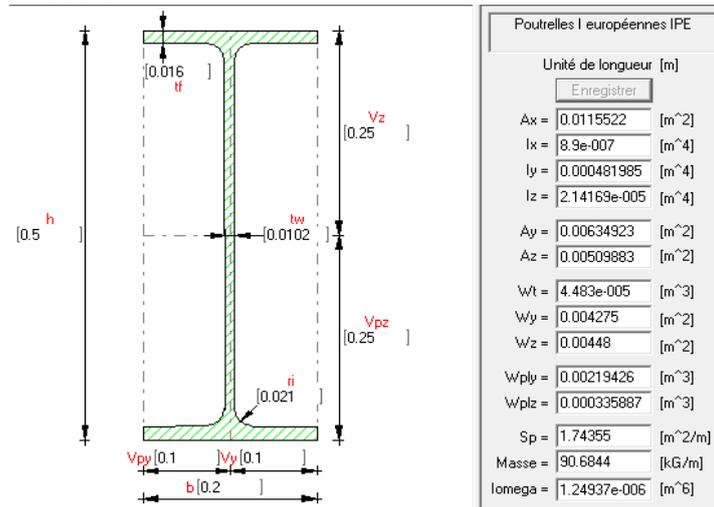


Figure VII.7: Caractéristique du profile IPE500

$W_{ply} = 3512 \text{ cm}^3$

$I_y = 92080 \text{ cm}^4$

$Gp = 122 \text{ Kg / ml}$

On à : $\begin{cases} M_{sd} = 342,35 \text{ KN.m} \\ V_{sd} = 223,83 \text{ KN} \end{cases}$

➤ **Vérification vis-à-vis du moment fléchissant :**

$$V_{plRd} = A_v (f_y / \sqrt{3}) / \gamma_{mo}$$

$$A_v = 35,61 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \boxed{V_{plRd} = 439,22 \text{ KN}}$$

Donc : $V_{sd} = 223,83 \text{ KN} < V_{plRd}$

L'effort tranchant n'a pas d'influence sur la résistance à la flexion
 Il faut vérifier que : $M_{sd} < M_{cRd}$

$$M_{sd} = 342,35 \text{ KN.m} \quad \text{et} \quad M_R = W_{pl} \cdot f_y / \gamma_{mo} = 399,97 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} \leq M_{cRd} \quad \Rightarrow \quad \text{Vérifiée}$$

➤ **Vérification de la flèche :**

$$f^{max} = 35,22 \leq \bar{f} = 42 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad \text{Vérifiée}$$

VII.4.2.2. Vérification des poteaux :

A) Poteau N° 52 : HEA 300 :

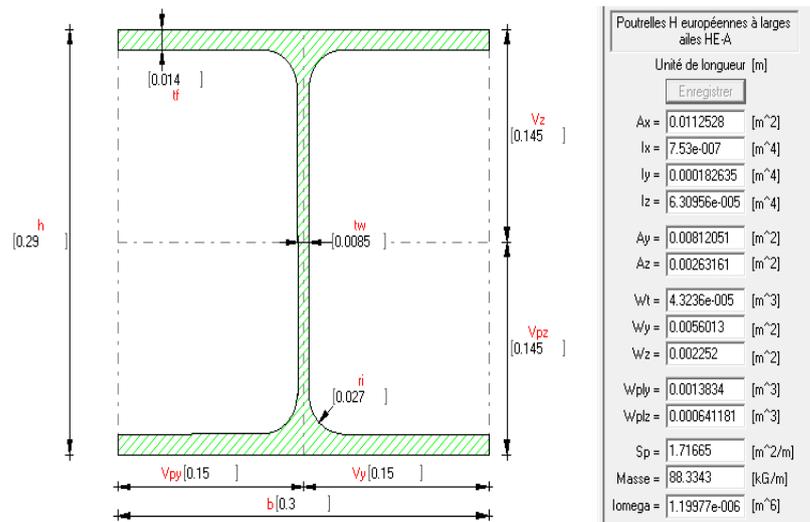


Figure VII.8: Caractéristique du profile HEA300

➤ **Vérification à la flexion et à la compression :**

Les éléments poteaux de la structure sont soumis à une compression et une flexion suivant l'axe (Y-Y) est faible donc on doit vérifier par la formule suivante :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot A \cdot f_y / \gamma_{m1}} + \frac{k_y \cdot M_{ysd}}{W_{pl} \cdot f_y / \gamma_{m1}} \leq 1 \dots \dots \dots \text{CCM97 "§"}'$$

Les efforts repressent par le poteau sont :

$$N^{\max}_{sd} = 28653 \text{ daN}$$

$$M^{\text{corr}}_{ysd} = 10236 \text{ daN.m}$$

• **Détermination de la longueur de flambement :**

$$L_f = L \left[\frac{1 + 0.145 * (n_1 + n_2) * 0.265 * n_1 * n_2}{2 - 0.364 * (n_1 + n_2) - 0.247 * n_1 * n_2} \right]$$

η_1 et η_2 : Facteurs de distribution pour poteaux continus.

$$n_2 = \frac{\sum K_{\text{poteaux}}}{\sum K_{\text{poteaux}} + \sum K_{\text{poutres}}}$$

$$\eta_1 = \frac{\sum K_{\text{poteaux}}}{\sum K_{\text{poteaux}} + \sum K_{\text{poutres}}}$$

Avec :

K_{poteaux} : sont les rigidités des poteaux = I / H

K_{poutre} : rigidité des poutres = I / L

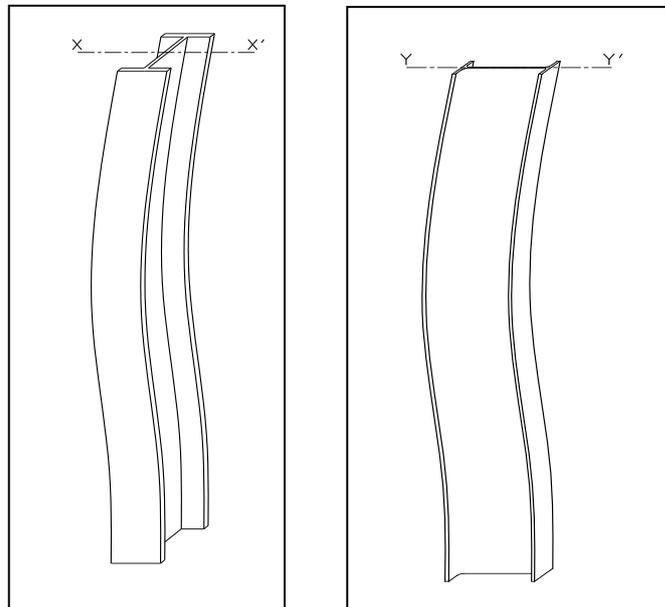


Figure VII.9: flexion poteau suivant y et y

$$K_{\text{poteau}} = \frac{18263}{330} = 55,34 \text{ cm}^2$$

$$K_{\text{ppoutre}} = \frac{48000}{840} = 57,14 \text{ cm}^2$$

$$K_{\text{poutre}} = \frac{48000}{700} = 68,57 \text{ cm}^2$$

$$\eta_1 = 0.31$$

$$\eta_2 = 0.31$$

$$L_{fy} = 1,89 \text{ m}$$

$$L_{fz} = L = 3,3 \text{ m}$$

- calcul de χ_{\min} :

$$\lambda_y = \frac{Lfy}{i_y} = \frac{189}{12,73} = 14,84$$

$$\lambda_z = \frac{Lfz}{i_z} = \frac{330}{7,49} = 44,06$$

On a: $\lambda_y < \lambda_z \Rightarrow$ le flambement se produit autour de l'axe (Y-Y)

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda}{\lambda_1} \sqrt{\beta_A} \quad \text{ou} \quad \beta_A = 1 \quad \text{section de classe (I)}$$

$$\lambda_1 = 93,9 \varepsilon \quad \text{avec} : \varepsilon = \sqrt{\frac{2350}{f_y}} ; f_y = 2350 \text{ Kg/cm}^2 \Rightarrow \varepsilon = 1$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{93,9\varepsilon} = 0,15$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{93,9\varepsilon} = 0,46$$

- Le choix de la courbe de flambement :

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{b} = 1 < 1.2 \\ t_f = 14 \text{ mm} < 100 \text{ mm} \end{array} \right\} \text{ la courbe de flambement "b"}$$

Axe de flambement y-y

$$\bar{\lambda}_y = 0,15 \rightarrow \chi_y = 1 \quad \Rightarrow \quad \chi_{\min} = \chi_z = 0,884$$

$$\bar{\lambda}_z = 0,46 \rightarrow \chi_z = 0,8842$$

- Calcul de K_y :

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{sd}}{\chi_y \cdot A \cdot f_y} \quad \text{Avec:} \quad k_y \leq 1,50$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y \times ((2 \times \beta_{My}) - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \quad \text{Avec:} \quad \mu_y \leq 0,90$$

avec : β_{My} : facteur de moment uniforme équivalent $\beta_{My} = 1,8 + 0,7 \left(\frac{M_{\min}}{M_{\max}} \right)$

A.N :

$$\beta_{My} = 1,8$$

$$\mu_y = 0,073 < 0,90 \quad (\text{OK})$$

$$K_y = 1 - \frac{0,073 * 2865,3}{1 * 112,528 * 235} = 0,997 < 1,5 \Rightarrow K_y = 1$$

On remplace dans l'équation « * » :

$$\frac{286,5 * 10^3}{0,884 * \frac{112,528 * 10^2 * 235}{1,1}} + \frac{1 * 102,36 * 10^6}{1380 * 10^3 * \frac{235}{1,1}} = 0,53 < 1$$

Conclusion :

Donc les poteaux HEA 300 est acceptables pour le niveau 2

B) Poteau N° 405:HEA 400 :(poteau de rive)

➤ **Vérification à la flexion et à la compression :**

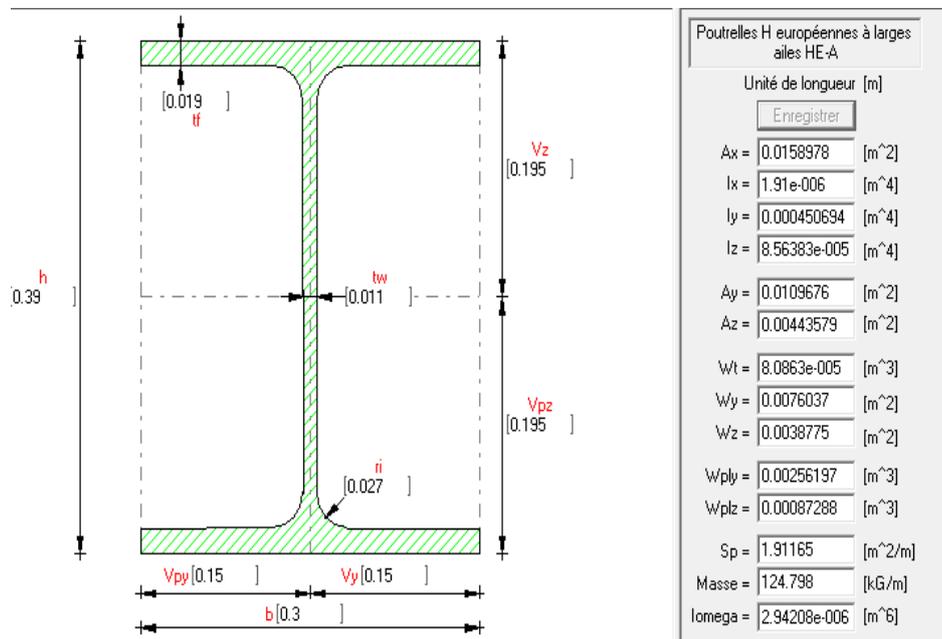


Figure VII.10: Caractéristique du profile HEA400

• **Détermination de la longueur de flambement :**

$$L_f = L \left[\frac{1 + 0.145 * (n_1 + n_2) * 0.265 * n_1 * n_2}{2 - 0.364 * (n_1 + n_2) - 0.247 * n_1 * n_2} \right]$$

η_1 et η_2 : Facteurs de distribution pour poteaux continus.

$$n_2 = \frac{\sum K_{poteaux}}{\sum K_{poteaux} + \sum K_{poutres}} \quad \eta_1 = \frac{\sum K_{poteaux}}{\sum K_{poteaux} + \sum K_{poutres}}$$

Avec :

$K_{poteaux}$: sont les rigidités des poteaux = I / H

K_{poutre} : rigidité des poutres = I / L

$$K_{Poteau} = \frac{45069}{330} = 136,57 \text{ cm}^2$$

$$K_{Ppoutr} = \frac{67116}{840} = 80 \text{ cm}^2$$

$$K_{Ppoutr} = \frac{48000}{700} = 68,57 \text{ cm}^2$$

$$\eta_1 = 0.38$$

$$\eta_2 = 0.0$$

$$L_{fy} = 1,87 \text{ m}$$

$$L_{fz} = L = 3,3 \text{ m}$$

• **Calcul de χ_{\min} :**

$$\lambda_y = \frac{Lfy}{i_y} = \frac{187}{16,84} = 11,10$$

$$\lambda_z = \frac{Lfz}{i_z} = \frac{330}{7,34} = 44,96$$

On a: $\lambda_y < \lambda_z \Rightarrow$ le flambement se produit autour de l'axe (Y-Y)

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda}{\lambda_1} \sqrt{\beta_A} \quad \text{ou} \quad \beta_A = 1 \quad \text{section de classe (I)}$$

$$\lambda_1 = 93,9 \varepsilon \quad \text{avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{2350}{f_y}} ; f_y = 2350 \text{ Kg /cm}^2 \Rightarrow \varepsilon = 1$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{93,9\varepsilon} = 0,12$$

et

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{93,9\varepsilon} = 0,48$$

• **Le choix de la courbe de flambement :**

$$\frac{h}{b} = 1 < 1.2$$

$$t_f = 19 \text{ mm} < 100 \text{ mm}$$

la courbe de flambement "b"

Axe de flambement y-y

$$\bar{\lambda}_y = 0,12 \rightarrow \chi_y = 1$$

$$\bar{\lambda}_z = 0,48 \rightarrow \chi_z = 0.8842$$

$$\Rightarrow \chi_{\min} = \chi_z = 0,884$$

• **Calcul de K_y :**

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{sd}}{\chi_y \cdot A \cdot f_y} \quad \text{Avec: } k_y \leq 1,50$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y \times ((2 \times \beta_{My}) - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \quad \text{Avec : } \mu_y \leq 0,90$$

avec : β_{My} : facteur de moment uniforme équivalent

$$\beta_{My} = 1.8 + 0.7 \left(\frac{M_{\min}}{M_{\max}} \right)$$

A.N:

$$\beta_{My} = 1,8$$

$$\mu_y = 0,09 < 0,90 \quad (\text{OK})$$

$$K_y = 1 - \frac{0,09 * 749,30}{1 * 159 * 235} = 0,99 < 1,5 \Rightarrow K_y = 1$$

On remplace dans l'équation « * » :

$$\frac{749,30 * 10^3}{0,884 * \frac{159 * 10^2 * 235}{1,1}} + \frac{1 * 146,26 * 10^6}{\frac{2561,97 * 10^3 * 235}{1,1}} = 0,50 < 1$$

Conclusion :

Donc les poteaux HEA 300 est acceptables pour le niveau 2

C) Poteau N° 399: HEB 300 :(poteau centrale)

➤ **Vérification à la flexion et à la compression :**

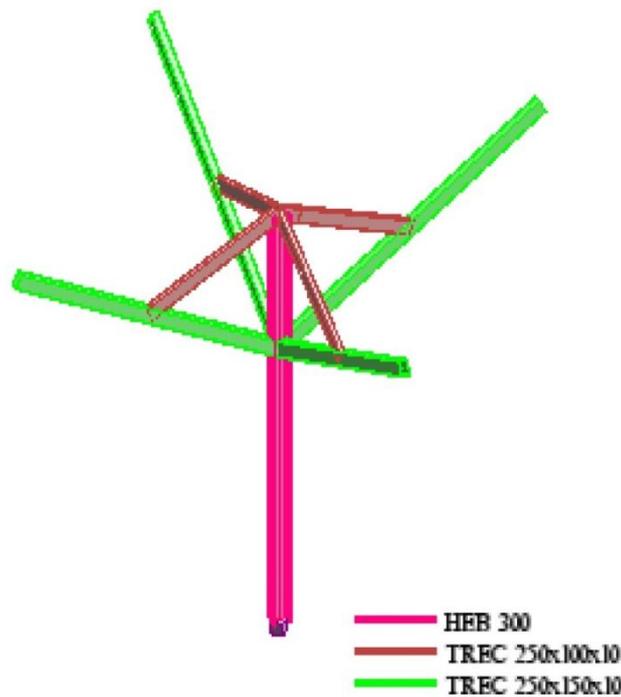


Figure VII.11: Poteau centrale

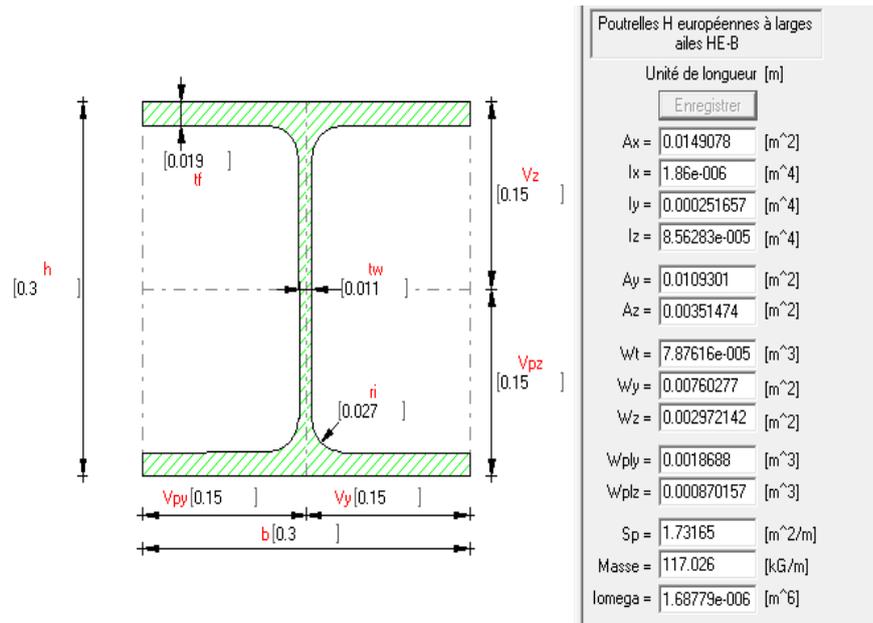


Figure VII.12: caractéristique du profilé HEB300

• **Détermination de la longueur de flambement :**

$$L_f = L \left[\frac{1 + 0.145 * (n_1 + n_2) * 0.265 * n_1 * n_2}{2 - 0.364 * (n_1 + n_2) - 0.247 * n_1 n_2} \right]$$

Avec :

$$K_{poteaux(300)} = \frac{25170}{760} = 33,12 cm^3$$

$$\eta_1 = 1$$

$$\eta_2 = 0 \text{ (encasté)}$$

$$L_{fy} = 5 \text{ m}$$

$$L_{fz} = L = 5 \text{ m}$$

• **Calcul de χ_{min} :**

$$\lambda_y = \frac{Lfy}{iy} = \frac{500}{12.99} = 38,49$$

$$\lambda_z = \frac{Lfz}{iz} = \frac{500}{7.58} = 65,96$$

-On a $\lambda_y < \lambda_z \Rightarrow$ le flambement se produit autour de l'axe (Y-Y)

$$\overline{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{93.9\epsilon} = 0.41$$

$$\overline{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{93.9\epsilon} = 0.70$$

• **Le choix de la courbe de flambement :**

$$\frac{h}{b} = 1 < 1.2$$

$$t_f = 19 \text{ mm} < 100 \text{ mm}$$



la courbe de flambement "b"

Axe de flambement y-y

$$\bar{\lambda}_y = 0.41 \rightarrow \chi_y = 0.9261$$

$$\bar{\lambda}_z = 0.70 \rightarrow \chi_z = 0.7837 \quad \Rightarrow \chi_{\min} = \chi_z = 0,7837$$

• **Calcul de K_y :**

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{sd}}{\chi_y \cdot A \cdot f_y} \quad \text{mais : } k_y \leq 1,50$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y \times ((2 \times \beta_{My}) - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \quad \text{mais : } \mu_y \leq 0,90$$

Avec:

$$\beta_{My} = 1.8$$

$$\mu_y = -0.05 < 0,90 \quad (\text{OK})$$

$$K_y = 1 + \frac{0.05 \cdot 108,78 \cdot 10^3}{0.9261 \cdot 149.1 \cdot 10^2 \cdot 235} = 0,99 < 1.5 \Rightarrow K_y = 1$$

On remplace dans l'équation « * » :

$$\frac{108,78 \cdot 10^3}{0,7837 \cdot \frac{149.1 \cdot 10^2 \cdot 235}{1,1}} + \frac{1 \cdot 61,43 \cdot 10^6}{\frac{1869 \cdot 10^3 \cdot 235}{1,1}} = 0.20 < 1$$

➤ **Calcul la stabilité des bracons :**

• **Calcul de la longueur de diagonale :**

$$\cos \beta = \frac{3,5}{l} \Rightarrow l = \frac{3,5}{\cos 51,96} \text{ danc } l = 5,68 \text{ m}$$

• **la vérification :** On à comme diagonale profilé **TREC 250× 150 ×10**

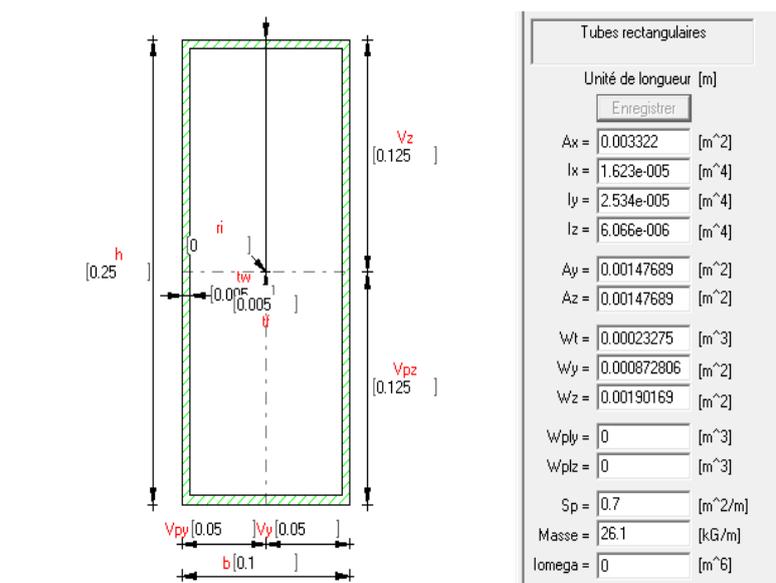


Figure VII.13: caractéristique du profilé TREC 250 × 150 × 10

• **Vérification de la diagonale comprimée:**

Les diagonales comprimées doivent résister en vérifiant la condition suivante :

$$N_{C,Rd} = \chi \times \frac{\beta_A A \times f_y}{\gamma_{M0}} \quad \boxed{N_{C,Sd} \leq N_{C,Rd}}$$

• **Vérification de l'élanement (λ):**

- **L'élanement maximal :**

D'après CTCM, puisqu'on utilise un gousset au niveau de l'intersection des deux diagonales et on prend la demi-longueur comme longueur de flambement.

Il faut vérifier que : $\lambda = \frac{l}{i} \leq 250$

$$\lambda = \frac{l}{i} \text{ tel que } i = \sqrt{\frac{I}{A}}$$

l : longueur de flambement

i : rayon giration minimal

I : l'inertie minimale

$$l = \frac{l_0}{2} = \frac{568}{2} = 284 \text{ cm}$$

$$i = \sqrt{\frac{2535}{38,23}} = 8,14 \text{ ou que } \lambda = \frac{284}{8,14} = 35 < 250$$

- **L'élanement réduit :**

$$\lambda_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \quad \text{avec : } \lambda_1 = 93,9 \quad \varepsilon = \lambda_1 = 93,9 \times \sqrt{\frac{235}{235}} = 93,9$$

$$\lambda_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = 0,37 > 0,2 \quad \text{il faut vérifier le flambement}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{250}{150} = 1,66 > 1,2 \\ t_f = 5\text{mm} < 40\text{mm} \Rightarrow \text{courbe de flambement } b \Rightarrow \chi = 0,9261 \\ \Rightarrow \text{Axe de flambement } Z - Z \end{array} \right.$$

$$N_{C,Rd} = \chi \times \frac{\beta_A A \times f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{Avec : } \beta_A = 1 \text{ section de classe 1}$$

$$N_{C,Rd} = 0,9261 \times \frac{1 \times 38,23 \times 23,5}{1,1} = 735,058 \text{ KN}$$

$$N_{C,Sd} = 178 \text{ KN} \leq N_{C,Rd} = 735,058 \quad \text{OK}$$

ASSEMBLAGES

VIII.1. Introduction:

La conception et le calcul des assemblages revêtent en construction métallique, une importance équivalente à celle du dimensionnement des pièces pour la sécurité finale de la construction. Les ossatures ne présentent généralement pas de redondances importantes et les assemblages constituent donc un point de passage obligé pour les sollicitations régnant dans les différents composants structurels. En cas de défaillance d'un assemblage, c'est bien le fonctionnement global de la structure qui est en cause.

- Les assemblages sont des ensembles constitués de plusieurs composants.
- Les abouts des éléments structurels liaisonnés.
- Les pièces accessoires de liaison
- Les organes de fixation proprement dits assurant la solidarisation effective entre les composants en présence

VIII-2 Fonctionnement des assemblages :

Les principaux modes d'assemblages sont :

a) Le boulonnage:

Le boulonnage est le moyen d'assemblage le plus utilisé en construction métallique du fait de sa facilité de mise en œuvre et des possibilités de réglage qu'il ménage sur site, pour notre cas on a utilisé le boulon de haute résistance

(HR) il comprend une vis à tige fileté, une tête hexagonale ou carrée et un écrou en acier à très haute résistance.

b) Le soudage :

En charpente soudée les assemblages sont plus rigides, cela a pour effet un encastrement partiel des éléments constructifs. Les soudages à la flamme oxyacétylénique et le soudage à l'arc électrique sont des moyens de chauffage qui permettent d'élever à la température de fusion brilles des pièces de métal à assembler.

VIII-2-1 Rôle des assemblages :

Un assemblage est un dispositif qui permet de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elles, en assurant la transmission et la réparation des diverses sollicitations entre les pièces, sans générer des sollicitations parasites notamment de torsion.

Pour réaliser une structure métallique; on dispose de pièces individuelles, qu'il convient d'assembler :

- Soit bout à bout (éclissage, rabotages).
- Soit concourantes (attaches poutre/poteau, treillis et systèmes réticulés)

Pour conduire les calculs selon les schémas classiques de la résistance des matériaux, il y a lieu de distinguer, parmi les assemblages :

- Les assemblages articulés , qui transmettent uniquement les efforts normaux les et tranchants .
- Les assemblages rigides, qui transmettent en outre les divers moments.

Cette dichotomie est en fait une simplification pour mener les calculs , car en réalité , les assemblages ont un comportement intermédiaire (semi articulés , semi encastres , semi rigides) .

Les articulations, réalisées par boulonnages, n'ont pas l'apparence d'articulations classiques. Le critère caractéristique réside en fait dans la flexibilité à proximité du nœud.

❖ **Fonctionnement par adhérence :**

Dans ce cas, la transmission des efforts s'opère par adhérence des surfaces des pièces en contact. Cela concerne le soudage , le collage , le boulonnage par boulons HR .

❖ **Coefficients partiels de sécurité :**

- Résistance des boulons au cisaillement : $\gamma_{mb} = 1,25$
- Résistance des boulons à traction : $\gamma_{mb} = 1$

❖ **Précaution constructive :**

Un bon assemblage par boulons HR exige que des précautions élémentaires soient prises, notamment :

- Le coefficient de frottement μ doit correspondre à sa valeur de calcul. Cela nécessite une préparation des surfaces , par brossage ou grenailage , pour éliminer toute trace de rouille ou de calamine ; de graissage , etc.
 - $\mu = 0,50$ pour les surfaces de la classe A
 - $\mu = 0,40$ pour les surfaces de la classe B
 - $\mu = 0,30$ pour les surfaces de la classe C
 - $\mu = 0,20$ pour les surfaces de la classe D.

VIII-3 Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau :

Figure VIII-1 : Détail d'assemblage poteau HEA 400 poutre IPE 550

VIII-3 -1 GÉOMÉTRIE :

	Profile	h_g mm	b_{fg} mm	t_{wg} mm	t_{fg} mm	r_g mm	A_{p_2} cm ²	I_{yp} cm ⁴	f_{yg} daN/mm	f_{ug} daN/mm
Poutre	IPE550	550	210	11	17	24	134,42	67116,5	27,5	36,5
Poteau	HEA400	390	300	11	19	27	158,98	45069,4	27,5	36,5

Tableau VIII-1 : Caractéristiques géométrique des profilés assemblés

Classe HR	d mm	d_0 mm	A_s mm ²	A_v mm ²	$F_{T,Rd}$ daN	n_h	n_v	e_1 mm	P1 mm
10.9	20	22	245	314	21168	2	7	75	130

Tableau VIII-2 : Caractéristiques géométrique d'un boulon HR 10.9

➤ Distances entre axes des boulons :

$$d_0 = d + 2 \text{ mm} = 22 \text{ mm}$$

$$t = \min(t_{w \text{ poteau}}; t_{w \text{ traverse}}) = \min(11; 11) \Rightarrow t = 11 \text{ mm}$$

$$2,2d_0 \leq P_1 \leq \min(20t; 200) \text{ mm} \rightarrow 48,4 \text{ mm} \leq P_1 \leq 200 \text{ mm} \Rightarrow P_1 = 130 \text{ mm}$$

$$3d_0 \leq P_2 \leq \min(20t; 200) \text{ mm} \rightarrow 66 \text{ mm} \leq P_2 \leq 200 \text{ mm} \Rightarrow P_2 = 130 \text{ mm}$$

➤ Pince longitudinale :

$$1,2d_0 \leq e_1 \leq 20t \text{ mm} \rightarrow 26,4 \text{ mm} \leq e_1 \leq 220 \text{ mm} \Rightarrow e_1 = 75 \text{ mm}$$

➤ Pince transversal :

$$1,5d_0 \leq e_2 \leq 20t \text{ mm} \rightarrow 33 \text{ mm} \leq e_2 \leq 220 \text{ mm} \Rightarrow e_2 = 75 \text{ mm}$$

• PLATINE :

	h mm	B mm	t mm	f_{YP} daN/mm
Platine	900	220	20	23,5

Tableau VIII-3 : Caractéristiques géométrique d'une platine

• JARRET INFÉRIEUR :

	h_w mm	b_f mm	t_f mm	t_w mm	α deg
Jarret	250	210	20	15	32

Tableau VIII-4 : Caractéristiques géométrique d'un jarret

• **RAIDISSEUR :**

	h mm	t mm	l mm
Supérieur	100	0	200
Raidisseur poteau supérieur	352	20	145
Raidisseur poteau inférieur	352	20	145

Tableau VIII-5 : Caractéristiques géométrique d'un raidisseur

• **SOUDURES D'ANGLE:**

$a_w =$	15	[mm]	Soudure âme
$a_f =$	15	[mm]	Soudure semelle
$a_s =$	15	[mm]	Soudure du raidisseur

• **Efforts :**

L'assemblage est sollicité par :

- un moment fléchissant : $M = 437,20 \text{ KN} \cdot \text{m}$
- un effort tranchant : $V = -300,63 \text{ KN}$
- un effort normal : $N = 1,32 \approx 0 \text{ KN}$

VIII.3.2 Détermination des efforts dans les boulons :

Nous considérons uniquement les boulons tendus : $N_i = \frac{M d_i}{\sum d_i}$

$$\sum d_i^2 = (0,78)^2 + (0,65)^2 + (0,52)^2 + (0,39)^2 = 1,453 \text{ m}^2$$

$$N_1 = \frac{M \times d_1}{\sum d_i^2} = \frac{437,20 \times 0,78}{1,453} = 234,70 \text{ KN}$$

Il faut vérifier que : $N_1 \leq n_0 \cdot F_p$.. n_0 : est le n^{bre} des rangés =2 pour notre cas

Avec: $F_p = 0,7 \times f_{ub} \times A_s$

où :

- .. F_p : L'effort de précontrainte autorisé dans les boulons,
- .. f_{ub} : La contrainte de rupture du boulon, vaut 1000 MPa pour les boulons HR 10.9,
- .. A_s : L'aire de la section du boulon.= 245 mm^2

Soit :

$$N_1 \leq n_0 \times 0,7 \times f_{ub} \times A_s$$

$$F_p = 0,7 \times f_{ub} \times A_s = 0,7 \times 1000 \times 10^{-3} \times 245 = 171,5 \text{ KN}$$

$N_1 = 234,7 \text{ KN} \leq 2 \times 171,5 = 343 \text{ KN}$ **condition vérifiée**

✚ Moment résistant effectif de l'assemblage :

$$M_{Rd} = \frac{N_{1c} \times \sum d_i^2}{d_1}$$

Pour un boulon : $N_{1c} = F_p = 171,5 \text{ KN}$
 soit pour une rangée (de deux boulons) : $2 \times N_{1c} = 2 \times 171,5 = 343 \text{ KN}$

$$M_{Rd} = \frac{343 \times 1,453}{0,78} = 638,95 \text{ KN.m}$$

$M_{Rd} = 638,95 \text{ KN.m}$

✚ **Vérification:**

$M_{Rd} = 638,95 \text{ KN.m} > M = 437,20 \text{ KN.m}$ OK

VIII.3.3 La résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant :

$V = 300,63 \text{ KN}$

✚ L'effort tranchant par boulon :

$$V_1 = \frac{300,63}{14} = 21,47 \text{ KN}$$

Il faut vérifier que :

$$V_1 \leq F_s = \frac{K_s \times m \times \mu \times F_b}{\gamma_{MS}}$$

- F_s : la résistance au glissement,
- μ : le coefficient de frottement des pièces=0,3,
- m : le nombre d'interfaces de frottement=1,
- k_s : coefficient fonction de la dimension des trous=1,
- F_b : est la résistance du boulon = $N_{1c} = 171,5 \text{ KN}$

$$F_s = \frac{1 \times 1 \times 0,3 \times 171,5}{1,25} = 41,16 \text{ KN}$$

$V_1 = 21,47 \text{ KN} < F_s = 41,16 \text{ KN}$

✚ **Vérification :**

$V_1 < F_s$ OK

VIII.3.4 Résistance de l'âme du poteau en traction :

$$F_v \leq F_t \quad \text{avec} \quad F_t = \frac{f_y \times t_{wc} \times b_{eff}}{\gamma_{M0}}$$

- t_{wc} : épaisseur âme poteau = 11mm
- b_{eff} : p = entraxe rangées boulons = 130mm

$$F_t = \frac{235 \times 11 \times 130}{1} = 336,05 \text{ KN}$$

$$F_v = \frac{M}{h-t_f} \quad \text{Avec} \quad h = 390 \text{ mm} \quad t_f = 19 \text{ mm}$$

$$F_v = \frac{M}{h-t_f} = \frac{437,20}{0,390-0,019} = 1178,44 \text{ KN}$$

✚ Vérification

$$F_v \leq F_t \quad \text{n'est pas vérifiée}$$

Nécessité d'un raidisseur de l'âme d'épaisseur **20 mm**

VIII.3.5 Résistance de l'âme de poteau en compression (non raidie) :

On va essayer de vérifier la compression sans raidissage

$$F_c = f_y \times t_w \times \left(1,25 - 0,5 \gamma_{M0} \frac{\sigma_n}{f_y} \right) \frac{b_{eff}}{\gamma_{M0}}$$

- σ_n : contrainte normale de compression dans l'âme du poteau.
- $b_{eff} = t_{fb} + 2t_p + 5(t_{fc} + r_c)$

- .. t_{fb} : épaisseur semelle poutre,
- .. t_{fc} : épaisseur semelle poteau,
- .. t_p : épaisseur platine extrémité,
- .. r_c : rayon de raccordement âme semelle de poteau.

VIII.3.5.1 Calcul de l'épaisseur de la platine t_p :

on la calcul à partir de la relation suivante ;

$$t_p \geq \frac{F}{375 \left(\frac{t_a}{c_a} + \frac{t_s}{c_s} \right)} \quad , F = 121,58 \text{ kN}$$

VIII.3.5.2 Cordon de soudure :

$$a \geq \beta_w \cdot \gamma_{Mw} \cdot \frac{t_w}{2} = 1 \times 1,25 \times \frac{15}{2} \rightarrow a \geq 9,37 \text{ soit } a = 10 \text{ mm}$$

✓ **Détermination des côtes** t_a, c_a, t_s et c_s

..
 $t_a = \frac{e}{2} - \frac{t_w}{2} = \frac{180}{2} - \frac{15}{2} = 82,5 \text{ mm}$

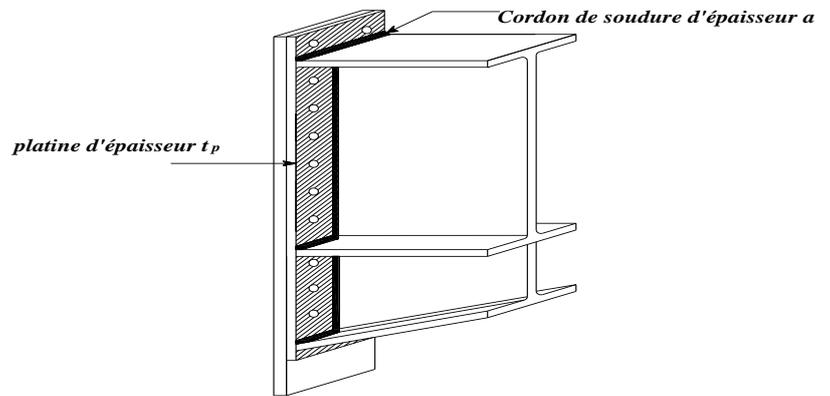
.. $y = 10 \text{ mm}$

.. $x = \frac{10}{2} = 5,0 \text{ mm}$

..
 $c_a = t_a - x = 82,5 - 5,0 = 77,5 \text{ mm}$

.. $t_s = 92 - 15 = 77 \text{ mm}$

.. $c_s = 77 - 11 = 66 \text{ mm}$



$$t_p \geq \frac{12158}{375 \left(\frac{82,5}{77,5} + \frac{77}{66} \right)} = 15 \text{ mm,}$$

on à pour une épaisseur de platine égale à 20 mm

Alors ; $b_{eff} = t_{fb} + 2t_p + 5(t_{fc} + r_c)$

$b_{eff} = 17 + 2 \times 20 + 5 \times (19 + 27) = 287 \text{ mm}$

$$\sigma_n = \frac{V}{A} + \frac{M}{W_{el,y}} = \frac{300,63}{158,98 \times 10^{-4}} + \frac{437,20}{2787,21 \times 10^{-6}} = 175,77 \text{ MPA}$$

🚦 **Vérification :**

$\sigma_n = 175,77 \text{ MPA} < 235 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{OK}$

VIII.3.6. Résistance de l'âme du poteau au cisaillement :

$$V_R = 0,58 \times f_y \times h \times \frac{t_w}{\gamma_{M0}}$$

$V_R = 0,58 \times 235 \times 400 \times \frac{11}{1} = 599,72 \text{ KN}$

L'effort de cisaillement vaut :

$F_V = \frac{M}{h-t_f} \Rightarrow F_V = \frac{437,20}{0,55-0,019} = 823,35 \text{ KN}$

✚ Vérification :

$$V_R = 599,72 \text{ KN} < F_V = 823,35 \text{ KN} \quad \text{condition non Vérifiée}$$

nécessite de posé une fourrure d'âme d'épaisseur 10 mm

telque : $t_w + 10 = 21 \text{ mm} \Rightarrow V_R = 0,58 \times 235 \times 400 \times 21 = 1144,92 \text{ KN}$

✚ Vérification :

$$V_R = 1144,92 \text{ KN} > F_V = 823,35 \text{ KN} \quad \text{condition Vérifiée}$$

VIII-4 Calculs de l'assemblage poutre- solive (âme) :

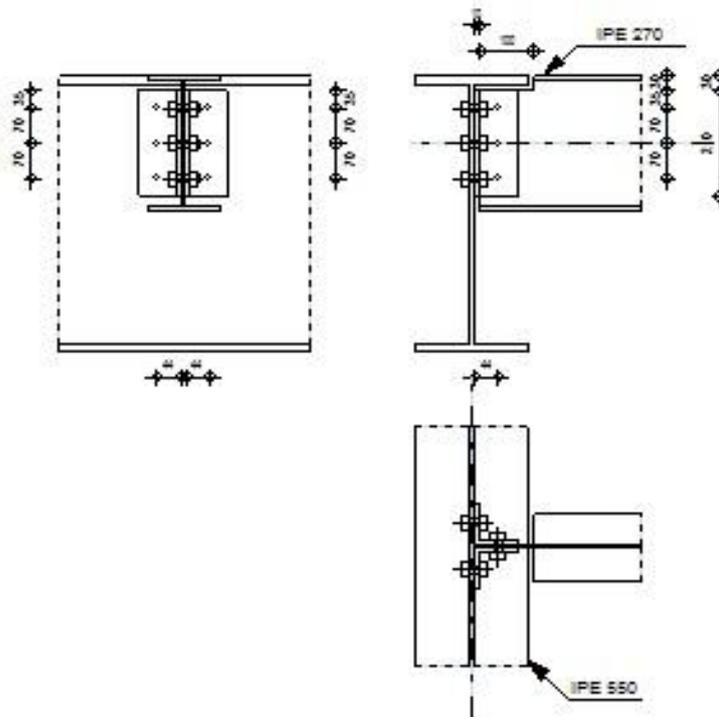


Figure VIII-2 : Détail d'assemblages poutre IPE 550 solive IPE 270

VIII-4-1 GÉOMÉTRIE :

	Profile	h_g mm	b_{fg} mm	t_{wg} m	t_{fg} m	r_g m	A_p cm ²	I_{yp} cm ⁴	f_{vg} daN/m	f_{ug} daN/m
Poutre	IPE 500	550	210	11	17	24	134,42	67116,5	27,5	36,5
Solive	IPE 270	270	135	7	10	15	45,945	5789,78	27,5	36,5

Tableau VIII-6 : Caractéristiques géométrique des profilés assemblés

• BOULONS :

Classe	d mm	d ₀ mm	A _s cm ²	A _v cm ²	F _{ub} daN/mm	n _h	n _v	e ₁ mm	P1 mm
4.6	14	16	1,150	1,539	40	1	3	35	70

Tableau VIII-7 : Caractéristiques géométrique d'un boulon Ordinaire 4.6

• Cornière :

	Profile	h mm	B mm	t mm	t mm	l _k mm	f _y daN/mm	f _u daN/mm
Cornière	CAE 80	80	80	8	10	210	23,5	36,5

Tableau VIII-8: Caractéristiques géométrique d'une cornière

- Distances entre axes des boulons :

$$d_0 = d + 2 \text{ mm} = \mathbf{16 \text{ mm}}$$

$$t = \min(t_{w \text{ poutre}}; t_{w \text{ solive}}) = \min(11; 7) \Rightarrow \mathbf{t = 7 \text{ mm}}$$

$$2,2d_0 \leq P_1 \leq \min(14t; 200) \text{ mm} \rightarrow 35,2 \text{ mm} \leq P_1 \leq 98 \text{ mm} \Rightarrow \mathbf{P_1 = 70 \text{ mm}}$$

$$3d_0 \leq P_2 \leq \min(14t; 200) \text{ mm} \rightarrow 48 \text{ mm} \leq P_2 \leq 98 \text{ mm} \Rightarrow \mathbf{P_2 = 70 \text{ mm}}$$

- Pince longitudinale :

$$1,2d_0 \leq e_1 \leq 14t \text{ mm} \rightarrow 19,2 \text{ mm} \leq e_1 \leq 98 \text{ mm} \Rightarrow \mathbf{e_1 = 35 \text{ mm}}$$

- Pince transversal :

$$1,5d_0 \leq e_2 \leq 14t \text{ mm} \rightarrow 24 \text{ mm} \leq e_2 \leq 98 \text{ mm} \Rightarrow \mathbf{e_2 = 35 \text{ mm}}$$

• EFFORTS:

$$V_{b,Ed} = 52,35 \text{ KN}$$

VIII-4-2 Boulons assemblant la cornière à la poutre principale :

- ❖ Résistance de la tige d'un boulon au cisaillement :

$$F_{V,Rd} = \frac{0,6f_{ub} \times A_v \times m}{\gamma_{m2}}$$

$$F_{V,Rd} = \frac{0,6 \times 40 \times 153,9 \times 1}{1,25} = \mathbf{2955,61 \text{ daN}}$$

- ❖ Résistance d'un boulon à la traction :

$$F_{t,Rd} = \frac{0,9 f_{ub} A_s}{\gamma_{Mb}} = \frac{0,9 \times 400 \times 10^{-3} \times 115}{1,25} = \mathbf{3312,00 \text{ daN}}$$

- ❖ Pression du boulon sur l'âme de la poutre principale :

$$F_{b,Rd1X} = \frac{K_{1X} \times a_x \times f_u \times d \times t}{\gamma_{m2}}$$

$$K_{1X} = \min \left[2,8 \times \frac{e_1}{d_0} - 1,7; 1,4 \times \left(\frac{P_1}{d_0} \right) - 1,7; 2,5 \right] = 2,5 > 0,00$$

$$a_x = \min \left[\frac{e_1}{3d_0}; \frac{P_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right] = 1 > 0,00$$

$$F_{b,Rd1X} = \frac{2,5 \times 1 \times 36,5 \times 14 \times 11}{1,25} = \mathbf{11344,2 \text{ daN}}$$

❖ Pression du boulon sur la cornière :

$$F_{b,Rd1X} = \frac{K_{1X} \times a_x \times f_u \times d \times t}{\gamma_{m2}}$$

$$K_{1X} = \min \left[2,8 \times \frac{e_1}{d_0} - 1,7; 1,4 \times \left(\frac{P_1}{d_0} \right) - 1,7; 2,5 \right] = 2,5 > 0,00$$

$$a_x = \min \left[\frac{e_1}{3d_0}; \frac{P_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right] = 0,75 > 0,00$$

$$F_{b,Rd1X} = \frac{2,5 \times 0,75 \times 36,5 \times 14 \times 8}{1,25} = \mathbf{6132,00 \text{ daN}}$$

❖ VÉRIFICATION DE LA SECTION POUR LE CISAILLEMENT DE BLOC :

$$0,5 \times V_{bEd} \leq V_{effRd}$$

➤ Cornière :

$$V_{effRD} = \frac{0,6f_u \times A_{nt}}{\gamma_{m2}} + \frac{A_{nt} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = \mathbf{18857,9 \text{ daN}}$$

AVEC :

$$A_{nt} = 2,92 \text{ cm}^2 \text{ Aire nette de la zone de la section en traction}$$

$$A_{nv} = 11 \text{ cm}^2 \text{ Aire de la zone de la section en traction}$$

✚ Vérification :

$$0,5 \times 5235,06 = \mathbf{2617,53 \text{ daN}} \leq \mathbf{18857,9 \text{ daN}}$$

Condition vérifiée

POUTRE :

$$0,5 \times V_{bEd} \leq V_{eff Rd}$$

$$V_{eff Rd} = \frac{0,6f_u \times A_{nt}}{\gamma_{m2}} + \frac{A_{nt} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = 19795,5 \text{ daN}$$

AVEC :

$A_{nt} = 1,749 \text{ cm}^2$ Aire nette de la zone de la section en traction

$A_{nv} = 11,055 \text{ cm}^2$ Aire de la zone de la section en traction

✚ Vérification :

$$0,5 \times 5235,06 = 2617,53 \text{ daN} \leq 19795,5 \text{ daN} \text{ condition vérifier}$$

VIII-5 Assemblages des diagonales pour palée de stabilité:

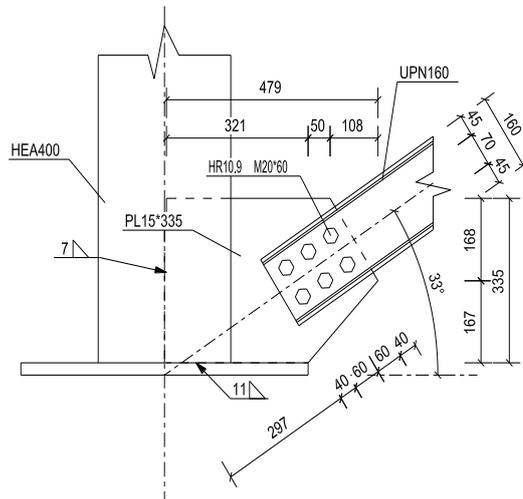


Figure VIII-3 : Détail d'assemblages stabilité double UPN160

On prend des trous de 22 mm et des boulons M20 de classe 10.9 dont les caractéristiques sont :

A : aire de la section brut de boulon

A_s : aire de la section résistante en traction du boulon

d : diamètre du boulon.

d₀ : diamètre du trou.

f_{yb} : la de la limité élastique.

f_{ub} : la résistance à la traction des boulons.

N_{sd} = 1.5N selon le RPA

N_{sd} = 1.5*422.21 = 633.32 KN

VIII.5.1 Vérification sous les sollicitations combinées de cisaillement et de traction :

$$F_{v.sd.ult} = \frac{1}{3} F_{sd.ult} \cos 30^\circ = \frac{1}{3} 481.85 \cos 30 = 108.65 \text{ kN}$$

$$F_{t.sd.ult} = \frac{1}{3} F_{sd.ult} \cos 60^\circ = \frac{1}{3} 963.70 \cos 60 = 120.62 \text{ daN}$$

Il convient de vérifier l'interaction des efforts combinés de cisaillement et de traction ainsi que la résistance à la pression diamétrale

VIII.5.2 Vérification sous les sollicitations combinées de cisaillement et de traction :

$$\frac{F_{v.sd.ult}}{F_{v.Rd}} + \frac{F_{t.sd.ult}}{1.4 F_{t.Rd}} \leq 1$$

Avec, lorsque le plan de cisaillement passe par la partie non filetée de la lige :

$$F_{V,Rd} = \frac{0.6 \times f_{ub} \times A}{\delta_{Mb}}$$

$$F_{V,Rd} = \frac{0.6 \times 100 \times 314}{1.25} = 150.72 \text{ KN}$$

$$F_{t.Rd} = \frac{0.9 \times A_s \times f_{ub}}{\gamma_{Mb}} = \frac{0.9 \times 245 \times 100}{1.25} = 220.50 \text{ KN}$$

D'où la vérification :

$$\frac{108.65}{150.72} + \frac{120.62}{1.4 \times 220.50} = 0.82 \leq 1$$

VIII.5.3 Vérification de la pression diamétrale :

$$F_{v.sd.ult} \leq F_{b.Rd}$$

VIII.5.3. 1. La résistance de calcul à la pression diamétrale d'un boulon

donnée par :

$$F_{bRd} = \frac{2.5 \alpha \times f_u \times d \times t}{\gamma_{Mb}}$$

$$\text{Avec : } \alpha = \min \left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right)$$

On à: $e_1 = 55 \text{ mm}$;

$p_1 = 110 \text{ mm}$;

$d_0 = 22 \text{ mm}$.

$$\alpha = \min\left(\frac{55}{3 \times 22}; \frac{110}{3 \times 22} - \frac{1}{4}; \frac{1000}{360}; 1\right) = \min[0.83; 1.42; 2.78; 1] = 0.83$$

$$F_{b.Rd} = \frac{2.5 \times 0.83 \times 360 \times 20 \times 15}{1.25 \times 10^3} = 179.28 \text{KN}$$

La vérification de la pression diamétrale est satisfaite, car

$$F_{v.sd.net} = 108.65 \text{kN} \leq F_{b.Rd} = 179.28 \text{KN}$$

$$F_{.sd.dul} = 120.62 \text{kN} \leq F_{b.Rd} = 129.60 \text{KN}$$

VIII-6 Calcul du Pied de Poteau encastré :

VIII-6-1 Introduction :

Les poteaux sont considérés comme encastrés pour diminuer la flèche en tête de poteaux, le système doit résister à un effort normal et un effort tranchant mais aussi et essentiellement à un moment fléchissant.

Dans notre cas ; on utilise le pied poteau qui présente un encastrement dans le plan de portique et qui doit être rigide pour empêcher leur mouvement de rotation et translation, d'une part, et assurer l'articulation pour permettre de s'incliner sur leur base et de déformer sans fendre ni fissurer la massif de fondation d'une autre part.

VIII-6-2 Principaux éléments composant ancrages :

VIII-6-2-1 Définitions :

➤ La platine d'extrémité :

C'est un plat en acier rectangulaire soudé à la base du poteau par un cordon de soudure appliqué sur le pourtour de la section du profilé constituant le poteau. Elle est percée sur sa ligne médiane pour recevoir les extrémités filetées de deux liges

D'ancrages scellés dans la fondation sous l'action du serrage des écrous, la platine prend directement appui sur la surface de béton de fondation. La platine peut être renforcée par des raidisseurs.

➤ Les tiges d'ancrage :

Elles sont droites ou recourbées à une extrémité, elles sont destinées à s'opposer à un effort très important. L'extrémité recourbée de certaines tiges s'accroche à une barre horizontale, appelée clame d'ancrage, encastrée dans le béton de fondation. L'autre extrémité, celle qui est filetée, traverse la platine sur laquelle elle est boulonnée.

➤ La bêche :

La bêche est un tronçon de profilé soudé sous la platine pour armer une butée contre le béton. Elle sert à reporter sur le béton de fondation l'effort horizontal qui peut affecter le poteau

➤ La contre platine :

La contre platine est une plaque en acier laminé scellée à la surface de béton de fondation la contre platine a deux fonctions, il a fonction de répartir les efforts de compression transmis par poteau et celle de permettre au pied de poteau des mouvements de rotation.

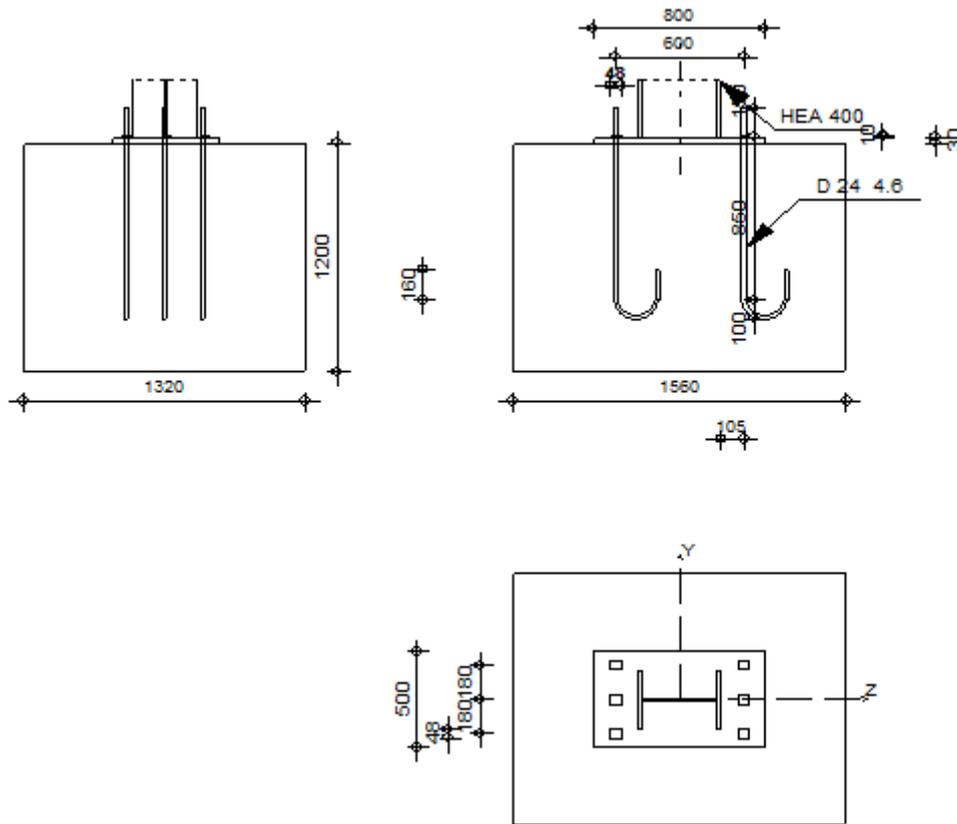


Figure VIII-4 : Détail de jonction poteau - fondation

VIII-6-3 GÉOMÉTRIE :

	Profile	L_C m	h_g mm	b_C mm	t_{wC} m m	t_{ffc} m m	r_g m m	A_p cm^2	I_{yp} cm^4	f_{yg} daN/m m_2	f_{ug} daN/m m_2
POTEAU	HEA 400	3,3	390	300	11	19	27	158,98	45069,4	27,5	40,50

Tableau VIII-9 : Caractéristiques géométrique du profilé HEA 400

❖ Choix des cordons de soudures :

SEMELLE $a_s = 0,7t_f = 0,7 \times 19 = 13,3 \rightarrow a_s = 15 \text{ mm}$

AME $a_a = 0,7t_w = 0,7 \times 11 = 7,7 \rightarrow a_s = 8 \text{ mm}$

• PLATINE :

$$a \geq 390 + (2 \times 15) = 420 \text{ mm}$$

$$b \geq 300 + (2 \times 8) = 316\text{mm}$$

	I_p mm	b_p mm	t_p mm	f_{YP} daN/mm ²	f_{uP} daN/mm ²
Platine	600	400	30	27,5	36,5

Tableau VIII-10: Caractéristiques géométrique de la platine

• **ANCRAGE :**

Classe	d mm	A_b cm ²	n_h	n_v	a_h mm	a_v mm	f_y daN/mm ²	f_u daN/mm ²
4.6	24	3,530	2	3	600	180	24	40

Tableau VIII-11: Caractéristiques géométrique d'un tige d'ancrage

• **Effort :**

$$N = 1134,81 \text{ KN}$$

$$V = 281,83 \text{ KN}$$

$$M = 60,25 \text{ KN.m}$$

VIII-6-4 Vérifications :

On doit vérifier que : $\sigma \leq \sigma_b$

Avec :

$$\sigma = \left(\frac{N}{a \times b} \right) + \left(\frac{M}{I \times V} \right) = \left(\frac{113481}{60 \times 40} \right) + \left(\frac{6025}{\frac{60 \times 40^3}{12} \times \frac{400}{2}} \right) = 47,28 \text{ daN/cm}^2$$

Béton dosé à 350 Kg/cm² de ciment : $\sigma_b = 80 \text{ daN/cm}^2$

$$\sigma = 47,28 \text{ daN/cm}^2 \leq \sigma_b = 80 \text{ daN/cm}^2$$

VIII-6-5 Vérification des tiges d'ancrage :

L'effort admissible par scellement, dans le cas de tige droit, CM6 (article5,123)vaut

$$N_a = 0,1 \left(1 + \frac{7 \times g_c}{1000} \right) \frac{\phi}{\left(1 + \frac{\phi}{d_1} \right)} (l_1 + 6,4r + 3,5l_2) \leq \left(\frac{N}{8} \right)$$

g_c : étant le dosage en ciment du béton =350kg/m³

Φ : diamètre de la lige lisse

L_1 : longueur de la lige lisse

L_2 : longueur de la lige à partir de rayon r
 r : rayon de tige tel que $l_1 \geq r \geq l_2$
 N : l'effort de soulèvement au vent
 d_1 : distance centre la lige et la paroi la plus proche
 Effort admissible par lige

$$L_1 = 20 \phi = 480 \text{ mm}$$

$$L_2 = 2 \phi = 48 \text{ mm}$$

$$r = 3 \phi = 72 \text{ mm}$$

$$\frac{N}{8} = \frac{113481}{8} = \mathbf{14185,13 \text{ daN}} \quad (\text{Effort de traction})$$

$$N_a = 0,1 \left(1 + \frac{7 \times 350}{1000} \right) \frac{24}{\left(1 + \frac{24}{244} \right)} (480 + 460,8 + 168) = \mathbf{3835,42 \text{ daN}}$$

✚ Vérification :

$$N_a = \mathbf{3835,42 \text{ daN}} \leq \frac{N}{8} = \mathbf{14185,13 \text{ daN}}$$

On a choisi alors 6 Tiges d'un diamètre $\phi = 24 \text{ mm}$

VIII-6-6:Condition d'équilibre d'un BAEL :

$$\frac{N}{8} \leq F_A = \pi \times \tau_{su} \times \phi \times l_1$$

$$F_A = \pi \times \tau_{su} \times \phi \times l_1$$

Avec : $\tau_{su} = 0,6 \times 1^2 \times 2,1 = 1,26 \text{ MPa}$

Alors : $F_A = 3,14 \times 2,1 \times 24 \times 480 = \mathbf{75962,9 \text{ daN}}$

✚ Vérification :

$$\frac{N}{8} = 14185,13 \text{ daN} \ll F_A = 75962,9 \text{ daN} \quad \text{condition vérifier}$$

VIII.7. Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons procédé à la vérification manuelle des différents assemblages qui font partie de la structure, et cela d'après les résultats obtenus par le logiciel de calcul.



ETUDES DES FONDATIONS

X-1 Définition :

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

Les éléments de fondation transmettent les charges au sol soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

X-2 Rappel

❖ Les types des fondations :

1-Fondation superficielle:

- Semelle isolée sous Poteau
- Semelle filante continue sous mur
- Semelle filante sous plusieurs poteaux
- Radiers généraux ou nervurés

2-Fondation profonde (semelle sous pieux) :

❖ Choix des fondations :

-Un certain nombre des problèmes se pose lorsqu'il s'agit de choisir un type de fondation, qui dépend essentiellement de la contrainte du sol

-Le choix du type de fondation se fait suivant trois paramètres :

- La nature et le poids de la superstructure.
- La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction
- La qualité du sol de fondation.

Donc son calcul ne peut être effectuée que lorsqu'on connaît :

-La superstructure et ces charges.

-Les caractéristiques du sol (pour notre cas le contrainte admissible du sol = **1,4 bars**)

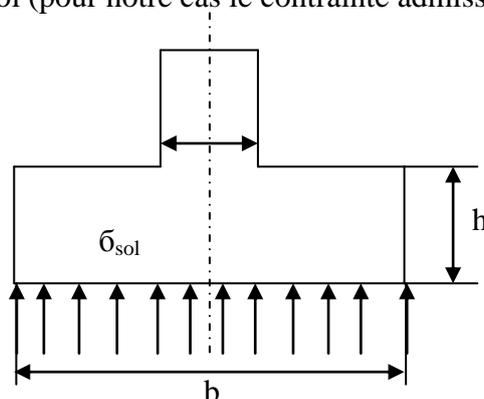


Figure X.1: contrainte du sol

❖ **Dimensionnement des fondations :**

Pour le dimensionnement des fondations, on choisit une semelle qui se trouve sous le poteau (A), les autres poteaux doivent être calculés de la même manière.

❖ **Stabilité des fondations :**

Les massifs de fondation doivent être en équilibre sous l'action :

- Des sollicitations dues à la superstructure
- Des sollicitations dues au sol.

X-3 Semelle isolée sous poteaux :

X-3-1 Semelle pour poteau de rive : POTEAU HEA 400

❖ **Méthode des bielles :**

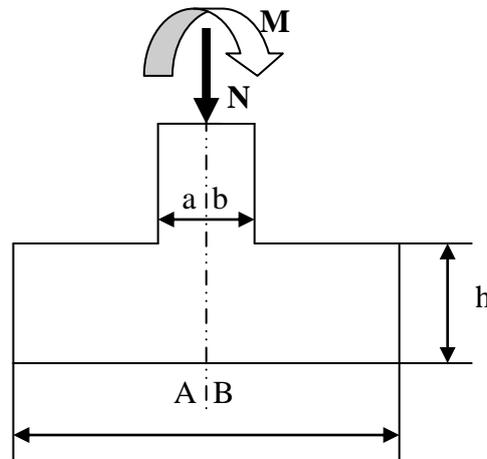


Figure X.2: Efforts agissantes à la semelle

- **G+Q** $\left\{ \begin{array}{l} N_1=108,21 \text{ KN} ; N_1, M_1 : \text{l'effort normale et le moment à l'ELS} \\ M_1=0,00 \text{ KN} \end{array} \right.$
- **1,35G+1,5Q** $\left\{ \begin{array}{l} N_2=482,56 \text{ KN} ; N_2, M_2 : \text{l'effort normale et le moment à l'ELU} \\ M_2=0,00 \text{ KN} \end{array} \right.$

Pour un sol argileux $\sigma_{sol} = 1,4 \text{ bars}$ selon la région

L'enrobage des armatures $c = 5 \text{ cm}$

🔗 Dimensionnement de la semelle:

1- Longueur et largeur de la semelle :

Pour que la contrainte sur le sol ne dépasse pas la contrainte admissible, nous devons avoir :

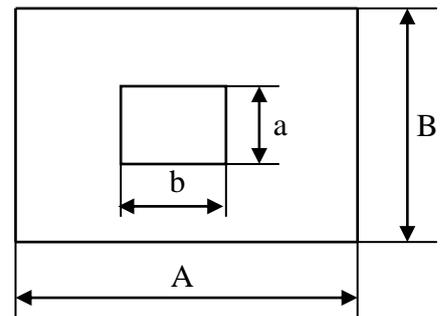


Figure X.3: Dimensionnement la semelle

$$A \times B \geq \frac{N_U}{\sigma_s} \Rightarrow A \times B \geq \frac{48256}{1,4} = 34469 \text{ cm}^2$$

On prendra : $\frac{A}{B} = \frac{a}{b}$ de manière que la semelle de poteau soient homothétique, ou sensiblement homothétique.

$$a = 60 \text{ cm} ; b = 40 \text{ cm} \Rightarrow \frac{A}{B} = \frac{60}{40} \rightarrow \frac{A}{B} = 1,5 \text{ cm} \Rightarrow A = 1,5B$$

On remplace dans la formule précédente :

$$A \times B \geq 34469 \text{ cm}^2 \Rightarrow 1,5 B^2 \geq 34469 \text{ cm}^2 \Rightarrow B = \sqrt{\frac{34469}{1,5}} \rightarrow B = 152 \text{ cm}$$

$$\text{On prend: } B = 155 \text{ cm} \quad \text{et} \quad A = 235 \text{ cm}$$

2- Hauteur de la semelle :

Pour avoir d'une part utiliser la méthode des bielles on prendra :

$$h \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{A-a}{4} = \frac{235-60}{4} = 43,75 \text{ cm} \\ \frac{B-b}{4} = \frac{155-40}{4} = 28,75 \text{ cm} \end{array} \right. \quad \text{On prend } h = 50 \text{ cm}$$

$$\text{Alors : } h_t = h + c = 50 + 5 = 55 \text{ cm}$$

✚ Calcul des armatures :

Le diagramme des contraintes est de forme rectangulaire par ce que l'effort N est concentré au l'axe de symétrie, et le moment M nulle.

Les armatures et constituées par deux nappes superposées de barres orthogonales et parallèles

$$\left\{ \begin{array}{l} F_x = \frac{N_s \times (A - a)}{8h} = \frac{10821 \times (235 - 60)}{8 \times 55} = 4303,8 \text{ Kg} \Rightarrow A_x = 12,37 \text{ cm}^2 \\ F_y = \frac{N_s \times (B - b)}{8h} = \frac{10821 \times (155 - 40)}{8 \times 55} = 2828,22 \text{ Kg} \Rightarrow A_y = 8,13 \text{ cm}^2 \\ \sigma_{ad} = \frac{f_e}{\sigma_s} = \frac{400}{1,15} = \frac{348 \text{ Kg}}{\text{cm}^2} \end{array} \right.$$

On prend Alors :

$$11\phi 12 = 14,07 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{dans le sens } A$$

$$8\phi 12 = 9,70 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{dans le sens } B$$

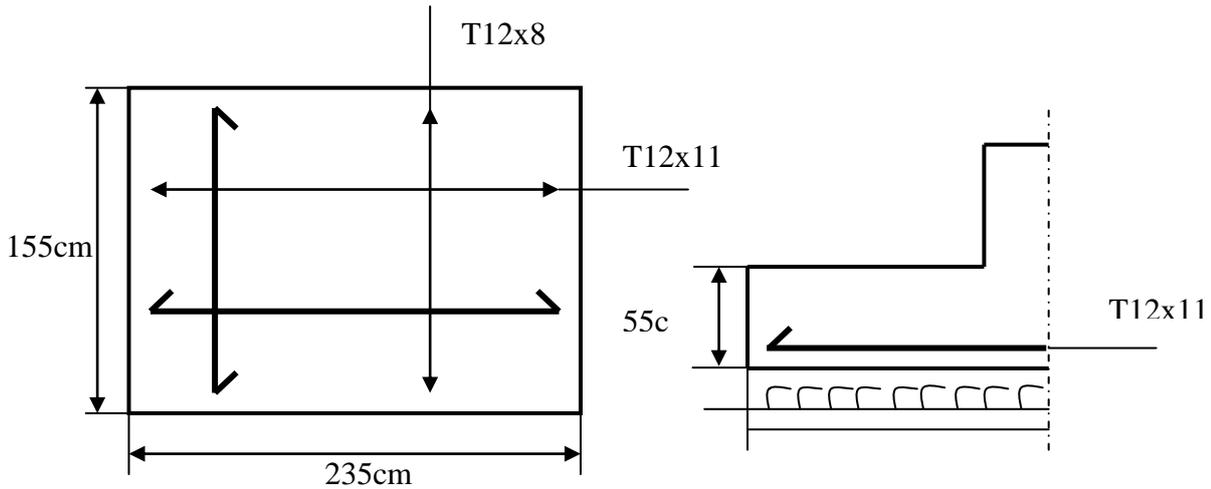


Figure X.4: Armature de la

X-3-2- Semelle pour poteau intermédiaire : POTEAU HEA 300

❖ Méthode des bielles :

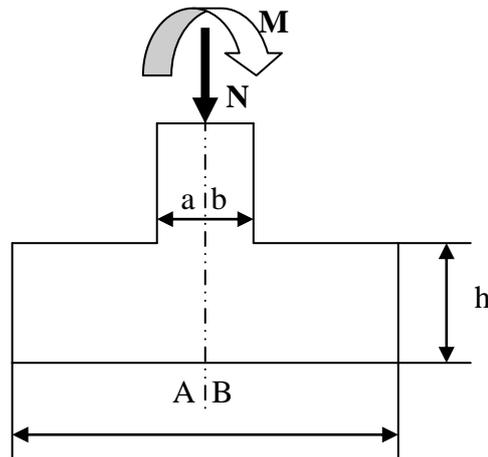


Figure X.5: Efforts agissantes à la semelle

- **G+Q** $\left\{ \begin{array}{l} N_1=108,21 \text{ KN} ; N_1, M_1 : \text{l'effort normale et le moment à l'ELS} \\ M_1=0,00 \text{ KN} \end{array} \right.$
- **1,35G+1,5Q** $\left\{ \begin{array}{l} N_2=473,39 \text{ KN} ; N_2, M_2 : \text{l'effort normale et le moment à l'ELU} \\ M_2=0,00 \text{ KN} \end{array} \right.$

Dimensionnement de la semelle:

1-Longueur et largeur de la semelle :

$$A \times B \geq \frac{N_U}{\sigma_s} \Rightarrow A \times B \geq \frac{47339}{1,4} = 33813,6 \text{ cm}^2$$

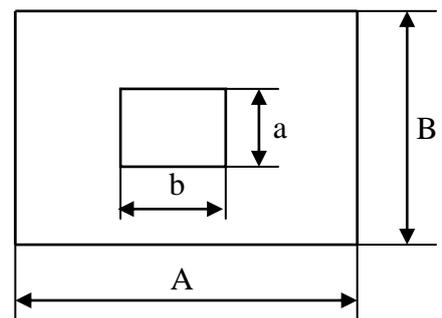


Figure X.6: Dimensionnement la semelle

On prendra : $\frac{A}{B} = \frac{a}{b} \implies a = 40 \text{ cm} ; b = 40 \text{ cm} \Rightarrow \frac{A}{B} = \frac{40}{40} \rightarrow \frac{A}{B} = 1 \text{ cm} \Rightarrow A = B$

On remplace dans la formule précédente :

$$A \times B \geq 33813,6 \text{ cm}^2 \Rightarrow B^2 \geq 33813,6 \text{ cm}^2 \Rightarrow B = \sqrt{\frac{33813,6}{1}} \rightarrow B = 182 \text{ cm}$$

On prend: B = 185 cm et A=185 cm

2- Hauteur de la semelle :

Pour avoir d'une part utiliser la méthode des bielles on prendra :

$$h \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{A-a}{4} = \frac{185-40}{4} = 36,25 \text{ cm} \\ \frac{B-b}{4} = \frac{185-40}{4} = 36,25 \text{ cm} \end{array} \right. \quad \text{On prend } h = 45 \text{ cm}$$

Alors : $h_t = h + c = 45 + 5 = 50 \text{ cm}$

✚ Calcul des armatures :

$$\left\{ \begin{array}{l} F_x = \frac{N_s \times (A - a)}{8h} = \frac{10821 \times (185 - 40)}{8 \times 50} = 3922,6 \text{ Kg} \Rightarrow A_x = 11,28 \text{ cm}^2 \\ F_y = \frac{N_s \times (B - b)}{8h} = \frac{10821 \times (185 - 40)}{8 \times 50} = 3922,6 \text{ KN} \Rightarrow A_y = 11,28 \text{ cm}^2 \\ \sigma_{ad} = \frac{f_e}{\sigma_s} = \frac{400}{1,15} = \frac{348 \text{ Kg}}{\text{cm}^2} \end{array} \right.$$

On prend Alors : $10\phi 12 = 11,30 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{dans le sens A et B}$

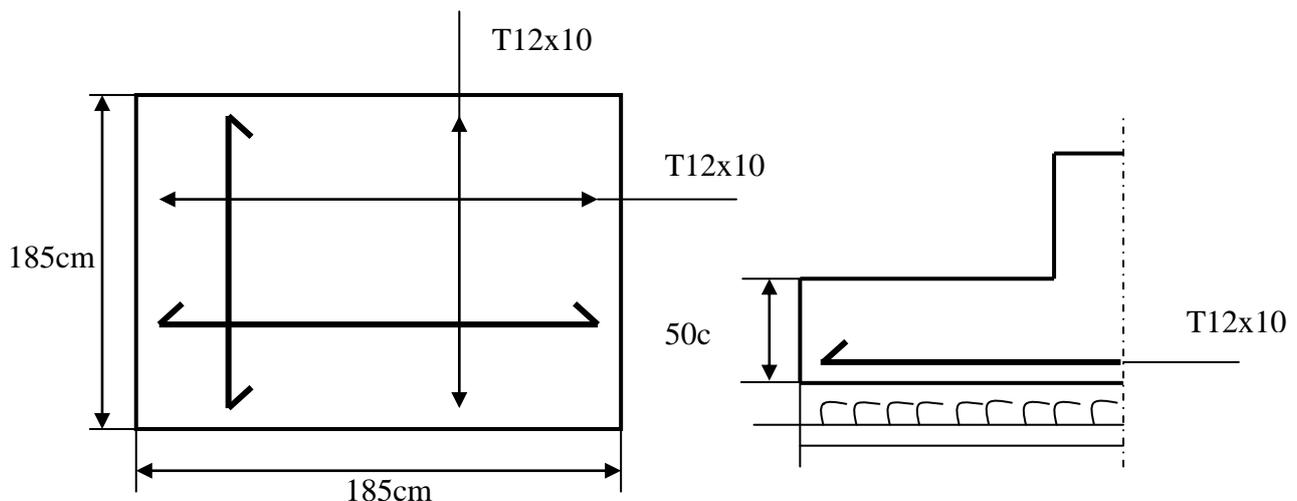


Figure X.7: Armature de la semelle 185X185

X-3-3 Semelle isolée pour poteau HEB 300 central :

❖ Méthode des bielles :

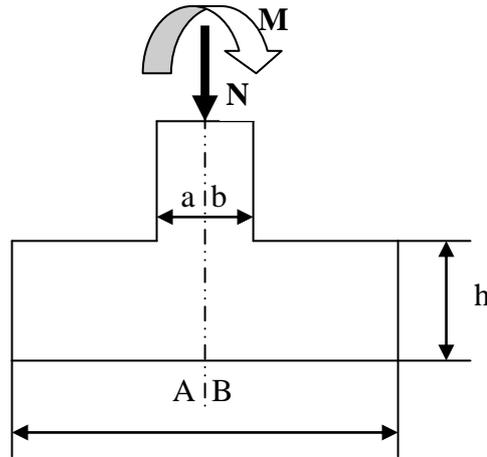


Figure X.8: Efforts agissantes à la semelle

* **G+Q** $\left\{ \begin{array}{l} N_1=18,50 \text{ KN} ; N_1, M_1 : \text{l'effort normale et le moment à l'ELS} \\ M_1=0,00 \text{ KN} \end{array} \right.$

* **1,35G+1,5Q** $\left\{ \begin{array}{l} N_2=108,82 \text{ KN} ; N_2, M_2 : \text{l'effort normale et le moment à l'ELU} \\ M_2=0,00 \text{ KN} \end{array} \right.$

🔗 Dimensionnement de la semelle:

1- Longueur et largeur de la semelle :

$$A \times B \geq \frac{N_U}{\sigma_s} \Rightarrow A \times B \geq \frac{10882}{1,4} = 7772,86 \text{ cm}^2$$

On prendra : $\frac{A}{B} = \frac{a}{b}$

$a = 40 \text{ cm} ; b = 40 \text{ cm} \Rightarrow \frac{A}{B} = \frac{40}{40} \rightarrow \frac{A}{B} = 1 \text{ cm} \Rightarrow A = B$

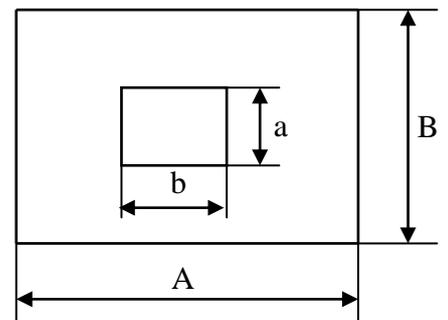


Figure X.9: Dimensionnement la semelle

On remplace dans la formule précédente :

$$A \times B \geq 7772,86 \text{ cm}^2 \Rightarrow 1 B^2 \geq 7772,86 \text{ cm}^2 \Rightarrow B = \sqrt{\frac{7772,86}{1}} \rightarrow B = 88 \text{ cm}$$

On prend: $B = 90 \text{ cm}$ et $A = 90 \text{ cm}$

2- Hauteur de la semelle :

Pour avoir d'une part utiliser la méthode des bielles on prendra :

$$h \geq \max \left\{ \begin{aligned} \frac{A-a}{4} &= \frac{90-40}{4} = 12,5\text{cm} \\ \frac{B-b}{4} &= \frac{90-40}{4} = 12,5\text{cm} \end{aligned} \right. \quad \text{On prend } h = 25 \text{ cm}$$

Alors : $h_t = h + c = 25 + 5 = 30\text{cm}$

✚ Calcul des armatures :

$$A_x = \frac{F_x}{\sigma_{ad}}$$

$$\begin{cases} F_x = \frac{N_s \times (A - a)}{8h} = \frac{1850 \times (90 - 40)}{8 \times 30} = 385,42\text{Kg} \Rightarrow A_x = 1,12\text{cm}^2 \\ F_y = \frac{N_s \times (B - b)}{8h} = \frac{1850 \times (90 - 40)}{8 \times 30} = 385,42\text{Kg} \Rightarrow A_y = 1,12\text{cm}^2 \\ \sigma_{ad} = \frac{f_e}{\sigma_s} = \frac{400}{1,15} = \frac{348\text{Kg}}{\text{cm}^2} \end{cases}$$

Donc il faut prendre la section minimum de BAEL 91

$$A_s \geq 0,23 \frac{b \times d \times f_{tj}}{f_e} = 0,23 \frac{40 \times 90 \times 2,4}{400} = 5\text{cm}^2$$

On prend Alors : $5\phi 12 = 5,65\text{cm}^2 \rightarrow \text{dans le sens A et B}$

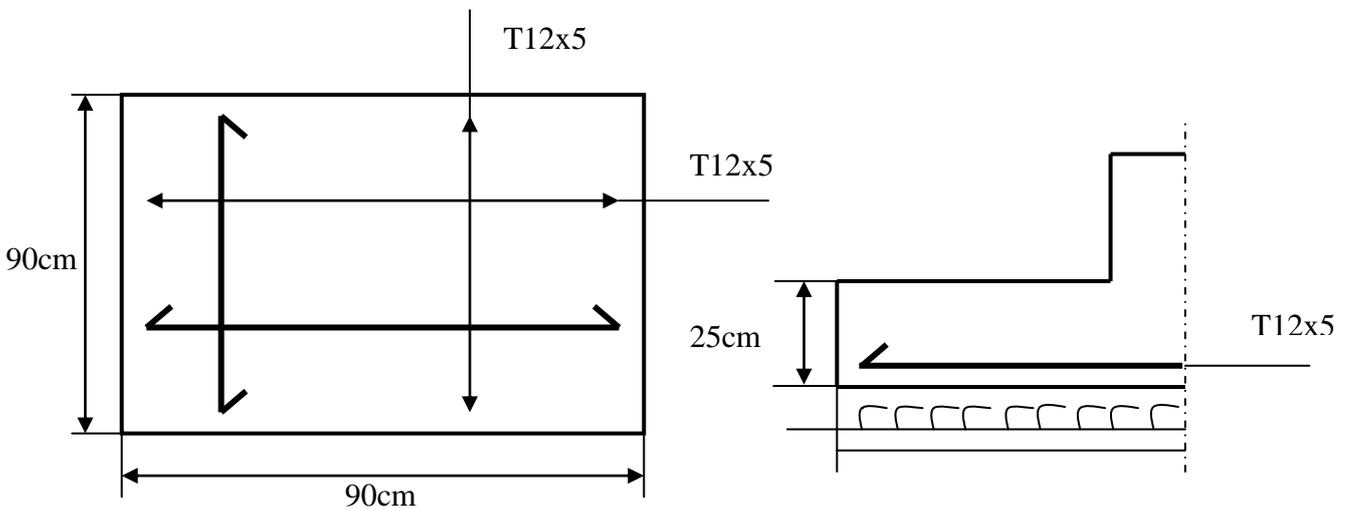


Figure X.10: Armature de la semelle 90X90

SÉCURITÉ D'INCENDIE DE L'OUVRAGE

XI-1 Introduction:

La vérification du comportement au feu d'une structure métallique conformément aux parties "feu" des Eurocodes, doit être effectuée selon trois méthodes différentes:

- par référence à des tableaux de valeurs (contenus dans l'Eurocode4 partie 1.2);
- par utilisation de méthodes de calcul simplifié faisant référence à des formules analytiques et ne concernant que des éléments de structures individuels;
- par utilisation de méthodes de calcul dites "avancées", permettant une estimation plus précise et plus globale du comportement au feu des structures, mais nécessitant le recours à des modèles numériques, fondés généralement sur la méthode des éléments finis.

En ce qui concerne le comportement au feu des matériaux et éléments de construction, on distingue deux "02" notions principales:

- la réaction au feu qui caractérise l'aliment qu'un matériau peut apporter au démarrage et au développement du feu;
- la résistance au feu qui concerne l'aptitude des éléments de construction à assurer leur fonction porteuse ou de compartimentage malgré l'action de l'incendie.

En matière de résistance au feu, les trois classements requis sont définis comme suit:

- la **stabilité au feu (SF)** qui concerne la stabilité mécanique des éléments de construction n'ayant qu'un rôle structurel porteur (poutre, poteau, tirant);
- le **pare-flammes (PF)** qui concerne principalement des éléments de compartimentage au contact desquels des matériaux combustibles ne sont pas entreposés (porte, cloison vitrée, couverture...). Il est demandé que ces éléments ne laissent pas passer de gaz chauds ni inflammables;
- le **coupe-feu (CF)** qui concerne également des éléments de compartimentage, qu'ils soient porteurs ou non (plancher, mur, cloison, plafond...), les qualités pare-flammes et, pour les éléments porteurs, une stabilité mécanique suffisante doivent être assurées.

XI-2 Résistance au feu des éléments en acier:

Pour le calcul de la résistance au feu, des modèles simples de l'eurocode3 permettent de dimensionner les éléments individuels.

- **Eléments tendus :**

La résistance de calcul $N_{f_i,t,Rd}$ au temps t d'un élément tendu, avec une distribution de température non uniforme en section peut être déterminé par :

$$N_{f_i,t,Rd} = \sum_{i=1}^n A_i K_{Y,\theta,i} f_Y / \gamma_{M,f_i}$$

Avec A_i : surface élémentaire i de la section avec une température θ_j .

$K_{y,\theta,i}$: Facteur de réduction de la limite d'élasticité de l'acier à la température θ_j .

$\gamma_{M,fi}$: Coefficient partiel de sécurité, égal à 1 pour les éléments en acier, en situation d'incendie.

θ_i : Température de la structure élémentaire Ai.

Pour les autres cas :

- Eléments comprimés avec température uniforme en section.
- Eléments fléchis avec température uniforme ou non, prenant en compte le risque de déversement.
- Eléments comprimés avec effort de flexion additionnels.

Des formules empiriques ont été élaborées.

XI-3 Caractéristique thermique des matériaux:

La connaissance des caractéristiques thermiques, principalement capacité thermique et conductivité thermique qui, pour tous les matériaux, dépendent de leur température, est nécessaire pour l'estimation du champ de température des éléments soumis à un incendie, dans le cadre de notre projet nous choisirons le béton comme matériau d'enrobage, dont nous citons ci-dessous ces caractéristiques thermiques :

- **La masse volumique du béton** : est voisine de $\rho_c = 2400 \text{ Kg/m}^3$ pour du béton normale et de 1600 Kg/m^3 pour du béton léger.
- **La capacité thermique du béton**: $C_c (j/(Kg.K))$ de masse volumique courante ($\rho_c = 2400 \text{ Kg/m}^3$) est donné par la formule suivante ou θ_c est la température du béton ($^{\circ}\text{C}$):

- Pour $20^{\circ}\text{C} \leq \theta_c \leq 1200^{\circ}\text{C}$:

$$C_c = 900 + 80 \left(\frac{\theta_c}{120} \right) - 4 \left(\frac{\theta_c}{120} \right)^2$$

Il est possible de tenir compte de la présence d'eau libre dans le béton égale à la teneur en eau d'équilibre. Si cette valeur n'est pas disponible, la teneur en eau peut généralement être prise égale à 4% de la, masse du béton.

XI-4 Actions sur les structures en situation d'incendie :

Les actions à prendre en compte sont :

- Les actions thermiques, représentant l'action de l'incendie;
- Les actions mécaniques qui agissent sur les structures en cas d'incendie.

XI-4-1 Actions mécaniques :

Pour les actions mécaniques, la formule générale pour déterminer l'effet des actions est

$$\sum \gamma_{GA} \times G_K + \psi_{1,1} \times Q_{K,1} + \sum \psi_{2,i} \times Q_{K,i}$$

- G_K : Valeur caractéristique de l'action permanente.
- $Q_{K,1}$: Valeur caractéristique d'une (la principale) action variable.
- $Q_{K,i}$: Valeur caractéristique des autres actions variables.
- $\gamma_{GA} = 1$: Facteur partiel de sécurité pour situation accidentelle.
- $\psi_{1,i}; \psi_{2,i}$ Combinaison de coefficients pour les bâtiments

Dans le cadre de l'action accidentelle incendie, seuls les coefficients associés ψ_1 et ψ_2 interviennent. Leurs valeurs sont fixées en fonction de l'action variable considérée et la catégorie du bâtiment.

Exemple :

$$\text{Catégorie E : stockage} \begin{cases} \psi_1 = 0,9 \text{ et } \psi_2 = 0,8 & \text{pour les charges d'exploitations} \\ \psi_1 = 0,5 \text{ et } \psi_2 = 0 & \text{pour les charges dues au vent} \\ \psi_1 = 0,2 \text{ et } \psi_2 = 0 & \text{pour les charges dues à la neige} \end{cases}$$

XI-4-2 Actions thermiques:

Les actions thermiques prises en compte réglementairement sont principalement les incendies (nominiaux), C'est-à-dire des évolutions de température en fonction du temps, indépendante de l'activité ou de la géométrie du bâtiment et définies par une formule analytique.

XI-5 Poutre en acier avec enrobage en béton :

L'enrobage de béton peut être utilisé uniquement comme isolation thermique pour des poutres en acier. Dans ce cas, l'épaisseur minimale d'enrobage pour différents degrés de résistance au feu est indiquée (Tableau 1):

Résistance au feu normalisé (minute)	R30	R60	R90	R120	R180
Enrobage de béton C. (mm)	0	25	30	40	50

Tableau: XI-1 : Enrobage minimal de béton pour des poutres en acier, en fonction de la durée de résistance au feu.

CONCLUSIN GENERALE

Notre projet nous a permis de dimensionner et de vérifier individuellement les éléments de notre show-room sous toute les combinaisons d'actions possibles, et d'étudier les phénomènes d'instabilité élastiques qui sont très fréquents du l'utilisation d'éléments minces et des grandes élancement.

On a réduit et solidarisé les pièces entre elles, en assurant la transmission et la répartition des diverse sollicitations par l'assemblage boulonné, on a prendre en compte l'aspect économique, la sécurité et le confort.

En fin, ce projet de fin d'étude nous permis d'approfondir nos connaissances théoriques acquises durant le cursus universitaire

BIBLIOGRAPHIE

Règlements

- RPA99 : règles parasismiques algériennes version 2003.
- RNVA99 : règle neige et vent.
- DTR : règle algérienne neige et vent.
- DTR : charges permanentes et charges exploitations.
- BAEL91 : Béton armé aux états limite.
- CCM 97 : calcul des structures en acier.
- Eurocode 4 : calcul des structures en acier.
- Eurocode 1 : action sur les structures.

Livres

- Construction métalliqueJACQUES BROZZETTI
- Volume 11 charpentes métalliqueMANFRED et MICHEL
- Conception et calcul des structures métalliques.....JEAN MOREL
- Calcul des éléments résistance d'une construction métallique.....LAHLOU DAHMANI
- Mémo Tech structures métallique.....HARZAD,LLONG et QUINZAIN
- Aide mémoire

Cours

- construction métalliqueCM1 et CM 2

Mémoire de fin d'étude

Logiciels

- robot millennium 2009.....Analyse et vérification des structures
- tekla structuredessin