



Université Mouloud
Mammeri de Tizi Ouzou

Faculté de génie de la construction
Département de génie civil
Option : Construction Métallique

PROJET DE FIN D'ETUDE

En vue de l'obtention du diplôme de Master professionnel en Génie Civil sous thème

Etude et conception d'un bâtiment R+2 en construction métallique à usage d'habitation et bureaux.



Sous la direction de M^r BOUDJEMIA.A
Réalisé par : ABAZIZ Thinhinane & AMIROUCHE Sarah

Composition du Jury :

- Président : M^r DAHMANI.L
- Examineur : M^r ILLOULI.S

Promotion : 2020 - 2021

REMERCIEMENTS :

Nous remercions Dieu tout puissant de nous avoir donné la volonté et la patience d'entamer et de terminer ce travail qui représente le fruit de plusieurs années de sacrifices.

Nous exprimons nos sincères remerciements à nos parents pour leur contribution à la réussite de ce modeste travail.

Nous adressons nos plus sincères sentiments de reconnaissance et de gratitude à Mr. Boudjemia, professeur à l'Université Mouloud Mammeri. En tant que encadreur et chef de spécialité, qui nous a guidé dans notre travail et nous aidé à trouver des solutions pour avancer.

Nous sommes également très reconnaissants à Mr L.Dahmani professeur à l'université Mouloud Mammeri pour tous ces efforts procurer durant notre parcours, d'avoir été présent et à répondre à toutes nos questions, un grand merci pour ces effort, son encouragement ainsi que sa motivation et sa disponibilité.

Nous sommes reconnaissantes aux experts et membres de jury d'avoir accepté de lire attentivement ce dossier, examiner et de donner un avis approfondi et constructif.

Nous tenons à saisir cette occasion et adresser nos profonds remerciements et nos profondes reconnaissances aux responsables et au personnel du département génie civil de l'université Mouloud Mammeri, Mr Idir ainsi que Mr Boudellal et l'ensemble des enseignants.

On tient à remercier également l'ensemble des personnes qui nous ont aidés et soutenus de près ou de loin, tout au long de la réalisation de ce travail qui clôture nos cinq années d'études universitaires.

DEDICACES :

En premier lieu, je tiens à remercier mes parents en témoignage et en gratitude pour leur dévouement et leur soutien permanent durant toutes mes années d'études et leur sacrifice, Merci maman et papa de m'avoir soutenu avec amour.

Mon père qui a toujours cru en moi, en mes capacités, ma mère qui me fait toujours des Duaa, mon époux qui m'a beaucoup soutenue et encouragée même dans les moments les plus difficiles, qui m'a aidée à me relever lors de mes échecs, et avoir confiance en moi, pour tout donner et faire ressortir la meilleure version de moi-même. Grâce à vous, j'ai trouvé la force de continuer à traverser les moments difficiles de ces dernières années.

Un grand merci à ma grande sœur Dihia à qui je dédie ce travail, mes petites sœurs Aya & Anfel, ma belle-famille, Titis, mes amis(es), et les autres membres de ma famille pour m'avoir encouragé tout au long de ma scolarité à l'ummtu.

Je dédie ce travail : à la mémoire de mes très chers grands-parents, ainsi qu'à toute la famille ABAZIZ et Smail.

Enfin un grand merci à ma copine Sarah pour sa compréhension, sa patience et son sérieux, je lui en suis très reconnaissante.

THINHINANE

DEDICACES :

C'est avec une profonde gratitude, je dédie ce modeste travail en guise de respect et de reconnaissance à:

- Mes très chers parents en témoignage et en gratitude de leur dévouement, et leur soutien permanent durant toutes mes années d'études, Leur sacrifices illimités, leur réconfort moral et tous les efforts qu'il consentit pour mon éducation est mon instruction pour me voir réussir un jour. Que Dieu les garde.
- À mon mari pour ses encouragements et son soutien qui m'a toujours accordé.
- À mes frères et mes sœurs.
- À mes beaux-frères, et ma belle-sœur.
- À mes nièces et mes neveux.
- À mes chers (es) amis(es).
- A ma binôme Thinhinane et sa famille.
- À la mémoire de mon cousin " Nacer " Dieu l'accueille dans son vaste paradis.
- À tous ceux qui me sont chers.
- À ma belle-famille ABBASSEN.
- À toute la famille AMIROUCHE.

SARAH

Table des matières :

Liste des figures
Liste des tableaux
Notations générales

Introduction générale 01

CHAPITRE I : Généralités.

I.1 Introduction 02
I.2 La conception générale de la structure 06
I.3 Les efforts appliqués à la structure 06
I.4 Quelques avantages des structures métalliques..... 06
I.5 Les avantages de la construction mixte 07
I.6 Les éléments mixtes acier-béton 09
I.7 Conclusion 11

CHAPITRE II : Présentation de l'ouvrage

II.1- Présentation de l'ouvrage 12
II.2- Conception de l'ouvrage 12
II.3- Zone d'implantation 12
II.4- Dimensions en élévations et en plans 13
II.5- Etude de sol 13
II.6 - Règlements utilisés 14
II.7- Les éléments de l'ouvrage 14
II.8- Les caractéristiques des matériaux 20
 - Acier 20
 - Béton 21

CHAPITRE III : Etude climatique

III.1- Introduction 23
III.2 Charges permanentes. 23
III.3 Charges variables. 23
 III.3-1 Charges d'exploitations. 23
 III.3-2 Charge climatique. 23
 III.3-2-1 Effet de neige. 23
 A- Calcul de la charge de neige sur le sol S_k 23
 B- Charge de la neige sur la toiture S 24
 III.3-2-2 Charge du vent..... 25
 1- Introduction..... 25
 2- Données relatif au site..... 25
 3- Principe de calcul..... 25
 4- Procédure de calcul..... 26
 5- Détermination de la pression statique due au vent 27
 6- Détermination des coefficients de pressions extérieures C_e 30
 7- Détermination du coefficient de pression intérieure C_i 34
III.4 Conclusion 41

CHAPITRE IV : Evaluation des charges et surcharges

IV.1- Introduction	43
IV.2- Charges permanentes	43
IV-2-1 Plancher terrasse inaccessible	43
IV -2-2 Plancher étage courant	43
IV.3- Murs extérieurs	44
IV.4- Murs intérieurs	44
IV.5 L'acrotère	44
IV.6 Les escaliers	45
IV.7 Charges variables	45
IV.7.1 Surcharges d'exploitations	45
IV.7.2 Surcharges climatiques	45
IV.7.3 Effet de la température	45

CHAPITRE V : Pré-dimensionnement des éléments

V.1 Introduction	47
V.2 Les règles empiriques de pré-dimensionnement	47
V.3 Pré-dimensionnement des Solives	47
V.3.1 Définition des Solives	47
V.3.2 Pré-dimensionnement des solives plancher terrasse	48
V.3.3 Pré-dimensionnement des solives plancher étage courant	48
V.4 Pré-dimensionnement des poutres	49
V.4.1 Poutres principales.	49
V.4.2 Poutres secondaires	49
V.5 Pré-dimensionnement des poteaux	49
V.5.1 Vérification du poteau	50
V.6 Conclusion	52

CHAPITRE VI : Etude de plancher mixte

VI.1- Introduction	54
VI.2- Les avantages d'un plancher collaborant	55
VI.3- Etude du plancher mixte à dalle collaborant	56
VI.3.1-Etude des solives	56
1- Vérification au stade du montage	56
2- Vérification au stade final	59
3- Calcul de la connexion Acier-béton	65
VI.3.2- Etude des poutres secondaires	69
VI.3.3 - Étude des poutres principales	71
1- Vérification au stade du montage	71
2- Vérification au stade final	73
3- Calcul de la connexion Acier-béton	78

CHAPITRE VII : Etude des éléments secondaires

VII.1 – Introduction	82
VII.2- Etude des escaliers.	82
VII.2.1- Pré-dimensionnement des marches.	84
VII.2.2- Dimensionnement des éléments porteurs.	86

VII.2.3- Dimensionnement des limons.	90
VII.2.4- Dimensionnement de la poutre palière des limons.	98
VII.3- Etude de l'acrotère	106
VII.3.1- Introduction	106
VII.3.2- Calcul à L'ELU	106
VII.3- Conclusion	113

CHAPITRE VIII : Etude sismique

VIII.1- Introduction	116
VIII.2 Analyses de la structure	116
VIII.2.1- Type d'analyse	116
VIII.2.2- Choix de la méthode de calcul.	117
VIII.3 - Méthode statique équivalente	117
VIII.3.1- Principe	117
VIII.3.2 Condition d'application.	117
VIII.3.3 Régularité en plan.	117
VIII.3.4 Condition de régularité en élévation.	119
VIII.4- Calcul sismique.	119
VIII.4.1- Calcul de la force sismique.	120
VIII.5- Distribution des forces sismiques.	126
A)- Sens longitudinal.	126
A.1- Distribution de la résultante des forces sismiques suivant la hauteur.....	126
A.2- Distribution horizontale des forces sismiques.	128
A.3- Comparaison de l'effort tranchant par rapport au vent.....	128
B)- Sens transversal	129
B.1- Distribution de la résultante des forces sismiques suivant la hauteur.....	129
B.2- Distribution horizontale des forces sismiques (efforts tranchants).....	130
B.3- Comparaison de l'effort tranchant par rapport au vent.	130
VIII.6- Conclusion.	131

CHAPITRE IX : Etude dynamique

IX.1- Introduction	133
IX.2- Présentation du logiciel Robot Structural Analysis.	133
IX.3- Modélisation avec logiciel Robot Structural Analysis.	134
IX.3.1- Réglage des préférences et des préférences de l'affaire.	134
IX.3.2- Dessiner les lignes de construction.....	135
IX.3.3- Définition des sections.	136
IX.3.4- Définition de la structure.	137
IX.3.5- Conditions d'appuis.	137
IX.3.6- Définition des Bardages.	138
IX.3.7- Liaisons rigides.	138
IX.3 Chargement.	139
IX.3.1 Cas de charge.	139
IX.3.2 Chargement de la structure.	139
IX.4 Analyse de la structure.	140
IX.4.1- Etude modale et sismique.	141
IX.4.2 - Combinaisons des cas de charges.	144
IX.5 Résultats d'analyse.	145
IX.6 selon RPA 2003.	145
IX.6.1- La période.	145

IX.6.2 La participation massique.	146
IX.6.3 Vérification L'effort tranchant à La base.	146
IX.6.4 Vérification des déplacements.	147
IX.7 Conclusion	148

CHAPITRE X : Vérification de l'ossature

X.1- Introduction.....	150
X.2. Vérification des éléments structuraux	151
X.3- Combinaisons de calcul.....	151
X.4- Les efforts	152
X.5- Vérification des poteaux.....	159
X.5.1- Caractéristiques du poteau le plus sollicité vis-à-vis de l'effort.....	159
1- Vérification à la résistance.....	160
2- Vérification du poteau aux phénomènes d'instabilité.....	161
X.5.2- Caractéristiques du poteau le plus sollicité vis-à-vis du Moment.....	163
1- Vérification à la résistance.....	164
2- Vérification du poteau aux phénomènes d'instabilité.....	164
X.6- Vérifications des poutres.....	166
X.6.1- Caractéristiques de la poutre la plus sollicitée vis-à-vis de l'effort.....	166
1- Vérification à la résistance.....	167
2- Vérification aux phénomènes d'instabilité.....	167
A- phase de construction.....	167
B- Phase finale	169
X.6.2- Caractéristiques de la poutre la plus sollicitée vis-à-vis du moment	171
1- Vérification à la résistance.....	171
2- Vérification aux phénomènes d'instabilité.....	172
X.7- Conclusion	173

CHAPITRE XI : Etude de contreventement

XI.1 Introduction	175
XI.2 Calcul de la palée de stabilité	176
XI.2.1 Dimensionnement des diagonales en « V inversé »	177
XI.2.2 Vérification des palées en « V inversé » UPN 180	177
XI.3 Conclusion	178

CHAPITRE XII : Infrastructure

XII.1 - Les bases des poteaux	180
XII.1.1 Introduction	180
XII.1.2 Calcul des bases des poteaux	181
XII.1.2.1 Dimensionnement d'une plaque d'assise	181
XII.2 – Fondation	187
XII.2.1 Introduction	187
XII.2.2 Caractéristiques des matériaux	187
A – Béton	187
B – Acier	188
XII.2.3 Dimensionnement des fondations	188
XII.2.3.1 Etude des semelles	189
XII.2.3.2 Vérification des contraintes	190
XII.2.3.3 Calcul du ferrailage (à L'ELU)	192

XII.2.3.4 Schéma de ferrailage	195
XII.2.3.5 Etude des longrines	196
1- Dimensionnement des longrines.....	196
2 - Calcul du ferrailage	196
3- Vérification de condition de non-fragilité	197
4- Calcul d'armatures transversales	197
5- Calcul d'espacement des cadres	197

CHAPITRE XIII : Protection de la structure

XIII.1 Résistance vis-à-vis la corrosion	199
XIII.1.1 Considération à la protection à la corrosion	199
XIII.1.2 Milieux corrosifs	199
XIII.2 Résistance au feu.....	200
XIII.3 Les types de protection	201
XIII.2.1 La protection rapportée autour de l'acier.....	201
- La peinture intumescente	201
- Les produits projetés (flocage).....	202
- Les produits en plaque	202
- Les laines	203
XIII.2.2 Les protections par écran.....	204
XIII.2.3 Les structures irriguées en profils creux	205
XIII.4 Protection par matériel contre incendies	205
Conclusion	207

Annexe

Bibliographie.

Liste des tableaux :

Chapitre III : Etude climatique

Tableau III.1 : Coefficient de forme.

Tableau III-2 : Etapes de calcul des actions due au vent

Tableau III-3 : coefficients de pressions extérieures pour parois verticales (RNV 2013)

Tableau III-4: coefficients de pressions extérieures pour les toitures plates (RNV 2013)

Tableau III-5 : valeur de la pression statique du vent p_h sur les parois verticales.

Tableau III-6 : valeur de la pression statique du vent p_h sur la toiture.

Tableau III-7: Force extérieur sur le bâtiment

Tableau III-8 : valeur de la pression statique du vent p_h sur les parois verticales

Tableau III-9 : valeur de la pression statique du vent p_h sur la toiture

Tableau III-10 : Force extérieur sur le bâtiment

Chapitre IV : Evaluation des charges et surcharges

Tableau IV-1 : charges permanentes du plancher terrasse inaccessible.

Tableau IV-2 : Charge permanente d'un plancher d'étage courant.

Tableau IV-3 : charges permanentes des murs extérieures.

Tableau IV-4 : charges permanentes des murs intérieurs.

Chapitre V : Pré-dimensionnement des éléments

Tableau V-1 : Règles empiriques selon le Traité de Génie Civil.

Tableau V-2 : Caractéristique du profilé IPE160

Tableau V-3 : Caractéristique du profilé IPE300

Tableau V-4 : Caractéristiques du profilé HEA240

Tableau V-5 : résultats du pré-dimensionnement

Chapitre VI : Etude de plancher mixte

Tableau VI.1 : Avantage et inconvénient.

Tableau VI-2 : Caractéristiques du bac d'acier TN 40

Chapitre IX : Etude dynamique

Tableau IX.1 : Résultat période donné par logiciel.

Tableau IX.2 : Poids de la structure.

Tableau IX.3: Effort tranchant direction X-X

Tableau IX.4: Effort tranchant direction Y-Y

Tableau IX.5: Vérification des déplacements selon la direction (X-X)

Tableau IX.6: Vérification des déplacements selon la direction (Y-Y)

Chapitre X : Vérification de l'ossature.

Tableau X-1 : Résultat des efforts des barres les plus sollicitées.

Tableau X.2 : Caractéristiques du poteau le plus sollicité vis-à-vis de l'effort normal.

Tableau X.3 : Caractéristiques du poteau le plus sollicité vis-à-vis du moment.

Tableau X.4 : sollicitation dans la poutre N°279

Tableau X.5 : sollicitation dans la poutre N°217

Chapitre XI : Etude de contreventement.

Tableau XI.1 : Caractéristique des profilés UPN.

Liste des figures :

Chapitre I : Généralité

Figure I.1 : 8 Chifley - The Skyscraper Center.

Figure I.2 : Aéroport d'Alger (Algérie).

Figure I.3 : Tour Eiffel 1889 (France)

Figure I.4 : Taipei 2004 (Taiwan).

Figure I.5 : Bâtiments administratifs.

Figure I-6 Plancher collaborant

Chapitre II : Description de l'ouvrage

Figure II.1 : - Principe de façades étanche (Gauche)

- Façade a parement extérieur non étanche (Droite)

Figure II.2 : Présentation de la façade ventilée.

Figure II.3 : Avantage de la façade ventilée.

Chapitre III : Etude climatique

Figure III-1 : Hauteur de référence pour $h \leq b$

Figure III-2 : Légende pour la paroi verticale.

Figure III-4: Valeurs des coefficients de pressions extérieures C_e sur les parois verticales.

Figure III-5 : Légende pour les toitures plates

Figure III-6 : Valeurs des coefficients de pressions extérieures C_e sur la toiture terrasse.

Figure III-7 : Direction du vent V_2

Figure III-8 : Valeurs des coefficients de pressions extérieures C_e sur les parois verticales.

Figure III-9 : Valeurs de coefficient de pressions extérieures C_e sur la toiture terrasse.

Chapitre V : Etude de plancher mixte

Figure V.1 : Plancher mixte a dalle collaborant

FigureV-2 : largeur participante de la dalle

FigureV-3 : Distribution plastique des contraintes normales

Figure V-4 : Disposition des connecteurs

Figure V-5 : Dimensions minimales des goujons

Figure V-6 : Espacement entre connecteurs.

Figure V-7 : Distribution plastique des contraintes normales

Chapitre VI : Etude des éléments secondaire.

Figure VI-1: Composition d'un escalier.

Figure VI-2: Vue de face.

Figure VI-3:vue en Plan RDC.

Figure VI-4: vue en Plan étage courant.

Figure VI-5 : Charges replit par la cornière

Figure VI -6: coupe verticale

Figure VI-7 : Diagramme des moments et efforts.

Chapitre VIII : Etude sismique.

Figure VIII.1: la répartition de l'effort sismique longitudinal selon la hauteur.

Figure VIII.2 : la répartition de l'effort tranchant longitudinal selon la hauteur.

Figure VIII.3 : la répartition de l'effort tranchant longitudinal et le vent selon la hauteur

Figure VIII.4 : la répartition de l'effort sismique transversal selon la hauteur.

Figure VIII.5 : la répartition de l'effort tranchant transversal selon la hauteur.

Figure VIII.6 : la répartition de l'effort tranchant transversal et le vent selon la hauteur.

Chapitre IX : Etude dynamique.

Figure IX.1- Présentation du logiciel robot.

Figure IX-2 : Préférences de l'affaire

Figure IX-3 : Création des lignes de construction.

Figure IX-4 : Choix des profilés des barres.

Figure IX-5 : Modélisation des barres.

Figure IX-6: Définition des appuis

Figure IX-7 : Choix des bardages.

Figure IX-8 : liaison rigide

Figure IX-9 : Définition des charges.

Figure IX-10 : Application des charges surfaciques.

Figure IX.11 : Vérification de l'ossature

Figure IX-12 : Définition des charges dynamiques.

Figure IX-13 : Définition des paramètres RPA.

Figure IX- 14 : Considération de la masse sismique.

Figure IX- 15 (A) : définition les combinaisons d'actions.

Figure IX-15 (B) : Définition des combinaisons d'actions.

Figure IX-16 : Affichage des résultats.

Chapitre X : Vérification de l'ossature.

Figure X.1 : Phénomène du flambement

Figure X-2 : Les charges permanentes.

Figure X-3 : Les charges d'exploitations.

Figure X-4 : Charge de la neige.

Figure X-5 : Diagramme des efforts normaux.

Figure X.6 : Diagramme des moments.

Figure IX.7 : Diagramme des efforts tranchants.

Figure X.8 : Diagramme de M_{sd} et V_{sd} la poutre N°279.

Figure X.9 : Diagramme de M_{sd} et V_{sd} la poutre N°217.

Chapitre XII : Infrastructure

Figure XII.1 : Pied de poteau articulé ; Type et différents emplacements pour les boulons d'ancrage.

Figure XII.2 : Pied de poteau encastré ; Type et emplacement pour les boulons d'ancrage.

Figure XII.3 : Air comprimé sous la plaque d'assise (a) cas générale ; (b) projection courte ; (c) projection étendue.

Figure XII.4 : Dimension actuelles de la plaque d'assise en mm.

Figure XII.5 : Diagramme des contraintes agissent sur les fondations.

Figure XII-6 : Semelle soumise à un effort normal et à un moment. Diagramme de contraintes trapézoïdal.

Figure XII-7 : Schéma de ferrailage.

Notations générales :

Sollicitation /Contrainte /Déformation :

E	Module d'élasticité longitudinale de l'acier (E = 210 000 MPa).
G	Module d'élasticité transversale de l'acier (G = 84 000 MPa).
F_p	Effort de précontrainte dans les boulons.
M	Moment sollicitant, en générale.
M_{cr}	Moment critique élastique de déversement.
M_{eff}	Moment efficace (section de classe4).
M_{el}	Moment élastique.
M_{pl}	Moment plastique.
M_R	Moment résistant.
M_U	Moment ultime.
N	Effort normal, en générale.
N_K	Effort critique d'Euler.
N_{pl}	Effort normal de plastification.
N_u	Effort normal ultime.
V	Effort tranchant sollicitant.
V_{pl}	Effort tranchant de plastification.
V_U	Effort tranchant ultime.
f_u	Contrainte de rupture d'une pièce.
f_{ub}	Contrainte de rupture d'un boulon.
f_y	Limite d'élasticité d'une pièce.
ε	Déformation linéaire unitaire.
ε_y	Déformation correspondante à la limite d'élasticité.
σ	Contrainte normale.

Coefficients et grandeurs sans dimensions :

K	Coefficient d'encastrement ou de rigidité poteau/ poutre.
K_s	Coefficient de dimension des trous de perçage pour boulon.
k_y et k_z	Coefficient de flambement –flexion.
m	Nombre de plans de cisaillement ou de frottement.
n	Nombre de boulons.
β_M	Facteur de moment uniforme équivalent (flambement).
β_W	Facteur de corrélation (soudure).
ε	Coefficient de réduction élastique de l'acier.
η	Facteur de distribution de rigidité (flambement).
λ	Elancement.
λ_k	Elancement eulérien.
$\tilde{\lambda}$	Elancement réduit.
$\tilde{\lambda}_{LT}$	Elancement de déversement.
μ	Coefficient de frottement.
χ	Coefficient de réduction de flambement.
χ_{LT}	Coefficient de réduction de déversement.
$U_x(\%)$	participation massique en % suivent l'axe x.
$U_y(\%)$	participation massique en % suivent l'axe y.

Caractéristiques géométriques :

A	Section brute d'une pièce.
A_{eff}	Section efficace d'une pièce (classe 4).
A_{net}	Section nette d'une pièce.
A_s	Section résistant de la tige d'un boulon en fond de filet.
I_t	Moment d'inertie de torsion.
I_w	Facteur de gauchissement d'une section.
I_y	Moment d'inertie de flexion maximale.
I_z	Moment d'inertie de flexion minimale.
W_{eff}	Module de résistance efficace.
W_{el}	Module de résistance élastique.
W_{pl}	Module de résistance plastique.
b	Largeur d'une semelle de poutre.
d	Diamètre nominale des tiges des boulons ou hauteur de la partie droite d'une âme de poutre.
d_0	Diamètre de perçage des trous de boulonnage.
i	Rayon de giration d'une section.
l	Largeur d'une poutre.
l_D	Largeur de déversement d'une poutre.
L_K	Longueur de flambement.
r	Rigidité d'une barre
t	Epaisseur d'une pièce ou d'une tôle.
t_f	Epaisseur d'une semelle de poutre.
t_w	Epaisseur d'une âme de poutre.
V_s	Distance de la fibre extrême supérieure à l'axe neutre d'une section.
V_t	Distance de la fibre extrême inférieure à l'axe neutre d'une section.
α	Angle en général.
$\gamma_{Mb} = 1.25$	Résistance des boulons au cisaillement.
$\gamma_{Mb} = 1.50$	Résistance des boulons au à la traction.
F_v	Résistance des boulons au cisaillement par plan de cisaillement.
F_B	Résistance à la pression diamétrale des pièces assemblées.
F_T	Résistance des boulons en traction.
α	Facteur d'imperfection (flambement).
β_{MLT}	Facteur de moment uniforme équivalent pour le déversement.

Les termes lus dans la note de calcul de ROBOT :

f_y	résistance du matériau.
g_{M0}	coefficient de sécurité partiel.
g_{M1}	coefficient de sécurité partiel.

Paramètres de l'analyse de flambement :

L_{fy}	longueur de flambement de la barre.
λ_y	élancement de la barre.
$\lambda_{rel,y}$	élancement relatif de la barre.
χ_y	coefficient de flambement.
β_{My}	coefficient dépendant du diagramme des moments.
μ_y	coefficient pour le calcul de k_{fy} .
k_y	coefficient de réduction en flexion.

Efforts internes dans les points caractéristiques de la section :

$N_{Ed} = N_{.sd}$	Effort normal.
$M_{Ed} = M_{y.sd}$	Moment fléchissant.
$V_{Ed} = V_{z.sd}$	Effort de cisaillement.

Efforts limites

Nt.rd	résistance ultime plastique en traction.
Mb.rd	moment ultime pour le déversement.

Par rapport à l'axe y de la section

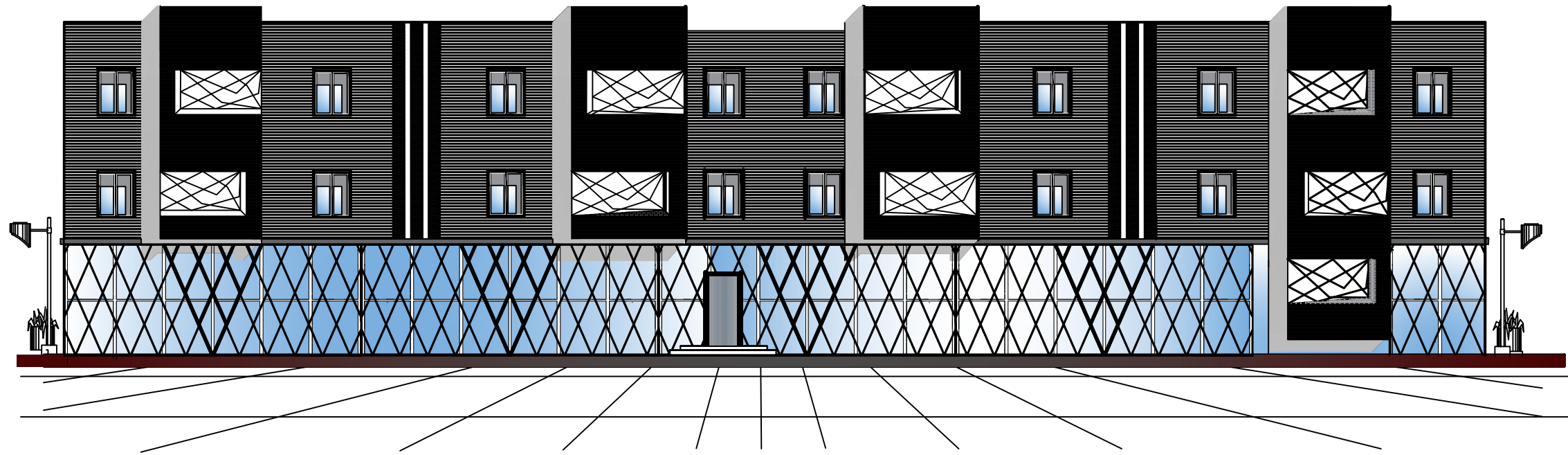
Mply.rd	moment ultime plastique.
Mely.rd	moment ultime élastique.
Mny.rd	moment ultime compte tenu de l'interaction M-N.
Mvy.rd	moment ultime compte tenu de l'interaction M-V.
Vply.rd	résistance ultime en cisaillement.

Par rapport à l'axe z de la section

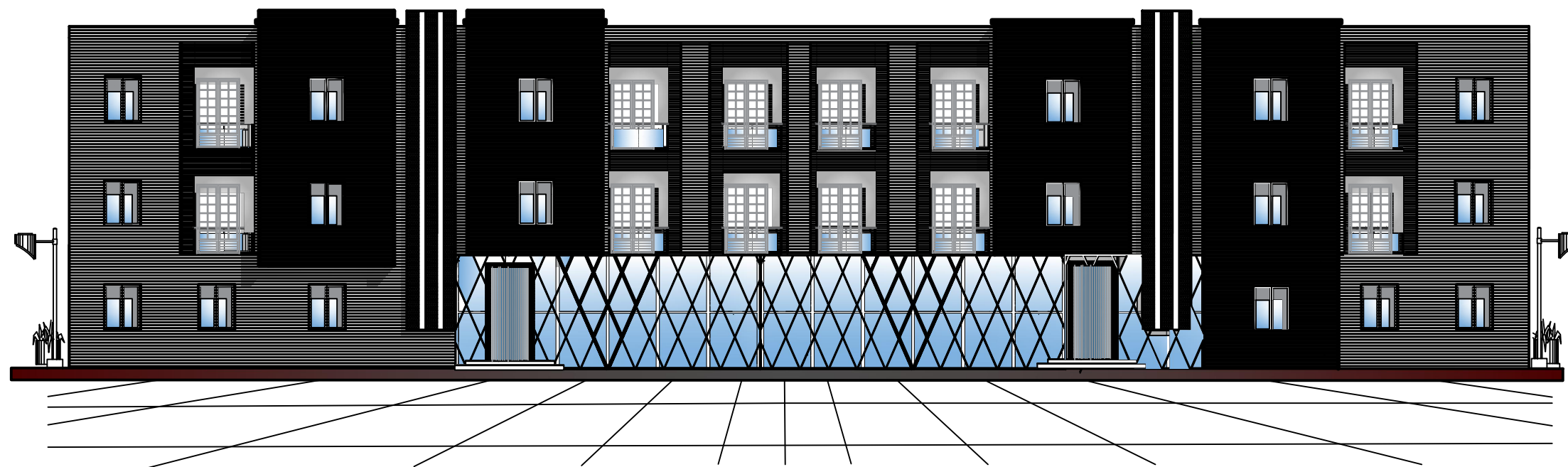
Mplz.rd	moment ultime plastique.
Melz.rd	moment ultime élastique.
Mnz.rd	moment ultime compte tenu de l'interaction M-N.
Mvz.rd	moment ultime compte tenu de l'interaction M-V.
Vplz.rd	résistance ultime en cisaillement.



PLANS



FACADE PRINCIPALE



FACADE POSTERIEURE

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Pro-Bat. Architecture

Situation:
Wilaya: Tizi-Ouzou
Daira: Tizi-Ouzou
Commune: Tizi-Ouzou

Dossier	Date	Ech
Architecture	09/2021	1/50

Maître de l'ouvrage:
Propriétaire privé

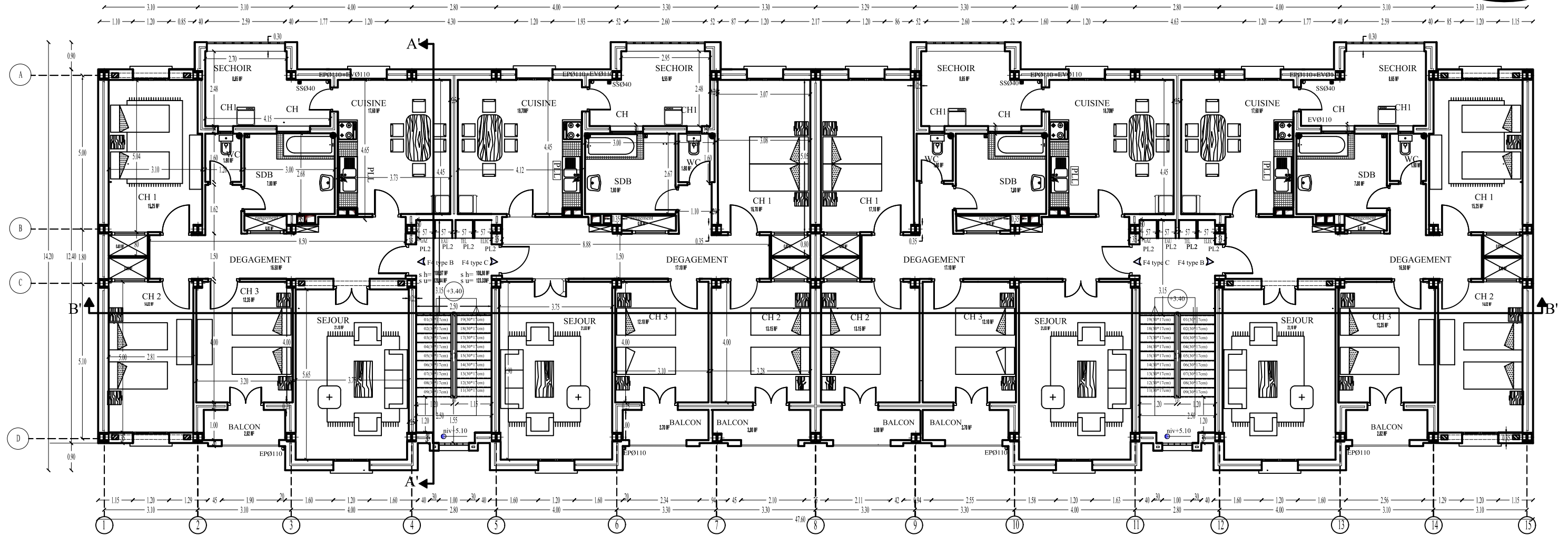
Plans:
FACADE PRINCIPALE
FACADE SECONDAIRE

VISA:

N° Planche:	Dessiné par:
01	- Abaziz Thinhinane - Amirouche Sarah

PLAN D'ETAGE COURANT

PL:03



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Bureau d'étude d'Architecture et d'Urbanisme

Situation: Wilaya: Tizi-Ouzou
Daïra: Tizi-Ouzou
Commune: Tizi-Ouzou

Propriétaire privé

VISA:

Dossier	Date	Ech
Architecture	09/2021	1/50 1/25

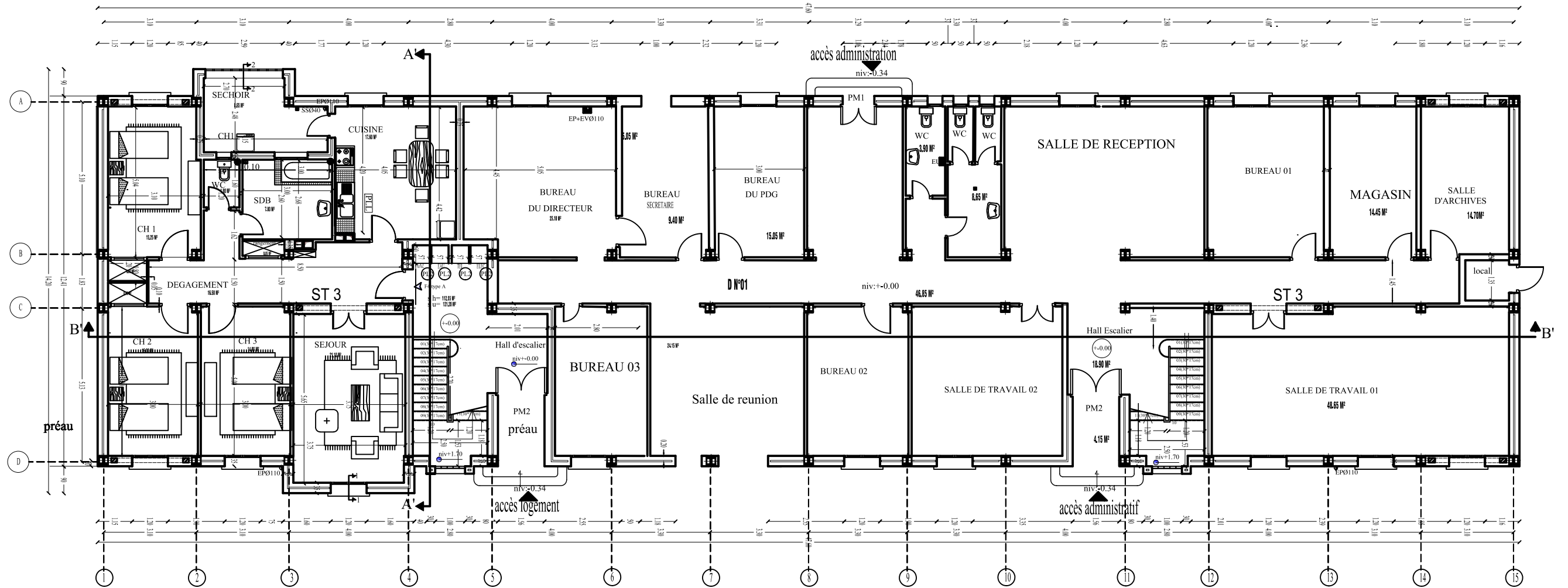
Plan: ETAGE COURANT

N° Planche: 03

Dessiné par: Abazziz Thimmane
Amrouche Sarah

PLAN RDC

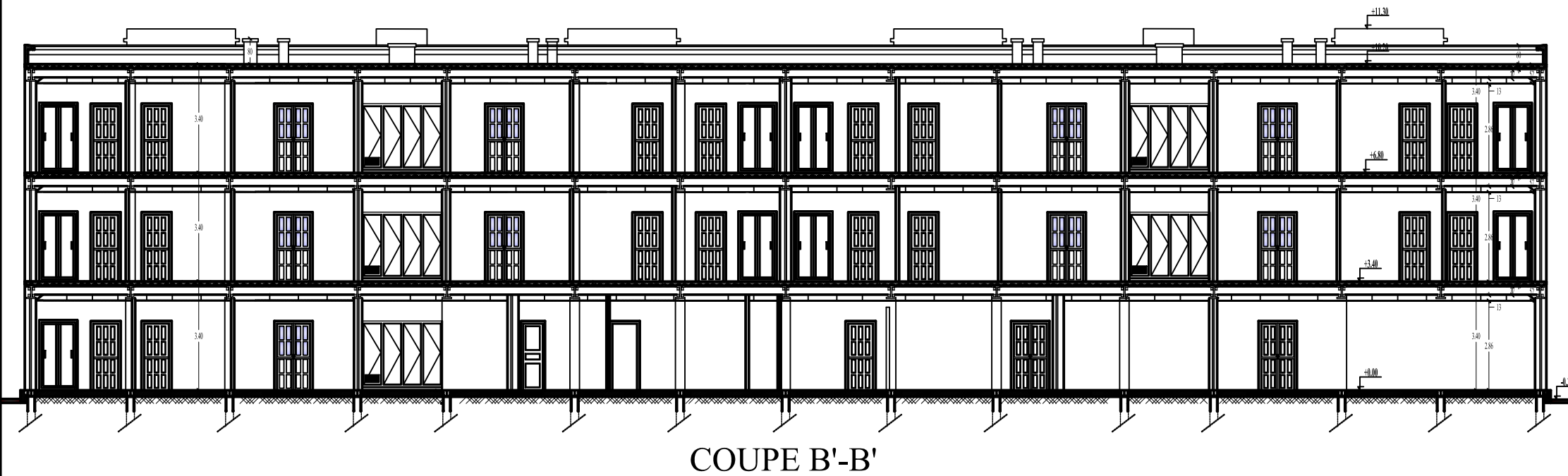
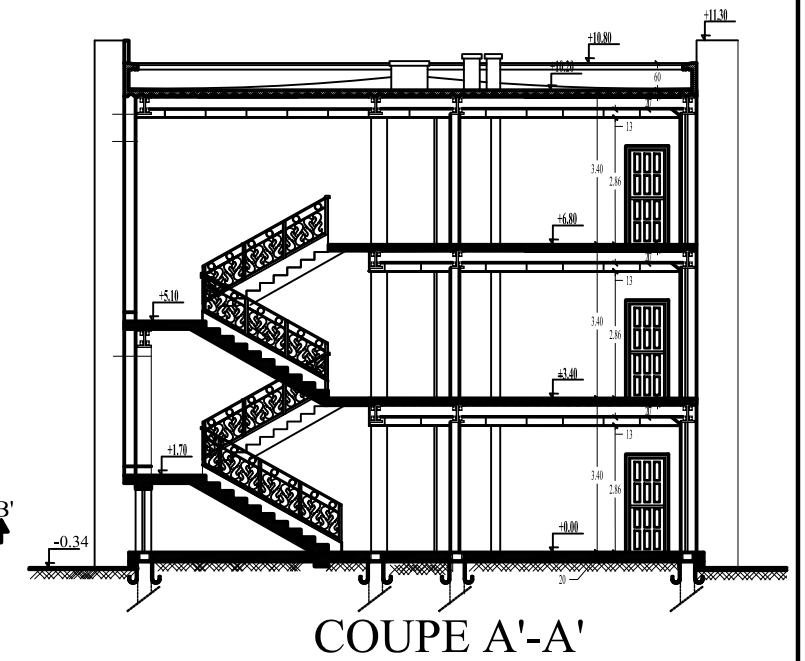
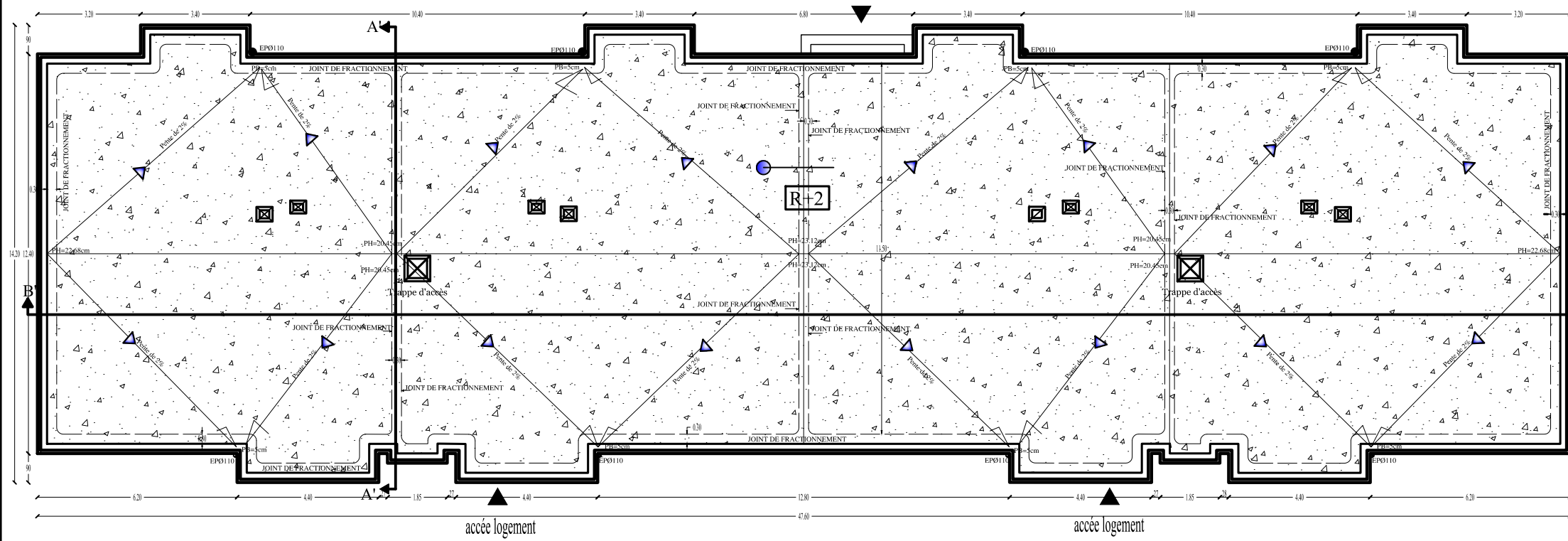
PL:02



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE Bureau d'étude d'Architecture et d'Urbanisme	
Situation: Wilaya: Tizi-Ouzou District: Tizi-Ouzou Commune: Tizi-Ouzou	
Maître de l'ouvrage: Propriétaire privé	
Dossier: Architecture Date: 09/2021 Ech: 1/50 1/25	
Plan: PLAN RDC VISA:	
N° Plancher: 02	Dessiné par: Abaziz Thinhiane Amouch Sarah

PLAN DE TERRASSE

PL:04



REPUBLICQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Bureau d'étude d'Architecture et d'Urbanisme

Situation:
 Wilaya: Tizi-Ouzou
 Daira: Tizi-Ouzou
 Commune: Tizi-Ouzou

Dossier	Date	Ech
Architecture	09/2021	1/50 1/25

Maître de l'ouvrage:
Propriétaire privé

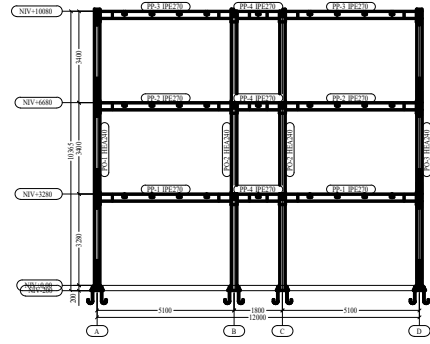
Plan: TERRASSE
 COUPE A'-A'
 COUPE B'-B'

VISA:

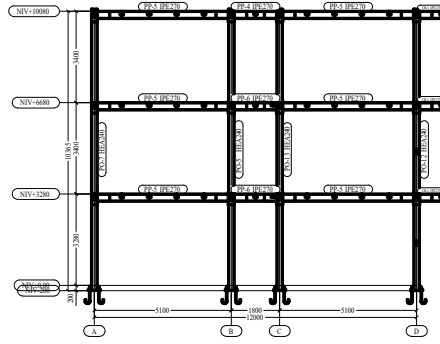
N° Planche:	Dessiné par:
04	- Abaziz Thinhinane - Amirouche Sarah

PLANS DES PIGNONS

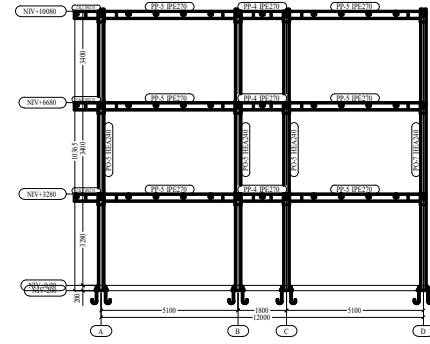
PL :05



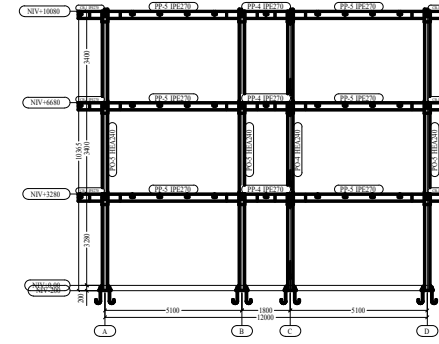
PIGNON1
1/100



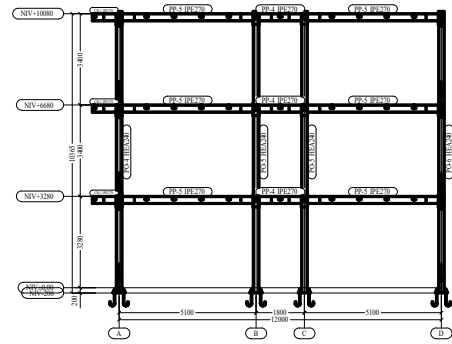
PIGNON5
1/100



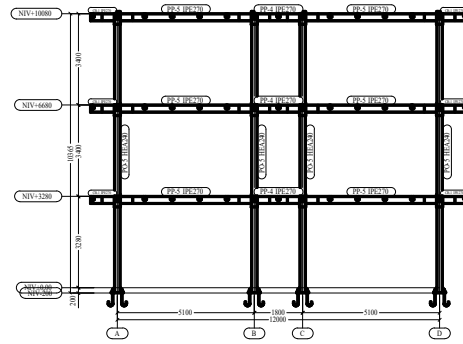
PIGNON9
1/100



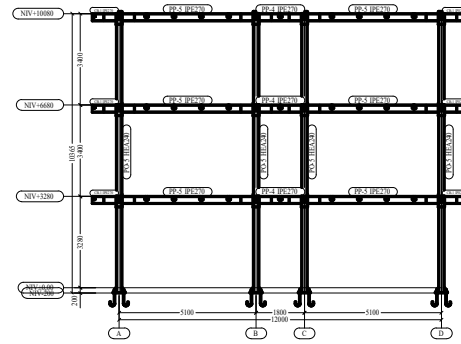
PIGNON13
1/100



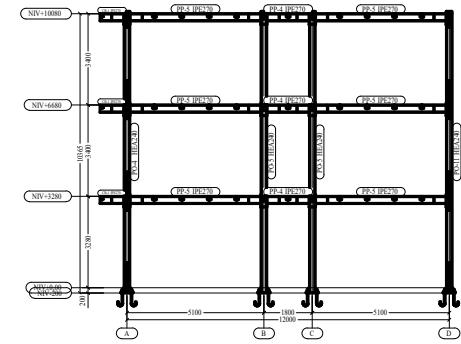
PIGNON2
1/100



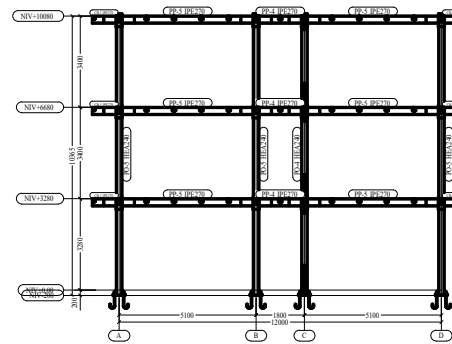
PIGNON6
1/100



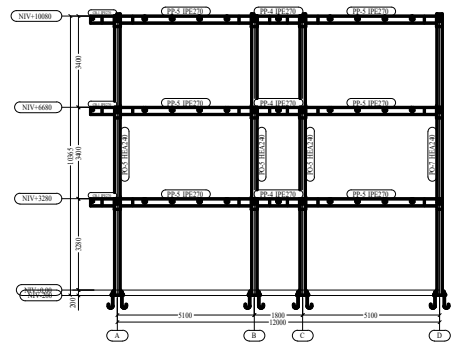
PIGNON10
1/100



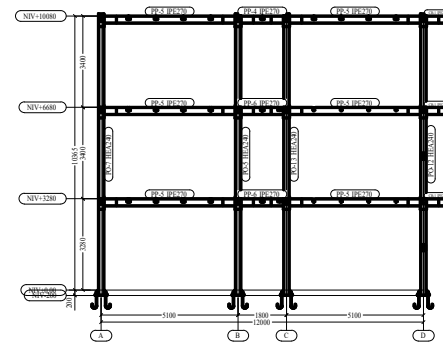
PIGNON14
1/100



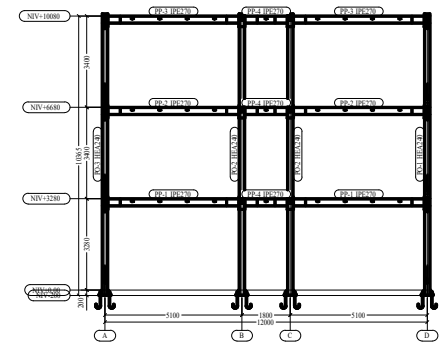
PIGNON3
1/100



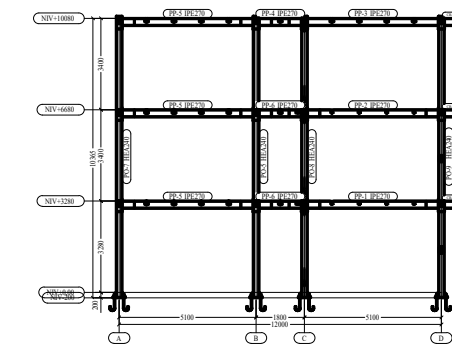
PIGNON7
1/100



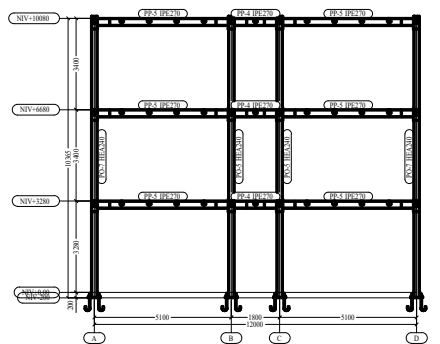
PIGNON11
1/100



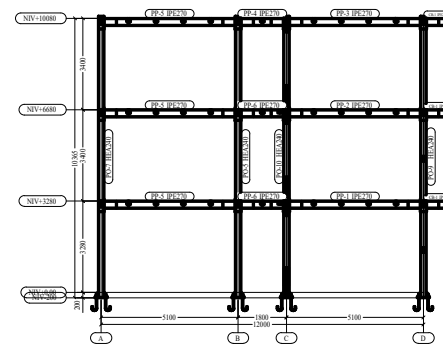
PIGNON15
1/100



PIGNON4
1/100



PIGNON8
1/100



PIGNON12
1/100

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Bureau d'étude d'Architecture et d'Urbanisme

Situation:
Wilaya: Tizi-Ouzou
Daira: Tizi-Ouzou
Commune: Tizi-Ouzou

Maître De L'ouvrage:
Propriétaire privé

Dossier	Date	Ech
CHARPENTE	09/2021	1/100

Plans: PIGNON 1 - PIGNON 15

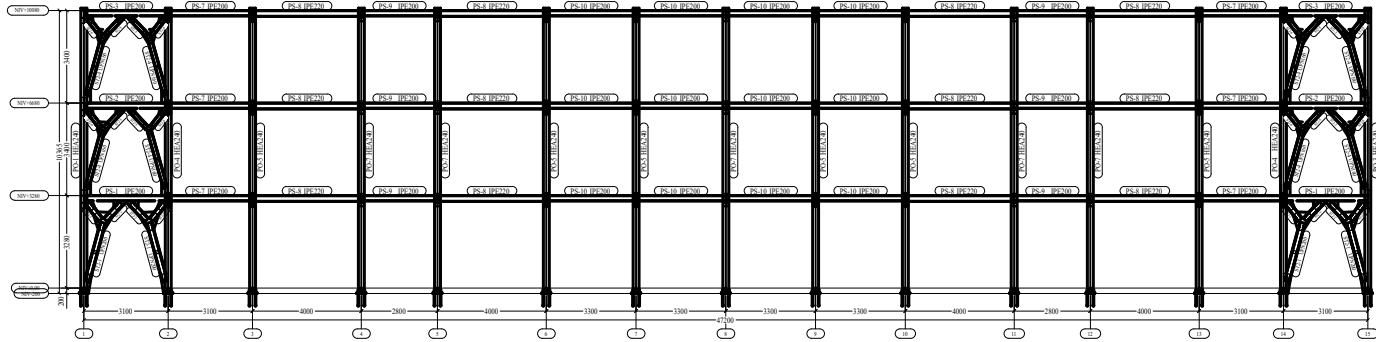
VISA:

N° Planche: 05

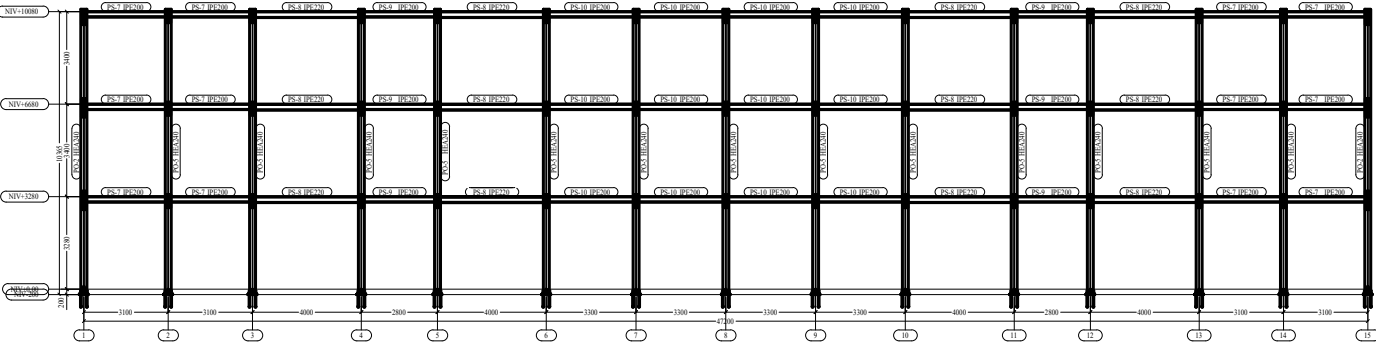
Dessiné par :
- Abaziz Thinhinane
- Amirouche Sarah

PLANS DES LONG-PANS

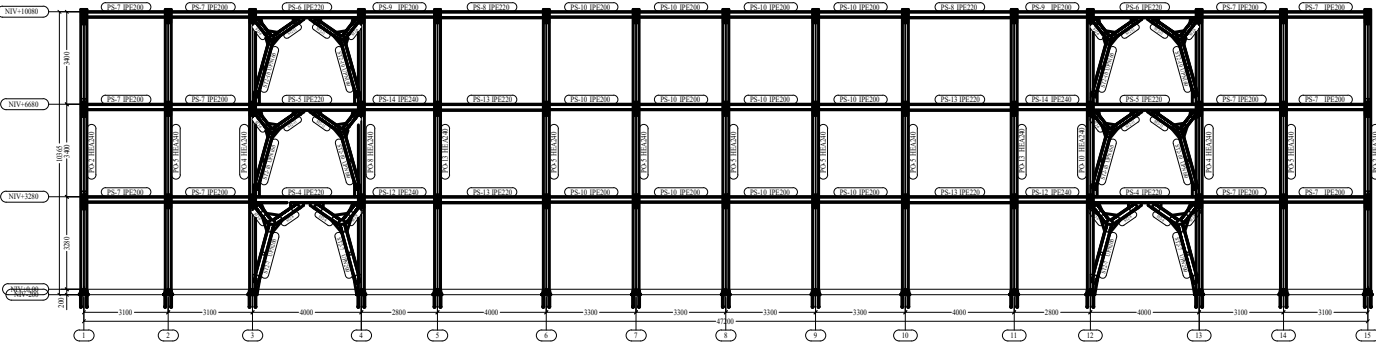
PL:06



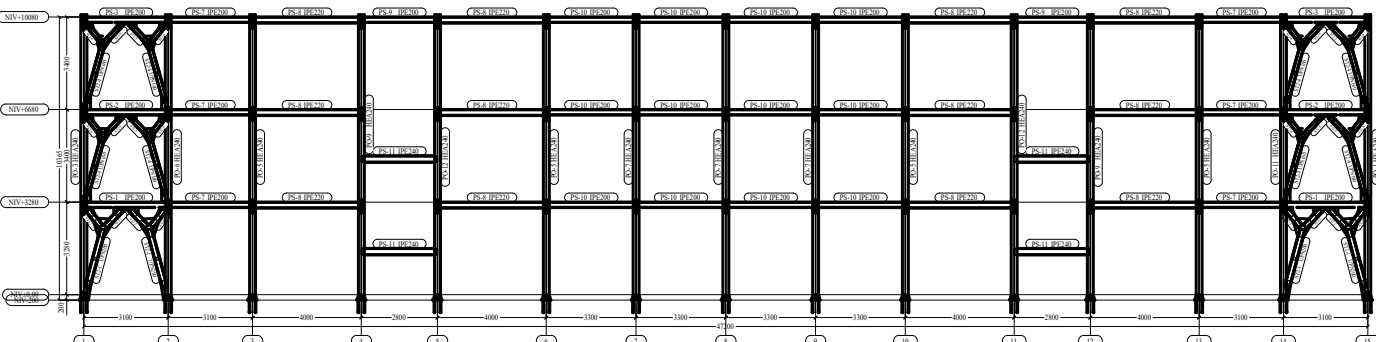
LONG PAN A
1:100



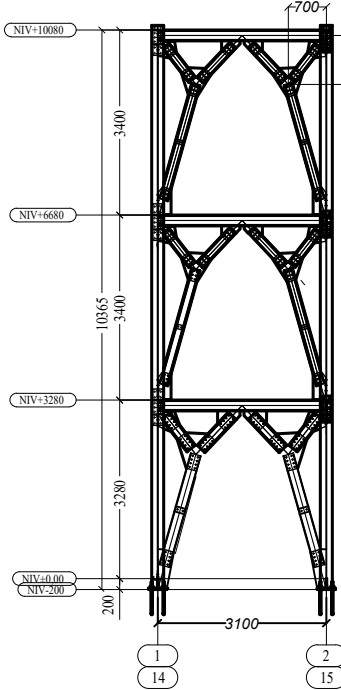
LONG PAN B
1:100



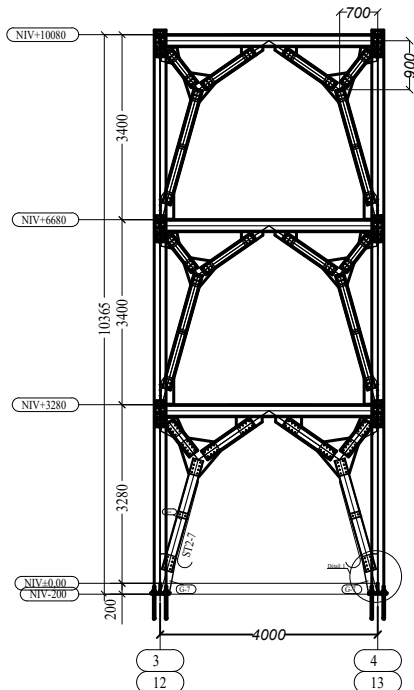
LONG PAN C
1:100



LONG PAN D
1:100



LONG PAN A (AXE 1-2 & 14-15)
LONG PAN D (AXE 1-2 & 14-15)
1:50



LONG PAN C (AXE 3-4 & 12-13)
1:50

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Bureau d'étude d'Architecture et d'Urbanisme

Situation:
Wilaya: Tizi-Ouzou
Daira: Tizi-Ouzou
Commune: Tizi-Ouzou

Dossier	Date	Ech
CHARPENTE	09/2021	1/100 1/50 1/12.5

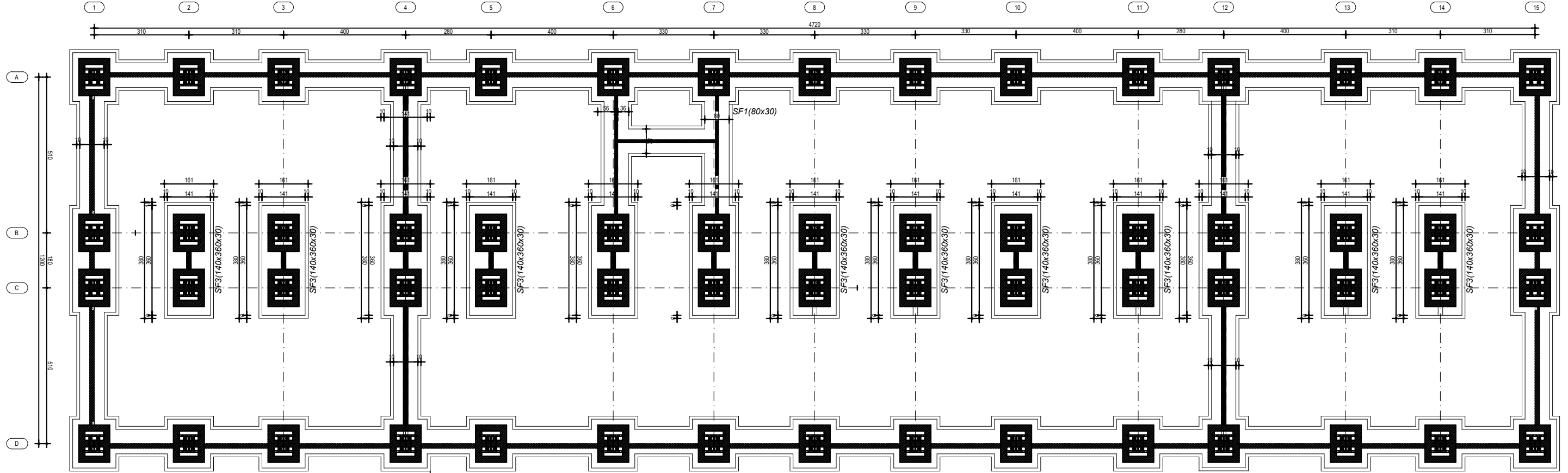
Maitre De L'ouvrage:
Propriétaire privé

Plan : _____ VISA: _____

N° Planche: 06 **Dessiné par :**
- Abaziz Thinhinane
- Amirouche Sarah

PLAN DE FONDATION

PL :07



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE Bureau d'étude d'Architecture et d'Urbanisme		Situation: Wilaya: Tizi-Ouzou Daira: Tizi-Ouzou Commune: Tizi-Ouzou		Maître de l'ouvrage: Propriétaire privé		VISA:	
Dossier: Architecture		Date: 09/2021		Ech: 1/50 1/25		Plan: Plan de Fondations	
N° Planche: 07		Dessiné par: Abaziz Thininane - Amirouche Sarah					



Introduction générale

INTRODUCTION :

L'étude des constructions métalliques deviennent de plus en plus très recommandées en construction et en architecte, et nous savons que la science et la progression des recherches des savons dans les différents domaines ont un seul but : " la stabilité et la facilitée de la vie humaine".

Une structure métallique est un assemblage de pièces de métal généralement l'acier, soudées ou boulonnées l'une à l'autre. Pour cela la construction en acier présente plusieurs avantages sur la construction en béton et l'acier offre des avantages très appréciables dans la construction des bâtiments métalliques, parmi ces avantages on peut citer :

- Grande portées, plateaux intérieurs libres de poteaux, modularités des espaces. Le bâtiment peut changer totalement de configuration intérieure et d'affectation, sans modification de la structure initiale.
- Pérennité des structures et limitation des frais de restauration et d'entretien.
- Légèreté de la structure, ce qui offre la possibilité d'ajouter un ou plusieurs étages en toute sécurité, sans faire souffrir les fondations.
- Rapidité des travaux par rapport au temps que nécessitent une démolition et une reconstruction.
- Coût global avantageux.
- Bonne tenue en cas de tremblement de terre.

Durant ce projet, on va apprendre différentes méthodes de calcul, en utilisant les codes relatifs à ce genre des projets (DTR C2-47, RNV2013), dans le but d'être capable de :

- Déterminer toutes les actions agissantes sur la structure : charges permanentes, charges variables et charges climatiques.
- Examiner les combinaisons possibles de ces charges pondérées afin d'en tirer a plus défavorable.
- Calculer les sollicitations qui en résultent.
- Dimensionner les différentes composantes de la structure, en tenant compte de la résistance des pièces et de la stabilité du forme (déformations, flèches...etc.).



CHAPITRE I
G é n é r a l i t é s

Chapitre I : Généralités

I.1 Introduction :

Concevoir et construire sont les phases essentielles et complémentaires de l'acte de bâtir assurées par les maîtres d'œuvre, architectes et ingénieurs, et les entreprises. Leurs savoir-faire, leurs compétences, leurs cultures doivent s'accorder pour produire une architecture de qualité, qui réponde au mieux aux pratiques et exigences des usagers et s'insère durablement dans un environnement donné.

Concevoir et construire se font avec des matériaux et chacun d'entre eux a ses spécificités tant sur le plan conceptuel que technique, mécanique et formel. Matériau de structure, mais aussi de plancher, de façade, de couverture, de cloisonnement, d'aménagement, l'acier peut être partout présent dans un édifice et ce à des degrés très divers, en gros œuvre comme en second œuvre, suivant le désir des concepteurs et des clients. Il représente un choix déterminant dès la conception, structurel notamment, qui exige rigueur et précision mais qui donne maîtrise du projet, liberté de création et choix de solutions adaptées.

Construire avec de l'acier relève de la filière composite. C'est un matériau dont la préparation et la mise en forme se fait en grande partie en atelier et dont les éléments arrivent sur le chantier prêts à être montés et associés à d'autres matériaux.

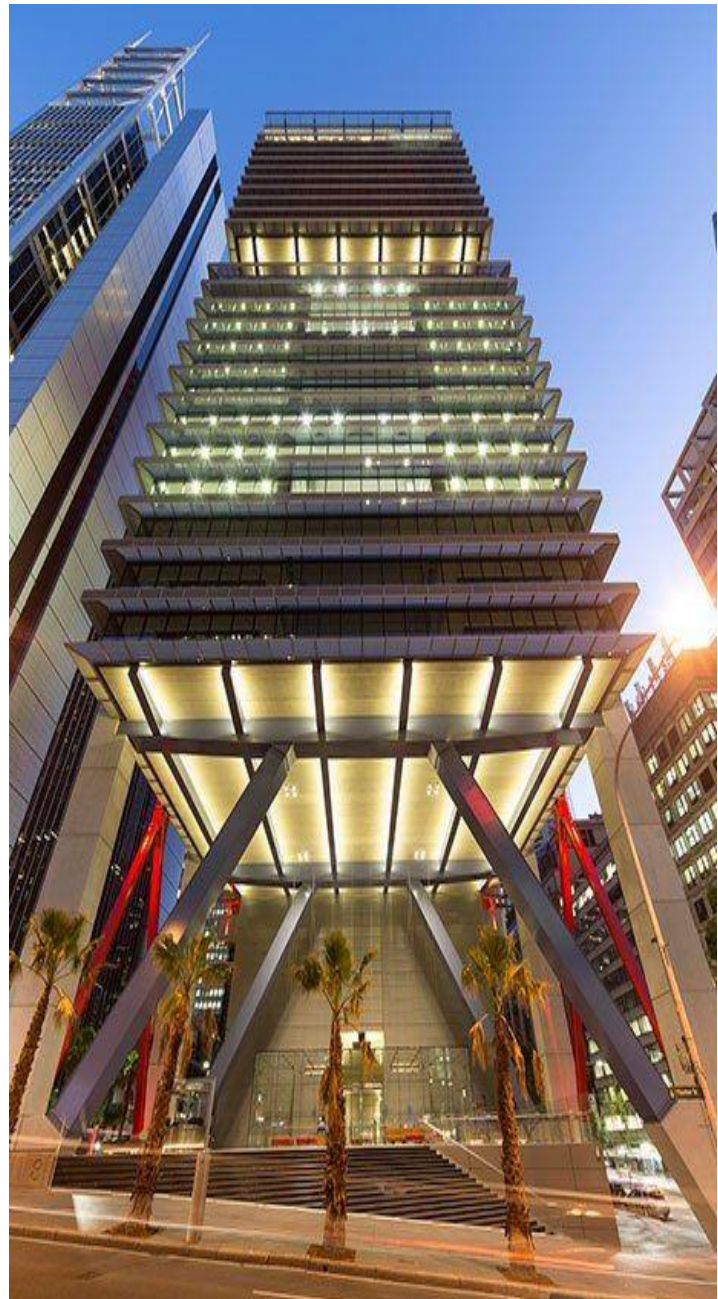


Figure I.1 : 8 Chifley - The Skyscraper Center.

Bâtiment à Sydney, Australie (h=140m, 24 étages)

La logique de la construction avec l'acier est une logique d'assemblage, où l'ossature se fait par points porteurs de type poteaux-poutres, sur lesquels viennent se greffer les éléments de planchers, d'enveloppe et de partitions. Là aussi, l'anticipation des choix techniques permet de tirer parti au mieux des possibilités architecturales du matériau.

L'acier relève d'un univers bien spécifique avec ses familles de produits, longs ou plats, ses profilés à froid, ses pièces moulées, forgées ou mécanosoudées, ses poutres, poutrelles et poteaux en forme de H de I, de U, etc. Suivant le projet, la structure sera plane, spatiale ou encore suspendue, haubanée... Elle pourra être mixte, en acier-béton, ou tout acier, souvent associée à des façades en verre, des panneaux de bois, de béton, de plâtre...

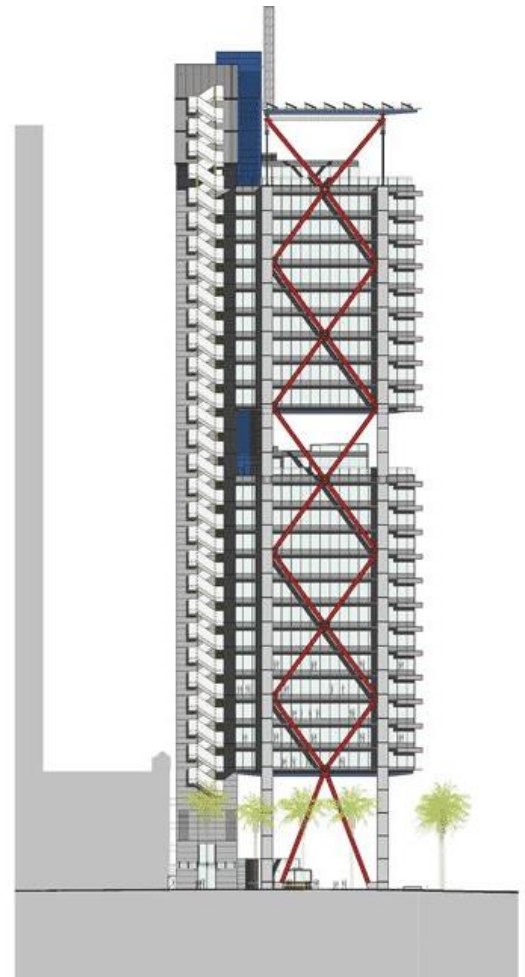
Elle peut être formée d'arcs, de poutres cintrées, de poutres en treillis, de poutres alvéolaires, de tubes et être associée à des planchers secs ou mixtes.

Les portées peuvent être grandes, sans point d'appui intermédiaire, etc. L'acier se prête à toutes sortes de mises en œuvre et offre une gamme importante d'aspects. On peut même dire qu'il existe des aciers puisque l'acier inoxydable par exemple n'a pas la même composition que l'acier au carbone, et que ceux-ci se déclinent en de multiples nuances.

Quelque exemple de structure métallique :



Figure I.2 : Aéroport d'Alger (Algérie).



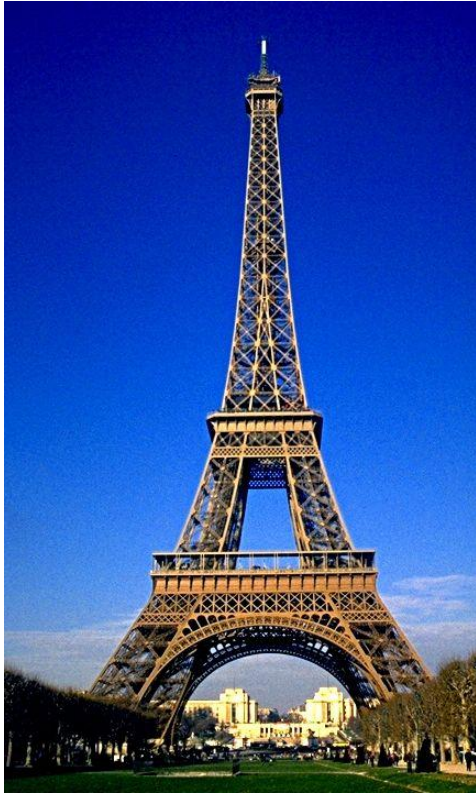


Figure I.3 : Tour Eiffel 1889 (France)



Figure I.4 : Taipei 2004 (Taiwan).

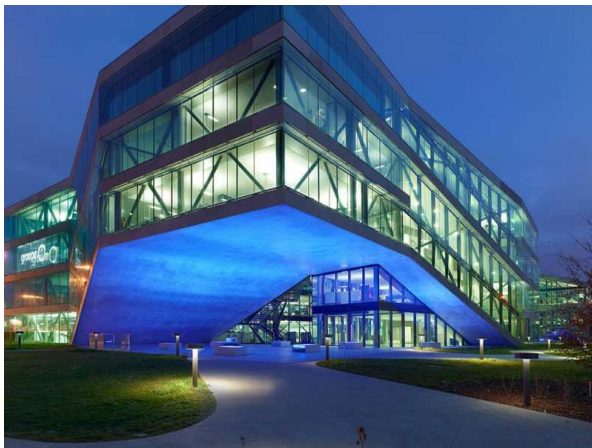


Figure I.5 : Bâtiments administratifs.

I.2 LA CONCEPTION GÉNÉRALE DE LA STRUCTURE

I.2.1 L'architecte :

La détermination, la hiérarchisation et la résolution des contraintes techniques s'effectuent en fonction des contraintes liées au programme et d'un choix architectural déterminé par l'architecte avec l'ingénieur. La conception originelle d'un projet, fonctionnelle et esthétique,

doit nécessairement intégrer une réflexion sur le type de structure envisagé. Tout au long du processus de conception, l'architecte travaille généralement en collaboration avec un bureau d'études ou des ingénieurs-conseil spécialisés dans un domaine (structure, thermique, acoustique...).

I.2.2 Le bureau d'études :

Le travail de l'ingénieur spécialisé en structures métalliques consiste à déterminer et établir, en relation suivie avec l'architecte :

- Les efforts ou actions qui s'appliquent à la structure
- La stabilité de l'ouvrage mais aussi la forme structurelle optimale de l'ouvrage.
- Le choix du matériau de structure est également effectué à ce moment
- Les réactions aux appuis qui découlent des actions exercées. La descente de charges constitue le document de synthèse de ce travail.

Les sections requises pour chaque partie de l'ossature de manière à assurer la sécurité de la structure. La question de l'assemblage est également développée.

Plusieurs combinaisons d'efforts ou cas de charges sont envisagées. La note de calcul est le document qui rassemble ces éléments.

Les bureaux de contrôle interviennent pour vérifier les plans et les documents présentés par l'architecte et le bureau d'études.

I.2.2 L'entreprise :

Dès lors que l'appel d'offre est lancé sur la base de l'avant-projet détaillé (APD), la consultation des entreprises se fait auprès d'une entreprise générale ou en lots séparés. Les études de l'entreprise de construction métallique concernent la structure qui va être réellement construite, en passant par la préparation du travail dans les ateliers de fabrication, la phase intermédiaire de montage pour finir à la structure dans son positionnement final. À noter que la fabrication ne commence qu'après les études d'exécution et les approvisionnements, et qu'elle nécessite la coordination de deux plannings :

- le planning général de construction du chantier, connu et maîtrisé par l'architecte et la maîtrise d'œuvre dans son ensemble ;

- le planning de l'atelier de fabrication, généralement inconnu de la maîtrise d'œuvre, qui concerne l'ensemble des travaux à destination de divers chantiers.

Il y a donc un délai à prendre en compte entre le lancement des études pour l'entreprise et le montage. Par la suite, la phase de montage est la plupart du temps très rapide.

I.3 Les efforts appliqués à la structure :

Les structures en acier qui assurent la stabilité d'un bâtiment reprennent des charges liées à trois composantes d'un bâtiment :

- Sa composition : les charges permanentes ;
- Sa localisation : les surcharges climatiques et sismiques éventuelles ;
- Son type d'utilisation : les charges d'exploitation.

Il existe une grande diversité de règles et de normes relatives aux actions exercées sur les structures de bâtiment. L'Eurocode 1 réglemente les actions qui sont appliquées aux structures.

I.4 Quelques avantages des structures métalliques :

- **Haute résistance:** la haute résistance de l'acier par unité de poids implique qu'il sera peu le poids des structures, cela est d'une grande importance pour la conception de poutres de grandes lumières.
- **Uniformité:** les propriétés de l'acier ne changent pas sensiblement avec le temps, comme c'est le cas pour les structures en béton armé.
- **Durabilité:** si l'entretien des structures en acier est adéquat, ils dureront indéfiniment.
- **Ductilité:** la ductilité est la propriété qui a un matériau pour résister à de grandes déformations sans échouer sous des contraintes de contrainte élevées. La nature ductile des aciers structuraux communs leur permet de s'écouler localement, évitant ainsi les échecs prématurés.
- **Ténacité:** les aciers structuraux sont tenaces, c'est-à-dire qu'ils ont une résistance et une ductilité. La propriété d'un matériau pour absorber l'énergie en grandes quantités est appelée ténacité.

L'acier est un matériau de construction universel, présent dans les bâtiments sous de multiples formes. Il s'adapte aux nécessités pour combiner liberté de création avec efficacité constructive. Il offre des possibilités uniques de grandes portées, de souplesse d'adaptation, de possibilités de combinaison avec les autres matériaux, de construction durable et recyclable.

Avantages	Inconvénients
<ul style="list-style-type: none"> - Optimisation des matériaux : le béton travaille en compression et l'acier en traction - Rapidité d'exécution - Facilité de coulage de la dalle avec un bac en acier collaborant - Légèreté structurelle - Grands espaces modulables permis par les portées importantes des éléments mixtes. 	<ul style="list-style-type: none"> - Comportement inverse sur appui - Comportement au feu (sensibilité des profilés aciers aux élévations de température importantes)

I.5 Les avantages de la construction mixte :

I.5.1 Aspects architecturaux :

Les structures mixtes permettent de nombreuses variations architecturales pour combiner les différents types d'éléments mixtes. En plus de réduire les dimensions des poutres, la construction mixte permet :

- Des portées plus importantes
- Des dalles plus minces
- Des poteaux plus élancés et offre une grande flexibilité et de nombreuses possibilités lors de la conception.

I.5.2 Aspects économiques :

L'intérêt économique des structures mixtes provient de dimensions plus réduites (la rigidité plus élevée entraîne des flèches plus faibles, des portées plus grandes et des hauteurs totales

plus faibles) et d'une construction plus rapide. Les rapports portée sur hauteur ($l/h=35$) des poutres sont faibles et peuvent présenter plusieurs avantages:

- La réduction des hauteurs permet de réduire la hauteur totale du bâtiment et permet dès lors une diminution de la surface de couverture.
- Les portées plus grandes pour des hauteurs identiques (par rapport aux autres méthodes de construction) permettent de libérer des poteaux les pièces qui offrent alors plus de flexibilité.
- Economie de coûts suite à la réalisation plus rapide du bâtiment.
- Coûts de financement plus faibles.
- Prêt à l'emploi plus rapidement et donc revenu d'utilisation plus élevé.

I.5.3 Fonctionnalité :

Les structures métalliques traditionnelles présentent des systèmes de protection au feu rapportés qui permettent d'isoler l'acier de la chaleur due à l'incendie. Les structures métalliques et mixtes actuelles peuvent présenter une résistance au feu en utilisant les principes des constructions en béton armé dans lesquelles le béton protège l'acier grâce à sa masse élevée et sa conductivité thermique relativement faible. Tout comme les planchers mixtes qui peuvent résister au feu, les poutres mixtes peuvent également être utilisés sans protection des semelles mais avec un enrobage de béton armé entre les semelles. Ce béton ne sert pas uniquement à maintenir des températures relativement basses dans la semelle supérieure et dans l'âme mais également à apporter de la résistance flexionnelle compensant la perte de résistance de la semelle inférieure portée à haute Température.

I.6 Les éléments mixtes acier-béton :

Un élément mixte est généralement porteur; il ne s'agit donc pas d'une simple juxtaposition d'éléments porteurs indépendants. Dans la pratique courante de la construction métallique, on peut distinguer trois types principaux d'éléments mixtes :

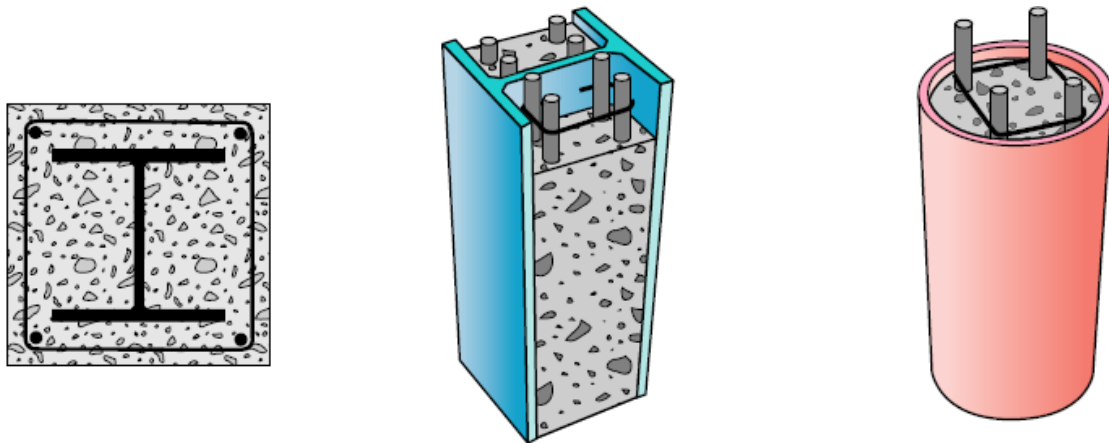
- Les poteaux mixtes.
- Les poutres mixtes.
- Les dalles mixtes.

La section d'une poutre mixte ou d'une dalle mixte, est essentiellement sollicitée par des efforts de flexion, alors que la section d'un poteau mixte est sollicitée en compression, souvent combinées avec la flexion.

I.6.1 Les poteaux mixtes :

Ce sont des éléments porteurs verticaux composés essentiellement d'un profilé métallique et du béton armé ou non. Le béton ajouté au profilé permet de distinguer deux types de poteaux mixtes figure I.1 :

- Les poteaux enrobés de béton, que ce soit totalement ou partiellement.
- Les poteaux remplis de béton.



Enrobage total d'une poutrelle en H.

Poteau partiellement enrobé

Poteau mixte acier-béton en profil creux.

I.6.2 Les poutres mixtes :

Les poutres mixtes acier-béton sont des éléments porteurs fléchis composés d'une poutre métallique et d'une dalle de béton; elles peuvent être :

- Des profilés métalliques plus des dalles coulées sur le coffrage.
- Des profilés métalliques plus des dalles partiellement préfabriquées.
- Des profilés métalliques plus des dalles complètement préfabriquées.

Il s'agit en général d'un profilé en acier connecté à une dalle de béton. Cette dalle peut être coulée sur un coffrage non permanent ou sur un coffrage permanent, comme par exemple une tôle profilée en acier, ou une série de prédalles.

I.6.3 Les dalles mixtes :

Différentes dalles mixtes peuvent être utilisées en combinaison avec une poutre en acier.

Il s'agit :

- soit d'une dalle coulée en site.
- soit d'une dalle composée d'éléments préfabriqués en béton (prédalles ou hourdis) et de béton coulé sur chantier.

La hauteur totale des dalles mixtes varie en général de 120 à 180mm; elle est fonction notamment de la résistance au feu exigée. La hauteur classique des nervures (de la tôle) est entre 40 et 85mm. Les entraxes varient de 150 à 300mm. L'épaisseur de la tôle utilisée varie entre 0.75 et 2mm.

Les dalles mixtes sont particulièrement utilisées pour les bâtiments dans lesquels de grands espaces libres de tout poteau sont nécessaires. On les retrouve généralement dans les tours ou immeubles de bureaux, les centres commerciaux, les parkings ou encore les bâtiments anciens après réhabilitation.

– Dalle béton et poutres métalliques sont solidarisées grâce aux goujons soudés sur l'aile supérieure des poutres. **Fig I-2 (a)**

– Profiles en H ou en I intègre dans la dalle béton. **Fig I-2 (b)**

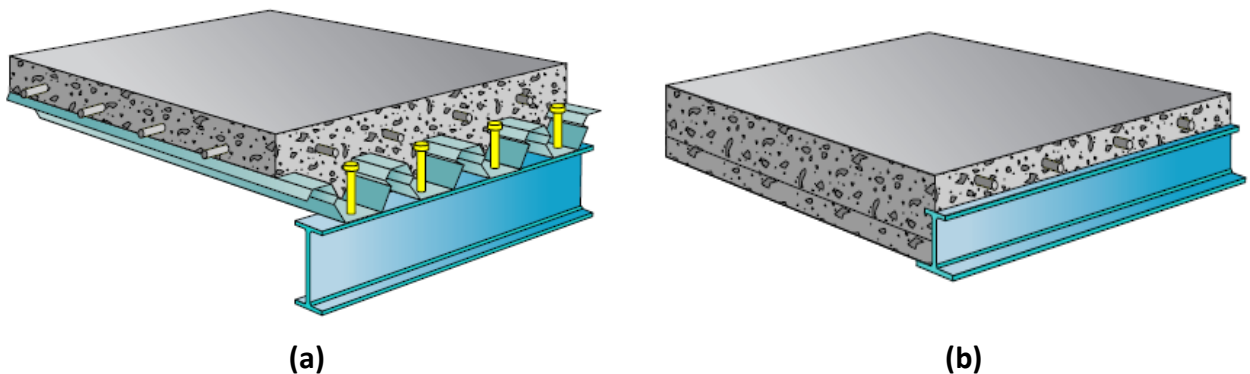


Figure I-6 Plancher collaborant

I.7 Conclusion :

La construction métallique est populaire pour les bâtiments et les ponts à causes des aspects suivants:

- ✓ Sécurité et économie.
- ✓ Architecture.
- ✓ Fonctionnalité.
- ✓ Equipements et utilisation flexible du bâtiment.
- ✓ Facilité et rapidité de montage et assemblage.

Cependant, l'utilisation de la construction mixte devrait se renforcer pour prendre une place importante à côté de la construction métallique traditionnelle à l'aide des Eurocodes, des documents d'application nationale comme supports additionnels.

CHAPITRE II

Présentation de l'ouvrage

Chapitre II : Présentation de l'ouvrage

II.1- Introduction :

Notre projet consiste à étudier et dimensionner un bâtiment en (R+2) en construction métallique (R+2) à usage d'habitation et bureaux.

II.2- Conception de l'ouvrage :

II.2.1 Conception architecturale :

Notre bâtiment est composé d'un RDC à usage bureautique et deux étages à usage d'habitation.

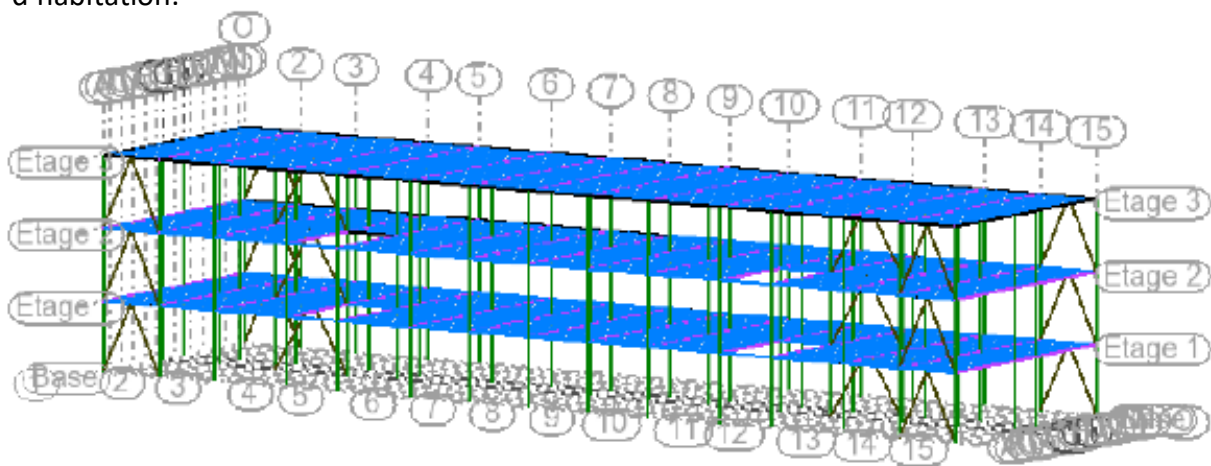


Figure II.1 : Vue en perspective de la construction.

II.2.2 Conception structurale :

II.2.2.1 Structure horizontale:

Dans ce projet, la structure horizontale est désignée par un plancher courants mixte et une terrasse.

II.2.2.2 Structure verticale:

a) La stabilité :

La stabilité de la structure est assurée par des contreventements en « v inversé » dans le sens longitudinale, et des portiques auto stable ductile dans le sens transversal.

b) Les escaliers :

Un escalier est un élément de circulation verticale composé d'une série de marches.

Il peut être de différentes formes: **droit, demi-tournant, 1/4 tournant...** avec ou sans palier intermédiaire. Il existe avec ou sans contremarche.

Dans notre structure l'escalier est constitué par une série de marches et contremarches (volée) et d'un palier permettant de relier les étages de la construction.

c) Les murs :

- Les murs de façade sont réalisés en double paroi avec brique creuses d'épaisseur 10 a 15cm, qui seront séparés par une lame d'air de 5cm d'épaisseur
- Les murs intérieurs sont réalisés en BA13.

d) L'acrotère :

C'est un élément en béton armé dont la hauteur est de : 60 cm

e) les fondations :

La fondation est l'élément qui est situé à la base de la structure, elle assure la transmission des charges et surcharges au sol par sa liaison directe avec ce dernier. Le choix du type de fondation dépend des caractéristiques mécaniques du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

II.3- Zone d'implantation :

Ce bâtiment est implanté à la commune de Tizi Ouzou, wilaya TIZI OUZOU qui est une ville située à 200m d'altitude, et classé selon le **RPA** comme zone de moyenne sismicité (II-A).

- ✓ Zone de neige : A (RNV page 37)
- ✓ Zone du vent : I
- ✓ Catégorie du terrain : III
- ✓ Site plat

II.4- Dimensions en élévations et en plans :

- Hauteur totale du bâtiment.....H=10,08 m
- Longueur totale du bâtiment.....L=47,60 m
- Largeur totale du bâtiment.....l=12 m
- Hauteur d'étage couranth=3,40m
- Hauteur de RDCh=3,28m

II.5- Etude de sol :

Les études faites sur le sol (rapport préliminaire de sol) où le projet est implanté nous renseignent sur la contrainte admissible de sol qui est de $\sigma_{adm} = 02 \text{ bar}$

II.6 - Règlements utilisés :

Les règlements techniques utilisés dans cette étude sont :

1. Règlement Neige et Vent Algérien « **RNV2013** » : pour les actions climatiques
2. Règlement parasismique algérien « **RPA 99 version 2003** » : pour l'étude sismique
3. Béton armé aux états limites « **BAEL91_modifié99** » : pour le béton
4. « **DTR.BC.2.2** » pour les charges permanentes et charge d'exploitations
5. Règlement « **Eurocode 3 et 4** » calcul des structures en acier et mixtes.
6. Règles de conception des structures en acier « **CCM97** »

II.7- Les éléments de l'ouvrage :

II.7.1- Le système structural :

La stabilité de la structure est assurée par des palées de stabilité en « **V inversé** » dans Le sens longitudinal.

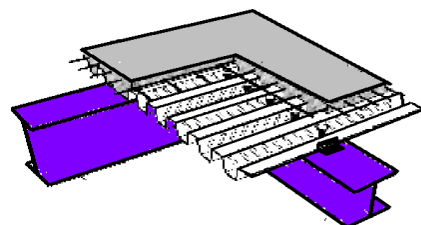
II.7.2- Les planchers :

Les planchers ont pour rôle structurel de transmettre les charges et surcharges de fonctionnement du bâtiment aux éléments principaux de l'ossature. Ils participent aussi à la stabilité globale du bâtiment et peuvent assurer le contreventement horizontal.

- **Plancher courant :**

Pour notre bâtiment, on choisit des planchers mixtes, à dalle collaborant dont la composition est illustrée sur la (fig 1), la dalle collaborant est liée à la structure porteuse par des connecteurs ce qui permet d'obtenir la résistance nécessaire sans trop compromettre l'aspect économique.

1. Connecteur soudé
2. Béton coulé en place
3. Treillis d'armature
5. Solives
6. Tôle profilée en acier galvanisé ou pré laqué
7. Poutre



- **Plancher terrasse :**

Il est identique aux planchers courants sauf pour la partie supérieure qui comprend des couches supplémentaires (étanchéité, gravillon....) et une pente très faible 1% pour l'écoulement des eaux pluviales.

Le résultat est une économie de béton et d'acier donc, plus globalement de poids. La rapidité de montage est supérieure à celle des systèmes traditionnels. Les planchers collaborant sont très performants pour la flexibilité et le potentiel d'évolution du bâtiment.

II.7.3- Les escaliers :

Il existe plusieurs types d'escalier (escalier droit, escalier balancé, escalier circulaire..).Le choix du type d'escalier dépend de plusieurs paramètres (hauteur à franchir, espace disponible...). Le présent bâtiment comporte deux escaliers droits à deux volées avec palier de repos métallique.

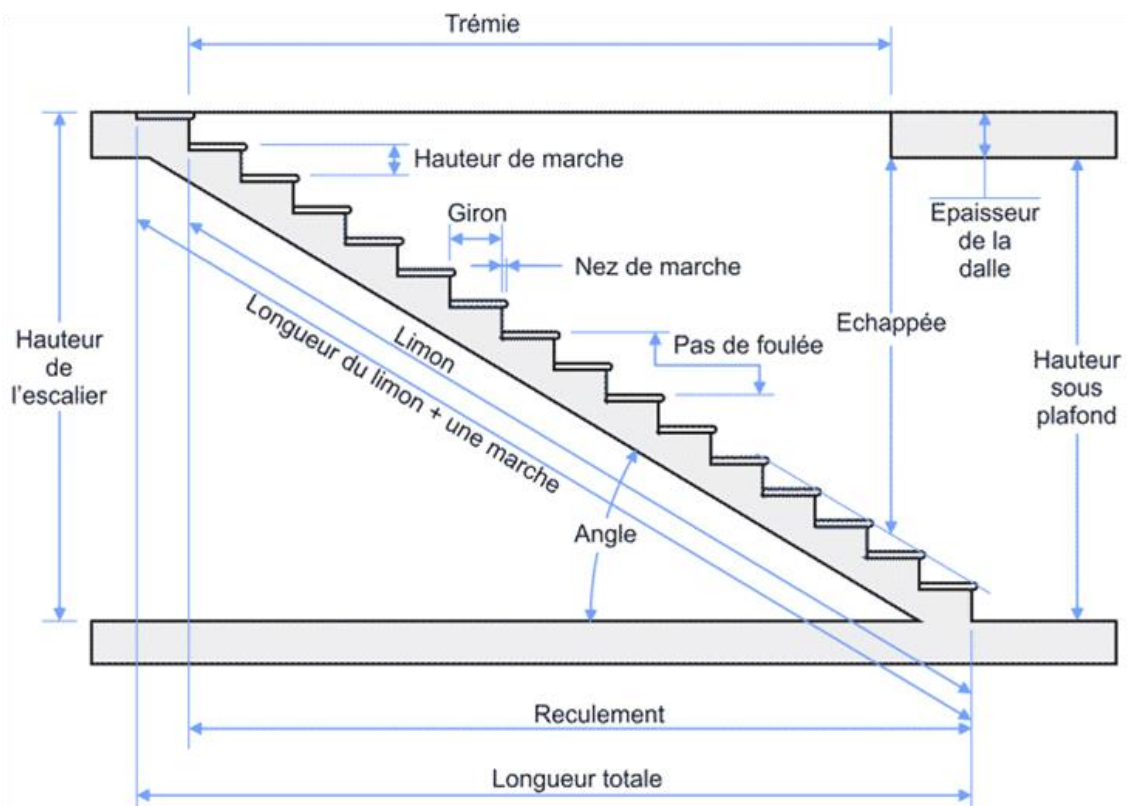


Figure II.2 : Terminologie d'un escalier

II.7.4 Les façades :

La conception des façades doit tenir compte de différentes contraintes :

- d'étanchéité à l'eau et à l'air
- d'isolation thermique et acoustique
- de tenue dans le temps
- de lumière
- de résistance au feu (règle du C+D) et de réaction au feu de sécurité

À noter que les façades ne doivent pas fonctionner exclusivement comme des barrières, mais en fait comme des filtres sélectifs et contrôlables. La tendance actuelle est davantage aux systèmes passifs qu'aux systèmes artificiels qui régulent par exemple la température ou la ventilation.

- **Étanchéité :**

Pour l'acier, la question de l'étanchéité à l'eau et à l'air est à traiter au niveau des joints entre les composants, car le matériau lui-même est imperméable et protégé contre la corrosion. Les performances de la façade peuvent donc être altérées si un soin particulier n'est pas apporté à la conception des assemblages. Les types de ruissellement d'eau sont multiples. Le cheminement de l'eau peut par exemple se faire du bas vers le haut et les effets du vent qui s'additionnent compliquent le problème à résoudre.

Deux types de réponses existent :

- la façade étanche, à joints étanches qui concerne les façades à châssis et les façades rideaux.
- la façade à parement extérieur non étanche, qui concerne les façades en bardage, où l'eau peut éventuellement pénétrer en partie la façade pour être ensuite évacuée par le vide d'air ventilé.

1. Bardage
2. Isolant
3. Parement intérieur
4. Bardage ou parement extérieur
5. Vide d'air
6. Pare-pluie.

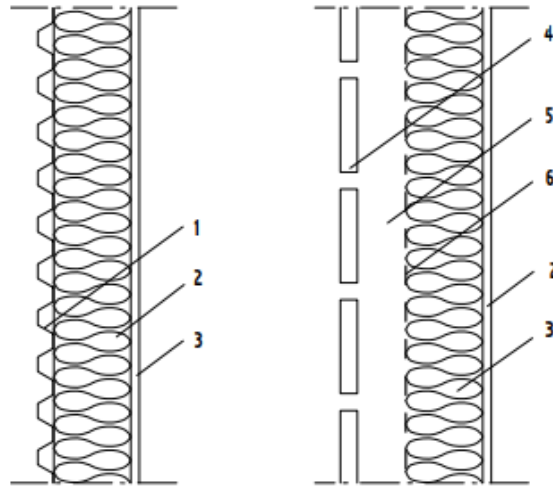


Figure II.3 : - Principe de façades étanche (Gauche)
 - Façade a parement extérieur non étanche (Droite)

- **Type de façade :** Il y'a deux type de façade ; façade légère et façade lourde :

1- Façade légère :

Il s'agit d'un type de façade qui adhère à la structure solide du bâtiment, mais qui n'en fait pas partie. Étant donné qu'elle ne contribue pas à la stabilité du bâtiment, il est important que la façade légère soit conçue pour supporter les charges qui reposent sur ses éléments.

Les matériaux de revêtement généralement utilisés pour ce type de façade sont le verre ou le métal.

Il existe deux types de construction de façade légère : **mur-rideau** et **façade à panneaux**. Dans le premier cas, la façade passe en continu sur les planchers de la structure, tandis que dans le second la façade est interrompue au niveau de chaque plancher. Les avantages de la façade légère sont sa facilité d'installation et la luminosité qu'elle permet à l'intérieur du bâtiment.

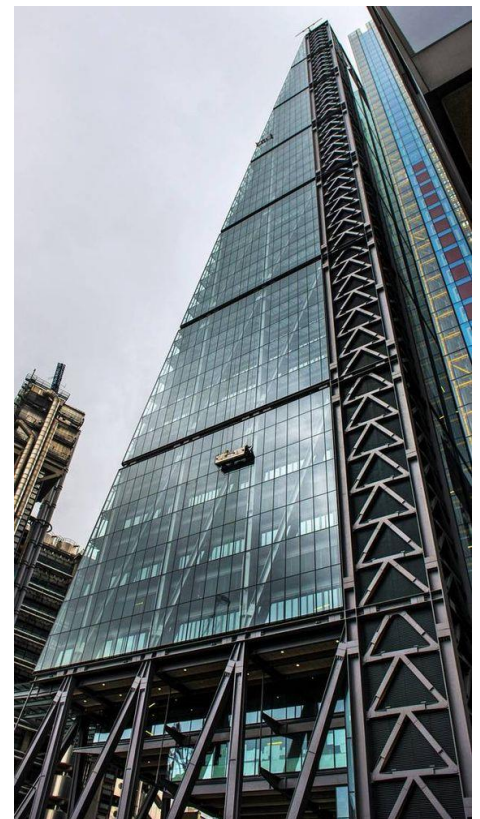


Figure II.4 : Façade légère.

Toutefois, par rapport à d'autres types de façades, les façades légères offrent une moindre isolation thermique et acoustique et des coûts d'entretien plus élevés à moyen et long terme. Ce type de façade est principalement installé dans les immeubles de bureaux de hauteur moyenne et élevée, généralement utilisé au pays dont le climat tropical (pas trop chaud ni trop froid)

2- Façade lourde :

Comme son propre nom l'indique, ce type de façade est généralement formé par des éléments de construction d'un poids considérable. Pour qu'une façade soit considérée comme lourde, le poids moyen, plein et creux doit être supérieur à 100 kg par mètre carré.

Cette catégorie regroupe différentes sortes de façades :

2.1 Préfabriquée :

Ce type de façade se compose uniquement de modules préfabriqués qui sont joints ou assemblés sur le chantier. Les composants de ces façades sont issus d'une fabrication industrielle dans des entrepôts hautement mécanisés, à partir de matériaux tels que les panneaux en béton ou bois.



Figure II.5 : Façade préfabriquée.

Les façades préfabriquées sont généralement employées dans les entrepôts industriels et les grandes surfaces commerciales.

2.2 Traditionnelle :

Cette catégorie inclut les façades qui emploient des matériaux de construction traditionnels tels que la brique, la pierre, le bois, la céramique, le plâtre, etc. Les avantages sont ceux qui découlent d'une construction moins complexe, à savoir, rapidité d'installation et faibles coûts.

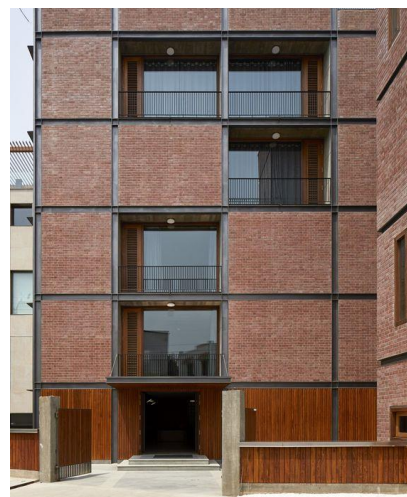


Figure II.6 : Façade traditionnelle.

2.3 La façade ventilée :

C'est le système de bardage le plus efficace pour l'enveloppe des bâtiments actuellement.

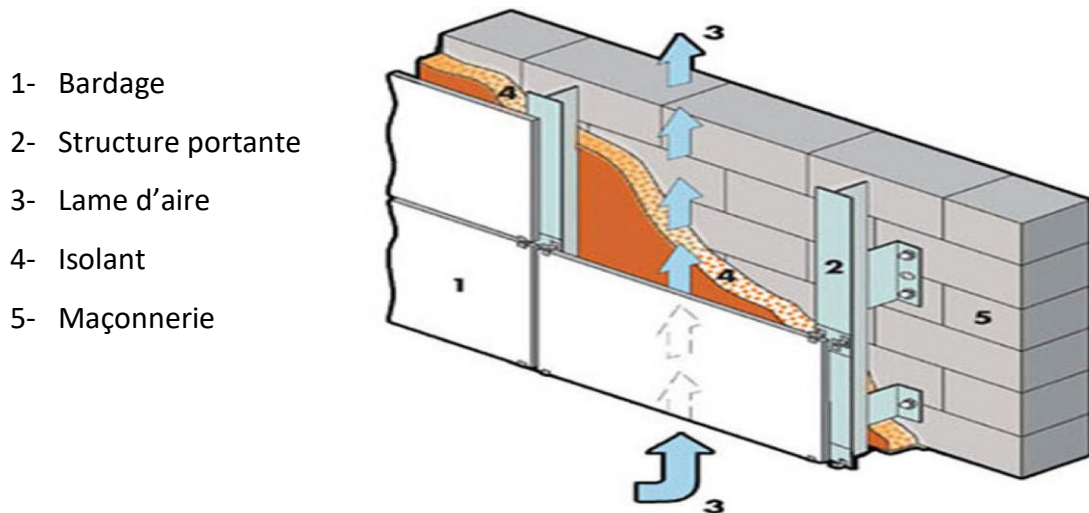


Figure II.7 : Présentation de la façade ventilée.

La façade ventilée forme un système parfaitement fonctionnel qui permet une régulation thermique du bâtiment, été comme hiver, et évite es problème de condensation. Et plus écologique, les éléments constitutifs des façades ventilées distincts les uns des autres, étant plus faciles à recycler...

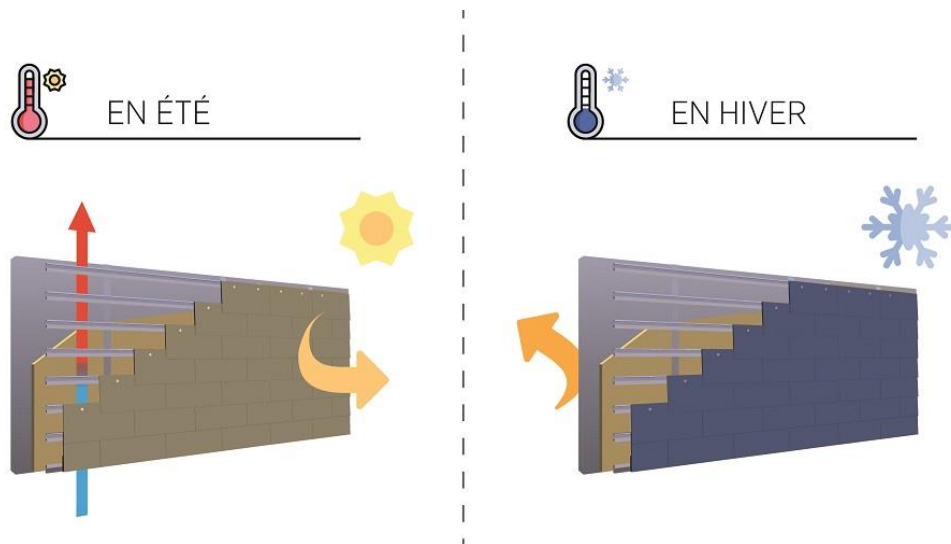


Figure II.8 : Avantage de la façade ventilée.

Le système de bardage rapporté ou façade ventilée est composé d'un mur porteur, d'une couche isolante et d'un revêtement fixé au bâtiment sur structure portante. Grâce à cette structure, entre le mur porteur et le matériau de revêtement, une lame d'air permet la ventilation.

Normalement il y a une couche isolante entre le mur porteur et le revêtement, mais ce n'est pas obligatoire. Parfois le mur porteur peut être isolant ou le matériau isolant peut se placer à l'intérieur du bâtiment.

I.7.5- Les revêtements :

- Les peintures jouent un rôle de revêtement protecteur (de l'humidité et de l'oxygène)
- Le plâtre et l'enduit pour les murs intérieurs.
- Le carrelage et les plaintes de recouvrement pour les planchers et les escaliers.
- Faux plafond pour les planchers qui jouent un rôle de protection contre les incendies.
- Etanchéité : sur les terrasses.

II.8- Les caractéristiques des matériaux :

- **Acier** : Pour la réalisation de notre structure on a utilisé l'acier de construction de nuance S235 de qui a comme caractéristiques :

- Résistance limite d'élasticité : $\sigma_e = 24 \text{ daN} / \text{mm}^2$
- Module d'élasticité longitudinale : $E = 2.1 \times 10^4 \text{ daN} / \text{mm}^2$
- Module de cisaillement : $G = 8.1 \times 10^3$
- Poids volumique : $\rho = 7850 \text{ daN/m}^3$
- Coefficient de dilatation thermique : $\alpha = 12 \times 10^{-6} \text{ [K}^{-1}\text{]}$
- Teneur en carbone : $0.05\% \geq C \leq 0.3\%$
- La résistance caractéristique sur cylindre du béton à l'âge considéré :

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

- **Béton armé** : pour la réalisation des fondations et des planchers et de l'acrotère on a utilisé un béton de classe C25 dont les caractéristiques sont :

- Poids volumique : $\rho = 2500 \text{ daN} / \text{mm}^3$
- Résistance caractéristique à la compression à 28 jours :
 $f_{c28} = 2.5 \text{ daN} / \text{mm}^2 = 25 \text{ MPa}$
- Résistance caractéristique à la traction à 28 jours :
 $f_{t28} = 0.06f_{c28} + 0.6 = 0.21 \text{ daN} / \text{mm}^2 = 2.1 \text{ MPa}$
- Module d'élasticité : $E = 32164,2 \text{ MPa}$



CHAPITRE III
ETUDE CLIMATIQUE

Chapitre III : Etude Climatique

III-1 Introduction :

Dans ce chapitre on présente l'étude et le calcul des actions climatique « neige et vent » sur notre structure. Cette étude sera réaliser conformément au règlement « RNV 99 ».

III-2 Charges permanentes :

La charge permanente comprend non seulement le poids propre des éléments porteurs, mais aussi le poids des éléments incorporés aux éléments porteurs tels que : plafond, sol, enduit et revêtement quelconques ainsi ceux des éléments de la construction soutenus ou supportés par les éléments porteurs tels que : cloison fixes, conduits de fumée, gaines de ventilation, etc...

III-3 Charges Variables :

III-3-1 Charges d'exploitation :

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

III-3-2 Charge climatique :

III-3-2-1 Effet de neige :

Le RNV 2013 [03] définit les valeurs représentatives de la charge statique de neige sur toute surface située au-dessus du sol et soumise à l'accumulation de la neige et notamment sur les toitures. Il s'applique sur l'ensemble de construction en Algérie situées à une altitude inférieure à 2000 mètre.

A- Calcul de la charge de neige sur le sol S_k :

La valeur de S_k en KN/m^2 est déterminée par les lois de variation suivante en fonction de l'altitude H (par rapport au niveau de la mer) en m du site considéré.

- Zone A : $= \frac{0,07H+15}{100}$
- Zone B : $S_k = \frac{0,04H+10}{100}$
- Zone C : $S_k = \frac{0,0325H}{100}$
- Zone D : pas de charge de neige

Notre Projet est implantée dans la commune de **Tizi Ouzou**, qui se situe en **zone A** à une altitude de **200m**.

$$S_k = \frac{0,07H+15}{100} = \frac{(0,07 \times 200 + 15)}{100} = 0,29 \text{ kN/m}^2$$

$$S_k = 29 \text{ daN/m}^2$$

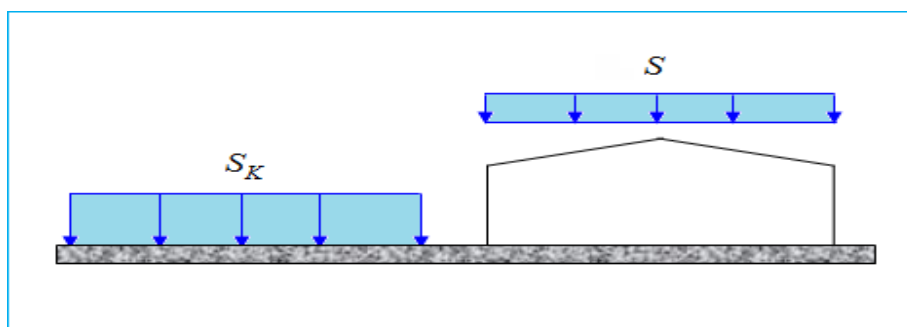
B- Charge de la neige sur la toiture S :

La charge caractéristique de neige « S » par unité de surface en projection horizontale de toiture ou de toutes autres surfaces soumis à l'accumulation de la neige s'obtient par la formule suivante :

$$S = \mu \times S_k$$

Avec :

- S : La charge caractéristique de la neige par unité de surface en projection horizontale de toiture ou de toute autre surface soumise à l'accumulation de la neige en KN/m².
- S_k : La charge de neige sur le sol, fonction de l'altitude et de la zone de neige en
- μ : Coefficient de forme, dépend de la forme de toiture.



➤ **Coefficients de forme des toitures μ :**

Les valeurs des coefficients de forme μ données ci-après concernant les toitures de forme courantes. Pour des formes particulières de toiture, le cahier des charges doit préciser la valeur à prendre en compte.

(α) angle du versant par rapport à l'horizontale (en °)	$0 \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
coefficient μ	0.8	$0.8 \left(\frac{60 - \alpha}{30} \right)$	0.0

Tableau III.1 : Coefficient de forme.

Pour notre construction on a une terrasse ($\alpha=0^\circ$)

On a : $0 \leq \alpha \leq 30^\circ \Rightarrow \mu = 0,8$

AN:

$$\bullet \begin{cases} S_k = 29 \text{ daN/m}^2 \\ \mu = 0.8 \end{cases}$$

$$S = 0,8 \times 29 = 23,2 \text{ daN/ m}^2.$$

$S = 23,2 \text{ daN/ m}^2$

III-3-2-2 Charge du vent :

On admet que le vent à une direction d'ensemble moyenne horizontale, 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 de terrain).
- ✓ Position dans l'espace: (construction reposantes sur le sol ou éloignées du sol).
- ✓ Perméabilité de ses parois : (pourcentage de surface des ouvrages dans la surface totale de la paroi).

Pour la détermination de l'action du vent, on distingue deux catégories de construction :

- ✓ Catégorie 1 : elle regroupe l'ensemble des bâtiments (à usage d'habitation, administratif, scolaire,...)
- ✓ Catégorie 2 : elle regroupe les constructions ajourées telles que les structures verticales en treillis, les cheminées et ouvrages similaires.

Notre bâtiment est classé dans la catégorie 1.

2- Données relatif au site :

- ✓ Catégorie du terrain III
- ✓ Site plat : $C_t = 1$ (Tableau 2.5. RNV2013) [03]
- ✓ Zone du vent I (ANNEXE.1. RNV2013) [03]
- ✓ $q_{réf} = 37,5 \text{ daN/m}^2$: Pression dynamique de référence (Tableau 2.2. RNV2013) [03]
- ✓ $K_t = 0,215$ (facteur de terrain) } (Tableau 2.4. RNV2013) [03]
- ✓ $Z_0 = 0,3 \text{ m}$ (paramètre de rugosité) }
- ✓ $Z_{min} = 5 \text{ m}$ (hauteur minimale)

3- Principe de calcul :

Le calcul doit être effectué séparément pour chacune des directions perpendiculaires Aux différentes parois de la construction.

Il s'agit de déterminer les actions du vent s'exerçant sur le bâtiment présenté dans le tableau II-2

Pour un vent perpendiculaire :

- ✓ A la façade principale (sens V1 du vent).
- ✓ A la façade secondaire (sens V2 du vent).

4- Procédure de calcul :

Le tableau 2.2 présente un résumé des étapes de calcul des actions du vent. La colonne 3, correspond au paragraphe relatif à chaque paramètre dans le RNV 2013.

Paramètre	Symbole	Renvoi
- Pression dynamique de référence	q_{ref}	§ 2.3.1
- Hauteur de référence	z_e	§ 2.3.2
- Catégorie de terrain et facteurs de site	-	§ 2.4.3
- Intensité de turbulence I_v	I_v	§ 2.4.6
- Coefficient de topographie	$C_t(z)$	§
- Coefficient de rugosité	$C_r(z)$	2.4.5.
- Coefficient d'exposition	$C_e(z)$	§ 2.4.4
- Pression dynamique de pointe	q_p	§ 2.4 § 2.3
Pression exercée par le vent (par exemple sur les revêtements, bardages, fixations et éléments de construction)		
- Coefficient de pression intérieur	C_{pi}	§ 5.1
- Coefficient de pression extérieur	C_{pe}	§ 5.2
- Coefficient de pression net	C_{pnet}	§ 5.3
- Coefficient de force	C_f	Chap. 4
- Pression aérodynamique extérieure	$W_e = q_p \cdot C_{pe}$	§ 2.6.2
- Pression aérodynamique intérieure	$W_i = q_p \cdot C_{pi}$	§ 2.6.2
Forces exercées par le vent (effets globaux par exemple)		
- Coefficient dynamique	C_d	Chap. 3
- Force exercée par le vent (à partir des coefficients de force)	F_w	2.6.1
- Force exercée par le vent (à partir des coefficients de pression).	F_w	2.6.2

Tableau III-2 : Etapes de calcul des actions due au vent.

5- Détermination de la pression statique due au vent :

$$P_h = q_h \times (C_e - C_i) \quad \text{daN/m}^2$$

C_e : Coefficient de pression extérieur.

C_i : Coefficient de pression intérieur.

5.1- Pression dynamique de pointe à la hauteur z :

$$q_h = q_{ref} \times C_e$$

q_{ref} : Pression dynamique de référence; $q_{ref} = 37,5 \text{ daN/m}^2$

- Coefficient d'exposition au vent à la hauteur z :

Le coefficient d'exposition au vent $C_e(z)$ tient compte des effets de la rugosité du terrain, de la topographie du site et de la hauteur au-dessus du sol. En outre, il tient compte de la nature turbulente du vent, il est donné par la formule suivante :

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

C_t : Coefficient topographique

C_r : Coefficient de rugosité

I_v : Intensité de la turbulence

- Intensité de la turbulence :

L'intensité de la turbulence est définie comme étant l'écart type de la turbulence divisé par la vitesse moyenne du vent et est donnée par les deux formules suivantes :

$$\begin{cases} I_z = \frac{1}{C_t(z) \times \ln z/z_0} & \text{Pour : } z \geq z_{min} \\ I_z = \frac{1}{C_t(z) \times \ln z_{min}/z_0} & \text{Pour : } z \leq z_{min} \end{cases}$$

Où:

- ✓ Z_0 (en m) : est le paramètre de rugosité (Cf. tableau 2.4).
- ✓ Z_{min} : est la hauteur minimale (Cf. tableau 2.4).

- Coefficient de rugosité :

Le coefficient de rugosité $C_r(Z)$ traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse moyenne du vent. Il est défini par la loi logarithmique (logarithme népérien).

$$\begin{cases} C_r = K_T \times \ln (Z / Z_0) & \text{Pour } Z_{min} \leq Z \leq 200 \text{ m} \\ C_r = K_T \times \ln (/ Z_0) & \text{Pour } Z < Z_{min} \end{cases}$$

Z : Hauteurs considérées

✓ $Z_0=0,3\text{m}$

✓ $Z_{min}=5\text{m}$

- **Hauteur de référence :**

La hauteur de référence Z_e et le profil correspondant de la pression dynamique de pointe $q_h(h)$ dépendent des dimensions h et b de la construction.

On a :

- ✓ $h = 10,08$ m hauteur totale de construction.
- ✓ $b = 47,60$ m largeur totale de la construction.

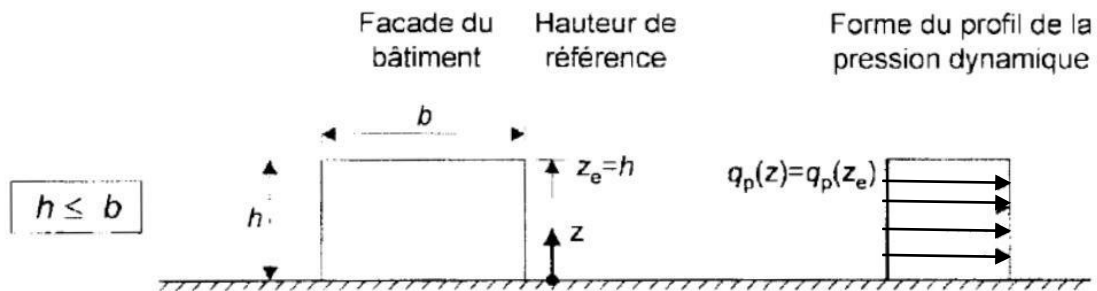


Figure III-1 : Hauteur de référence pour $h \leq b$

➤ On considère une bande de hauteur entre 0 et $Z_e = h = 10,08$ m

D'où :

- $Z_{min} = 5\text{m} \leq Z = 10,08 \text{ m} \leq 200 \text{ m}$
- $Z = 10,08 \text{ m} > Z_{min} = 5$

Donc :

- $Cr(h = 10,08 \text{ m}) = K_T \times \ln(Z / Z_0)$

$$Cr(h = 10,08 \text{ m}) = 0,215 \times \ln(10,08 / 0,3) = 0,755$$

- $Iv(h = 10,08 \text{ m}) = \frac{1}{Ct(z) \times \ln\left(\frac{Z_{min}}{Z_0}\right)} = \frac{1}{1 \times \ln\left(\frac{10,08}{0,3}\right)} = 0,284$

- $C_{ex} = Ct^2 \times Cr^2 [1 + 7 Iv] = 1^2 \times (0,755)^2 (1 + 7(0,284)) = 1,703$

- $q_h(h = 10,08 \text{ m}) = q_{ref} \times C_{ex} = 37,5 \times 1,703 = 63,86$

$$q_h(h = 10,08 \text{ m}) = 63,86 \text{ dan / m}^2$$

6- Détermination des coefficients de pressions extérieures C_{pe} :

Les coefficients de pression extérieure C_{pe} applicables aux bâtiments et aux parties de bâtiments dépendent de la dimension de la surface chargée A, qui est la surface de la construction produisant l'action du vent dans la section à calculer. Les coefficients de pression extérieure sont donnés pour des surfaces chargées A de 1 m^2 et 10 m^2 dans les tableaux relatifs aux configurations de bâtiment appropriées ; ils sont notés C_{pe1} pour les coefficients locaux, et C_{pe10} pour les coefficients globaux, respectivement. (**chapitre 5:coefficient dépression page 80 RNVA2013**) .

$$C_{pe} = C_{pe1} \quad \text{si} \quad S \leq 1 \text{ m}^2$$

$$C_{pe} = C_{pe1} + (C_{pe10} - C_{pe1}) \log_{10}(S) \quad \text{si} \quad 1 \text{ m}^2 \leq S \leq 10 \text{ m}^2$$

$$C_{pe} = C_{pe10} \quad \text{si} \quad S \geq 10 \text{ m}^2$$

S : est la surface chargée de la paroi considérée.

Paroi latérale				Paroi au vent		paroi sous le vent			
A, A'		B, B'		C		D		E	
$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
- 1,0	- 1,3	- 0,8	- 1,0	- 0,5		+ 0,8	1,0	- 0,3	

Tableau III-3 : coefficients de pressions extérieures pour parois verticales (RNV 2013)

Nous avons un bâtiment avec acrotère de 0.60 m de hauteur

$$h_p / h = 0,6 / 10,08 = 0,05$$

		Zones							
		F		G		H		I	
		$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
arêtes vives (sans acrotères)		- 1,8	- 2,5	- 1,2	- 2,0	- 0,7	- 1,2	$\pm 0,2$	
avec acrotères	$h_p/h = 0,025$	- 1,6	- 2,2	- 1,1	- 1,8	- 0,7	- 1,2	$\pm 0,2$	
	$h_p/h = 0,05$	- 1,4	- 2,0	- 0,9	- 1,6	- 0,7	- 1,2	$\pm 0,2$	
	$h_p/h = 0,10$	- 1,2	- 1,8	- 0,8	- 1,4	- 0,7	- 1,2	$\pm 0,2$	
rives arrondies	$r/h = 0,05$	- 1,0	- 1,5	- 1,2	- 1,8	- 0,4		$\pm 0,2$	
	$r/h = 0,10$	- 0,7	- 1,2	- 0,8	- 1,4	- 0,3		$\pm 0,2$	
	$r/h = 0,20$	- 0,5	- 0,8	- 0,5	- 0,8	- 0,3		$\pm 0,2$	
brisis mansardés	$\alpha = 30^\circ$	- 1,0	- 1,5	- 1,0	- 1,5	- 0,3		$\pm 0,2$	
	$\alpha = 45^\circ$	- 1,2	- 1,8	- 1,3	- 1,9	- 0,4		$\pm 0,2$	
	$\alpha = 60^\circ$	- 1,3	- 1,9	- 1,3	- 1,9	- 0,5		$\pm 0,2$	

Tableau III-4 : coefficients de pressions extérieures pour les toitures plates (RNV 2013)

Direction du vent V1 :

- Parois verticales :

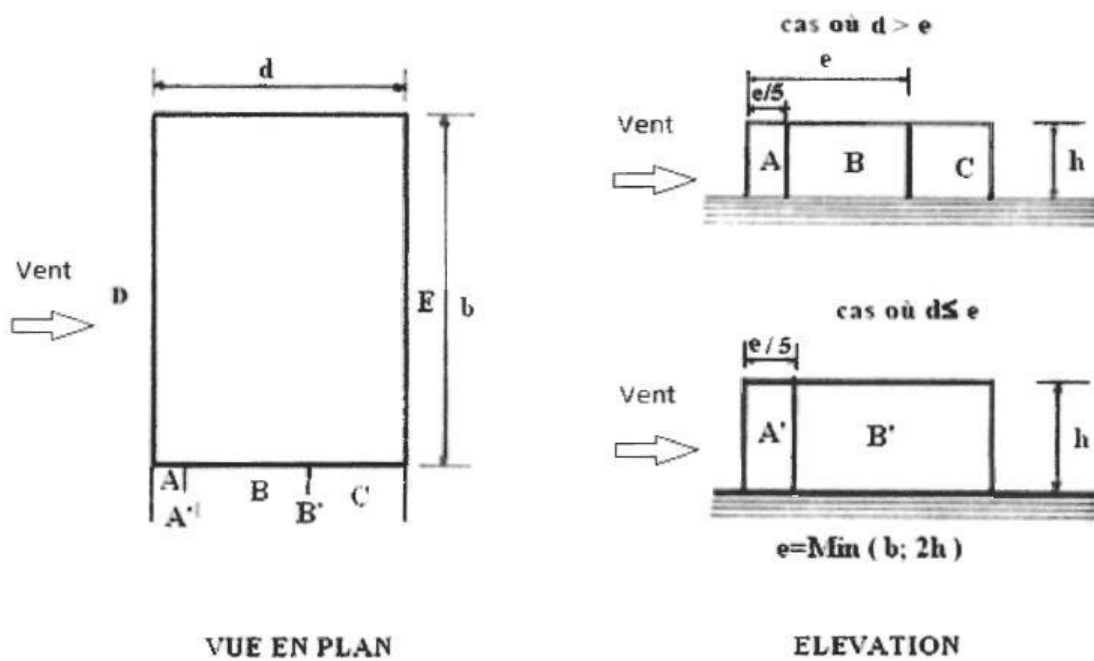


Figure III-2 : Légende pour la paroi verticale

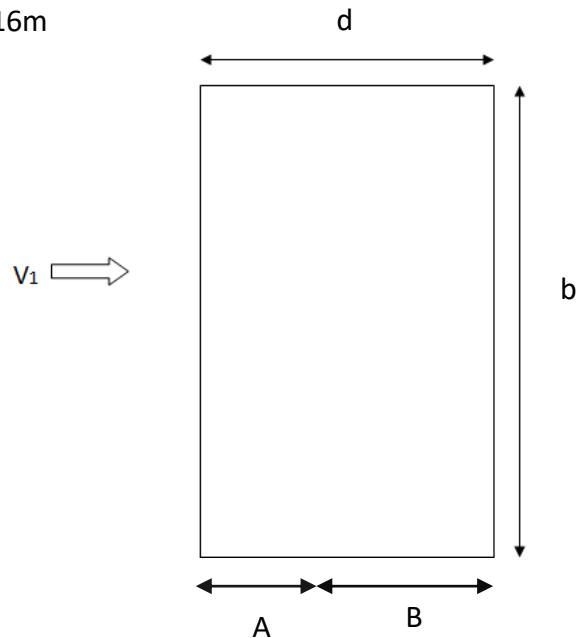
Dans notre cas :

- ✓ $b = 47,60$ m (dimension du côté perpendiculaire au vent) V_1
- ✓ $d = 12$ m (dimension du côté parallèle au vent) V_1
- ✓ $h = 10,08$ m (hauteur du bâtiment)
- ✓ $e = \text{Min}[b ; 2h] = \text{Min}[47,60 ; 2 \times 10,08] = 20,16$ m

$d=12\text{m} < e=20,16\text{m}$ d'où :

$$A = e/5 = 20,16 / 5 = 4,032 \text{ m}$$

$$B = d - (e/5) = 7,968 \text{ m}$$



Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones sont portées sur la figure II-4

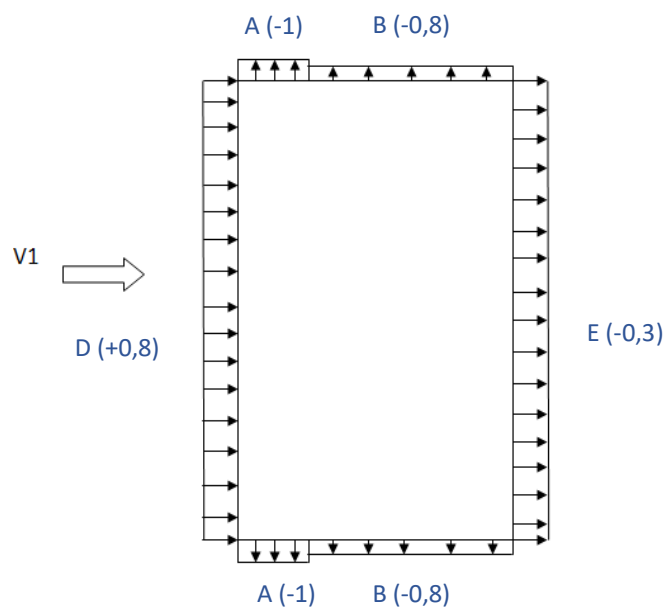


Figure III-4: Valeurs des coefficients de pressions extérieures C_e sur les parois verticales.

- **Toiture :**

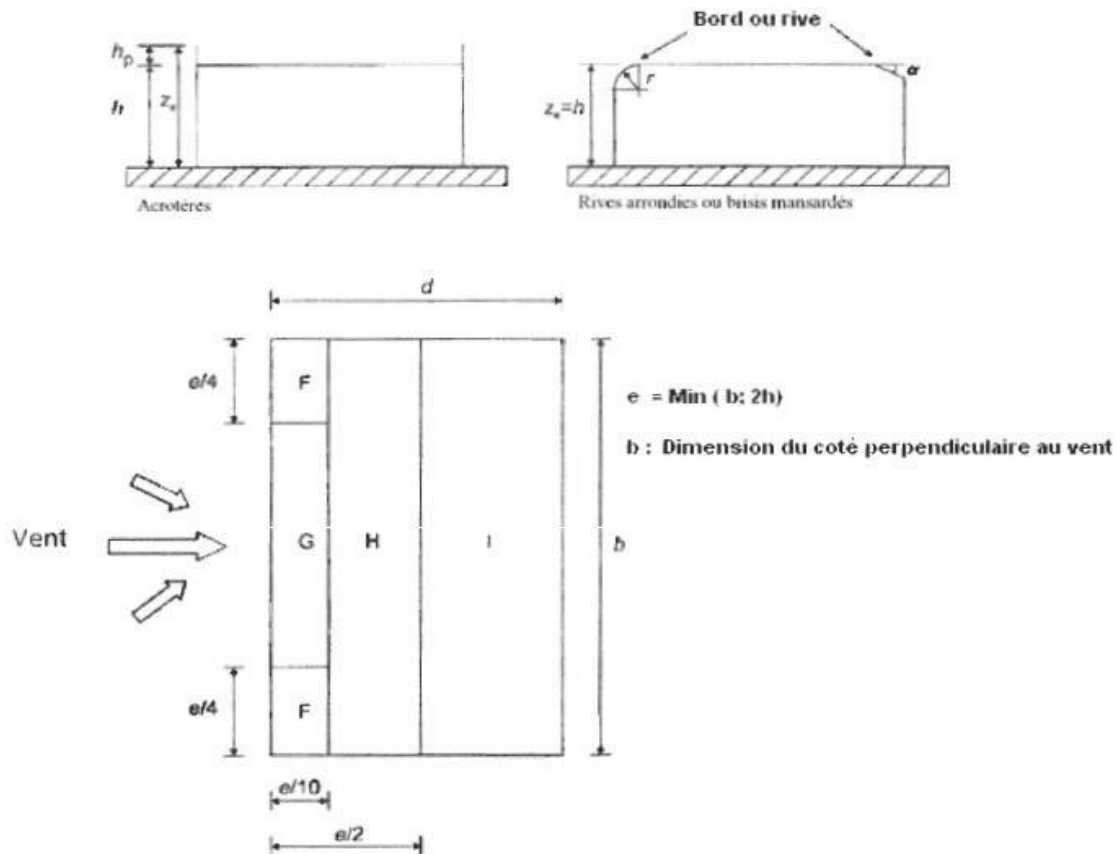


Figure III-5 : Légende pour les toitures plates

Dans notre cas :

- ✓ $b = 47,60 \text{ m}$
- ✓ $d = 12 \text{ m}$
- ✓ $h = 10,08 \text{ m}$
- ✓ $e = \min (b ; 2h) = 20,16 \text{ m}$ d'où :
 - La largeur de la zone : $F = e/10 = 20,16 / 10 = 2,016 \text{ m}$
 - La longueur de la zone : $F = e/4 = 5,04 \text{ m}$
 - La largeur de la zone : $G = e/10 = 20,16 / 10 = 2,016 \text{ m}$
 - La longueur de la zone : $G = 25,86 - (2e/4) = 37,52 \text{ m}$
 - La largeur de la zone : $H = (e/2) - (e/10) = 8,064 \text{ m}$
 - La longueur de la zone : $H = b = 47,60 \text{ m}$
 - La largeur de la zone : $I = d - (e/2) = 1,92 \text{ m}$
 - La longueur de la zone : $I = b = 47,60 \text{ m}$

On a : $S \geq 10 \text{ m}^2$

Donc : $C_{pe} = C_{pe10}$

Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones sont portées sur la figure II-6.

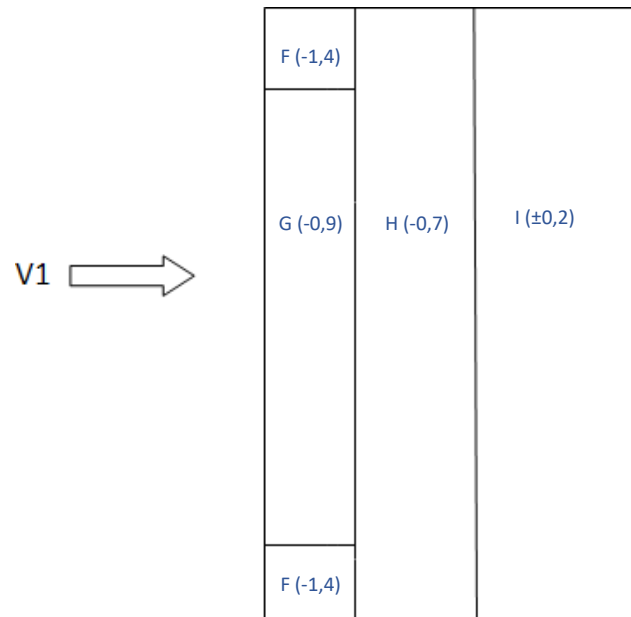


Figure III-6 : Valeurs des coefficients de pressions extérieures C_e sur la toiture terrasse.

7- Détermination du coefficient de pression intérieure C_i :

On utilisera les valeurs extrêmes :

$$C_i = -0,3$$

$$C_i = +0,2$$

➤ Valeur de la pression statique du vent :

$$P_h = q_h \times (C_e - C_i)$$

- Sur les parois verticales :

 Tableau III-5 : valeurs de la pression statique du vent p_h sur les parois verticales.

Zone	Cpe	Cpi	Cr = Cpe-Cpi	q_h (dan/m ²)	p_h (dan/m ²)
D	+0,8	+0,3	0,5	63,86	31,93
		-0,2	1		63,86
E	-0,3	+0,3	0	63,86	0
		-0,2	-0,1		-6,386
A	-1	+0,3	-1,3	63,86	-83,018
		-0,2	-0,8		-51,08
B	-0,8	+0,3	-1,1	63,86	-70,24
		-0,2	-0,6		-38,31

- Toiture :

 Tableau III-6 : valeurs de la pression statique du vent p_h sur la toiture.

Zone	Cpe	Cpi	Cr = Cpe-Cpi	q_h (dan/m ²)	p_h (dan/m ²)
F	-1,4	+0,3	-1,7	63,86	-108,56
		-0,2	-1,2		-76,63
G	-0,9	+0,3	-1,2	63,86	-76,63
		-0,2	-0,7		-44,70
H	-0,7	+0,3	-1	63,86	-63,86
		-0,2	-0,5		-31,93
I	+0,2	+0,3	-0,1	63,86	-6,38
	-0,2		-0,5		-31,93
	+0,2	-0,2	0,4		25,54
	-0,2		0		0

Tableau III-7 : Forces extérieures sur le bâtiment

	Zone	Ze (m)	Surface (m²)	Ph (daN/m²)	Force totale (kN)
Parois verticales	D	10,08	479,808	31,93	153,202
				63,86	306,40
	E	10,08	479,808	0	0
				-6,386	-30,640
	A	10,08	40,642	-83,018	-33,736
				-51,08	-20,759
	B	10,08	80,317	-70,24	-56,414
				-38,31	-30,769
Toiture	F	10,08	10,16	-108,56	-11,029
				-76,63	-7,785
	G	10,08	75,64	-76,63	-57,96
				-44,70	-33,812
	H	10,08	383,846	-63,86	-245,124
				-31,93	-122,562
	I	10,08	91,392	-6,38	-5,830
				-31,93	-29,181
				25,54	23,341
				0	0

Direction du vent V2 :

- Parois verticales :

- ✓ $b = 12 \text{ m}$ (dimension du côté perpendiculaire au vent)
- ✓ $d = 47,60 \text{ m}$ (dimension du côté parallèle au vent)
- ✓ $h = 10,08 \text{ m}$ (hauteur du bâtiment)
- ✓ $e = \text{Min} [b ; 2h] = \text{Min} [12 ; 2 \times 10,08] = 12 \text{ m}$

$d = 47,60 \text{ m} > e = 12$ d'où :

$$A = e/5 = 12/5 = 2,4 \text{ m}$$

$$B = e - (e/5) = 9,6 \text{ m}$$

$$C = d - e = 47,60 - 12 = 35,6 \text{ m}$$

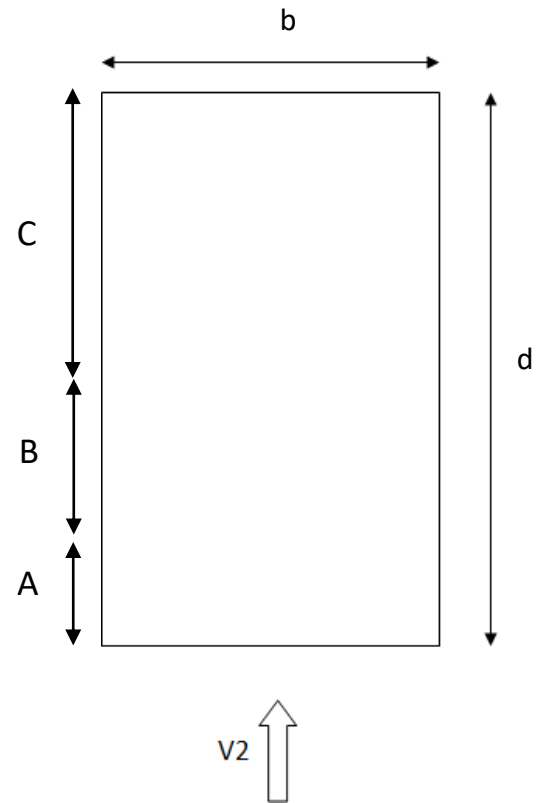


Figure III-7 : Direction du vent V2

Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones sont portées sur la figure II-8.

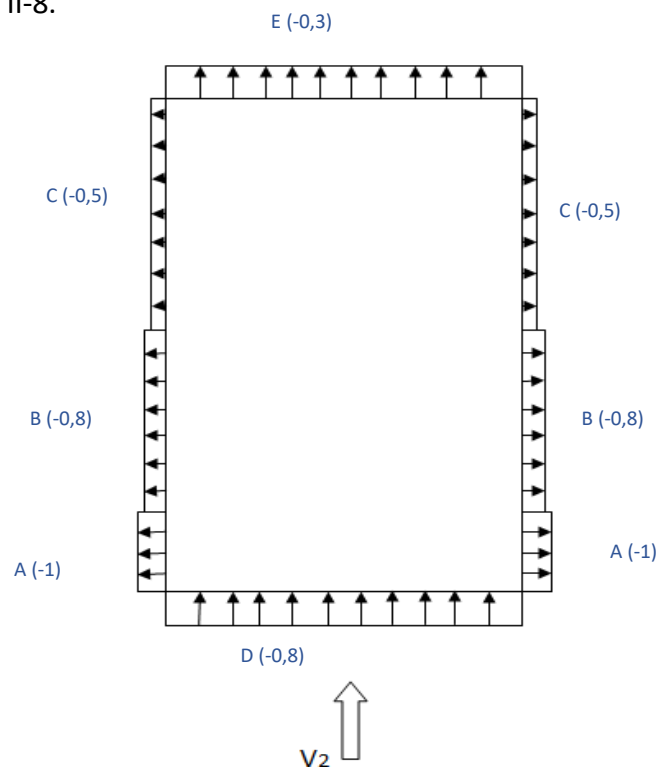


Figure III-8 : Valeurs des coefficients de pressions extérieures C_e sur les parois verticales.

- **Toiture** : Dans notre cas :

- ✓ $b = 12 \text{ m}$
- ✓ $d = 47,60 \text{ m}$
- ✓ $h = 10,08 \text{ m}$
- ✓ $e = \min (b ; 2h) = 12\text{m}$

D'où :

- La largeur de la zone $F = e/10 = 12/10 = 1,2 \text{ m}$
- La longueur de la zone $F = e/4 = 3 \text{ m}$
- La largeur de la zone $G = e/10 = 12/10 = 1,2 \text{ m}$
- La longueur de la zone $G = b - (2e/4) = 6 \text{ m}$
- La largeur de la zone $H = (e/2) - (e/10) = 4,8 \text{ m}$
- La longueur de la zone $H = b = 12 \text{ m}$
- La largeur de la zone $I = d - (e/2) = 41,6 \text{ m}$
- La longueur de la zone $I = b = 12 \text{ m}$

Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à ces zones sont portées sur la figure II-9

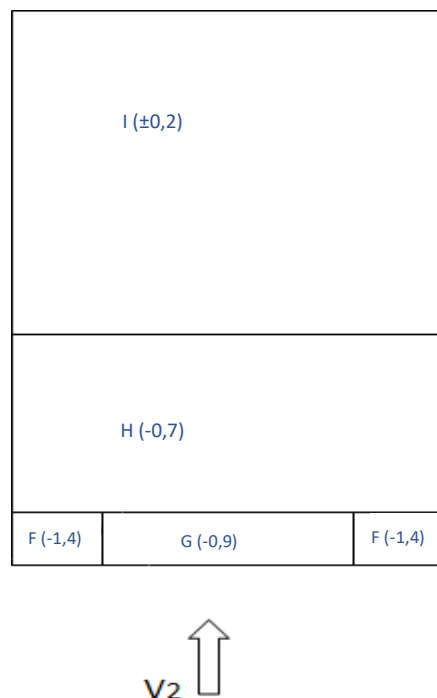


Figure III-9 : Valeurs de coefficient de pressions extérieures C_e sur la toiture terrasse

➤ **Valeur de la pression statique du vent :**

$$P_h = q_h \times (C_e - C_i)$$

- Sur les parois verticales :

Tableau III-8 : valeur de la pression statique du vent p_h sur les parois verticales

Zone	C _{pe}	C _{pi}	C _r = C _{pe} -C _{pi}	q _h (dan/m ²)	p _h (dan/m ²)
D	+0,8	+0,3	0,5	63,86	31,93
		-0,2	1		63,86
E	-0,3	+0,3	-0,6	63,86	-38,316
		-0,2	-0,1		-6,386
A	-1	+0,3	-1,3	63,86	-83,018
		-0,2	-0,8		-51,088
B	-0,8	+0,3	-1,1	63,86	-70,246
		-0,2	-0,6		-38,316
C	-0,5	+0,3	-0,8	63,86	-51,088
		-0,2	-0,3		-19,158

- Toiture :

Tableau III-9 : valeur de la pression statique du vent p_h sur la toiture

Zone	Cpe	Cpi	Cr= Cpe - Cpi	q_h (dan/m ²)	p_h (dan/m ²)
F	-1,4	+0,3	-1,7	63,86	-108,56
		-0,2	-1,2		-76,63
G	-0,9	+0,3	-1,2	63,86	-76,63
		-0,2	-0,7		-44,70
H	-0,7	+0,3	-1	63,86	-63,86
		-0,2	-0,5		-31,93
I	+0,2	+0,3	-0,1	63,86	-6,38
	-0,2		-0,5		-31,93
	+0,2	-0,2	0,4		25,54
	-0,2		0		0

Tableau III-10 : Force extérieur sur le bâtiment

	Zone	Ze (m)	Surface (m ²)	Ph (daN/m ²)	Force totale (kN)
Parois verticales	D	10,08	120,96	31,93	38,622
				63,86	77,245
	E	10,08	120,96	-38,316	-46,347
				-6,386	-7,724
	A	10,08	24,192	-83,018	-20,083
				-51,088	-12,359
	B	10,08	96,768	-70,246	-67,975
				-38,316	-37,077
	C	10,08	358,848	-51,088	-83,32
				-19,158	-68,748
Toiture	F	10,08	3,6	-108,56	-3,908
				-76,63	-2,758
	G	10,08	7,2	-76,63	-5,517
				-44,70	-3,218
	H	10,08	57,6	-63,86	-36,783
				-31,93	-18,391
	I	10,08	499,2	-6,38	-31,848
				-31,93	-159,394
				25,54	76,415
				0	0

III-4 Conclusion :

L'étude climatique n'est pas suffisante pour définir toutes les charges nécessaires pour nos calculs, donc on va calculer les charges dû à l'effet du séisme.

CHAPITRE IV

Evaluation des charges et surcharges

Chapitre IV : Evaluation des charges et surcharges

IV-1 Introduction :

Dans ce chapitre, nous allons définir les différentes charges agissantes sur notre structure, qui se résument dans l'action des charges permanentes et d'exploitation, des effets thermique et climatique. Ces derniers ont une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage. Pour cela, il ya des normes qui fixent les valeurs des charges qui sont inscrits dans le règlement technique DTRB.C2.2 « Charges permanentes et charges d'exploitations »

IV-2 Charges permanentes :

IV-2-1 Plancher terrasse inaccessible :

Tableau IV-1 : charges permanentes du plancher terrasse inaccessible.

Type	Charges permanents
Protection gravier roulée (4 cm)	$0,04*1700=68 \text{ daN /m}^2$
Etanchéité multicouche (6 cm)	$0,06*600=36 \text{ daN /m}^2$
Forme de pente en béton	$0,1*2200= 220 \text{ daN /m}^2$
Isolation thermique (4 cm)	$0,04*400=16 \text{ daN /m}^2$
Poids de la dalle ep (12cm)	$0,12*2500=300 \text{ daN /m}^2$
TN 40	15 daN /m^2
Faux plafond	10 daN /m^2
	G= 665 daN /m²

IV-2-2 Plancher étage courant :

Tableau IV-2 : Charge permanente d'un plancher d'étage courant.

Type	Charges permanents
Cloison de répartition ep= 10 cm	90 daN /m^2
Revêtement en carrelage (2 cm)	$0,02*20*100=40 \text{ daN /m}^2$
Mortier de pose (2 cm)	$0,02*20*100=40 \text{ daN /m}^2$
Isolation thermique (4 cm)	$0,04*400=16 \text{ daN /m}^2$
Poids de la dalle ep (12cm)	$0,12*2500=300 \text{ daN /m}^2$
TN 40	15 daN /m^2
Faux plafond	10 daN /m^2
	G= 511 daN /m²

IV.3- Murs extérieurs :

L'élément	Epaisseur (cm)	La charge (dan / m ²)
Mortier de ciment	2	36
Brique creuse	10	90
Brique creuse	15	130
Enduit plâtre	2	20
		G= 276 dan / m²

Tableau IV-3 : charges permanentes des murs extérieurs.

IV.4- Murs intérieurs :

L'élément	Epaisseur (cm)	La charge (dan / m ²)
Mortier de ciment	15	30
Brique creuse	10	90
Enduit plâtre	2	20
		G= 240 dan / m²

Tableau IV-4 : charges permanentes des murs intérieurs.

IV.5- L'acrotère :

La charge de l'acrotère est donnée par : $G = \gamma_b \times S$

Avec : γ_b : poids volumique du béton = 2500 daN/ m³.

S : surface de l'acrotère.

D'où: $G = 2500 \times [(0,12 \times 0,6) + (0,1 \times 0,1) - (0,1 \times 0,03)/2] = 201,25 \text{ daN/m}$

IV.6- Les escaliers :

Volée :

- Tôle striée
- Mortier de pose
- Revêtement (carrelage)
- Garde-corps

Palier :

- Tôle TN40
- Dalle en Béton
- Mortier de pose
- Revêtement (carrelage)

IV.7 Charges variables :

Elles ont une intensité qui varie fréquemment et d'une façon importante dans le temps.

IV.7.1 Surcharges d'exploitations :

Elles Correspondent aux mobiliers et aux personnes qui habitent ou fréquente l'immeuble.

Pour cela, il y a des normes qui fixent les valeurs des charges en fonction de la destination de l'ouvrage et qui sont inscrits dans le règlement technique DTR.C2.2 (« Charges permanentes et charges d'exploitations »).

- Plancher terrasse inaccessible100 daN/m²
- Plancher étage courant.....150 daN/m²
- Acrotère100 daN/ml

IV.7.2 Surcharges climatiques :

Ce sont les charges de la neige et du vent calculées au chapitre précédent.

IV.7.3 Effet de la température :

La longueur de notre construction est inférieure à 50m, donc ce n'est pas nécessaire de tenir compte de l'effet de la température.

CHAPITRE V

Pré-dimensionnement des éléments



Chapitre V : Pré-dimensionnement des éléments

V.1 - Introduction :

Après avoir fait le choix de la structure porteuse du bâtiment (poutres principales, secondaire et solives) on pré-dimensionne chaque élément à partir des conditions suivantes :

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

V.2- Les règles empiriques de pré-dimensionnement :

Les règles ci-dessous servent au pré-dimensionnement des éléments porteurs principaux des charpentes métalliques de bâtiments .elles donnent, pour les éléments fléchis, la hauteur h de la section transversale en fonction de sa portée l , et pour les éléments tendus ou comprimés, l'élanement $\lambda_k = l_k / i$

Batiments	
Dalle mixte avec tôle nervurée	$d \approx l/32$ (d : hauteur stat)
Solive en profilé laminé	$h \approx l/30$
Sommier en profilé laminé	$h \geq l/25$
Poteau en profilé laminé	Profilé HE d'élanement $\lambda_k \leq 25$

Tableau V-1 : Règles empiriques selon le Traité de Génie Civil.

V.3- Pré dimensionnement des Solives :

V.3.1- Définition des Solives :

Les solives sont des poutrelles en **IPE** qui travaillent à la flexion simple leur écartement est pratiquement déterminé par l'équation suivante : **$0.7m \leq e \leq 1.50 m$** .

Pour le cas le plus défavorable, On opte pour une distance de **$L= 5,10 m$** (la poutre la plus longue)

Et un écartement de : $e = 1 m$

On a : $n = L / e = 5,10$

- ✓ Nombre d'espacement : n
- ✓ Nombre des solives : 5

V.3.2- Pré dimensionnement des solives plancher terrasse :

La solive est sollicitée par les charges et surcharges suivantes :

- Charge permanente du plancher : $G = 665 \text{ daN /m}^2$
- Surcharges d’exploitations : $Q = 100 \text{ daN /m}^2$
- Charge de neige : $S = 23,2 \text{ daN/ m}^2$

D’après Les règles empiriques de pré-dimensionnement

On a : $h = l / 30 = 4000/30 = 133,33 \text{ mm}$

Donc : On prend un **IPE160**.

D’après les tableaux de profilé la section globale est de classe 1.

Caractéristiques du profilé IPE 160 :

DESIGNATION Abrégée	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	P(Kg/ m)	A(cm ²)	h(mm)	b(mm)	r(mm)	t _f (mm)	t _w (mm)	I _y (cm ⁴)	W _{pl-y} (cm ³)	W _{pl-z} (cm ³)	i _y (cm ⁴)	I _z (cm ⁴)	i _z (cm ⁴)
IPE 160	15,8	20,1	160	82	9	7,4	5	869	124	26,1	6,58	68,3	1,84

Tableau V-2 : Caractéristiques du profilé IPE160

V.3.3- Pré dimensionnement des solives plancher étage courant:

Vu que la charge et la longueur du plancher courant sont les mêmes avec le plancher terrasse,nous allons prendre les mêmes profilés que le plancher terrasse.

La procédure de calcul des solives pour l’étage courant est la même.

V.4- Pré dimensionnement des poutres :

V.4.1- Poutres principales :

D'après les règles empirique de près dimensionnement

$$h > l / 25 = 5100 / 25 = 204 \text{ mm}$$

On prend $h = 300 \text{ mm}$ Soit : **IPE300**

Caractéristiques du profilé IPE 300 :

DESIGNATION Abrégée	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	P(Kg/ m)	A(cm ²)	h(mm)	b(mm)	r(mm)	t _f (mm)	t _w (mm)	I _y (cm ⁴)	W _{ply} (cm ³)	W _{pl-z} (cm ³)	i _y (cm ⁴)	I _z (cm ⁴)	i _z (cm ⁴)
IPE 300	42,2	53,8	300	150	15	10,7	7,1	8356	628	125	12,5	60 4	3,35

Tableau V-3 : Caractéristiques du profilé IPE300

V.4.2- Poutres secondaires :

Les poutres secondaires sont sollicitées de la même façon que les solives, donc on utilise la même section (IPE160).

IV.5- Pré dimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux soumis à la compression qui supportent les charges et les transmettent aux fondations, généralement les sections des poteaux sont des HEA ou HEB car ils ont une inertie importante dans les deux sens.

$$\text{On a : } \lambda y = L_f / i_y \leq 25 \longrightarrow i_y \geq L_f / 25 = (280 \times 0,5) / 25 = 5,6$$

Donc : on prend **HEA 240** Avec : $i_y = 10,05 \text{ cm}$

Caractéristiques du profilé HEA240 :

DESIGNATION Abrégée	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	P(Kg/ m)	A(cm ²)	h(mm)	b(mm)	r(mm)	t _f (mm)	t _w (mm)	I _y (cm ⁴)	W _{ply} (cm ³)	W _{pl-z} (cm ³)	i _y (cm ⁴)	I _z (cm ⁴)	i _z (cm ⁴)
IPE300	42,2	53,8	300	150	15	10,7	7,1	8356	628	125	12,5	604	3,35

Tableau V-4 : Caractéristiques du profilé HEA240
V.5.1- Vérification du poteau :
A- Calcule des charges :

 ➤ **Plancher terrasse :**

$$\text{Surface : } S = 47,60 \times 12 = 571,2 \text{ m}^2$$

$$\text{Poids des solives : } G_s = P_s \times l \times n = 0,158 \times 4 \times 5 = 3,16 \text{ KN}$$

$$\text{Poids des poutres principales : } G_{pp} = P_{pp} \times l \times n = 0,422 \times 5,1 \times 1 = 2,15 \text{ KN}$$

$$\text{Poids des poutres secondaires : } G_{ps} = P_{ps} \times l \times n = 0,158 \times 4 \times 1 = 0,632 \text{ KN}$$

$$\text{Poids propre du poteau : } G_{pot} = P_{pot} \times h = 0,603 \times 3,40 = 2,0502 \text{ KN}$$

$$\text{Poids du plancher terrasse : } G_t = P_{tr} \times s = 6,65 \times 571,2 = 3798,48 \text{ KN}$$

$$\text{Charge de la neige : } S = 0,232 \times 571,2 = 132,52 \text{ KN}$$

$$\text{Charge d'exploitation terrasse : } Q = 1 \times 571,2 = 571,2 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } N_t = 1,35(G_s + G_{pp} + G_t + G_{pot} + G_{ps}) + 1,5(Q + S)$$

$$N_t = 1,35(3,16 + 2,15 + 3798,48 + 2,0502 + 0,632) + 1,5(571,2 + 132,52)$$

$$N_t = 6194,32 \text{ KN}$$

 ➤ **Plancher étage courant :**

$$\text{Surface : } S = 571,2 \text{ m}^2$$

$$\text{Poids des solives : } G_s = P_s \times l \times n = 0,158 \times 4 \times 5 = 3,16 \text{ KN}$$

$$\text{Poids des poutres principales : } G_{pp} = P_{pp} \times l \times n = 0,422 \times 5,1 \times 1 = 2,15 \text{ KN}$$

Poids des poutres secondaires : $G_{ps} = P_{ps} \times l \times n = 0,158 \times 4 \times 1 = 0,632 \text{ KN}$

Poids propre du poteau : $G_{pot} = 0,603 \times 3,40 = 2,0502 \text{ KN}$

Poids du plancher étage courant : $G_{ec} = 5,11 \times 571,2 = 2918,83 \times 2 = 5837,67 \text{ KN}$

Charge d'exploitation étage courant : $Q = 1,5 \times 571,2 = 856,8 \text{ KN}$

Donc : $N_c = 1,35 (G_s + G_{pp} + G_{ps} + G_{ec} + G_{pot}) + (1,5Q)$

$N_c = 1,35 (3,16 + 2,15 + 0,632 + 5837,67 + 2,0502) + (1,5 \times 856,8)$

$N_c = 9176,84 \text{ KN}$

B- Calcul de Nsd :

$N_{sd} = N_t + N_c = 6194,32 + 9176,84 = 15\ 371,16 \text{ KN}$

C- Calcul des élancements moyens λ_y et λ_z :

$\lambda_y = L_f / i_y$ et $\lambda_z = L_f / i_z$

Avec : $i_y = 10,05 \text{ cm}$

$i_z = 6 \text{ cm}$

$L_f = L_0 = 3,40 \text{ cm}$

Donc : $\lambda_y = 340 / 10,05 = 33,83 \text{ cm}$

$\lambda_z = 340 / 6 = 56,66 \text{ cm}$

D- Calcul de l'élancement réduit $\bar{\lambda}_y$:

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_1} = \frac{33,83}{93,9} \times \sqrt{1} = 0,14$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_1} = \frac{56,66}{93,9} \times \sqrt{1} = 0,24$$

$$\text{Sachant que : } \lambda_1 = 93,9 \times \varepsilon = 93,9 \times \sqrt{\frac{f_y}{235}} = 93,9 \times \sqrt{\frac{235}{235}} = 93,9$$

$$\beta_1 = 1$$

$\bar{\lambda}_{max} = \bar{\lambda}_z = 0,24 > 0,2$ (Il y'a risque de flambement)

E- Vérification du risque de flambement :

$$N_{sd} < N_{b,rd} = \chi_{min} \times \beta_A \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}}$$

- $\frac{h}{b} = \frac{230}{240} = 0,958 \leq 1,2$ (1)
- $t_f = 12 \text{ mm} \leq 100\text{mm}$ (2)

A partir de (1) et (2) :

- Courbe de flambement b pour l'axe y-y. Ce qui nous donne := 1,0000
- Courbe de flambement c pour l'axe z-z. Ce qui nous donne : $\chi_z = 0,9593$
 $\chi_{min}=0,9593$

β_A : Coefficient qui tient compte de la classe de la section HEA240 et de la classe 1.

Donc : $\beta_A = 1$

$$N_{b,rd} = 0,9593 \times 1 \frac{0,768 \times 235\,000}{1,1} = 157394,96 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 643 \text{ KN} < N_{b,rd} = 157394,96 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

V.6- Conclusion :

Après avoir terminé le pré dimensionnement des éléments et avoir fait toutes les vérifications nécessaires, nous avons adopté pour les éléments étudiés les profils suivants :

Eléments	Profilé adopté
Solives	IPE160
Poutres principales	IPE300
Poutres secondaires	IPE160
Poteaux	HEA240

Tableau V-5 : résultats du pré-dimensionnement

CHAPITRE VI

Etude de plancher mixte



Chapitre VI : Etude de plancher mixte

VI.1- Introduction :

Les planchers mixtes sont basés sur un principe très simple, l'association de deux matériaux. Le béton est un matériau extrêmement résistant à la compression mais très cassant en traction. L'acier est un matériau très résistant en traction et la combinaison des deux matériaux est extrêmement performante.

Les plancher mixte (acier/béton), est le plus répandu dans les constructions de planchers d'immeubles de bureaux, d'entrepôts, de mezzanines, etc... Deux cas de figure sont possibles:

La dalle B.A non collaborant : elle n'est pas liaisonnée avec l'ossature porteuse en acier, et ne participe donc pas, de ce fait, à l'inertie globale du plancher. La dalle constitue, dans ce cas, une charge permanente pour l'ossature porteuse, qui est pénalisante du fait de son poids élevé.

La dalle en B.A collaborant : elle participe à l'inertie globale du plancher, ce qui impose qu'elle soit parfaitement liaisonnée avec la structure porteuse. Pour cela, il faut prévoir des dispositifs de liaison (connecteurs), à l'interface acier/béton, qui solidarisent dalle et poutres entre elles et s'opposent à leur glissement mutuel.

Les planchers mixtes à dalle collaborant étant la solution la plus économique et la plus judicieuse techniquement, nous allons développer la méthode de calculs de ce type de plancher.

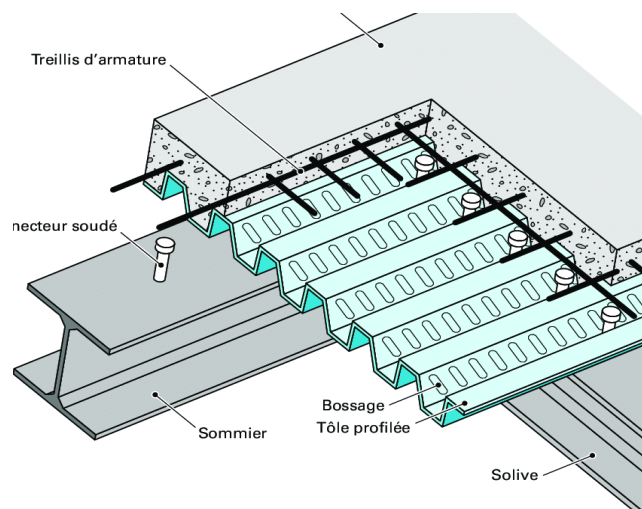


Figure VI.1 : Plancher mixte a dalle collaborant.

VI.2- Les avantages d'un plancher collaborant :

- Éléments préfabriqués légers
- volume de béton nécessaire moins élevé
- rapidité d'exécution
- hauteur de plancher réduite, donc gain d'espace
- pas de processus de décoffrage
- conception flexible.

	Poutres acier	Bac acier
Isolation thermique	Ajout d'isolant nécessaire mais simple	Ajout d'isolant nécessaire mais simple
Isolation phonique	Moyenne	Moyenne
Charges admissibles	Très fortes charges	Fortes charges
Portée maximale	7/8 m	5/6 m
Mise en œuvre	Manutention complexe	Manutention aisée et découpe aisée
Utilisation	Tous types de planchers	Tous types de planchers
Résistance au feu	Mauvaise	Bonne

Tableau VI.1 : Avantage et inconvénient.

Caractéristique de la tôle profilée :

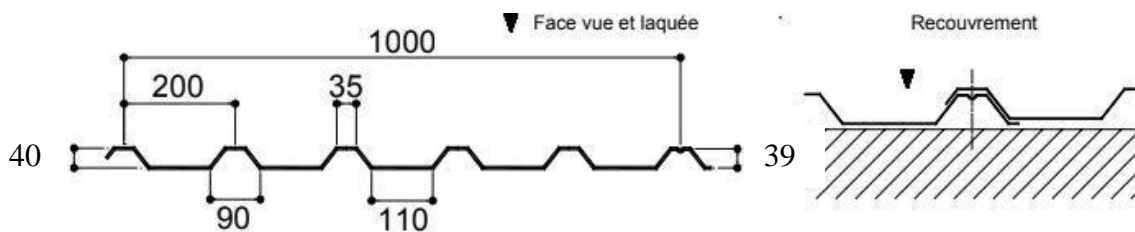


Figure VI-2 : Dimensions de la TN40

Hauteur des nervures (mm)	Nombre des nervures parbac (mm)	Espacement des nervures (mm)	Largeur outils du bac(mm)	Epaisseur de tôle (mm)	Poids (KN/m ²)
40	5	200	750	1	0,15

Tableau VI-2 : Caractéristiques du bac d'acier TN 40

VI.3- Etude du plancher mixte à dalle collaborant :

L'étude de ce type de plancher se fait par deux vérifications :

- Vérification au stade de montage.
- Vérification au stade définitif.

VI.3.1-Etude des solives: (IPE160)

1- Vérification au stade du montage: (avant la prise du béton)

Le stade de montage correspond au moment de bétonnage de la dalle, quand le béton n'a pas encore fait prise. Les vérifications à l'ELU et à l'ELS doivent être effectuées pour la poutre métallique qui seule assure la résistance.

1.1- Évaluation des charges :

À ce stade il faut tenir compte des charges suivantes :

a) Charges permanentes :

- poids de la solive..... $G_s = 15,8$ daN/m
- poids de la tôle (toleTN40) $G_p = 15 \times 1 = 15$ daN/m
- poids propre de la dalle..... $G_c = 2500 \times 0,12 \times 1 = 300$ daN/ml

$$G=330,8 \text{ daN/ml}$$

b) charges variables :

Une charge de construction (ouvrier, matériels, etc...)

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

Q=100 daN/ml

1.2- Combinaisons d'actions :

ELU	ELS
$q = 1,35G+1,5Q$ $q = 596,58 \text{ daN/m}$	$q = G + Q$ $q = 430,8 \text{ daN/m}$

1.3- vérifications à la résistance :

La vérification à la résistance à ce stade se fait avec les charges définies précédemment avec un calcul élastique afin d'éviter une plastification de l'acier, qui entrainerait des déformations importantes.

a) Détermination de la classe de la section IPE160 :

La section globale étant de classe **1** (Tableaux de profilés)

b) Vérification de l'effort tranchant :

Condition à vérifier : $V_{sd} < V_{pl,rd}$

$V_{sd} = \frac{q \times l}{2}$: La valeur de calcul de l'effort tranchant dans la section.

$V_{pl,rd} = \frac{A_{VZ} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{Mo}}$: La résistance plastique au cisaillement de la section.

A_{VZ} : L'aire de cisaillement de la section (A_{VZ} (L'IPE160) = $9,66 \times 10^2 \text{ mm}^2$ (tab de profilés))

$$V_{sd} = \frac{q \times l}{2} = \frac{596,58 \times 4}{2} = 1193,16 \text{ daN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_{VZ} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{Mo}} = \frac{9,66 \times 2350}{\sqrt{3} \times 1,1} = 11914,93 \text{ daN}$$

$V_{sd} = 1193,16 \text{ daN} < V_{pl,rd} = 11914,93 \text{ daN}$ **Condition vérifiée**

c) Vérifications du moment fléchissant :

Condition à vérifier : $M_{sd} \leq M_{pl,rd}$

M_{sd} : La valeur de calcul du moment fléchissant de la section.

$M_{pl,rd}$: Le moment de résistance plastique de la section.

$$M_{sd} = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{596,58 \times 4^2}{8} = 1193,16 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{f_y \times W_{pl,y}}{\gamma_{Mo}} = \frac{2350 \times 124}{1,1} \times 10^{-2} = 2649,09 \text{ daN.m}$$

$M_{sd} = 1193,06 \text{ daN.m} < M_{pl,rd} = 2649,09 \text{ daN.m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$

1.4- Vérification à l'ELS :

Condition à vérifier : $f_{max} \leq f_{adm}$

$$f_{max} = \frac{5ql^4}{384EI}$$

$$f_{max} = \frac{5 \times 330,8 \times 10^{-2} \times 400^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 869} = 0,60 \text{ cm} = f_1$$

$$f_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{400}{250} = 1,6 \text{ cm}$$

$f_{max} = 0,60 \text{ m} < f_{adm} = 1,6 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$

1.5- Vérification au déversement : IPE 160

Notre plancher est collaborant, la tôle soudée sur les solives joue le rôle d'appuis latéral ce qui empêche le déversement.

Donc l'IPE 160 est vérifié au stade de montage.

2- Vérification au stade final :

➤ Plancher étage courant :

2.1- évaluation des charges :**a) Charges permanentes :**

$$G_{EC} = (G_{plancher} \times e) + g_s$$

$$G_{EC} = 511 \times 1 + 15,8$$

$$G_{EC} = 526,8 \text{ daN/m}$$

b) les charges variables:

Charge d'exploitation :

$$Q_{EC} = 150 \times 1$$

$$Q_{EC} = 150 \text{ daN/m}$$

2.2- combinaison d'action :

ELU	ELS
$q = 1,35G + 1,5Q$ $q = 936,18 \text{ daN/m}$	$q = G + Q$ $q = 676,8 \text{ daN/m}$

1.3- Caractéristiques de la dalle mixte:**a) Calcul de la largeur participante de la dalle en béton (b_{eff}):**

$$b_{eff} = \min\left(2 \times \frac{l_o}{8} ; e\right)$$

Avec : $l_o = l$

La longueur de la solive : $l = 4 \text{ m}$

Entres axes des solives : $e = 1 \text{ m}$

Donc :

$$b_{eff} = \min\left(2 \times \frac{4}{8} ; 1\right)$$

$$b_{eff} = 1 \text{ m}$$

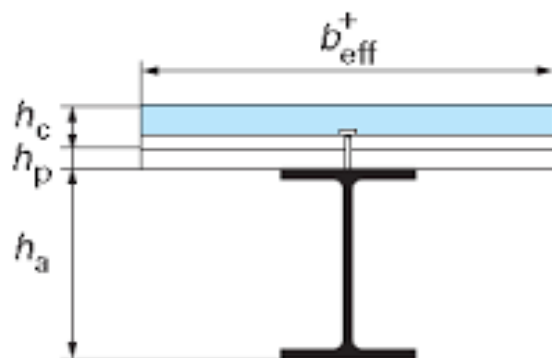


Figure VI-2 : largeur participante de la dalle

b) Section équivalente acier-béton :

Il convient d'exprimer les propriétés élastiques d'une section transversale mixte comme celle d'une section transversale équivalente en acier en divisant la contribution de la partie en béton B par un coefficient d'équivalence n.

$$S = A + \frac{B}{n}$$

Avec :

A : section de l'IPEO 160 ; $A=20,1 \text{ cm}^2$

B : section de la dalle en béton : $B = t \times b_{eff} = 0,12 \times 1 = 0,12 \text{ m}^2 = 1200 \text{ cm}^2$

n : Coefficient d'équivalence : $n = \frac{E_a}{E_b} = \frac{2,1 \times 10^6}{1,4 \times 10^5} = 15$

D'où :

$$S = 20,1 + \frac{1200}{15}$$

$$S = 100,1 \text{ cm}^2$$

2.4- Vérifications à l'ELU :**a) Vérification de l'effort tranchant :**

Condition à vérifier : $V_{sd} < V_{pl,rd}$

- $V_{sd} = \frac{q \times l}{2} = \frac{936,18 \times 4}{2} = 1872,36 \text{ daN}$
- $V_{pl,rd} = \frac{A_{VZ} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{Mo}} = \frac{9,66 \times 2350}{\sqrt{3} \times 1,1} = 11914,93 \text{ daN}$

$V_{sd} = 1872,36 \text{ daN} < V_{pl,rd} = 11914,93 \text{ daN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$

b) Vérifications du moment fléchissant :

Condition à vérifier : $M_{sd} \leq M_{c,rd}$ ($M_{c,rd} = M_{pl,rd}$)

- $M_{sd} = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{936,18 \times 4^2}{8} = 1872,36 \text{ daN.m}$

➤ Calcul de la distance de l'axe neutre plastique à la fibre supérieure du béton (z) :

- Résistance de la section en acier :

$$F_a = \frac{A_a \times f_y}{\gamma_a} = \frac{2010 \times 23,5}{1,1} = 42940,90 \text{ daN}$$

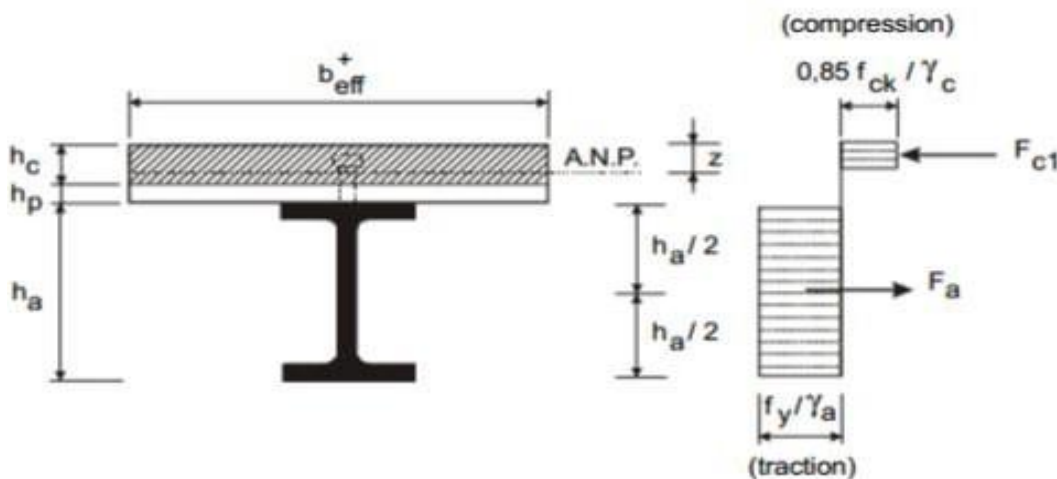
- Résistance de la section du béton :

$$F_b = \frac{0,85 \times b_{eff} \times h_c \times f_{ck}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 1000 \times 80 \times 2,5}{1,5} = 113333,33 \text{ daN} \quad (f_{ck} = 25 \text{ MPa})$$

F_a : résistance plastique du profilé en traction.

F_b : résistance plastique de la dalle de compression.

F_b > F_a donc : l'axe neutre plastique se situe dans la dalle en béton.



FigureVI-3 : Distribution plastique des contraintes normales:
cas de l'axe neutre plastique dans la dalle (flexion positive).

➤ Distance de l'axe neutre la fibre supérieure de la dalle :

$$Z = \frac{F_a}{0,85 \times b_{eff} \times f_{ck} / \gamma_b} = \frac{42940,90}{0,85 \times 1000 \times 2,5 / 1,5}$$

$$Z = \frac{42940,90}{1416,66} = 30,3\text{mm} = 3,03\text{ cm} < h_p = 8\text{cm}$$

D'où :

- $M_{pl,rd} = F_a \left(\frac{h_a}{2} + h_c + h_p - \frac{z}{2} \right)$

Avec : - h_a : hauteur de profilé IPE160

- h_p : hauteur de la tôle

- h_c : épaisseur de la dalle

AN :

$$M_{pl,rd} = 42940,90 \left(\frac{0,16}{2} + 0,08 + 0,04 - \frac{0,0303}{2} \right) = 7937,62\text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 1872,36\text{ daN.m} < M_{pl,rd} = 7937,62\text{ daN.m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

2.5- Vérification à l'ELS :

Condition à vérifier: $f_{max} \leq f_{adm}$

- $f_{max} = \frac{5ql^4}{384EI_y}$

Le moment d'inertie de la section mixte par rapport à l'axe neutre élastique est :

$$I_y = I_A + A \times d^2 + \frac{IB}{n} + \frac{b_{eff} \times h_c}{n} \times \left(\frac{t+h}{2} - d \right)^2 \dots \dots \dots \text{(I)}$$

I_A : Inertie propre de l'IPE 160 = 869 cm^4

h_c : Hauteur de la dalle seule = 8cm (Au-dessus de tôle)

IB : Inertie de la section en béton ; $IB = \frac{b_{eff} \times h_c^2}{12} = \frac{100 \times 8^2}{12} = 4266,66\text{ cm}^4$

d : Distance du centre de gravité du profilé (GA) a l'axe neutre élastique qui sera calculé en égalisons les moments statiques de la dalle en béton et le profilé par rapport à cet axe :

$$d = \frac{\frac{b_{eff} \times h_c}{n} \times (t + \frac{h}{2})}{A_a + \frac{b_{eff} \times h_c}{n}} = \frac{\frac{100 \times 8}{15} \times (12 + \frac{16}{2})}{20,1 + \frac{100 \times 8}{15}} = 14,52 \text{ cm}$$

On remplace dans l'équation (I) on aura : $I_y = 5405,55 \text{ cm}^4$

D'où :

$$f_{max} = \frac{5ql^4}{384EI_y}$$

$$f_{max} = \frac{5 \times 676,8 \times 10^{-2} \times 400^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 5405,55} = 0,19 \text{ cm} = f_2$$

$$f_{adm} = \frac{l}{250} = \frac{400}{250} = 1,6 \text{ cm}$$

$$f_{max} = 0,19 \text{ cm} < f_{adm} = 1,6 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\text{On a : } f_1 + f_2 < f_{adm} = \frac{l}{300}$$

$$f_1 + f_2 = 0,60 + 0,19 = 0,79 \text{ cm} < f_{adm} = 1,33 \text{ cm}$$

Donc :

L'IPE 160 est vérifié au stade final.

➤ Plancher terrasse inaccessible :

2.1- Evaluation des charges :

a) Charges permanentes :

$$G_{Tr} = (G_{plancher} \times e) + g_s$$

$$G_{Tr} = 665 \times 1 + 15,8$$

$$G_{Tr} = 680,8 \text{ daN/m}$$

b) les charges variables:

- charge d'exploitation..... $Q = 100 \times 1 = 100 \text{ daN/m}$
- charge de neige $S = 23,2 \times 1 = 23,2 \text{ daN/m}$

2.2- combinaison d'action :

ELU	ELS
$q = 1,35G + 1,5Q + 1,5\Psi_0S$	$q = G + Q + S$
$q = 1089,96 \text{ daN/m}$	$q = 804 \text{ daN/m}$

$\Psi_0 = 1,6$

2.3- Vérifications à l'ELU

a- Vérification de l'effort tranchant :

Condition à vérifier : $V_{sd} < V_{pl,rd}$

- $V_{sd} = \frac{q \times l}{2} = \frac{1089,96 \times 4}{2} = 2179,92 \text{ daN}$
- $V_{pl,rd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{Mo}} = \frac{9,66 \times 2350}{\sqrt{3} \times 1,1} = 11914,93 \text{ daN}$

$V_{sd} = 2179,92 \text{ daN} < V_{pl,rd} = 11914,93 \text{ daN}$**Condition vérifiée**

b- Vérifications du moment fléchissant :

Condition à vérifier : $M_{sd} \leq M_{c,rd} \quad (M_{c,rd} = M_{pl,rd})$

- $M_{sd} = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{1089,96 \times 4^2}{8} = 2179,92 \text{ daN.m}$
- $M_{pl,rd} = F_a \left(\frac{h_a}{2} + h_c + h_p - \frac{z}{2} \right) = 7937,62 \text{ daN.m}$ (calculé déjà)

$M_{sd} = 2179,92 \text{ daN.m} < M_{pl,rd} = 7937,62 \text{ daN.m}$**Condition vérifiée**

2.4- Vérification à l'ELS :

Condition à vérifier: $f_{max} \leq f_{adm}$

$$f_{max} = \frac{5ql^4}{384EI_y}$$

Le moment d'inertie de la section mixte par rapport à l'axe neutre élastique est :

$$I_y = 5405,55 \text{ cm}^4$$

D'où :

$$f_{max} = \frac{5 \times 804 \times 10^{-2} \times 400^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 5405,55} = 0,23 \text{ cm} = f_2$$

$$f_{adm} = \frac{l}{250} = \frac{400}{250} = 1,6 \text{ cm}$$

$f_{max} = 0,23 \text{ cm} < f_{adm} = 1,6 \text{ cm} \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée**

3- Calcul de la connexion Acier-béton :

La connexion entre la dalle en béton et la poutre métallique est réalisée par des moyens de liaison appelés connecteurs, qui ont pour but d'empêcher le glissement relatif entre les deux éléments à assembler ainsi leur séparation (le soulèvement de la dalle).

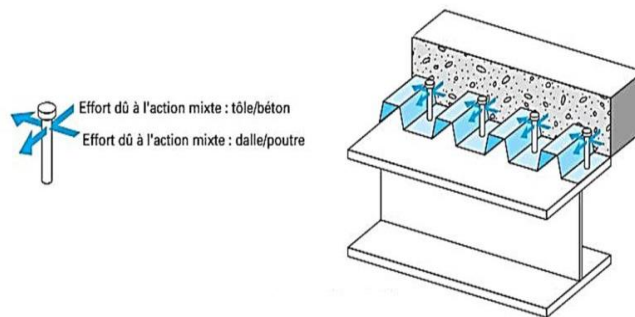


Figure VI-4 : Disposition des connecteurs

a) Les types de connecteurs :

Les connecteurs peuvent classés en plusieurs catégories :

- 1. Équerres en acier façonné à froid :** il s'agit de connecteurs souples, fixés sur la poutre métallique par clouage au pistolet .il sont utilisés exclusivement pour les poutres mixtes de bâtiments.
- 2. Butées :** il s'agit de connecteurs rigides, soudés sur la poutre métallique.

3. Goujons à tête : il s'agit de connecteurs souples, soudés sur la poutre métallique avec un pistolet électrique (soudage par résistance) ou plus rarement à l'électrode. L'emploi des goujons à tête est cependant le plus courant grâce à sa facilité et sa rapidité de pose.

De plus ces connecteurs ont l'avantage de présenter la même résistance dans toutes les directions. Ils permettent également une bonne redistribution de l'effort rasant en raison de leur flexibilité.

b) Choix des dimensions des connecteurs suivant EUC4 :

- Le bourrelet doit présenter une forme régulière et une fusion sans défaut avec le fût du goujon.
- Le diamètre ne doit pas être inférieur à **1,25d**.
- La hauteur moyenne ne doit pas être inférieure à **0,20d** ni la hauteur minimale inférieure à **[0,15×d]**.
- Il convient de choisir des goujons soudés tels que la tête de goujon soit d'un diamètre d'au moins **1,5d** et d'une hauteur d'au moins **0,4d**. Où **d** est le diamètre du fût du goujon.

Les autres dimensions sont montres sur la figure suivante :

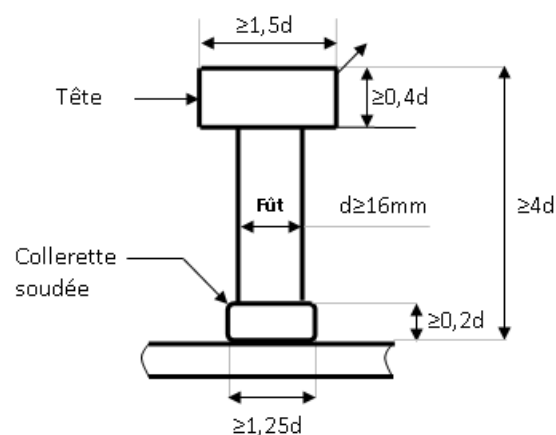


Figure VI-5 : Dimensions minimales des goujons

On adopte alors comme connecteurs des goujons a têtes ductiles : de hauteur **h = 90mm** et de diamètre du fût **d = 16mm**

c) Calcul du Nombre de connecteurs n :

Les sections transversales sont de Classe 1, on utilise une connexion partielle.

On doit alors déterminer le nombre de connecteurs à l'aide d'une théorie de connexion partielle tenant compte de la capacité de déformation des connecteurs.

$$n \geq \frac{V_1}{P_{rd}}$$

V_1 : L'effort total de cisaillement longitudinal de calcul.

P_{rd} : La résistance de calcul d'un connecteur.

C.1-Calcul de la résistance au cisaillement d'un connecteur :

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

$$P_{rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} P_{rd1} = 0,8 f_u \frac{\pi d^2}{4 \gamma_v} \\ P_{rd2} = 0,29 \alpha d^2 \sqrt{f_{ck} \times E_{cm}} \times \frac{1}{\gamma_v} \end{array} \right.$$

Où l'on désigne par :

$f_u = 430 \text{ N/mm}^2$: La résistance ultime en traction spécifiée du matériau du goujon.

$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$: La résistance caractéristique sur cylindre du béton à l'âge considéré.

$E_{cm} = 29 \times 10^3 \text{ N/mm}^2$: La valeur moyenne du module sécant du béton.

$\gamma_v = 1.25$: Le coefficient partiel de sécurité à l'état limite ultime.

$d = 16 \text{ mm}$: Le diamètre du fût du goujon.

$h = 90 \text{ mm}$: la hauteur hors-tout du goujon.

$$\frac{h}{d} = \frac{90}{16} = 5,62 > 4, \text{ Donc } \alpha = 1.$$

AN :

$$P_{rd1} = 0,8 \times 430 \times \frac{3,14 \times 16^2}{4 \times 1,25} = 55304,192 \text{ N}$$

$$P_{rd2} = 0,29 \times 1 \times 16^2 \sqrt{25 \times 29 \times 10^3} \times \frac{1}{1,25} = 50570,4 \text{ N}$$

Donc : $P_{rd} = \min (55304,192 \text{ N} ; 50570,4 \text{ N}) = 50570,4 \text{ N}$

c.2-Calcul de l'effort rasant :

$$V_1 = \min \left\{ \begin{array}{l} V_{1.1} = \frac{A_a \times f_y}{\gamma_a} \\ V_{1.2} = 0,85 \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \times b_{eff} \times h_c \end{array} \right.$$

$$V_1 = \min \left\{ \begin{array}{l} V_{1.1} = \frac{A_a \times f_y}{\gamma_a} = \frac{20,1 \times 23500}{1,1} = 429409,090 \text{ N} \\ V_{1.2} = 0,85 \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \times b_{eff} \times h_c = 0,85 \times \frac{25}{1,5} \times 1000 \times 80 = 1133333,33 \text{ N} \end{array} \right.$$

$$V_1 = 429409,090 \text{ N}$$

$$V_1 = F_{cf} \dots\dots\dots \text{EC4 Formule 6.6}$$

Cet effort rasant se transmet sur une longueur critique qui est égale à la distance séparant la section d'appuis (V_{max}) et la section à mi travée (M_{max})

$$l_{cr} = \frac{l}{2} = \frac{4000}{2} = \mathbf{2000 \text{ mm}}$$

Par unité de longueur, l'effort rasant est de :

$$V = \frac{V_1}{l_{cr}} = \frac{429409,090}{2000} = \mathbf{21,47 \text{ N/mm}}$$

Le nombre de connecteurs pour une connexion complète :

$$n \geq \frac{V_1}{P_{rd}} = \frac{429409,090}{50570,4} = 8,49$$

$n = 8,49$ Donc **9 connecteurs** pour $l/2$; et **18 connecteurs** pour l .

Espacement entre connecteur :

$$e = \frac{l}{n} = \frac{400}{18} = 22,22 \text{ cm}$$

Soit : **$e = 22 \text{ cm}$**

En choisissant un espacement de 22cm entre les connecteurs et 24cm aux extrémités, on aura : $[(22 \times 16) + (24 \times 2)] = 400 \text{ cm}$

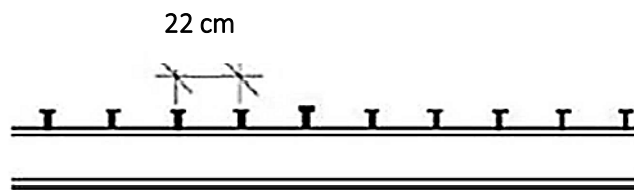


Figure VI-6 : Espacement entre connecteurs.

VI.3.2- Etude des poutres secondaires :

Puisque les solives (IPE160) sont vérifiées, alors les poutres secondaires (IPE160) sont automatiquement vérifiées car elles reprennent les mêmes charges verticales que les solives.

V.3.3 - Étude des poutres principales (IPE300) :

1- Vérification au stade du montage : (avant la prise du béton)

1.1- Évaluation des charges : À ce stade il faut tenir compte des charges suivantes :

a) Charges permanentes :

- poids de la solive..... $G_s = \frac{15,8}{e} \times \frac{4+3,3}{2 \times 1} = 57,67 \text{ daN/m}$ (e = 1m)
- poids de la tôle (toleTN40) $G_p = 15 \times \frac{4+3,3}{2 \times 1} = 54,75 \text{ daN/m}$
- poids propre de la dalle..... $G_c = 2500 \times 0,12 \times \frac{4+3,3}{2 \times 1} = 1095 \text{ daN/ml}$
- poids propre de la poutre..... $G_p = 42,2 \text{ daN/ml}$

$$\mathbf{G=1249,62 \text{ daN/ml}}$$

b) charges variables :

Une charge de construction (ouvrier, matériels, etc...)

$$Q = 100 \times \frac{4+3,3}{2 \times 1} = 365 \text{ daN/ml}$$

$$\mathbf{Q=365 \text{ daN/ml}}$$

1.2- Combinaisons d'actions :

ELU	ELS
$q=1,35G+1,5Q$	$q= G + Q$
$q=2234,487 \text{ daN/m}$	$q=1614,62 \text{ daN/m}$

1.3- vérifications à la résistance :

La vérification à la résistance à ce stade se fait avec les charges définies précédemment avec un calcul élastique afin d'éviter une plastification de l'acier, qui entrainerait des déformations trop importantes.

a) Détermination de la classe de la section IPE300 :

La section globale étant de classe 1 (Tableaux de profilés)

b) Vérification de l'effort tranchant :

Condition à vérifier : $V_{sd} < V_{pl,rd}$

$V_{sd} = \frac{q \times l}{2}$: La valeur de calcul de l'effort tranchant dans la section.

$V_{pl,rd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{Mo}}$: La résistance plastique au cisaillement de la section.

A_{vz} : L'aire de cisaillement de la section (A_{vz} (L'IPE300) = $25,7 \times 10^2 \text{ mm}^2$ (tab de profilés))

AN :

$$V_{sd} = \frac{q \times l}{2} = \frac{2234,487 \times 5,10}{2} = 5697,94 \text{ daN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{Mo}} = \frac{25,7 \times 2350}{\sqrt{3} \times 1,1} = 31699,15 \text{ daN}$$

$V_{sd} = 5697,94 \text{ daN} < V_{pl,rd} = 31699,15 \text{ daN}$**Condition vérifiée**

c) Vérifications du moment fléchissant :

Condition à vérifier : $M_{sd} \leq M_{pl,rd}$

M_{sd} : La valeur de calcul du moment fléchissant de la section.

$M_{pl,rd}$: Le moment de résistance élastique de la section.

$$M_{sd} = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{2234,487 \times 5,10^2}{8} = 7264,87 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{f_y \times W_{ply}}{\gamma_{Mo}} = \frac{2350 \times 628}{1,1} \times 10^{-2} = 13416,36 \text{ daN.m}$$

$M_{sd} = 7264,87 \text{ daN.m} < M_{pl,rd} = 13416,36 \text{ daN.m}$**Condition vérifiée**

1.4- Vérification à l'ELS :

Condition à vérifier: $f_{max} \leq f_{adm}$

Pour une poutre bi articulée : $f_{max} = \frac{5ql^4}{384EI}$

Plancher en général : $f_{adm} = \frac{L}{250}$

$$f_{max} = \frac{5 \times 1249,62 \times 10^{-2} \times 510^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 8356} = 0,62 \text{ cm} = f_1$$

$$f_{adm} = \frac{510}{250} = 2,04 \text{ cm}$$

$f_{max} = 0,62 \text{ cm} < f_{adm} = 2,04 \text{ cm}$ **Condition vérifiée**

1.5- Vérification au déversement : IPE 300

Notre plancher est collaborant, la tôle soudée sur les solives joue le rôle d'appuis latéral ce qui empêche le déversement.

Donc l'IPE 300 est vérifié au stade de montage.

2- Vérification au stade finale :

2.1- évaluation des charges :

a) Charges permanentes :

$$G = 665 \times \frac{4 + 3,3}{2} + 15,8 \times \frac{4 + 3,3}{2} + 42,2$$

$$G = 2527,12 \text{ daN/m}$$

b) les charges variables:

- charge d'exploitation..... $Q = 100 \times \frac{4+3,3}{2} = 365 \text{ daN/m}$
- charge de neige $S = 23,2 \times \frac{4+3,3}{2} = 84,68 \text{ daN/m}$

2.2- combinaison d'action :

ELU	ELS
$q = 1,35G + 1,5Q + 1,5\Psi_0S$ $q = 4035,32 \text{ daN/m}$	$q = G + Q + S$ $q = 2976,8 \text{ daN/m}$

2.3- Caractéristiques de la dalle mixte :

a) Calcul de la largeur participante de la dalle en béton :

$$b_{eff} = \min\left(2 \times \frac{l_o}{8} ; e\right)$$

Avec : $l_o = l$

La longueur de la poutre maitresse ; $l = 5.10\text{m}$

Entres axes des poutres maitresses ; $e = \frac{4+3,3}{2} = 3,65\text{m}$

Donc :

$$b_{eff} = \min\left(2 \times \frac{5,10}{8} ; 3,65\right)$$

$$b_{eff} = 1,275 \text{ m}$$

b) Section équivalente acier-béton :

Il convient d'exprimer les propriétés élastiques d'une section transversale mixte comme celle d'une section transversale équivalente en acier en divisant la contribution de la partie en béton B par un coefficient d'équivalence n.

$$S = A + \frac{B}{n}$$

Avec :

A : section de l'IPE0 300 ; $A = 53,8 \text{ cm}^2$

B : section de la dalle en béton ; $B = t \times b_{eff} = 12 \times 127,5 = 1530 \text{ cm}^2$

n : Coefficient d'équivalence ; $n = \frac{E_a}{E_b} = \frac{2,1 \times 10^6}{1,4 \times 10^5} = 15$

D'où :

$$S = 53,8 + \frac{1530}{15}$$

$$S = 155,8 \text{ cm}^2$$

2.4 - Vérifications à l'ELU :

a) Vérification de l'effort tranchant :

Condition à vérifier : $V_{sd} < V_{pl,rd}$

- $V_{sd} = \frac{q \times l}{2} = \frac{4035,32 \times 5,10}{2} = 10290,06 \text{ daN}$
- $V_{pl,rd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{Mo}} = \frac{25,7 \times 2350}{\sqrt{3} \times 1,1} = 31699,15 \text{ daN}$

$V_{sd} = 10290,06 \text{ daN} < V_{pl,rd} = 31699,15 \text{ daN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$

b) Vérifications du moment fléchissant :

Condition à vérifier : $M_{sd} \leq M_{c,rd}$ ($M_{c,rd} = M_{pl,rd}$)

- $M_{sd} = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{4035,32 \times 5,10^2}{8} = 13119,83 \text{ daN.m}$

➤ Calcul de la distance de l'axe neutre plastique à la fibre supérieure du béton (z) :

- Résistance de la section en acier :

$$F_a = \frac{A_a \times f_y}{\gamma_a} = \frac{5380 \times 23,5}{1,1} = 114936,36 \text{ daN}$$

- Résistance de la section du béton :

$$F_b = \frac{0,85 \times b_{eff} \times h_c \times f_{ck}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 1275 \times 80 \times 2,5}{1,5} = 144500 \text{ daN} \quad (f_{ck} = 25 \text{ MPa})$$

Fa : résistance plastique du profilé en traction.

Fb : résistance plastique de la dalle de compression.

Fb > Fa donc: l'axe neutre plastique se situe dans la dalle en béton.

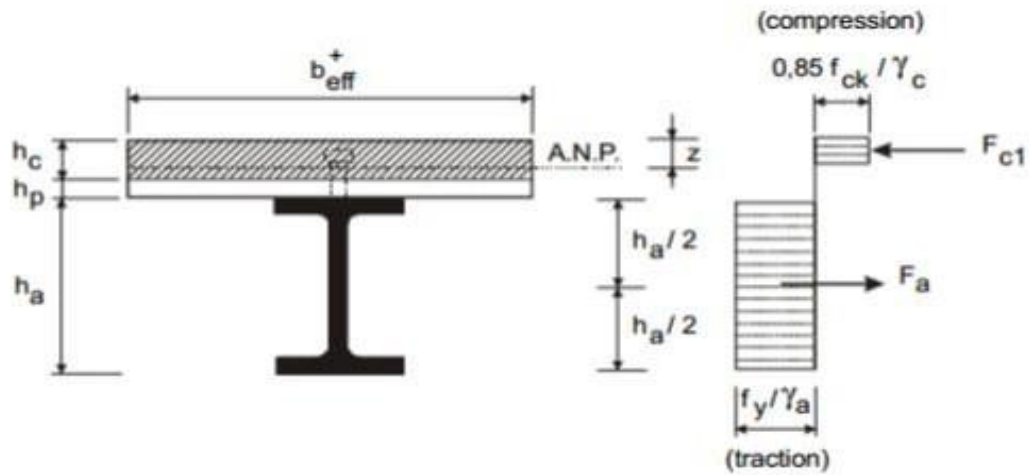


Figure V-7 : Distribution plastique des contraintes normales :
Cas de l'axe neutre plastique dans la dalle (flexion positive).

➤ **Distance de l'axe neutre à la fibre supérieure de la dalle :**

$$Z = \frac{F_a}{0,85 \times b_{eff} \times f_{ck} / \gamma_b}$$

$$Z = \frac{114936,36}{1806,25} = 63,6\text{mm} = 6,36\text{ cm} < h_p = 8\text{cm}$$

D'où :

$$\begin{aligned} \bullet \quad M_{pl,rd} &= F_a \left(\frac{h_a}{2} + h_c + h_p - \frac{z}{2} \right) \\ &= 114936,36 \left(\frac{0,30}{2} + 0,08 + 0,04 - \frac{0,0636}{2} \right) = 27377,84 \text{ daN.m} \end{aligned}$$

$$M_{sd} = 13119,83 \text{ daN.m} < M_{pl,rd} = 27377,84 \text{ daN.m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

2.5- Vérification à l'ELS :

Condition à vérifier: $f_{max} \leq f_{adm}$

Le moment d'inertie de la section mixte par rapport à l'axe neutre élastique est :

$$I_y = I_A + A \times d^2 + \frac{IB}{n} + \frac{b_{eff} \times h_c}{n} \times \left(\frac{t+h}{2} - d\right)^2 \dots\dots\dots (I)$$

I_A : Inertie propre de l'IPE 300 = 8356 cm^4

h_c : Hauteur de la dalle seule = 8cm

IB : Inertie de la section en béton ; $IB = \frac{b_{eff} \times h_c^3}{12} = \frac{127,5 \times 8^3}{12} = 5440 \text{ cm}^4$

d : Distance du centre de gravité du profilé (GA) à l'axe neutre élastique qui sera calculé en égalisons les moments statiques de la dalle en béton et le profilé par rapport à cet axe :

$$d = \frac{\frac{b_{eff} \times h_c}{n} \times \left(t + \frac{h}{2}\right)}{A_a + \frac{b_{eff} \times h_c}{n}}$$

$$d = \frac{\frac{127,5 \times 8}{15} \times \left(12 + \frac{30}{2}\right)}{53,8 + \frac{127,5 \times 8}{15}} = 15,07 \text{ cm}$$

On remplace dans l'équation (I) on aura : $I_y = 23328,12 \text{ cm}^4$

D'où :

$$f_{max} = \frac{5ql^4}{384EI_y}$$

$$f_{max} = \frac{5 \times 2976,8 \times 10^{-2} \times 510^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 23328,12} = 0,53 \text{ cm} = f_2$$

$$f_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{510}{250} = 2,04 \text{ cm}$$

$f_{max} = 0,53 \text{ cm} < f_{adm} = 2,04 \text{ cm} \dots\dots\dots$ **Condition vérifiée**

On a : $f_1 + f_2 = 0,62 + 0,53 = 1,15 \text{ cm} < f_{adm} = \frac{510}{300} = 1,7 \text{ cm}$

L'IPE 300 est vérifié au stade final.

3- Calcul de la connexion Acier-béton :

3.1- Calcul du nombre de connecteurs n :

Les sections transversales sont de Classe 1, on utilise une connexion partielle.

On doit alors déterminer le nombre de connecteurs à l'aide d'une théorie de connexion partielle tenant compte de la capacité de déformation des connecteurs.

$$n \geq \frac{V_1}{P_{rd}}$$

V_1 : L'effort total de cisaillement longitudinal de calcul.

P_{rd} : La résistance de calcul d'un connecteur.

a) Calcul de la résistance au cisaillement d'un connecteur :

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

$$P_{rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} P_{rd1} = 0,8 f_u \frac{\Pi d^2}{4 \gamma_v} \\ P_{rd2} = 0,29 \alpha d^2 \sqrt{f_{ck} \times E_{cm}} \times \frac{1}{\gamma_v} \end{array} \right.$$

Où l'on désigne par :

$f_u = 430 \text{ N/mm}^2$: La résistance ultime en traction spécifiée du matériau du goujon.

$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$: La résistance caractéristique sur cylindre du béton à l'âge considéré.

$E_{cm} = 29 \times 10^3 \text{ N/mm}^2$: La valeur moyenne du module sécant du béton.

$\gamma_v = 1.25$: Le coefficient partiel de sécurité à l'état limite ultime.

$d = 16 \text{ mm}$: Le diamètre du fût du goujon.

$h = 90 \text{ mm}$: la hauteur hors-tout du goujon.

$$\frac{h}{d} = \frac{90}{16} = 5,62 > 4, \text{ Donc } \alpha = 1.$$

AN :

$$P_{rd1} = 0,8 \times 430 \times \frac{3,14 \times 16^2}{4 \times 1,25} = 55304,192 \text{ N}$$

$$P_{rd2} = 0,29 \times 1 \times 16^2 \sqrt{25 \times 29} \times 10^3 \times \frac{1}{1,25} = 50570,4 \text{ N}$$

Donc $P_{rd} = \min (55304,192 \text{ N} ; 50570,4 \text{ N}) = 50570,4 \text{ N}$

b) Calcul de l'effort rasant :

$$V_1 = \min \left\{ \begin{array}{l} V_{1.1} = \frac{A_a \times f_y}{\gamma_a} \\ V_{1.2} = 0,85 \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \times b_{eff} \times h_c \end{array} \right.$$

$$V_1 = \min \left\{ \begin{array}{l} V_{1.1} = \frac{A_a \times f_y}{\gamma_a} = \frac{53,80 \times 23500}{1,1} = 1149363,636 \text{ N} \\ V_{1.2} = 0,85 \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \times b_{eff} \times h_c = 0,85 \times \frac{25}{1,5} \times 1275 \times 80 = 1884782,60 \text{ N} \end{array} \right.$$

$$V_1 = 1149363,636 \text{ N}$$

$$V_1 = F_{cf} \dots\dots\dots \text{EC4 Formule 6.6}$$

Cet effort rasant se transmet sur une longueur critique qui est égale à la distance séparant la section d'appuis (V_{max}) et la section à mi travée (M_{max})

$$l_{cr} = \frac{l}{2} = \frac{5100}{2} = 2550 \text{ mm}$$

Par unité de longueur, l'effort rasant est de :

$$V = \frac{V_1}{l_{cr}} = \frac{1149363,636}{2550} = \mathbf{450,73 \text{ N/mm}}$$

Le nombre de connecteurs pour une connexion complète :

$$n \geq \frac{V_1}{P_{rd}} = \frac{1149363,636}{50570,4} = \mathbf{22,72}$$

$n = 23$ Donc **23 connecteurs** pour $l/2$, et **46 connecteurs** pour l

Espacement entre connecteur :

$$e = \frac{l}{n} = \frac{510}{46} = \mathbf{11,08 \text{ cm}}$$

En choisissant un espacement de 11 cm entre les connecteurs et 13 cm aux extrémités, on

aura : $[(44 \times 11) + (2 \times 13)] = 510 \text{ cm}$

CHAPITRE VII

Etude des éléments secondaires



Chapitre VII : Etude des éléments secondaires.

VII.1 - Introduction :

Dans ce chapitre, nous allons calculer les éléments secondaires de notre structure. Le calcul est conduit en considérant l'effet des actions permanentes ainsi que l'effet des actions variables représentées essentiellement par les charges d'exploitations.

VII.2- Etude des escaliers :

Un escalier est une construction architecturale constituée d'une suite régulière de marches, permettant d'accéder à un étage, de passer d'un niveau à un autre en montant et descendant, composée de :

Palier : est un espace plat et spatial qui marque un étage après une série de marche, dont la fonction est de permettre un repos pendant la montée.

Volée: est une partie droite ou courbée d'escalier comprise entre deux paliers successifs.

Limon : est un élément incliné supportant les marches, et aussi appelé crémaillère, pour les limons on emploie des profilés ou de la tôle, le dispositif le plus simple consiste à utiliser un fer en U dont l'âme sera verticale.

Garde-corps : Il est utilisé pour assurer la sécurité.

Giron : largeur d'une marche d'escalier, mesurée entre l'aplomb de deux contremarches successives.

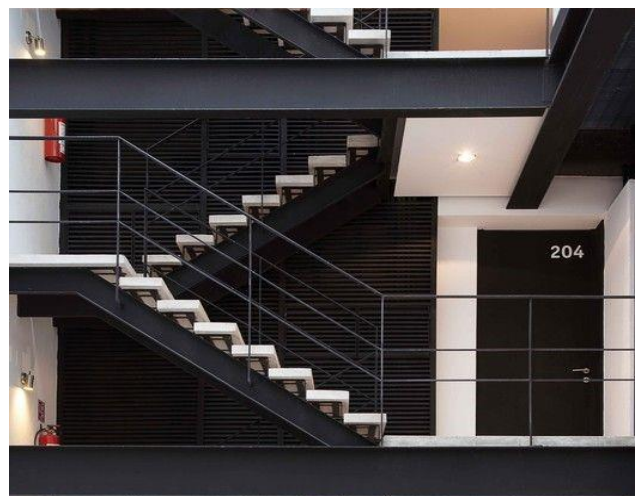
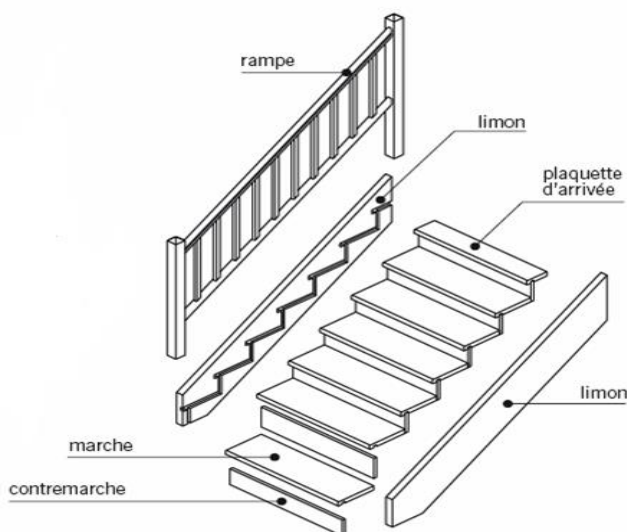


Figure VII-1: Composition d'un escalier.

- Plan escalier :

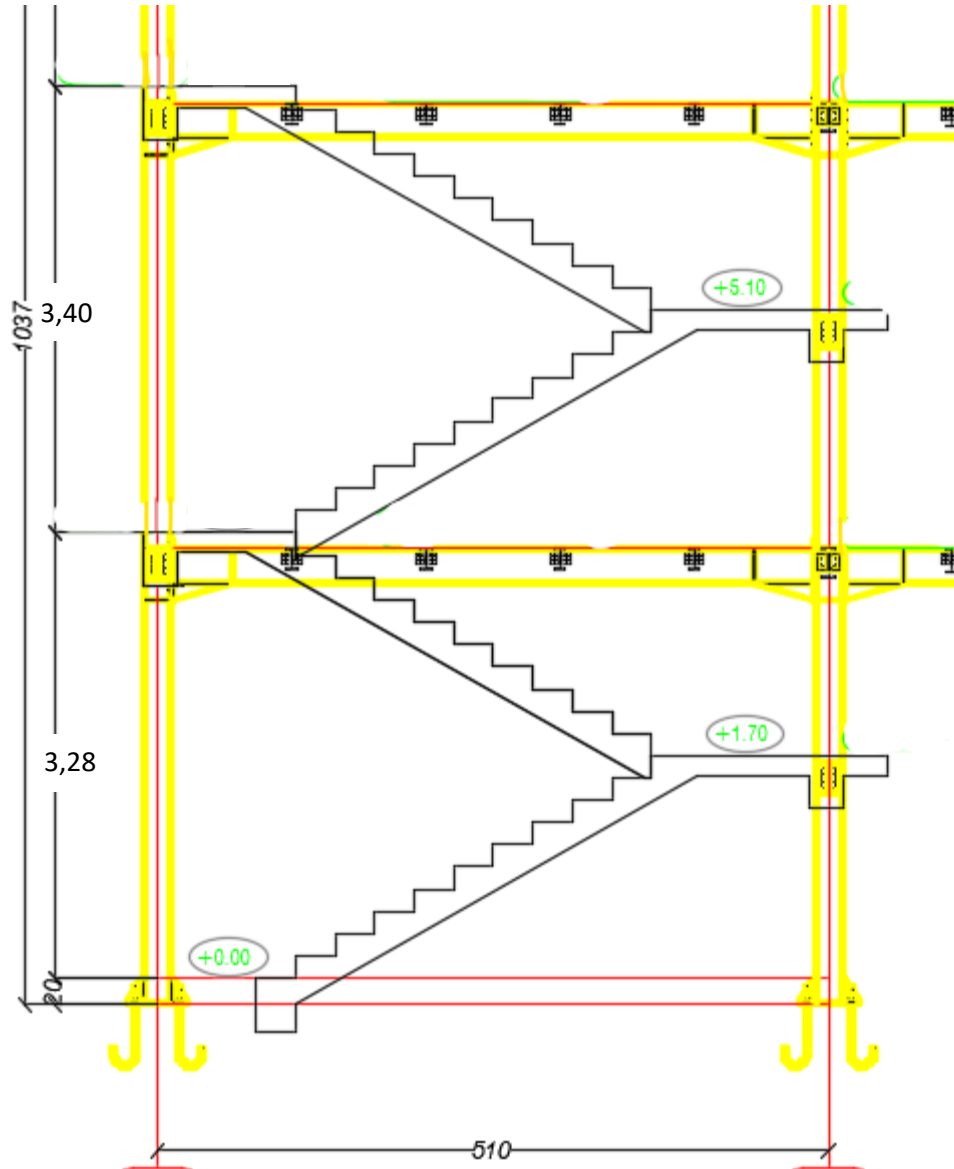


Figure VII-2: Vue de face.

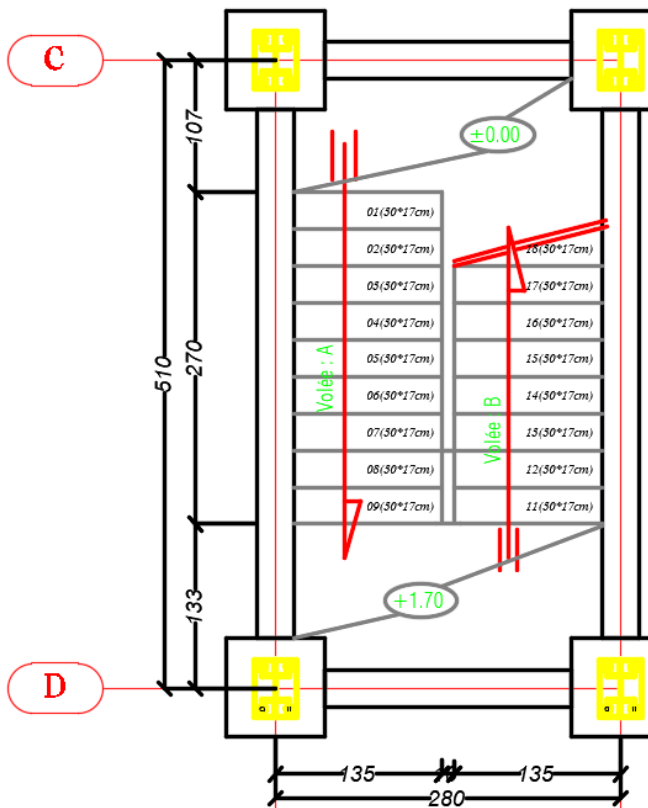


Figure VII-3:vue en Plan RDC courant.

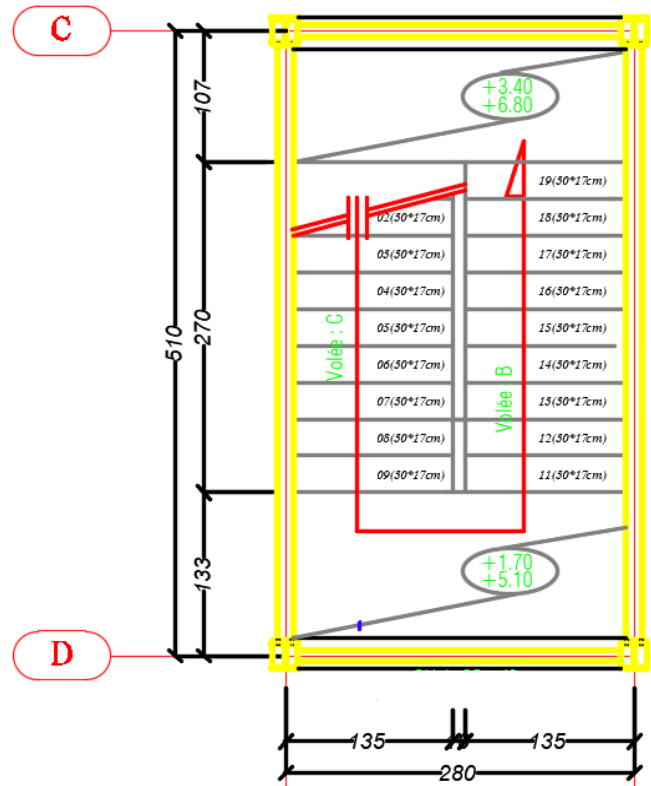


Figure VII-4: vue en Plan étage

VII.2.1-Pré-dimensionnement des marches :

Pour le dimensionnement des marches, on utilise la formule de **BLONDEL** pour calculer, le giron(G) et la contre marche (H).

1) Choix des dimensions:

FORMULE DE BLONDEL :

$$\left. \begin{array}{l} 59 \leq 2H + G \leq 66 \text{ cm} \\ 27 \leq G \leq 30 \text{ cm} \\ 16,5 \leq H \leq 18,5 \text{ cm} \end{array} \right\}$$

Avec :

G : La largeur de la marche (giron).

H : La hauteur de la contre marche.

On admet : La largeur d'une marche : G= 30 cm

Une hauteur de marche : H= 17 cm

Vérification de la formule de BLONDEL :

On a : $2H + G = 2 \times 17 + 30 = 64$

D'où:

$59 < 2H + G = 64 \text{ cm} < 66 \text{ cm}$la formule de BLONDEL est vérifiée

2) Caractéristiques géométriques de la cage d'escalier :

La hauteur de l'étage : $h = 3.40 \text{ m}$

Les dimensions en plan de la cage d'escalier : $(5.1 \times 2.8) \text{ m}^2$

1^{ere} volée :

Nombre des contres marches (n) est :

$$n = \frac{h}{H} = \frac{340}{2 \times 17} = 10$$

h: La hauteur de l'étage.

H : La hauteur de la marche.

n : nombre de contre marches

d'où : $n = 10$ contres marches

$n-1 = 09$ marches

➤ Sera le même nombre de contre marches et marches pour la 2^{eme} volée.

Angle d'inclinaison de la volée :

$$\alpha = \tan^{-1}\left(\frac{9 \times h}{8 \times G}\right) = 32,52^\circ$$

Longueur du limon :

$$L = \frac{170}{\sin 32,52^\circ} = 316,2 \text{ cm} = 3,162 \text{ m}$$

VII.2.2- Dimensionnement des éléments porteurs :

1) Dimensionnement de la cornière (support de marche) :

Les marches sont construites par des tôles striées, d'épaisseur 5 mm rigidifiées par des cornières jumelées soudées au milieu des tôles. Les cornières jumelées sont soudées avec les cornières d'attaches, ces dernières sont boulonnées avec le limon.

- La longueur de la marche $L = 1,35$ m
- La largeur de la marche $l = G = 0,27$ m

Les cornières sont en acier S235

- $f_y = 23.5$ daN/mm² (la limite élasticité d'acier).
- $E = 21000$ daN/mm² (le module d'élasticité longitudinale de l'acier).

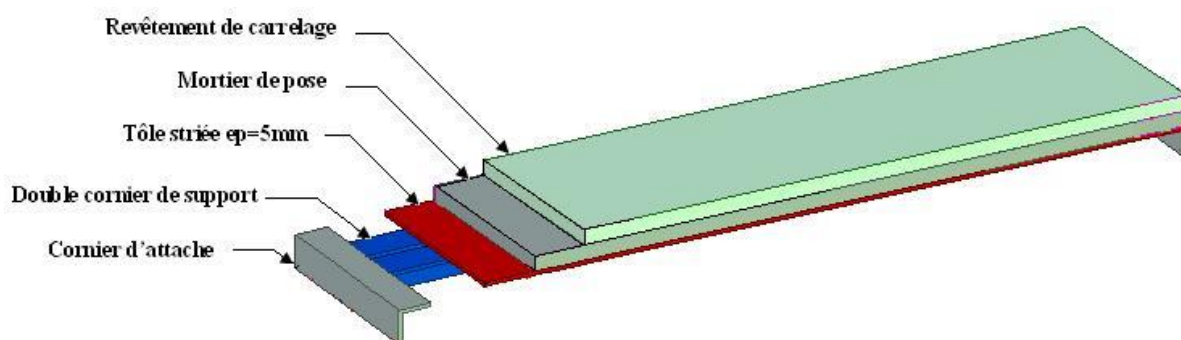


Figure VII-5 : Charges replit par la cornière

1-a /Détermination de la section de cornière:

Evaluation des charges:

Les charges permanentes :

- Tôle striée (5mm) $G_1 = 45$ daN/m²
- Mortier de ciment (2cm) $G_2 = 40$ daN/m²
- Revêtement en carrelages (2cm) $G_3 = 40$ daN/m²

$$G = (G_1 + G_2 + G_3) \times d = (45 + 40 + 40) \times 0,27 = 33,75 \text{ daN/m}$$

Charges d'exploitation :

$$Q = 150 \times 0,27 = 40,5 \text{ daN/m}$$

Les combinaisons des charges : (ELS)

$$q = G + Q = 33,75 + 40,5 = 47,25 \text{ daN/m}$$

1-b /Pré dimensionnement des supports de marches :

- **Condition de flèche :** $f_{max} \leq f_{adm}$

Dans notre cas, on a une cornière posé sur 2 appuis simples et une charge

uniformément répartie donc la flèche est $f = \frac{5ql^4}{384EI}$ et la flèche admissible $f = \frac{L}{300}$

On aura :

$$I_y \geq \frac{5ql^3 300}{384E}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times 74,25 \times 10^{-2} \times 135^3 \times 300}{384 \times 2,1 \times 10^6} \geq 3,40 \text{ cm}^4$$

On adopte la cornière **L 40 x 40 x 5** Avec : $I_y = 5,43 \text{ cm}^4$

h=b (mm)	t (mm)	r1 (mm)	r2 (mm)	d (mm)
40	5	6	3	1,16
A (cm²)	P (daN/m)	I_y=I_z (cm⁴)	W_{e1,y}=W_{e1,z} (cm³)	i_y=i_z (cm)
3,79	2,97	5,43	1,91	1,20

Tableau VII-1 : Caractéristique et dimension de L 40 x 40 x 5

- Selon les tableaux de profilés la section est de la classe1

Donc la charge permanente G devient (on inclue le poids de la cornière) :

$$G = (G1 + G2 + G3) \times d + P = (45 + 40 + 40) \times 0,27 + 2,97 = 36,72 \text{ daN/m}$$

$$G = 36,72 \text{ daN/m}$$

Les combinaisons des charges :

• **ELS :**

$$q = G + Q = 36,72 + 40,5 = 77,22 \text{ daN/m}$$

• **ELU :**

$$q = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 36,72 + 1,5 \times 40,5 = 110,32 \text{ daN/m}$$

a) Vérification à la flèche :

La vérification ce fait à ELS :

On vérifie la condition suivante : $f_{max} \leq f_{adm}$

• $f_{max} = \frac{5ql^4}{384EI}$cornière sur 2 appuis

$$f_{max} = \frac{5 \times 77,22 \times 1350^4}{384 \times 21000 \times 5,43 \times 10^7} = 2,92 \text{ mm}$$

• $f_{adm} = \frac{L}{300} = \frac{1350}{300} = 4,5 \text{ mm}$

$f_{max} = 2,92 \text{ mm} < f_{adm} = 4,50 \text{ mm}$ **Condition vérifiée**

b) Vérification de l'effort tranchant (cisaillement) :

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$V_{sd} \leq V_{pl,rd}$ (EC02).

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{110,32 \times 1,35}{2} = 74,46 \text{ daN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A \times fy}{\gamma Mo} = \frac{3,79 \times 2350}{1,1\sqrt{3}} = 4674,70 \text{ daN}$$

$V_{sd} = 74,46 \text{ daN} < V_{pl,rd} = 4674,70 \text{ daN}$ **Condition vérifiée**

c) Vérification du moment fléchissant (résistance) :

Pour cette vérification, on utilise la condition suivante :

$$M_{sd} \leq M_{c,rd} \dots\dots\dots (EC03)$$

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{110,32 \times 1,35^2}{8} = 25,13 \text{ daN.m}$$

$$M_{c,rd} = \frac{f_y \times W_{el,y}}{\gamma_{Mo}} = \frac{23,5 \times 10^6 \times 1,91 \times 10^{-6}}{1,1} = 40,59 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 25,13 \text{ daN.m} < M_{c,rd} = 40,59 \text{ daN.m} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion : Les cornières L 40 x 40 x 5 convient comme cornière de support.

VII.2.3- Dimensionnement des limons :

1) Evaluation des charges :

- **Volée :**

a) Charges permanentes : (Sauf poids de profilé)

- ✓ Poids des cornières (40 x 40 x 5) : 2,97 daN/m
- ✓ Tôle d'épaisseur (e =5mm) :40 daN/m²
- ✓ Mortier de pose : 40 daN/m²
- ✓ Revêtements carrelages : 40 daN/m²
- ✓ Garde-corps (cloison) :100 daN/m

- Charge totale :

$$G_T = (G_1 + G_2 + G_3) \times d + P_c + P_G = (45 + 40 + 40) \times 1,35 + 2,97 + 100$$

$$G_T = 271,72 \text{ daN/m}$$

- Charge totale pour 1 limon :

$$G = G_T / 2 = 135,86 \text{ daN/m}$$

b) Charges d'exploitations :

Pour 1 limon : $Q = 150 \times \frac{1,35}{2}$

$$Q = 101,25 \text{ daN/m}$$

➤ **Palier :**

a) Les charges permanentes : (Sauf poids de solive)

- ✓ Tôle TN40 G₁ = 15 daN/m²
- ✓ Dalle en béton (10cm) G₂ = 250 daN/m²
- ✓ Mortier de pose G₃ = 40 daN/m²
- ✓ Revêtements carrelages (2cm) G₄ = 40 daN/m²

- La charge totale:

$$G = (G_1 + G_2 + G_3 + G_4) \times d = (15 + 250 + 40 + 40) \times 1,35 = 465,75 \text{ daN/m}$$

- La charge totale pour 1 Limon:

$$G_T = G / 2 = 465,75 / 2 = 232,87 \text{ daN/m}$$

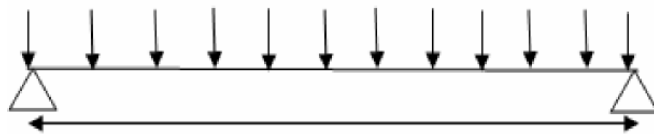
2) Calcul de la charge équivalente :

On peut exprimer les différentes charges par une charge équivalente :

- Charges permanentes :

$$G_{eq} = \frac{232,87(1,07+1,33)+135,86(2,7)}{5,10} = 81,51 \text{ daN/m}$$

$$G_{eq} = 181,51 \text{ daN/m}$$

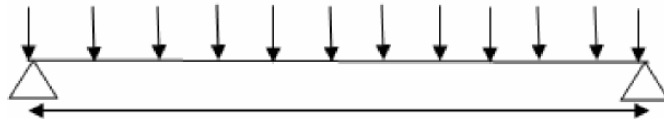


$$L=5,10$$

- Charges d'exploitation :

$$Q_{eq} = 150 \times \frac{1,35}{2} = 101,25 \text{ daN/m}$$

$$Q_{eq} = 101,25 \text{ daN/m}$$



$$L=5,10$$

3) Combinaisons de charge :

- **ELU :**

$$q = 1.35G_{eq} + 1.5Q_{eq} = 1.35 \times 181,51 + 1.5 \times 101,25$$

$$q = 396,91 \text{ daN/m}$$

- **ELS :**

$$q = G_e q + Q_{eq} = 181,51 + 101,25$$

$$q = 282,76 \text{ daN/m}$$

4) Condition de flèche :

La flèche doit satisfaire la condition suivante $f_{max} \leq f$, Pour une poutre bi articulée :

$$f_{max} = \frac{5ql^4}{384EI} \quad \text{et} \quad f = \frac{L}{300} \quad \text{avec :}$$

La charge non pondéré : $q = (G_{eq} + Q_{eq}) = 282,76 \text{ daN/m}$

Le module d'élasticité $E = 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$

$L = 5,10 \text{ m} = 510 \text{ cm}$

$$I_y \geq \frac{5ql^3 300}{384E}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times 282,76 \times 10^{-2} \times 510^3 \times 300}{384 \times 2,1 \times 10^6} \geq 697,70 \text{ cm}^4$$

On prend un **UPN 180** avec : $I_y = 1350 \text{ cm}^4$

H (mm)	B (mm)	tw (mm)	tf (mm)	r1	r2	d (mm)	A_{vz} (cm ²)	A (cm ²)	P (daN/m)
180	70	8,0	11,0	11	5,5	133	15,1	28	22
I_y (cm ⁴)	$W_{el,y}$ (cm ³)	i_y (cm)	$W_{pl,y}$ (cm ³)	I_z (cm ⁴)		$W_{el,z}$ (cm ³)	i_z (cm)	$W_{pl,z}$ (cm ³)	
1350	150	6,95	179	114		22,4	2,02	42,9	

Tableau VII-2 : Dimensions et caractéristiques de l'UPN 180

La classe de la section :

D'après les tableaux de profilés l'UPN 180 est de la CLASSE 1

5) Vérification de l'effort tranchant (cisaillement) :

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

$$V_{sd} \leq V_{pl,rd} \dots\dots\dots (EC02).$$

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{396,91 \times 5,10}{2} = 1012,12 \text{ daN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\gamma M_o} = \frac{15,1 \times 2350}{1,1\sqrt{3}} = 18624,79 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 1012,12 \text{ daN} < V_{pl,rd} = 18624,79 \text{ daN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

6) Vérification du moment fléchissant (résistance) :

Pour cette vérification, on utilise la condition suivante :

$$M_{sd} \leq M_{pl,rd} \dots\dots\dots (EC03)$$

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{396,91 \times 5,10^2}{8} = 1290,45 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{f_y \times W_{pl,y}}{\gamma M_o} = \frac{2350 \times 179 \times 10^{-2}}{1,1} = 3824,09 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 1290,45 \text{ daN.m} < M_{pl,rd} = 3824,09 \text{ daN.m} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

7) Vérification au déversement :

La vérification au déversement est effectuée avec la formule suivante :

$$M_{b,rd} = \frac{\chi_{LT} \times \beta W \times W_{pl,y} \times f_y}{\gamma M_o}$$

Calcul du moment critique au déversement :

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

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} = \frac{2,1 \times 10^5}{2(1 + 0,3)} = 80769,23 \text{ N/mm}^2$$

It : Moment d'inertie de torsion (It de l'UPN 180 = $9,55 \times 10^4 \text{ mm}^4$)

Iw : Moment d'inertie de gauchissement (Iw de l'UPN 180 = $5,57 \times 10^9 \text{ mm}^6$)

Iz : Moment d'inertie de flexion suivant l'axe de faible inertie (Iz de l'UPN 180 = $114 \times 10^4 \text{ mm}^4$)

D'où :

$$M_{cr} = 1,13 \times \frac{3,14^2 \times 2,1 \times 10^5 \times 114 \times 10^4}{5100^2} \sqrt{\frac{5,57 \times 10^9}{114 \times 10^4} + \frac{5100^2 \times 80769,23 \times 9,55 \times 10^4}{3,14^2 \times 2,1 \times 10^5 \times 114 \times 10^4}}$$

$$M_{cr} = 30744073,57 \text{ N.mm}$$

Calcul de l'élançement géométrique λ_{LT} :

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{\pi^2 \times E \times W_{pl,y}}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{3,14^2 \times 2,1 \times 10^5 \times 179 \times 10^3}{30744073,57}} = 109,8$$

Calcul de l'élançement réduit $\bar{\lambda}_{LT}$:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \sqrt{\beta_w} \quad \text{avec :}$$

✓ $\beta_w = 1$ pour les sections de classes 1 et 2

✓ $\lambda_1 = 93,9 \varepsilon = 93,9$

$$\text{D'où } \bar{\lambda}_{LT} = \frac{109,8}{93,9} \sqrt{1} = 1,17$$

Détermination de χ_{LT} :

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + [(\Phi_{LT})^2 - (\bar{\lambda}_{LT})^2]^{0,5}} \quad \text{avec : } \chi_{LT} \leq 1$$

$$\text{Et : } \Phi_{LT} = 0,51 + [\alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$$

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

$\alpha_{LT} = 0,49$ Pour les sections soudées.

AN :

$$\phi_{LT} = 0,51 + [0,21(1,17-0,2) + 1,17^2] = 2,08$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + [(\phi_{LT})^2 - (\lambda_{LT})^2]^{0,5}} = \chi_{LT} = \frac{1}{2,08 + [(2,08)^2 - (1,17)^2]^{0,5}} = 0,26 < 1$$

D'ou:

$$M_{b,rd} = \frac{\chi_{LT} \times \beta W \times W_{pl,y} \times f_y}{\gamma M_o} = \frac{0,26 \times 1 \times 179 \times 10^{-2} \times 2350}{1,1} = 994,26 daN.m$$

$M_{sd} = 1209,45 daN.m > M_{b,rd} = 994,26 daN.m$**Condition non vérifiée**

Conclusion : UPN 180 ne convient pas comme limon ; les mêmes calculs ont été faites pour l'UPN200 ($I_y=1910cm^4$) et il ne vérifie pas aussi au déversement.

On prend l'UPN240 ($I_y=3600cm^4$)

H (mm)	B (mm)	tw (mm)	tf (mm)	r1	r2	d (mm)	A_{vz} (cm ²)	A (cm ²)	P (daN/m)
240	85	9,5	13	13	6,5	184	23,7	42,3	33,2
I_y (cm ⁴)	$W_{el,y}$ (cm ³)	i_y (cm)	$W_{pl,y}$ (cm ³)	I_z (cm ⁴)		$W_{el,z}$ (cm ³)	i_z (cm)	$W_{pl,z}$ (cm ³)	
3600	300	9,22	358	248		39,6	2,42	75,7	

Tableau VI-3 : Dimensions et caractéristiques de l'UPN 240

➤ **Vérification à l'ELU :**

La classe de la section :

D'après les tableaux de profilés l'UPN 240 est de CLASSE 1

a) Vérification de l'effort tranchant (cisaillement) :

Pour cette vérification on utilise la condition suivante :

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

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{396,91 \times 5,10}{2} = 1012,12 \text{ daN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\gamma M_o} = \frac{23,7 \times 2350}{1,1\sqrt{3}} = 29232,3 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 1012,12 \text{ daN} < V_{pl,rd} = 29232,3 \text{ daN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

b) Vérification du moment fléchissant (résistance) :

Pour cette vérification, on utilise la condition suivante :

$$M_{sd} \leq M_{pl,rd} \dots \dots \dots \text{(EC03)}$$

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{396,91 \times 5,10^2}{8} = 1290,45 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{f_y \times W_{pl,y}}{\gamma M_o} = \frac{2350 \times 358 \times 10^{-2}}{1,1} = 7648,18 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 1290,45 \text{ daN.m} < M_{pl,rd} = 7648,18 \text{ daN.m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

c) Vérification au déversement :

La vérification au déversement est effectuée avec la formule suivante :

$$M_{b,rd} = \frac{\chi_{LT} \times \beta W \times W_{pl,y} \times f_y}{\gamma M_o}$$

Calcul du moment critique au déversement :

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

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} = \frac{2,1 \times 10^5}{2(1 + 0,3)} = 80769,23 \text{ N/mm}^2$$

I_t : Moment d'inertie de torsion (I_t de l'UPN 240 = $19,7 \times 10^4 \text{ mm}^4$)

I_w : Moment d'inertie de gauchissement (I_w de l'UPN 240 = $22,1 \times 10^9 \text{ mm}^6$)

I_z : Moment d'inertie de flexion suivant l'axe de faible inertie (I_z de l'UPN 240 = $248 \times 10^4 \text{ mm}^4$)

D'où :

$$M_{cr} = 1,13 \times \frac{3,14^2 \times 2,1 \times 10^5 \times 248 \times 10^4}{5100^2} \sqrt{\frac{22,1 \times 10^9}{248 \times 10^4} + \frac{5100^2 \times 80769,23 \times 19,7 \times 10^4}{3,14^2 \times 2,1 \times 10^5 \times 248 \times 10^4}}$$

$$M_{cr} = 66742349,9 \text{ N.mm}$$

• **Calcul de l'élançement géométrique λ_{LT} :**

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{\pi^2 \times E \times W_{pl,y}}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{3,14^2 \times 2,1 \times 10^5 \times 348 \times 10^3}{66742349,9}} = 105,38$$

• **Calcul de l'élançement réduit $\bar{\lambda}_{LT}$:**

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \sqrt{\beta_w} \quad \text{avec :}$$

✓ $\beta_w = 1$ pour les sections de classes 1 et 2

✓ $\lambda_1 = 93,9 \text{ } \epsilon = 93,9$

$$\text{D'où : } \bar{\lambda}_{LT} = \frac{105,38}{93,9} \sqrt{1} = 1,12$$

• **Détermination de χ_{LT} :**

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + [(\phi_{LT})^2 - (\bar{\lambda}_{LT})^2]^{0,5}} \quad \text{avec : } \chi_{LT} \leq 1$$

$$\text{Et : } \phi_{LT} = 0,51 + [\alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$$

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

$\alpha_{LT} = 0,49$ Pour les sections soudées.

Dans notre cas on a un profil laminé : $\alpha_{LT} = 0,21$

AN:

$$\phi_{LT} = 0,51 + [0,21 (1,12 - 0,2) + 1,12^2] = 1,96$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + [(\phi_{LT})^2 - (\bar{\lambda}_{LT})^2]^{0,5}} = \chi_{LT} = \frac{1}{1,96 + [(1,96)^2 - (1,12)^2]^{0,5}} = 0,28 < 1$$

D'ou:

$$M_{b,rd} = \frac{\chi L T \times \beta W \times W_{pl,y} \times f_y}{\gamma M_o} = \frac{0,28 \times 1 \times 358 \times 10^{-2} \times 2350}{1,1} = 2141,49 daN.m$$

$$M_{sd} = 1209,45 daN.m < M_{b,rd} = 2141,49 daN.m \dots \dots \dots \textbf{Condition vérifiée}$$

Conclusion : UPN 240 convient comme limon

VII.2.4- Dimensionnement de la poutre palière des limons :

1) Evaluation de charges :

– Détermination de la réaction du limon sur la poutre palière « R » :

La réaction du limon sur la poutre palière est donnée par la formule suivante :

ELU :

$$R = (1,35G_{eq} + 1,5Q_{eq}) \times L/2$$

$$R = (1,35 \times 181,51 + 1,5 \times 101,25) \times 5,10/2 = 1012,13 daN$$

ELS:

$$R = (G_{eq} + Q_{eq}) \times L/2$$

$$R = (181,51 + 101,25) \times 5,10/2 = 721,03 daN$$

– Charge équivalente :

ELS:

$$\frac{4 \times R}{4} + G_{garde de corps} = \frac{4 \times 721,03}{4} + 100 = 821,03 daN/ml$$

ELU:

$$\frac{4 \times R}{4} + 1,35 \times G_{garde de corps} = \frac{4 \times 1012,13}{4} + 1,35 \times 100 = 1147,13 daN/ml$$

2) Condition de flèche :

La flèche doit satisfaire la condition suivante $f_{max} \leq f_{adm}$.

Pour une poutre bi articulée : $f_{max} = \frac{5ql^4}{384EI}$ et $f = \frac{L}{300}$

Avec :

q : la charge non pondérée $q = 821,03 \text{ daN/m}$

E : Le module d'élasticité $E = 2.1 \times 10^6 \text{ daN/cm}^2$

L = 2,8 m = 280 cm

$$I_y \geq \frac{5ql^3 300}{384E}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times 821,03 \times 10^{-2} \times 280^3 \times 300}{384 \times 2,1 \times 10^6} \geq 335,25 \text{ cm}^4$$

On prend un IPE 140 ($I_y = 541 \text{ cm}^4$)

h (mm)	B (mm)	Tw (mm)	Tf (mm)	r (mm)	A _{vz} (cm)	d (mm)	A (cm ²)	G (daN/m)
140	73	4,7	6,9	7	7,64	112,2	16,4	12,9
I _y (cm ⁴)	W _{el,y} (cm ³)	i _y (cm)	W _{pl,y} (cm ³)	I _z (cm ⁴)	W _{el,z} (cm ³)	i _z (cm)	W _{pl,z} (cm ³)	
541	77,3	5,74	88,3	44,9	12,3	1,65	19,9	

Tableau VII-4: Dimensions et caractéristiques de l'IPE 140

➤ **Vérification à l'ELU :**

- **La classe de la section :**

D'après les tableaux de profilés La section globale étant de CLASSE 1

a) Vérification de l'effort tranchant (cisaillement) :

Pour cette vérification on utilise la condition suivante : $V_{sd} \leq V_{pl,rd}$

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{1147,13 \times 2,80}{2} = 1605,98 \text{ daN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\gamma M_0} = \frac{7,64 \times 2350}{1,1\sqrt{3}} = 9423,40 \text{ daN}$$

$V_{sd} = 1605,98 \text{ daN} < V_{pl,rd} = 9423,40 \text{ daN} \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée**

b) Vérification du moment fléchissant (résistance) :

Pour cette vérification, on utilise la condition suivante : $M_{sd} \leq M_{c,rd}$

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{1147,13 \times 2,80^2}{8} = 1124,18 \text{ daN.m}$$

$$M_{c,rd} = \frac{f_y \times W_{el,y}}{\gamma M_0} = \frac{2350 \times 77,3 \times 10^{-2}}{1,1} = 1651,41 \text{ daN.m}$$

$M_{sd} = 1124,18 \text{ daN.m} < M_{c,rd} = 1651,41 \text{ daN.m} \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée**

c) Vérification au déversement :

La vérification au déversement est effectuée avec la formule suivante :

$$M_{b,rd} = \frac{\chi_{LT} \times \beta W \times W_{pl,y} \times f_y}{\gamma M_0}$$

• **Calcul du moment critique au déversement :**

$$M_{cr} = C_1 \times \frac{\pi^2 \times E \times I_z}{L^2} \sqrt{\frac{IW}{IZ} + \frac{L^2 \times G \times I_t}{\pi^2 \times E \times I_z}}$$

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} = \frac{2,1 \times 10^5}{2(1 + 0,3)} = 80769,23 \text{ N/mm}^2$$

I_t : Moment d'inertie de torsion (I_t de l'UPN 140 = $2,45 \times 10^4 \text{ mm}^4$)

I_w : Moment d'inertie de gauchissement (I_w de l'UPN 140 = $1,98 \times 10^9 \text{ mm}^6$)

I_z : Moment d'inertie de flexion suivant l'axe de faible inertie (I_z de l'UPN 140 = $44,9 \times 10^4 \text{ mm}^4$)

$$M_{cr} = 1,13 \times \frac{3,14^2 \times 2,1 \times 10^5 \times 44,9 \times 10^4}{2800^2} \sqrt{\frac{1,98 \times 10^9}{44,9 \times 10^4} + \frac{2800^2 \times 80769,23 \times 2,45 \times 10^4}{3,14^2 \times 2,1 \times 10^5 \times 44,9 \times 10^4}}$$

$$M_{cr} = 19462825,2 \text{ N.m}$$

- **Calcul de l'élançement géométrique λ_{LT} :**

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{\pi^2 \times E \times W_{pl,y}}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{3,14^2 \times 2,1 \times 10^5 \times 88,3 \times 10^3}{19462825,2}} = 97$$

- **Calcul de l'élançement réduit $\bar{\lambda}_{LT}$:**

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \sqrt{\beta_w} \quad \text{avec :}$$

✓ $\beta_w = 1$ pour les sections de classes 1 et 2

✓ $\lambda_1 = 93,9 \varepsilon = 93,9$

$$\text{D'où : } \bar{\lambda}_{LT} = \frac{97}{93,9} \sqrt{1} = 1,03$$

- **Détermination de χ_{LT} :**

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + [(\phi_{LT})^2 - (\bar{\lambda}_{LT})^2]^{0,5}} \quad \text{Avec : } \chi_{LT} \leq 1$$

$$\text{Et : } \phi_{LT} = 0,51 + [\alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$$

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

$\alpha_{LT} = 0,49$ Pour les sections soudées.

AN:

$$\phi_{LT} = 0,51 + [0,21(1,03 - 0,2) + 1,03^2] = 1,75$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + [(\phi_{LT})^2 - (\lambda_{LT})^2]^{0,5}} = \chi_{LT} = \frac{1}{1,75 + [(1,75)^2 - (1,03)^2]^{0,5}} = 0,31 < 1$$

D'ou:

$$M_{b,rd} = \frac{\chi_{LT} \times \beta W \times W_{pl,y} \times f_y}{\gamma M_o} = \frac{0,31 \times 1 \times 88,3 \times 10^{-2} \times 2350}{1,1} = 584,78 \text{ daN.m}$$

$M_{sd} = 1124,18 \text{ daN.m} > M_{b,rd} = 584,78 \text{ daN.m}$ **Condition non vérifiée**

Conclusion : L'IPE 140 ne convient pas comme poutre palière ; les mêmes calculs ont été faites pour l'IPE 160 ($I_y = 869 \text{ cm}^4$) et ce dernier ne vérifie pas aussi au déversement.

On prend l'**IPE 200** ($I_y = 1943 \text{ cm}^4$)

h (mm)	B (mm)	tw (mm)	T _f (mm)	r (mm)	d (mm)	A _{vz} (cm ²)	A (cm ²)	G (daN/m)
200	100	5,6	8,5	12	159	14	28,5	22,4
I _y (cm ⁴)	W _{el,y} (cm ³)	i _y (cm)	W _{pl,y} (cm ³)	I _z (cm ⁴)	W _{el,z} (cm ³)		i _z (cm)	W _{pl,z} (cm ³)
1943	194	8,26	221	142	28,5		2,24	44,6

Tableau VI-5 : Dimensions et caractéristiques de l'IPE 200

➤ **Vérification à l'ELU :**

- **La classe de la section :**

D'après les tableaux de profilés La section globale étant de **CLASSE 1**

a) Vérification de l'effort tranchant (cisaillement) :

Pour cette vérification on utilise la condition suivante : $V_{sd} \leq V_{pl,rd}$

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{1147,13 \times 2,80}{2} = 1605,98 \text{ daN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\gamma_{Mo}} = \frac{14 \times 2350}{1,1\sqrt{3}} = 17268,02 \text{ daN}$$

$V_{sd} = 1396,43 \text{ daN} < V_{pl,rd} = 17268,02 \text{ daN} \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée**

b) Vérification du moment fléchissant (résistance) :

Pour cette vérification, on utilise la condition suivante : $M_{sd} \leq M_{c,rd}$

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{1147,13 \times 2,80^2}{8} = 1124,18 \text{ daN.m}$$

$$M_{c,rd} = \frac{f_y \times W_{el,y}}{\gamma_{Mo}} = \frac{2350 \times 194 \times 10^{-2}}{1,1} = 4144,54 \text{ daN.m}$$

$M_{sd} = 1124,18 \text{ daN.m} < M_{c,rd} = 4144,54 \text{ daN.m} \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée**

c) Vérification au déversement :

La vérification au déversement est effectuée avec la formule suivante :

$$M_{b,rd} = \frac{\chi_{LT} \times \beta W \times W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{Mo}}$$

Calcul du moment critique au déversement :

$$M_{cr} = C_1 \times \frac{\pi^2 \times E \times I_z}{L^2} \sqrt{\frac{I_W}{I_Z} + \frac{L^2 \times G \times I_t}{\pi^2 \times E \times I_z}}$$

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} = \frac{2,1 \times 10^5}{2(1+0,3)} = 80769,23 \text{ N/mm}^2$$

It : Moment d'inertie de torsion (It de l'IPE200 = $6,98 \times 10^4 \text{ mm}^4$)

Iw : Moment d'inertie de gauchissement (Iw de l'IPE200 = $13 \times 10^9 \text{ mm}^6$)

Iz : Moment d'inertie de flexion suivant l'axe de faible inertie (Iz de l'IPE200 = $142 \times 10^4 \text{ mm}^4$)

$$M_{cr} = 1,13 \times \frac{3,14^2 \times 2,1 \times 10^5 \times 142 \times 10^4}{2800^2} \sqrt{\frac{13 \times 10^9}{142 \times 10^4} + \frac{2800^2 \times 80769,23 \times 6,98 \times 10^4}{3,14^2 \times 2,1 \times 10^5 \times 142 \times 10^4}}$$

$$M_{cr} = 65906887,05 \text{ N.m}$$

• **Calcul de l'élanement géométrique λ_{LT} :**

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{\pi^2 \times E \times W_{pl,y}}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{3,14^2 \times 2,1 \times 10^5 \times 22,1 \times 10^3}{65906887,05}} = 83,3$$

Calcul de l'élanement réduit $\bar{\lambda}_{LT}$:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \sqrt{\beta_w} \quad \text{avec :}$$

✓ $\beta_w = 1$ pour les sections de classes 1 et 2

✓ $\lambda_1 = 93,9\epsilon = 93,9$

$$\text{D'où : } \bar{\lambda}_{LT} = \frac{83,3}{93,9} \sqrt{1} = 0,88$$

Détermination de χ_{LT} :

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + [(\phi_{LT})^2 - (\bar{\lambda}_{LT})^2]^{0,5}} \quad \text{Avec : } \chi_{LT} \leq 1$$

$$\text{Et : } \phi_{LT} = 0,51 + [\alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$$

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

$\alpha_{LT} = 0,49$ Pour les sections soudées.

$$\phi_{LT} = 0,51 + [0,21(0,88 - 0,2) + 0,88^2] = 1,42$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + [(\phi_{LT})^2 - (\bar{\lambda}_{LT})^2]^{0,5}} = \chi_{LT} = \frac{1}{1,42 + [(1,42)^2 - (0,88)^2]^{0,5}} = 0,4 < 1$$

D'où :

$$M_{b,rd} = \frac{\chi_{LT} \times \beta_w \times W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{Mo}} = \frac{0,4 \times 1 \times 221 \times 10^{-2} \times 2350}{1,1} = 18885,54 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 1124,18 \text{ daN.m} < M_{b,rd} = 1888,54 \text{ daN.m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion : IPE 200 convient comme poutre palière.

VII.3- Etude de l'acrotère :

VII.3.1- Introduction:

L'acrotère est un élément en béton armé. Il est assimilé à une console encastrée au niveau de la poutre du plancher terrasse. Elle a une section rectangulaire dont les dimensions sont 10cm d'épaisseur, 55cm de hauteur. Elle est soumise à son poids propre G et une charge d'exploitation latérale estimée à 1KN/ml due à la main courante provoquant un moment dans la section d'encastrement (section dangereuse). Le calcul s'effectue pour une bande de 1ml de largeur en flexion composée, la fissuration est considérée comme préjudiciable car l'acrotère est exposé aux intempéries.

VII.3.2- Calcul à L'ELU :

A- Evaluation des sollicitations :

1. Poids propre de l'acrotère: $G = \rho \times S$

Avec :

- ✓ ρ : Masse volumique du béton.
- ✓ S : Section longitudinale de l'acrotère.

On a :

$$G = 25[(0,12 \times 0,6) + (0,1 \times 0,1) - \left(\frac{0,03 \times 0,1}{2}\right)] = 2,0125 \text{ KN/ml}$$

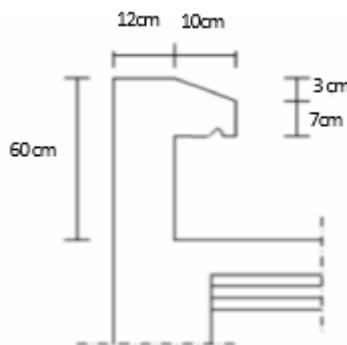


Figure VII -6 : coupe verticale

2. Surcharges d'exploitations :

$$Q = 1 \text{ KN/ml}$$

3. Effort normal N du au poids propre G :

$$N_G = G \times 1 = 2,0125 \text{ KN}$$

4. Moment fléchissant M du à la surcharge Q :

$$M_Q = Q \times H \times 1$$

$$M_Q = 1 \times 0,6 \times 1 = 0,6 \text{ KN.m}$$

5. Effort tranchant :

$$T = Q \times 1 = 1 \text{ KN}$$

6. Schéma statique :

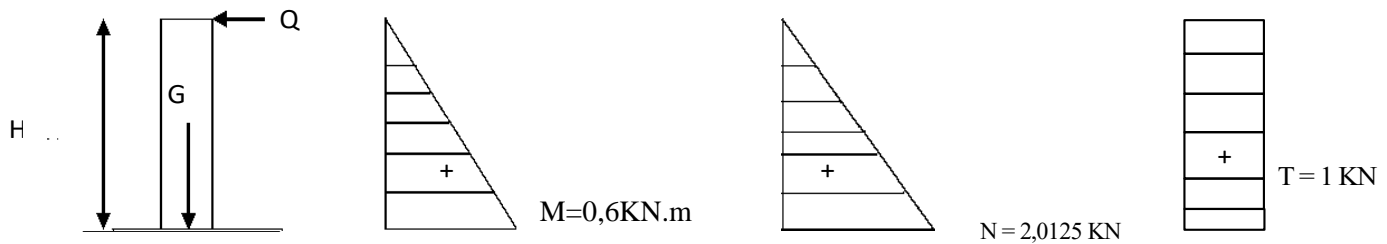


Figure VII-7 : Diagramme des moments et efforts

2 : Combinaisons de charge :

A L'ELU : il s'agit de combiner l'effet de 1,35G avec l'effet de 1,5Q

- Effort normal de compression : $N_u = 1,35 G$

$$N_u = 1,35 \times 2,0125 = 2,71 \text{ KN}$$

$$N_u = 2,71 \text{ KN}$$

-Moment de flexion :

$$M_u = 1,5 \times MQ$$

$$M_u = 1,5 \times 0,6$$

$$M_u = 0,9 \text{ kN.m}$$

-Effort tranchant :

$$T_u = 1,5 \times T$$

$$T_u = 1,5 \times 1$$

$$T_u = 1,5 \text{ kN}$$

A L'ELS : La combinaison est : G + Q

-Effort normal de compression :

$$N_s = G$$

$$N_s = 2,0125 \text{ kN}$$

-Moment de flexion :

$$M_s = MQ$$

$$M_s = 0,6 \text{ kN.m}$$

-Effort tranchant :

$$T_s = T$$

$$T_s = 1 \text{ KN}$$

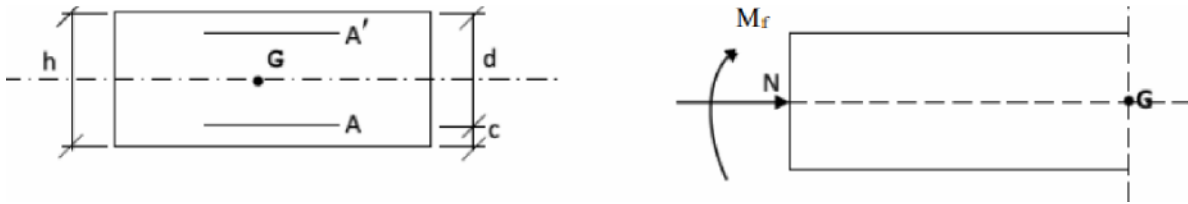
3 : Ferrailage :

Le ferrailage de l'acrotère est déterminé en flexion composée, considérant une section rectangulaire (100x10), soumise à un effort normal N et un moment M_f .

Soit :

- c : enrobage
- e : Excentricité
- M_f : Moment fictif calculé par rapport au C.D.G des armatures tendues.

Avec : h = 10 cm; d = 8 cm; c = e = 2 cm; b = 100cm



3-1 : Position du centre de pression :

$$e_u > \frac{h}{2} - c$$

Avec :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,71} = 0,332 \text{ m} = 33,21 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm}$$

$$33,21 \text{ cm} > 3 \text{ cm}$$

D'où le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures, et l'effort normal (N) est un effort de compression, donc la section est partiellement comprimée, elle sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_f puis on se ramène à la flexion composée.

3-1-1 : Calcul en flexion simple :

- **Moment fictif :**

$$M_f = N_u \times g \quad \text{Avec :} \quad g = e_u + \frac{h}{2} - c$$

$$g = 0,33 + 0,03 = 0,36 \text{ m}$$

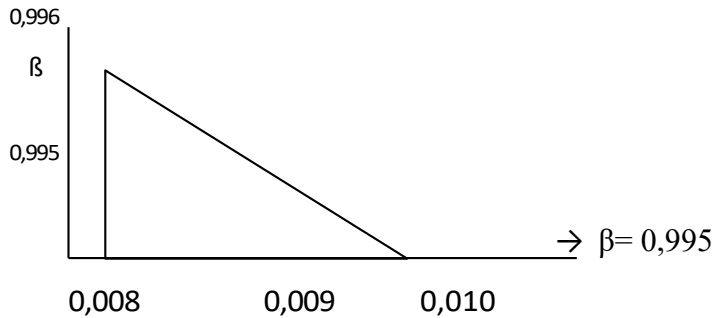
$$M_f = 2,71 \times 0,36 = 0,9756$$

$$\mu = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,9756 \times 10^6}{1000 \times 80^2 \times 14,2} = 0,0107$$

$\mu = 0,0107 < \mu_l = 0,392 \rightarrow$ S.S.A (les armatures comprimées ne sont pas nécessaire pour la section)

On a : $=10,7 \times 10^{-3}$

Interpolation linéaire :



Armature fictives : (flexion simple)

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{0,9756 \times 10^3}{0,995 \times 8 \times 348} = 0,35 \text{ cm}^2$$

Armature réelles : (flexion composée)

La section réelle des armatures :

$$A_{st} = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s}$$

$$A_{st} = 0,35 - \frac{2710}{384 \times 100} = 0,28 \text{ cm}^2$$

3-1-2 : Vérification a L'ELU :

- **Condition de non fragilité :** (BAEL91 mod99/ Art A-4-2-1)

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 100 \times 8 \times \frac{2,1}{400} = 0,966 \text{ cm}^2$$

$A_{st} = 0,28 < A_{\min} = 0,966 \rightarrow$ La section calculée est inférieure à la section minimale de non fragilité,

d'où : $A_s = \max (A_{\min}; A_{st})$

Le tableau des sections des barres nous donne :

$$A_s = A_{min} = 5HA8 = 2,51 \text{ cm}^2 \text{ avec un espacement } S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

Armatures de répartitions :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2,51}{4} = 0,63 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_r = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2 \text{ Avec un espacement } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

- **Vérification au cisaillement :** (BAEL91 mod99 / Art A-5-1,211)

la fissuration est préjudiciable, on doit donc vérifier que $\tau_u < \bar{\tau}$

$$\bar{\tau} = \min\left(\frac{0,15f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right)$$

$$\bar{\tau} = \min(2,5; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \quad \text{avec : } V_u = 1,5Q$$

$$\tau_u = \frac{1,5 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0,01875 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,01875 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{ pas de risque de cisaillement}$$

- **Vérification de l'adhérence des barres :** (BAEL91 mod99/ Art A-6-1 ,3)

Il faut vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \Sigma_{\mu i}}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} \psi_s = 1,5$$

Avec :

ψ_s : Coefficient de scellement (aciers HA $\psi_s = 1,5$)

$\Sigma_{\mu i}$: Somme des périmètres utiles des barres $\Sigma_{\mu i} = n \times \pi \times \phi$

$$\Sigma_{\mu i} = 4 \times 3,14 \times 8 = 100,48 \text{ m}$$

D'où :

$$\tau_{se} = \frac{1,5 \times 10}{0,9 \times 80 \times 100,48} = 0,207 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0,207 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Donc :

Pas de risque d'entraînement des barres

• **Ancrage des armatures :**

Pour avoir un bon ancrage droit, il faut mettre en œuvre un ancrage qui est défini par sa longueur de scellement droit (L_s).

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_u} \quad \text{et} \quad \tau_u = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28}$$

$$\tau_u = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{0,8 \times 400}{4 \times 2,835} = 28,218 \text{ cm} \text{ on opte pour } L_s = 30 \text{ cm}$$

• **Espacement :**

Armature principales :

$$St < \min(3h ; 33 \text{ cm})$$

$$St < \min(30 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

$$St = 20 \text{ cm} < 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Armature de répartition :

$$St < \min(4h ; 45 \text{ cm})$$

$$St < \min(40 \text{ cm} ; 45 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

$$St = 25 \text{ cm} < 40 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

3-1-3 : Vérification a L'ELS :

- **Calcul du centre de pression :** $e_u > \frac{h}{2} - c$

Avec :

$$e_s = \frac{M_s}{N_s}$$

$$e_s = \frac{0,6}{2,0125} = 0,298 \text{ m} = 29,8 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm}$$

29,8 cm > 3 cm → Le centre de pression est à l'extérieur de la section, celle-ci est partiellement comprimée. Le calcul consiste à vérifier les contraintes limites dans le béton et les aciers.

- **Vérification de la contrainte de compression dans le béton :**

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \quad \text{Avec :} \quad \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 8} = 0,251$$

$$\rho_1 = 0,251 \quad \rightarrow \quad \beta = 0,920 \quad K_1 = 47,50 \quad \alpha_1 = 0,24$$

On aura :

$$\sigma_s = \frac{0,6 \times 10^3}{0,920 \times 8 \times 201} = 40,558 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{40,558}{47,50} = 0,85 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,85 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification des contraintes d'ouverture des fissurations dans l'acier :**

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$$

$$\sigma_{st} = 40,558 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} \bar{\sigma}_{st} &= \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; \max \{0,5 f_e; 100 \sqrt{n \times f_{t28}}\} \right\} \\ &= \min \{266,66 ; 201,63\} = 201,63 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\sigma_{st} = 40,558 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

- **Vérification de l'acrotère au séisme:**

L'action des forces horizontales «Fp» doit être inférieure ou égale à l'action de la main courante «Q». Le RPA2003 préconise de calculer l'acrotère sous l'action des forces sismiques suivant la formule:

$$F_p = 4 \times 100 \times C_p \times W_p \text{ (Art 6.2.3 RPA2003)}$$

Avec :

- ✓ A : coefficient d'accélération de zone.
(A = 0.15, en zone IIa, groupe d'usage 2)
- ✓ W_p : poids de l'acrotère égale à : $W_{acrotère} = 2,0125 \text{ kN/ml}$
- ✓ C_p (facteur de force horizontal) = 0.8

$$D'où : F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 2,0125 = 0,966 \text{ KN/ml}$$

$$F_p = 0,966 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Il est inutile de calculer l'acrotère au séisme, car l'acrotère est calculé avec un effort horizontal supérieur à la force sismique F_p , d'où le ferrailage adopté précédemment est suffisant.

VII.3 Conclusion :

L'acrotère sera ferrailé comme suit :

- Armatures principales 5HA8 / ml, avec $St = 20 \text{ cm}$
- Armatures de répartition 4HA8/ ml, avec $St = 25 \text{ cm}$



CHAPITRE VIII
Etude sismique.

Chapitre VIII: Etude sismique

VIII.1- Introduction :

Ces derniers temps, notre pays a vécu d'énormes désastres naturels d'où résulter des dégâts humains et matériels. Le tremblement de terre est le danger majeur qui occasionne la destruction des immeubles. En effet les spécialistes du domaine de la construction, ont pris de nouveaux changements en vue d'améliorer le comportement des constructions que l'utilisation de la construction métallique représente de nombreux avantages y compris la bonne tenue aux séismes.

Il s'agit d'une étude du comportement du bâtiment vis-à-vis des agressions sismiques, nous allons d'abord vérifier la régularité de l'ouvrage, pour appliquer ensuite l'étude modale et la méthode statique équivalente.

Le but de l'étude sismique est la détermination des efforts induits et leur distribution dans le système de stabilité.

Le séisme :

Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs de différentes parties de l'écorce terrestre, lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignant la surface du sol.

VIII.2 Analyse de la structure :

VIII.2.1- Type d'analyse :

L'analyse élastique globale, peut-être statique ou dynamique, selon la satisfaction des conditions posées par les règlements en vigueur, sur les cas de chargement.

- Les chargements statiques sont :
 - Le poids propre de la structure.
 - Les effets dus aux actions climatiques.
 - Les charges d'exploitation.
- Les chargements dynamiques sont :
 - Les effets sismiques.

VIII.2.2- Choix de la méthode de calcul :

En Algérie, la conception parasismique des structures est régie par un règlement en vigueur à savoir le « RPA99 versions 2003 ».ce dernier propose trois méthodes de calcul dont les conditions d'application diffèrent et cela selon le type de structure à étudier, ces méthodes sont les suivantes:

- 1- Méthode statique équivalente (M.S.E).
- 2- Méthode d'analyse spectrale.
- 3- Méthode d'analyse dynamique.

La méthode de calcul la plus utilisée pour le calcul sismique des structures est basée sur l'utilisation des spectres de reponse.

Mais comme le « RPA99 Versions 2003 » préconise que le l'effort tranchant dynamique soit supérieur à 80% de l'effort tranchant statique, donc on calcule l'effort tranchant statique par la méthode statique équivalente.

VIII.3 - Méthode statique équivalente :

VIII.3.1- Principe :

Dans la méthode statique équivalente (MSE), et selon le RPA, Les forces réelles dynamiques engendrées par le séisme qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique et appliqués séparément suivant les deux directions définies par les axes principaux de la structure.

VIII.3.2 Condition d'application :

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans le cas où le bâtiment ou le bloc étudié à une hauteur inférieure de 65m en zones I et II et à 30m en zones III.

Notre bâtiment est implanté à Tizi Ouzou (**zone II_A**)

Sa hauteur totale **$h = 10,08 \text{ m} < 65 \text{ m}$** condition vérifiée.

VIII.3.3 Régularité en plan :

1- Notre bâtiment présente une configuration sensiblement symétrique vis à vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses.

2- Condition d'excentricité :

A chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités (torsion) ne dépasse pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.

a) Position de Centre de gravité :

$$Y_G = \frac{\sum X_i \times S_i}{\sum S_i} = \frac{6 \times (47,60 \times 12)}{(47,60 \times 12)} = 6 \text{ m}$$

$$G = (23,8\text{m} ; 6\text{m})$$

$$X_G = \frac{\sum Y_i \times S_i}{\sum S_i} = \frac{23,8 \times (47,60 \times 12)}{(47,60 \times 12)} = 23,8 \text{ m}$$

b) La position du centre de torsion T :

Par symétrie des différents éléments de la structure, nous avons un centre de torsion qui se présente en même position du centre de gravité.

$$\mathbf{T} = (23,8\text{m} ; 6\text{m}).$$

c) Calcul de l'excentricité théorique :

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

$$e_x = X_G - X_T = 23,8 - 23,8 = 0 \leq 15 \% l_x = 15 \% 47,6 = 7,14 \text{ m}$$

$$e_y = Y_G - Y_T = 6 - 6 = 0 \leq 15 \% l_y = 15 \% 12 = 1,8 \text{ m}$$

d) calcul de l'excentricité accidentelle :

Le RPA impose une excentricité accidentelle égale à 5% de la plus grande dimension de la structure.

$$e_{\text{accidentelle}} = 5 \% l_{\text{max}} = 5\% \cdot 47,6 = 2,38 \text{ m}$$

Comme l'excentricité accidentelle est plus importante que l'excentricité théorique, elle sera prise pour les calculs à suivre.

3- Condition de décrochement :

Le plan architectural présente l'absence de décrochement en plan.

4 Condition des ouvertures dans le plancher :

Pour que le plancher soit infiniment rigide il ne faut pas que la surface totale des ouvertures dépasse 15% de la surface de plancher.

$$S_{\text{Ouvertures}} \leq 15\% S_{\text{Totale}}$$

$$S_{\text{Ouvertures}} = 0$$

$$S_{\text{Totale}} = 47,6 \times 12 = 571,2 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{Ouvertures}} < 0,15 \times S_T = 85,68 \text{ m}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- Toutes les conditions sont vérifiées donc notre bâtiment est classé régulier en plan.

VIII.3.4 Condition de régularité en élévation :

- On a un système en portique continue de bas vers le haut.
- Les masses et les rigidités sont constantes.
- Pas de décrochement en élévation.

- Toutes les conditions sont vérifiées donc notre bâtiment est classé régulier en élévation.

- **Conclusion** : Notre bâtiment satisfait aux conditions de régulation en plan et en élévation (Voir article n°4.2 de RPA99/version2003).

Toutes les conditions sont satisfaites donc **la méthode statique équivalente (MSE) est applicable.**

VIII.4- Calcul sismique :**Zone sismique (A 3.1./RPA99/2003) :**

Notre bâtiment est situé à une zone de sismicité moyenne (II A).

Importance de l'ouvrage (A3.2/RPA99/2003)

Pour les bâtiments d'habitation collective ou à usage administratif dont la hauteur ne dépasse pas 48 m (notre cas : H = 10,08m) sont classées comme des ouvrages courants ou d'importance moyenne (groupe 2).

Site (A3.3/RPA99/2003)

Selon le rapport de sol, le site de notre projet est classé comme site ferme (S2).

VIII.4.1- Calcul de la force sismique :

La force sismique totale « **V** » appliquée à la base de la structure doit être calculée successivement dans deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W_T \dots\dots\dots \text{Formule 4.1 RPA99 version 2003.}$$

VIII.4.1.1- Détermination du coefficient d'accélération de zone A :

Le coefficient d'accélération des zones est choisi en fonction de la zone sismique et du groupe d'importance de l'ouvrage affecté ou menacer par le glissement.

$$\left. \begin{array}{l} \text{Zone IIa} \\ \text{Groupe 2} \end{array} \right\} A = 0,15 \text{ (Tableau 4.1 RPA99 version 2003)}$$

VIII.4.1.2- Détermination du facteur d'amplification dynamique moyen D :

Le facteur d'amplification dynamique moyen donné en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η), et de la période fondamentale de la structure.

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3s \end{cases} \dots\dots\dots \text{Formule 4.2 RPA99 version 2003.}$$

➤ **T₂** : période caractéristique associée à la catégorie de site donnée par **le tab4.7p49**

Site S2 → T₂ = 0,40

➤ **η** : Le facteur de correction d'amortissement est donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0.7 \dots\dots\dots \text{Formule 4.3 RPA99 version 2003.}$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique est en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages, est donné par le **tableau 4.2 du RPA99 versions2003.**

Dans notre cas on a un portique en acier et un remplissage léger $\xi = 4\%$.

D'où :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+4)}} = 1.08 > 0.7 \dots \dots \dots \text{C'est vérifié.}$$

➤ **T** : La période fondamentale de la structure.

La valeur de la période fondamentale « T » de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser est donnée par l'RPA99 version 2003 par la formule (4.6).

$$T = C_t \times h_n^{3/4} \dots \dots \dots \text{Formule 4.6 RPA99 version 2003.}$$

Avec :

h_n : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$$h_n = 10,08 \text{ m.}$$

C_t : Coefficient, en fonction du système de contreventement et du type de remplissage.

$C_t = 0,05$ donné par le **tableau 4.6 page 46** : portiques auto stables en acier avec remplissage en maçonnerie.

$$\text{D'où: } T = 0,05 \times 10,08^{3/4} = 0,282 \text{ s}$$

$$\text{On a: } 0 < T = 0,282 \text{ s} < T_2 = 0,40 \text{ s}$$

$$\text{Donc : } D = 2.5\eta = 2,5 \times 1,08 = 2,7$$

VIII.4.1.3- Détermination du coefficient de comportement global de la structure R :

R : Coefficient de comportement global de la structure.

Sa valeur est donnée dans le **tableau 4.3 de RPA99 version 2003** (page 38), en fonction du système de contreventement.

- **Sens longitudinal** : Ossature contreventée par palées triangulées en V $\rightarrow R=3$
- **Sens transversal** : Portiques autostables ordinaires $\rightarrow R=4$

VIII.4.1.4- Détermination du facteur de qualité Q :

Q : Facteur de qualité de la structure, en fonction de la redondance géométrie, régularité en plan et en élévation et la qualité de contrôle de la construction.

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q \dots\dots\dots \text{Formule 4.4 RPA99 version 2003.}$$

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

La valeur de P_q est donnée au tableau 4.4 de RPA99.

Critère q »	P_q	
	Observé	N/observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0,05
2. Redondance en plan	0	0,05
3. Régularité en plan	0	0,05
4. Régularité en élévation	0	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,10

➤ Les critères de qualité « q_i » à vérifier sont :

a) Conditions minimales sur les files de contreventement :

Chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux, au moins trois (03) travées dont le rapport des portées n'excède pas 1,5. Les travées de portique peuvent être constituées de voiles de contreventement.

- Sens X: 04 files, chaque file comporte 14 travées dont le rapport des portées est :

$$\frac{l_{i+1}}{l_i} = \frac{5,1}{1,8} = 2,83 > 1,5 \dots\dots\dots \text{Critère non observé : } p_1 = 0,05$$

- Sens Y: 15 files, chaque file comporte 03 travées dont le rapport des portées est :

$$\frac{l_{i+1}}{l_i} = \frac{4}{3,3} = 1,21 < 1,5 \dots\dots\dots \text{Critère observé : } p_1 = 0,00$$

b) Redondances en plan :

Chaque étage devra avoir, en plan au moins quatre files de portique et/ou de voiles dans la direction des forces latérales appliquées. Ces files de contreventement devront disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeurs maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1,5. pour notre cas on a :

- Sens X : on a 04 files de portique dans le rapport est :

$$\frac{l_{max}}{l_{min}} = \frac{5,1}{1,8} = 2,83 > 1,5 \dots\dots\dots \text{Critère non observé : } p_2 = 0,05$$

- Sens Y: on 15 files de portique dans le rapport est :

$$\frac{l_{max}}{l_{min}} = \frac{4}{2,8} = 1,42 < 1,5 \dots\dots\dots \text{Critère observé : } p_2 = 0,00$$

c) Régularités en plan :

La structure est classée régulière en plan dans les deux sens : $P_3 = 0$

d) Régularité en élévation :

La structure est classée régulière en élévation dans les deux sens : $P_4 = 0$

e) Contrôle de la qualité des matériaux :

Des essais systématiques sur les matériaux mis en œuvre doivent être réalisés par l'entreprise :

Critère non observé : $P_5 = 0,05$

f) Contrôle de la qualité de l'exécution :

Il est prévu contractuellement une mission de suivi des travaux sur chantier .cette mission doit comprend notamment une supervision des essais effectuée sur les matériaux :

Critère non observé : $P_6 = 0,1$

$$Q_x = 1 + (0,05 + 0,05 + 0,00 + 0,00 + 0,05 + 0,1) = 1,25$$

$$Q_y = 1 + (0,00 + 0,00 + 0,00 + 0,00 + 0,05 + 0,1) = 1,15$$

VIII.4.1.5- Poids totale de la structure W :

Le poids total W de la structure égal à la somme des poids calculés à chaque niveau :

$$W = \sum W_i$$

Avec :

$$W_i = W_{G_i} + \beta W_{Q_i}$$

W_{G_i} : Poids du aux charges permanentes et celles des équipements fixes solidaires de la structure.

W_{Q_i} : Charge d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation est donné par le **tableau 4.5 du RPA99versions2003** : $\beta = 0,2$

a- Evaluation des charges :**a-1- Charges permanentes par niveau :**

RDC : (h= 3,28 m)

- Poids des poteaux HEA240.....11867,04 daN
- Poids des solives IPE160.....10428 daN
- Poids des poutres secondaires IPE160.....3792 daN
- Poids des poutres principales IPE300.....9684,9 daN
- Poids de palés.....955,68 dans
- Poids de la maçonnerie.....294739,2 daN
- Poids du plancher291883,2 daN

1^{er} étage : (h= 3,40 m)

- Poids des poteaux HEA240.....12301,2 daN
- Poids des solives IPE160.....10428 daN
- Poids des poutres secondaires IPE160.....3792 daN
- Poids des poutres principales IPE300.....9684,9 daN
- Poids de palés.....955,68 dans
- Poids de la maçonnerie.....294739,2 daN
- Poids du plancher291883,2 daN

2^{ème} étage : (h= 3,40 m)

- Poids des poteaux HEA240.....12301,2 daN
- Poids des solives IPE160.....10428 daN
- Poids des poutres secondaires IPE160.....3792 daN
- Poids des poutres principales IPE300.....9684,9 daN
- Poids de palés.....955,68 dans
- Poids de la maçonnerie.....294739,2 daN
- Poids du plancher323584,8 daN

a-2 -Charge d'exploitation par niveau :

- Plancher étage courant (RDC et 1^{er} étage).....85680 daN
- Plancher terrasse inaccessible (2^{ème} étage).....57120 daN

$$W = W_{pot} + W_{pp} + W_{ps} + W_s + W_{palée} + W_{mac} + W_{plancher} + \beta W_{Q_i}$$

AN :

$$W_{RDC} = 623350,02 + 0,2 \times 85680 = 64\ 0486,02\ daN$$

$$W_{1^{er}\ étage} = 623784,18 + 0,2 \times 85680 = 64\ 0920,18\ daN$$

$$W_{2^{ème}\ étage} = 655485,78 + 0,2 \times 57120 = 66\ 6909,78\ daN$$

Le poids totale : $W = \Sigma W_i = 1948315,98\ daN = 19\ 483,1598\ kN$

a- Evaluation des charges :

Niveaux	W _{Gi} (daN)	W _{Qi} (daN)	βW _{Qi} (daN)	Wi (daN)
RDC	62 3350,02	85 680	12 8097,20	64 0486,02
1^{er} étage	62 3784,18	85 680	12 8184,03	64 0920,18
2^{ème} étage	36 4285,78	57 120	13 3381,95	66 6909,78
Total				19 483,1598

La force sismique totale :

La force sismique totale V appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

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

	Sens transversal	Sens longitudinal
A	0,15	0,15
D	2,7	2,7
Q	1,15	1,25
R	4	3
W (KN)	19 483,1598	19 483,1598
V (KN)	$V_T = 2268,57$	$V_L = 3287,78$

VIII.5- Distribution des forces sismiques :

A)- Sens longitudinal :

A.1- Distribution de la résultante des forces sismiques suivant la hauteur :

La résultante des forces sismiques V à la base doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon la formule suivante:

$$V = F_t + \Sigma F_i$$

Avec :

F_t =Force concentrée au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieure des vibrations (la force Fouad), elle est donnée par la formule suivante :

$$F_t = 0,07 T.V \dots \dots \dots \text{pour } T > 0,7s$$

$$F_t = 0 \dots \dots \dots \text{pour } T \leq 0,7s$$

On a $T=0,282s < 0,7s$ donc $F_t=0$

La partie restante de V soit $(V - F_t)$ doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule :

$$F_i = \frac{V - F_t}{\Sigma W_i \times h_i} \times W_i \times h_i$$

Avec: F_i : Effort horizontal revenant au niveau i
 h_i : Hauteur du plancher à partir de la base où s'exerce la force F_i
 W_i : Poids revenant aux planchers i .

$$F_t = 0 \rightarrow F_i = \frac{V \times W_i \times h_i}{\sum W_i \times h_i}$$

Sens longitudinal $V_L = 3287,78 \text{ kN}$				
Niveaux	$W_i = (\text{kN})$	$h_i = (\text{m})$	$W_i \times h_i (\text{kN.m})$	$F_i (\text{kN})$
RDC	6404,8602	3,28	21007,95	527,06
1 ^{er} étage	6409,2018	6,68	42813,47	1074,13
2 ^{eme} étage	6669,0978	10,08	67224,50	1686,58
Total			131045,92	3287,77

On a :

$$V_{Tx} = \sum F_i = 3287,77 \text{ kN}$$

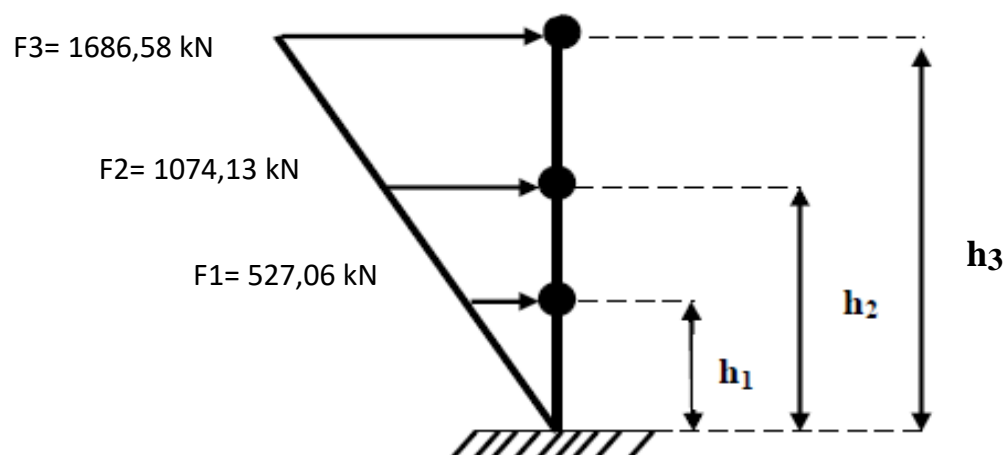


Figure VIII.1: la répartition de l'effort sismique longitudinal selon la hauteur.

A.2- Distribution horizontale des forces sismiques (efforts tranchants) :

$$V_K = F_t + \Sigma F_i$$

V_K : L'effort tranchant au niveau de l'étage K.

Résultats des efforts tranchants à chaque niveau sont donnés sur le tableau suivant :

Sens longitudinal		
Niveaux	$F_i(kN)$	$V_K(kN)$
RDC	527,06	3287,77
1 ^{er} étage	1074,13	2760,71
2 ^{eme} étage	1686,58	1686,58

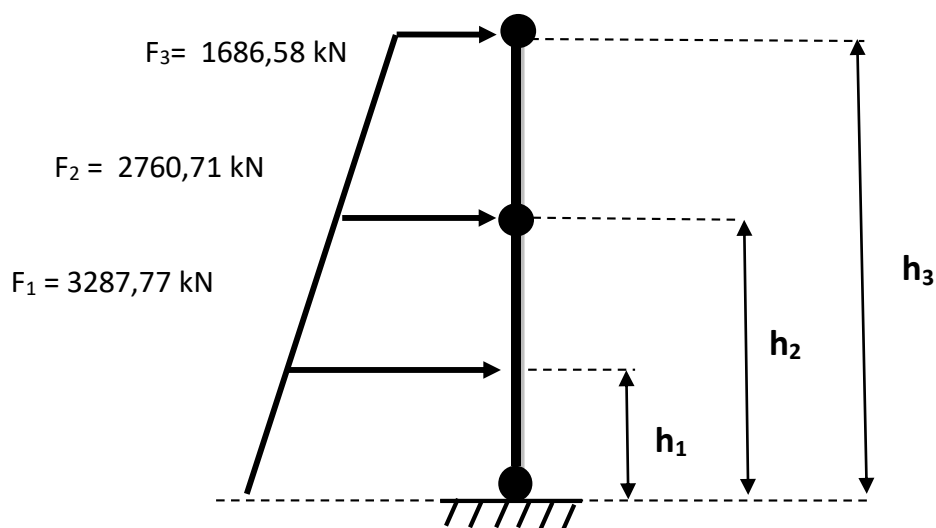


Figure VIII.2 : la répartition de l'effort tranchant longitudinal selon la hauteur.

A.3- Comparaison de l'effort tranchant par rapport au vent :

Paroi D : $Ph = 63,86 \text{ daN/m}^2$

Paroi E : $Ph = -6,386 \text{ daN/m}^2$

Force globale = $63,86 - (-6,386) = 40124,51 \text{ daN} = 401,2451 \text{ kN}$

$W_1 = 401,2451 \times 3,28 / 10,08 = 130,56 \text{ kN}$

$W_{2,3} = 401,2451 \times 3,40 / 10,08 = 135,34 \text{ kN}$

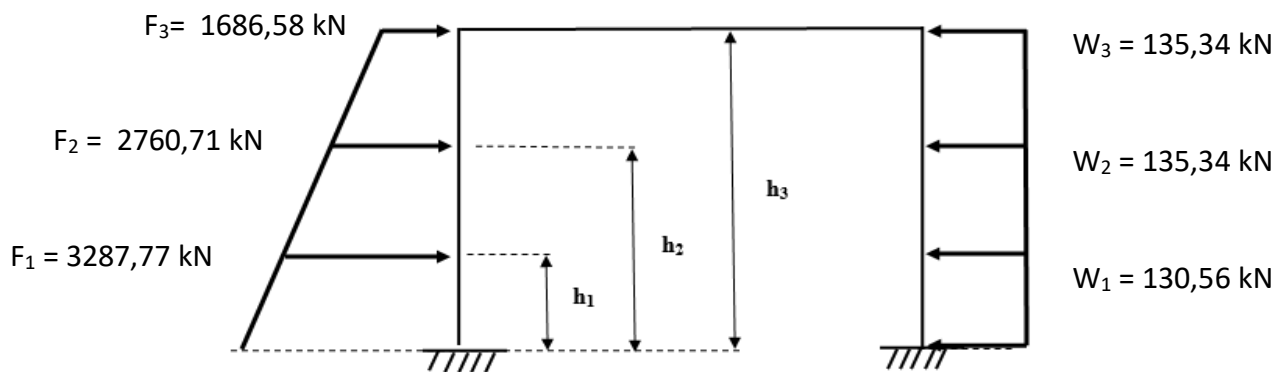


Figure VIII.3 : la répartition de l'effort tranchant longitudinal et le vent selon la hauteur

B)- Sens transversal :

B.1- Distribution de la résultante des forces sismiques suivant la hauteur :

Sens transversal $V_T = 2268,57 \text{ kN}$				
Niveaux	$W_i(kN)$	$h_i(m)$	$W_i \times h_j(kN.m)$	$F_i (kN)$
RDC	6404,8602	3,28	21007,95	363,67
1 ^{er} étage	6409,2018	6,68	42813,47	741,15
2 ^{eme} étage	6572,2488	10,08	67224,50	1163,74
Total			131045,92	2268,56

$$V_{Tx} = \Sigma F_i = 2268,56 \text{ kN}$$

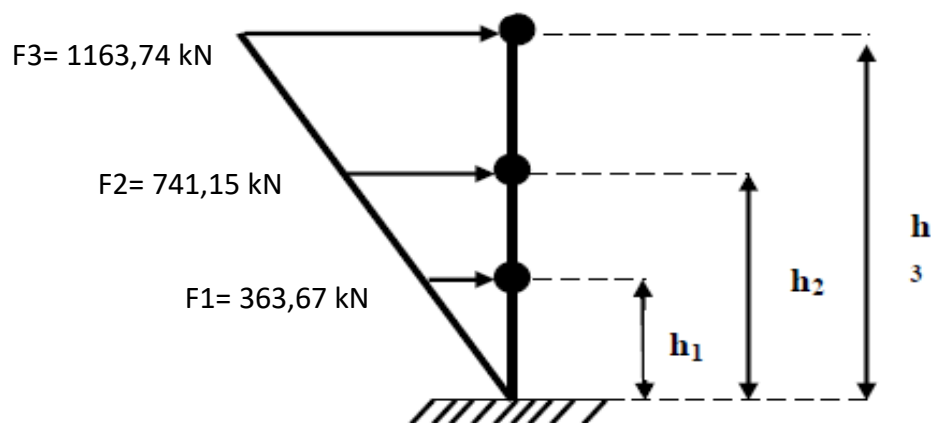


Figure VIII.4 : la répartition de l'effort sismique transversal selon la hauteur.

B.2- Distribution horizontale des forces sismiques (efforts tranchants) :

$$V_K = F_t + \Sigma F_i$$

Sens transversal		
Niveaux	$F_i(kN)$	$V_K(kN)$
RDC	363,67	1163,74
1 ^{er} étage	741,15	1904,89
2 ^{eme} étage	1163,74	2268,56

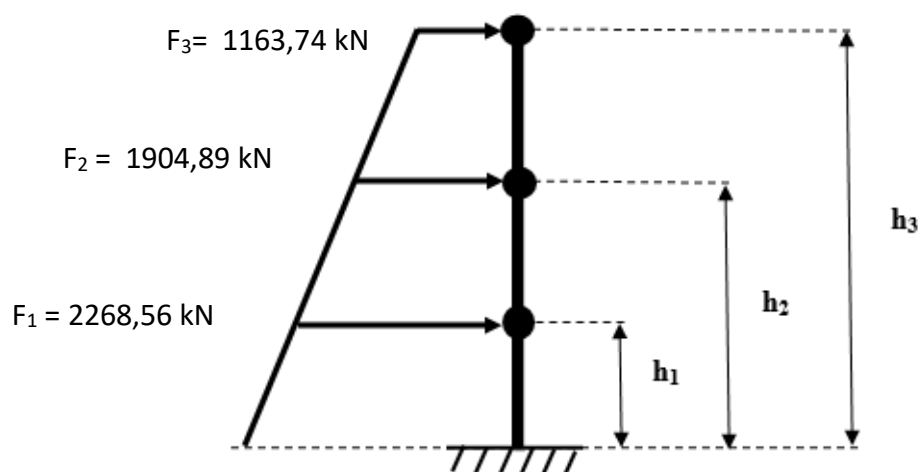


Figure VIII.5 : la répartition de l'effort tranchant transversal selon la hauteur.

B.3- Comparaison de l'effort tranchant par rapport au vent :

Paroi A : $Ph = -51,08 \text{ daN/m}^2$

Paroi B : $Ph = -38,31 \text{ daN/m}^2$

Force globale = $-51,08 - 38,31 = -51059,568 \text{ daN} = -510,59568 \text{ Kn}$

$W_1 = -510,59568 \times 3,28 / 10,08 = -166,146 \text{ kN}$

$W_{2,3} = -510,59568 \times 3,40 / 10,08 = -172,22 \text{ kN}$

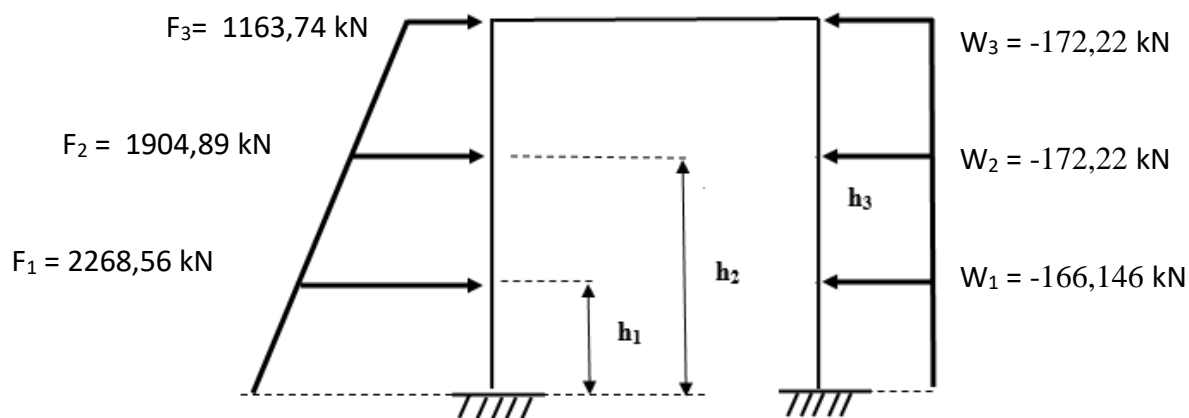


Figure VIII.6 : la répartition de l'effort tranchant transversal et le vent selon la hauteur.

VIII.6- Conclusion :

En comparons la distribution verticale de la force sismique et la force équivalente du vent au niveau du plancher, et au niveau de la terrasse suivant X et Y, on constate que l'effort sismique domine l'effort du vent.

Pour cela, on introduit les forces due au séisme sur le logiciel ROBOT et les différentes combinaisons pour la vérification des éléments.



CHAPITRE IX
Etude dynamique

Chapitre IX : Etude dynamique.

IX.1- Introduction :

Une telle étude pour notre structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment les problèmes pour permettre l'analyse.

Pour modéliser une structure, plusieurs méthodes existent, on citera :

Modélisation en masse concentrée :

Dans ce modèle les masses sont concentrées au niveau de chaque plancher formant ainsi un pendule multiple, c'est un modèle simple mais qui a des limitations (discontinuités dans le système structural, irrégularités).

Modélisation en éléments finis :

Dans ce cas la structure est décomposée en plusieurs éléments, on détermine les inconnues au niveau des nœuds puis à l'aide des fonctions d'interpolations on balaie tout l'élément puis toute la structure.

Pour la modélisation de notre structure on a utilisé le logiciel Robot Structural Analysis 2021.

IX.2- Présentation du logiciel Robot Structural Analysis :

C'est est un logiciel collaboratif, polyvalent et rapide. Conçu spécialement pour le BIM, le logiciel RSA Professional est capable de calculer les modèles les plus complexes grâce à un maillage automatique par éléments finis d'une puissance exceptionnelle, ainsi qu'un jeu complet de normes de conception, le tout pour des résultats quasiment instantanés.

Il permet de modéliser, de calculer, d'analyser et de dimensionner les différents types de structures de génie civil. Pour cela on doit :

- Introduire La géométrie de la structure.
- Choisir le système d'unité.
- Définir les matériaux et la réglementation à utiliser.
- Introduire les charges appliquées à la structure.
- Choisir le type d'analyse à effectuer.

IX.3- Modélisation avec logiciel Robot Structural Analysis :

Au démarrage du logiciel, la fenêtre suivante apparaît (**Figure IX.1**) pour sélectionner le type de structure ou l'élément qu'on veut étudier.

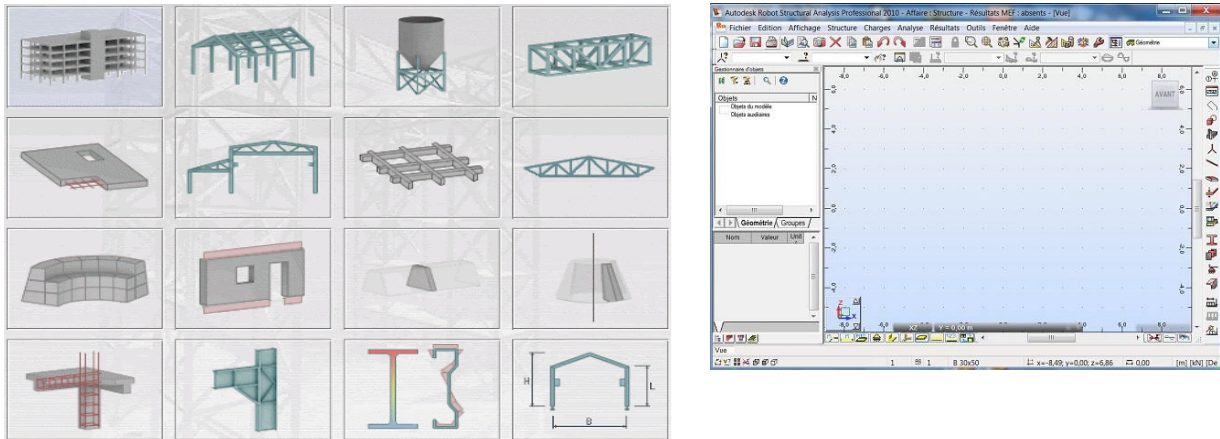


Figure IX.1- Présentation du logiciel robot.

IX.3.1- Réglage des préférences et des préférences de l'affaire :

Pour régler les préférences (langue, affichage,...) et préférences de la tâche (unités et formats, matériaux, catalogues, normes de conception,...) on clique sur « **Outils** » dans la barre d'outils supérieur, la fenêtre suivante s'apparais « **Figure IX-2** ».

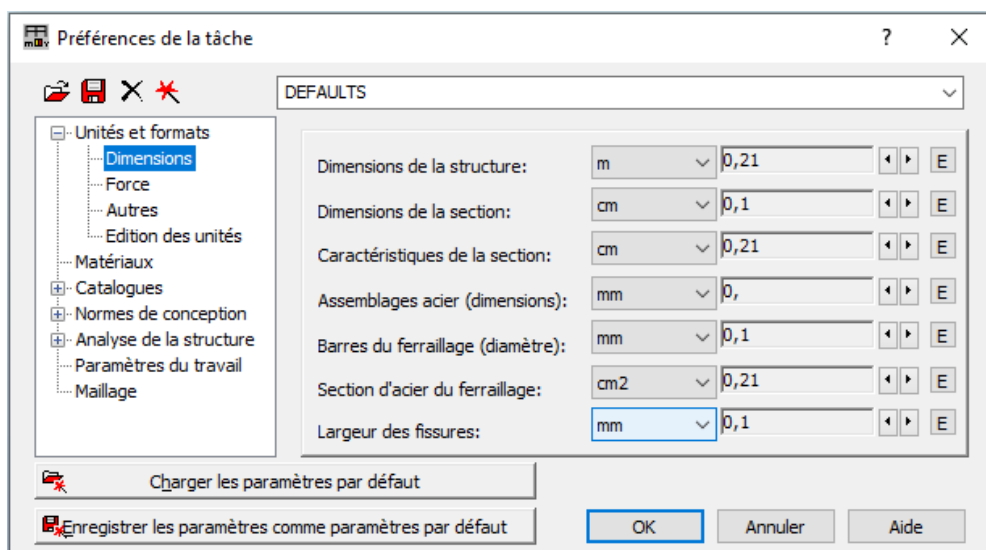


Figure IX-2 : Préférences de l'affaire.

Matériaux :

Langue : Français.

Acier : acier S235.

Béton : béton 25.

Aluminium : aluminium.

Bois : CR_RESIN C18.

Normes de conceptions :

Structure acier et aluminium : ENV1993-1 :1992

Assemblage acier : EN 1993-1-8 :2005.

Structure bois : CB71

Béton armé : BAEL91 mod.99.

Géotechnique : DTU 13.12.

Charge :

Pondérations : EUROCODE SIMPLIFIED

Charges de neige et vent : DTR C2-47/NV99

Charges sismique : RPA99 (2003).

Analyse de la structure : Cocher « liaisons rigides ».

Analyse modale : Dans la rubrique « Type de matrice de masse » coché « Cohérente ».

IX.3.2- Dessiner les lignes de construction:

On commence à dessiner les lignes de construction par la commande « Ligne de construction » la première icône de la barre d'outils qui se trouve sur la droite de la fenêtre.

On utilise les coordonnées cartésiennes X, Y, Z dans le champ « **Position** » on saisit la valeur de la distance de l'axe qu'on veut dessiner à partir d'un axe de référence 0 mètre.

Dans le champ « **Répéter x** » et «**Espacement** » on laisse les valeurs par défaut (0 et 1 mètre) si on n'a pas un entraxe identique.

On fait cette opération pour les trois axes (X, Y et Z).

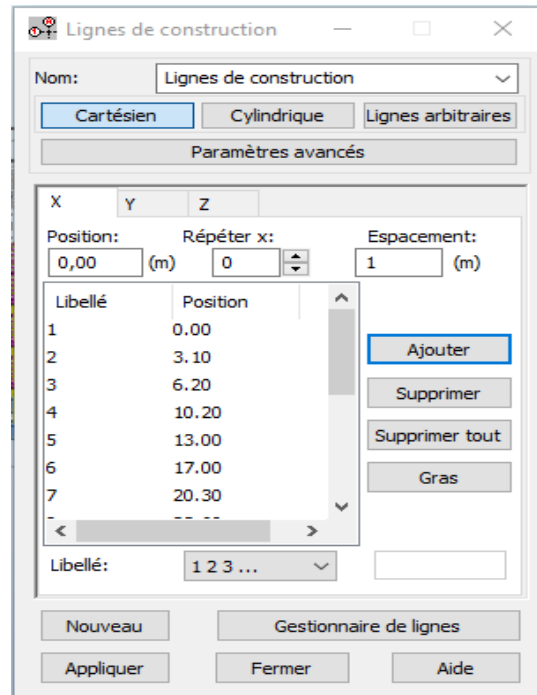



Figure IX-3 : Création des lignes de construction.

IX.3.3- Définition des sections :

Pour définir les sections des éléments barres on utilise la commande «**Profilés de barres** »

En cliquant sur l'icône  la boîte suivante s'ouvre (**Figure IX-4**) et à l'aide de l'option « **Supprimer** », on supprime toutes les sections données par défaut.

On clique sur Nouveau pour définir les sections voulues.

On choisit Acier on va définir pour les poteaux des profilés HEA240 et pour les poutres IPE300 et IPE160.

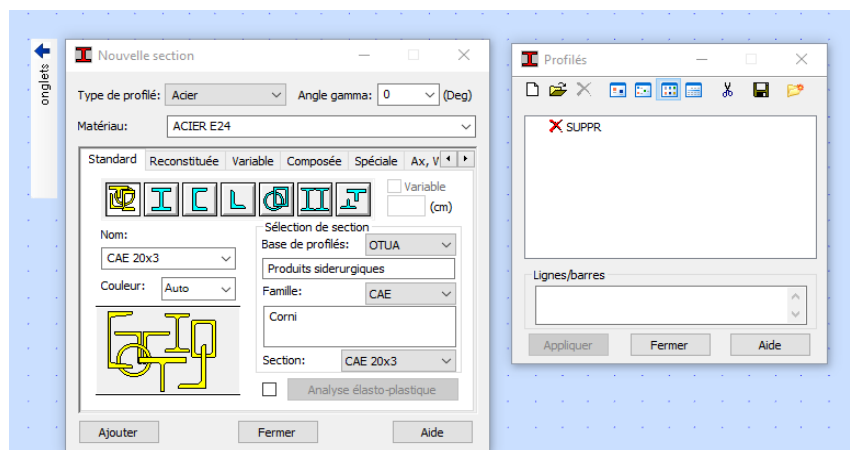


Figure IX-4 : Choix des profilés des barres.

IX.3.4- Définition de la structure :

Maintenant qu'on a défini les lignes de construction et les sections des éléments de la structure, on commence à dessiner notre structure à l'aide des lignes de construction réalisées précédemment.

On clique sur la commande « **Barres** » La boîte de dialogue suivante s'ouvre (Figure IX-5)

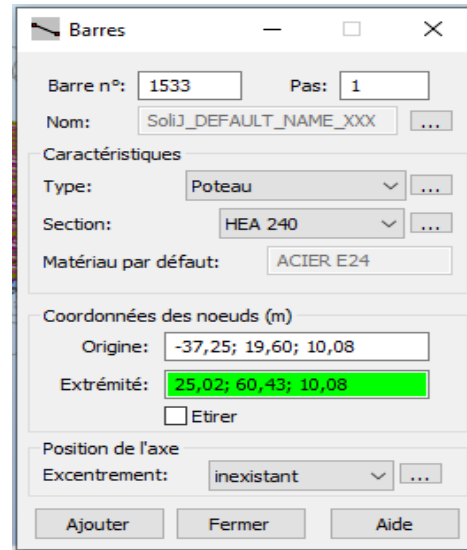


Figure IX-5 : Modélisation des barres.

IX.3.5- Conditions d'appuis :

Pour définir les appuis nodaux dans une structure on utilise la commande

« **Appuis** » puis sur « **Encastrement** ». (Figure IX-6)

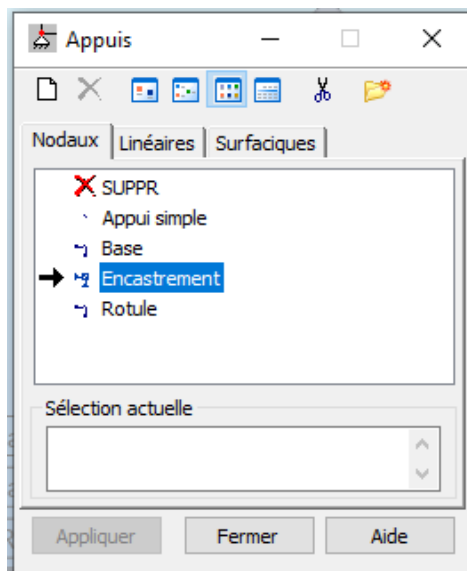


Figure IX-6: Définition des appuis

IX.3.6- Définition des Bardages :

On doit définir les bardages et pour faire, on sélectionne dans le menu «**structure**», «**Bardage**» Comme mentionner dans la figure suivante (**Figure XI-7**).

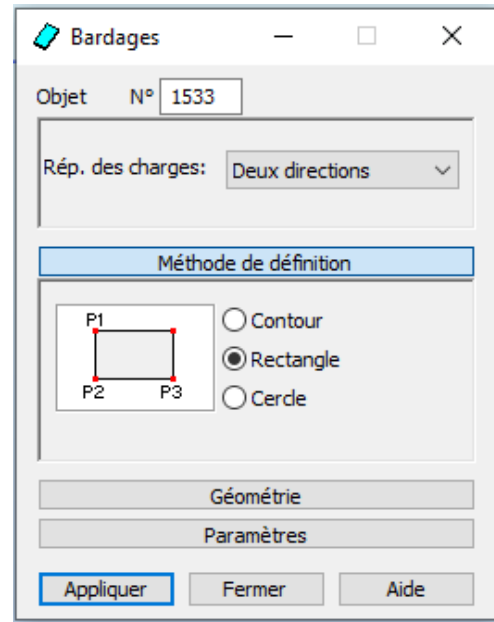


Figure IX-7 : Choix des bardages.

IX.3.7- Liaisons rigides :

Pour satisfaire l’hypothèse du plancher infiniment rigide (diaphragmes) on doit définir le nœud maitre et les nœuds esclaves. Dans le menu « **Structure** » puis « **caractéristiques additionnels** » puis « **liaisons rigides** » dans la boîte de dialogue on crée une nouvelle liaison rigide.

On clique dans la zone « nœuds maitres » et on sélectionne graphiquement le nœud maitre ou bien on écrit son numéro.

On clique dans la zone « sélectionner les nœuds esclaves » et on sélectionne graphiquement les nœuds esclaves ou bien on écrit leurs numéros (nœud assemblant les poteaux avec les poutres principales).

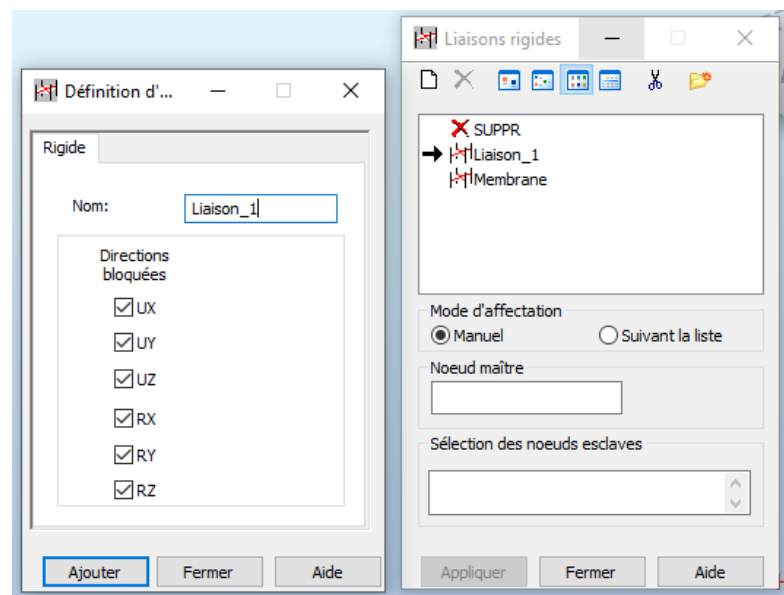


Figure IX-8 : liaison rigide

IX.3 Chargement :

Le chargement d'une structure consiste à définir les cas de charge selon la nature des charges (Permanente, exploitation, sismique ...) et ensuite l'application des charges (charges sur barres, charges surfaciques ...) sur la structure pour les cas de charge créés et enfin la définition des combinaisons des cas de charge.

IX.3.1 Cas de charge :

Pour définir les cas de charge on clique sur la commande « **Cas de charge** »

En plus du poids propre de la structure on va définir une charge permanente et une charge d'exploitation.

On choisit le type de charge, on lui donne un nom puis on clique sur « **nouveau** ». Et c'est la même procédure pour toutes les charges.

On peut créer les types de charges suivantes :

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

N : Charge des neiges.

V : Charge du vent.

E : Charge sismique.

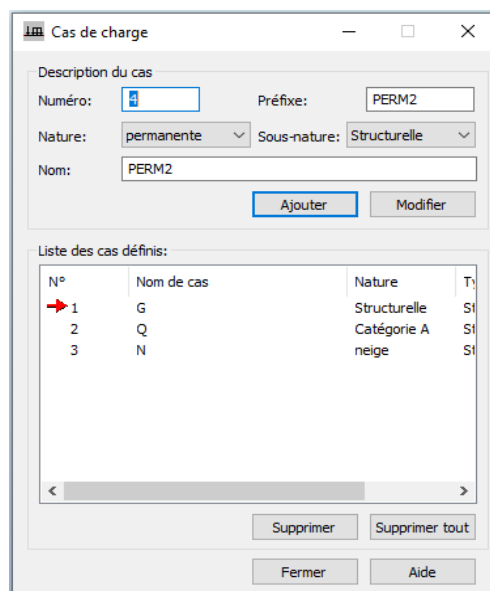


Figure IX-9 : Définition des charges.

IX.3.2 Chargement de la structure :

Pour définir la charge permanente G on choisit dans la liste des cas le cas G et on clique sur la commande « **Définir charges** » dans le menu « charge »

Dans la boîte de dialogue qui s'ouvre on sélectionne « Barres » et on clique sur le symbole de « **Charge uniforme** » comme illustré sur la « **figure IX.10** ».

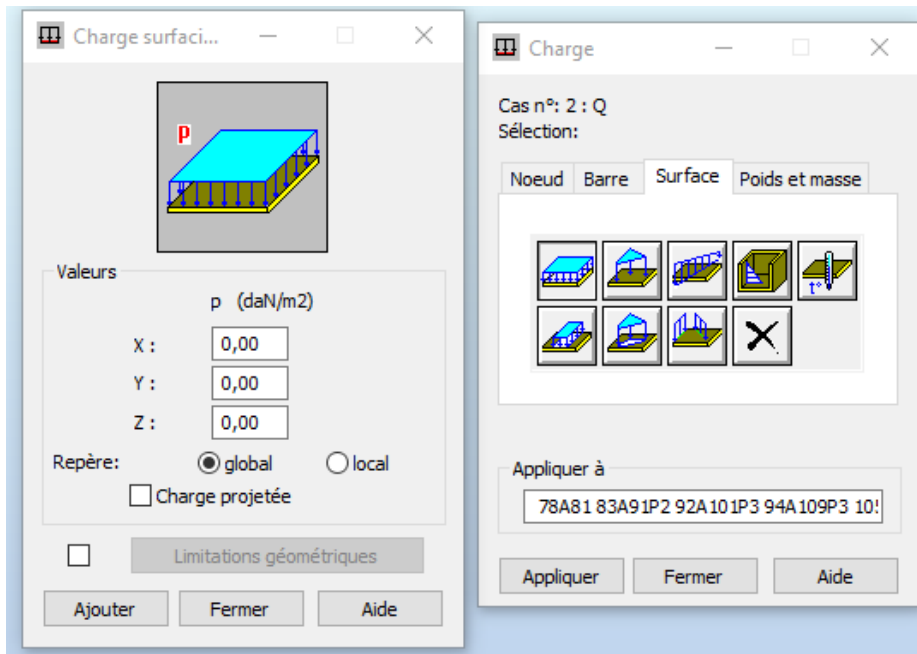


Figure IX-10 : Application des charges surfaciques.

On doit refaire la même chose pour définir les autres charges (Q et N et V) sur toute la structure.

IX.4 Analyse de la structure :

Maintenant qu'on a fini avec la modélisation, on passe au calcul et analyse de la structure sous l'effet du chargement qu'on a défini.

Avant de lancer le calcul il faut d'abord vérifier la structure si il y a des erreurs de modélisation et des barres disjointes, on clique sur Analyse ► Vérifier structure.

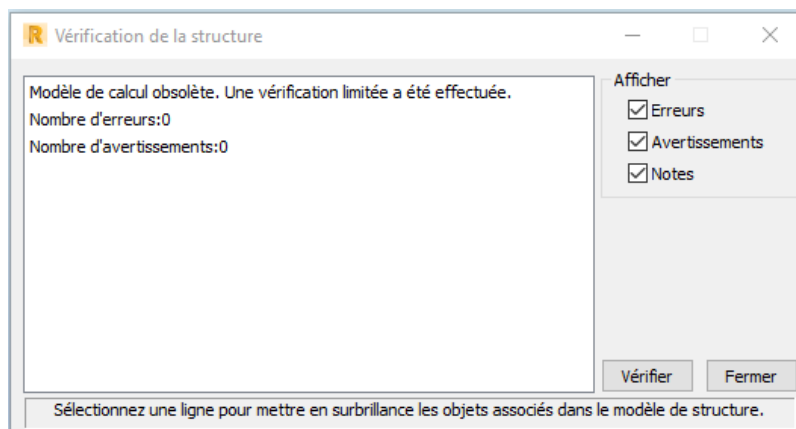


Figure IX.11 : Vérification de l'ossature.

IX.4.1- Etude modale et sismique :

Afin de déclarer une analyse modale, on clique sur le menu déroulant « **analyse** », puis « **types d'analyse** » pour faire apparaître la boîte de dialogue de définition des options de calcul ; comme montrer dans la **figure IX.12**.

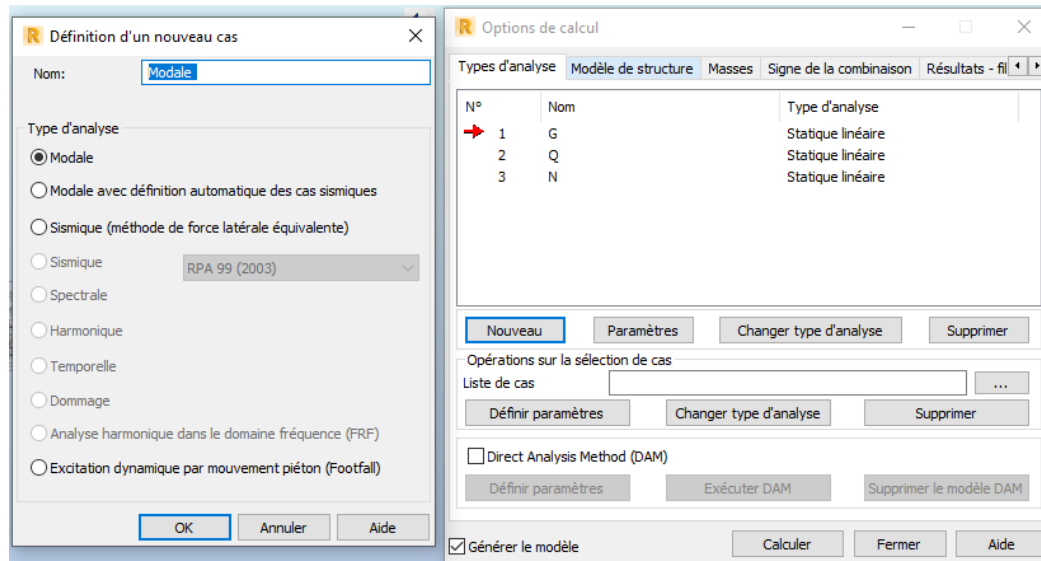
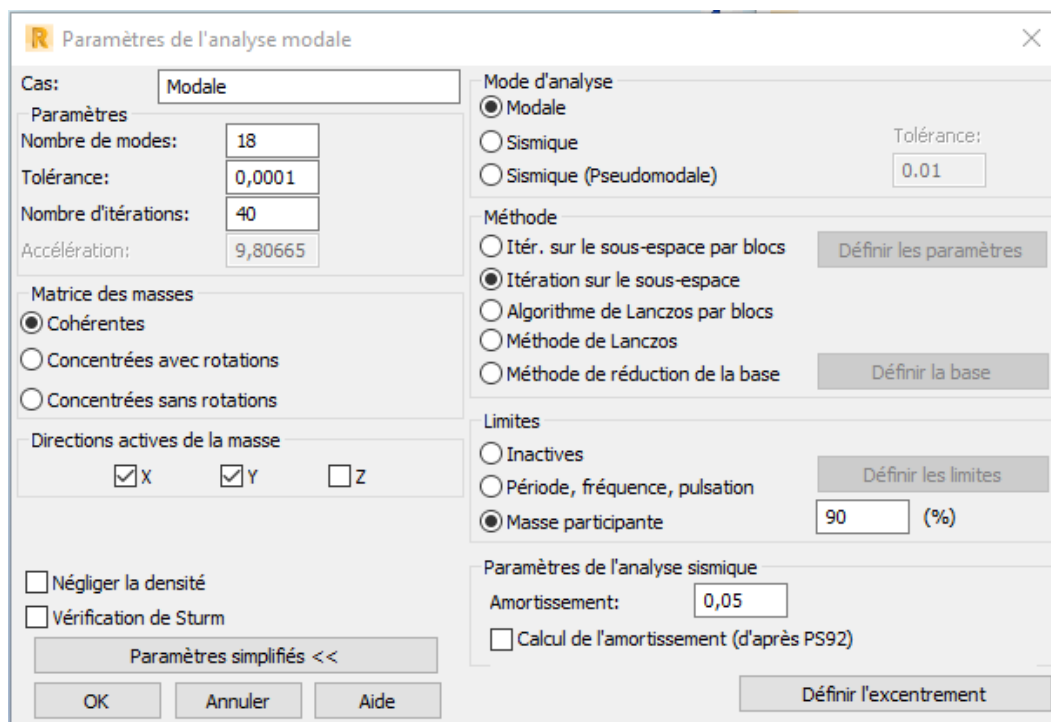


Figure IX-12 : Définition des charges dynamiques.

On sélectionne « **type d'analyse modale** » et on clique sur **ok**. Dans la boîte de dialogue « **Paramètres de l'analyse modale** », on effectue les réglages suivants :



En cliquant sur ok, on remarque l'affichage d'un nouveau cas de charge appelé « modale». On clique une autre fois sur « nouveau » on choisit « sismique » et on sélectionne « RPA 99 (2003) (Algérie) » :

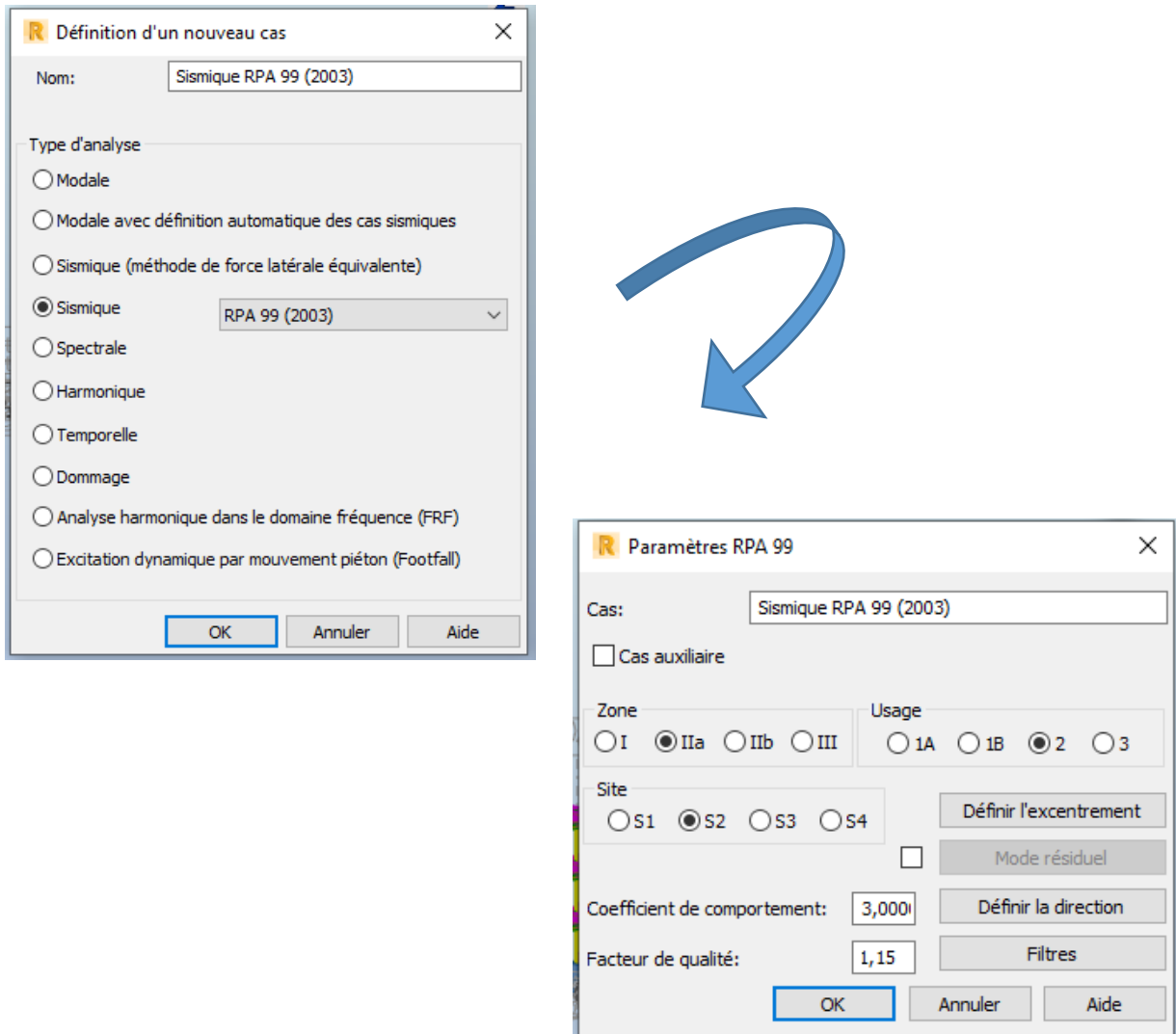



Figure IX-13 : Définition des paramètres RPA.

Dans le menu « masse » de la boîte de dialogue « option de calcul », on clique sur « convertir les cas » puis dans la fenêtre qui apparaît, on choisit le cas de charge (G ou Q) et on clique sur  puis on ferme. On choisit la direction ainsi que le coefficient et on clique sur ajouter. On refait la même opération pour l'autre charge et on ferme.

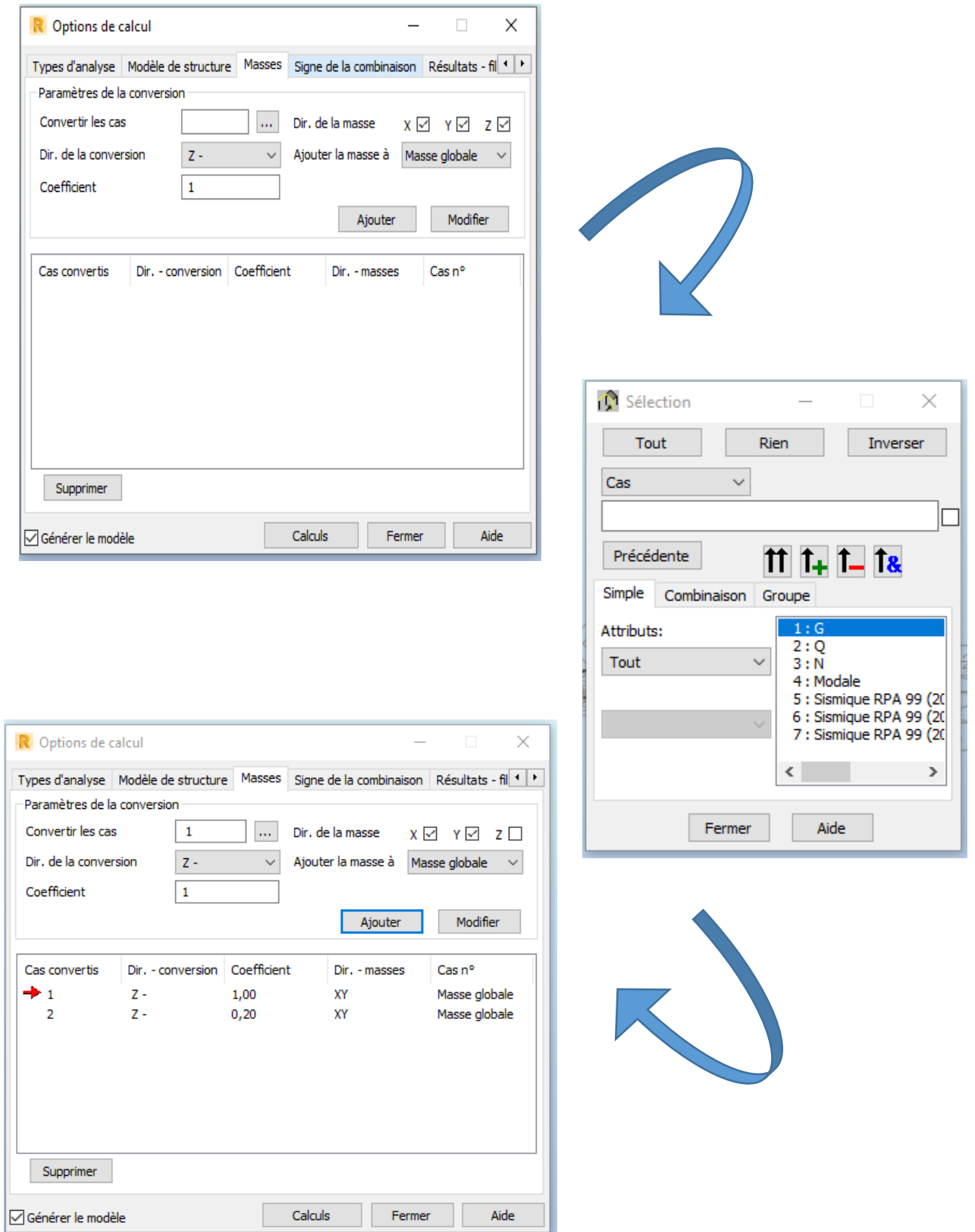


Figure IX- 14 : Considération de la masse sismique.

IX.4.2 - Combinaisons des cas de charges :

Pour définir les combinaisons des cas de charges on utilise la commande « Combinaisons manuelles » qui se trouve sur le menu Charges ► **Combinaisons manuelles**.

La boîte de dialogue suivante s'ouvre (**Figure IX-15 (A)**) :

On choisit le Type de combinaison et on donne le nom qu'on veut à la combinaison qu'on va définir.

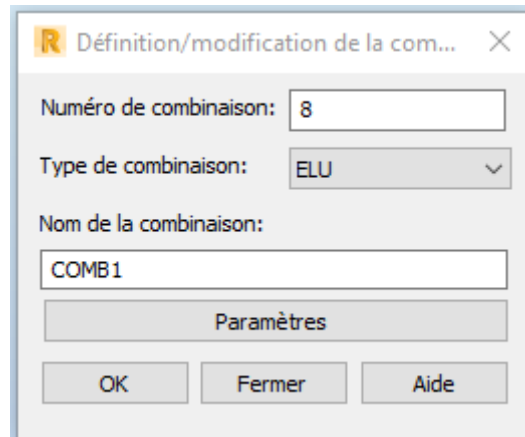


Figure IX- 15 (A) : définition les combinaisons d’actions.

On définit les combinaisons et on clique sur **Appliquer** pour sauvegarder la combinaison. On peut définir une autre combinaison en cliquant sur **Nouvelle** et répétant les mêmes étapes, en changeant les coefficients pour chaque combinaison. Ensuite on lance le calcul, en cliquant sur le menu Analyse puis Calculer: (**Analyse ► Calculer**)

Les combinaisons de calcul :

Combinaison de l’ELU :

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

Combinaison de l’ELS:

$$G + Q$$

Combinaison des charges permanentes :

$$G \pm 0,2Q$$

Combinaison sismique suivant x :

$$G + 0,2Q \pm Ex$$

$$0,8G \pm Ex$$

Combinaison sismique suivant y :

$$G + 0,2Q \pm Ey$$

$$0,8G \pm Ey$$

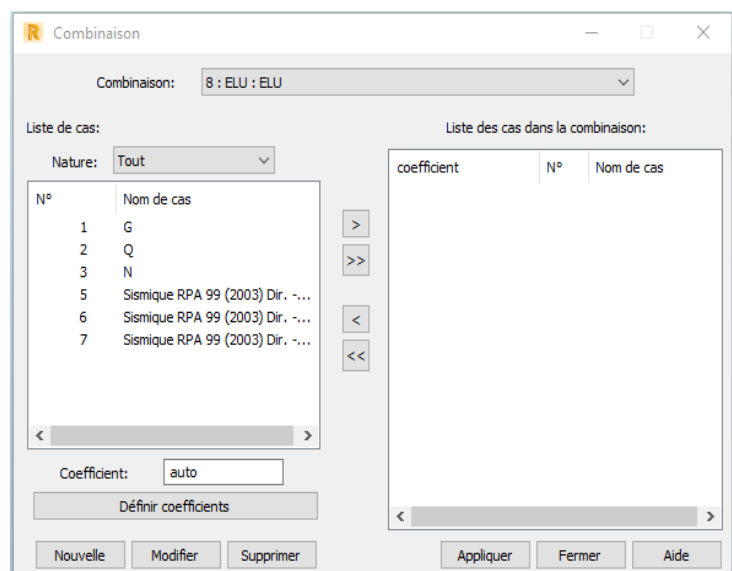


Figure IX-15 (B) : Définition des combinaisons d’actions

IX.5 Résultats d'analyse :

Pour afficher les différents résultats qu'on veut (diagrammes, réactions, flèches, contraintes, déplacements,...) on clique sur le menu « **résultat** », et si on veut un affichage sous forme des tableaux il suffit de cliquer sur le bouton droit de la souris et on choisit « **tableaux** ».

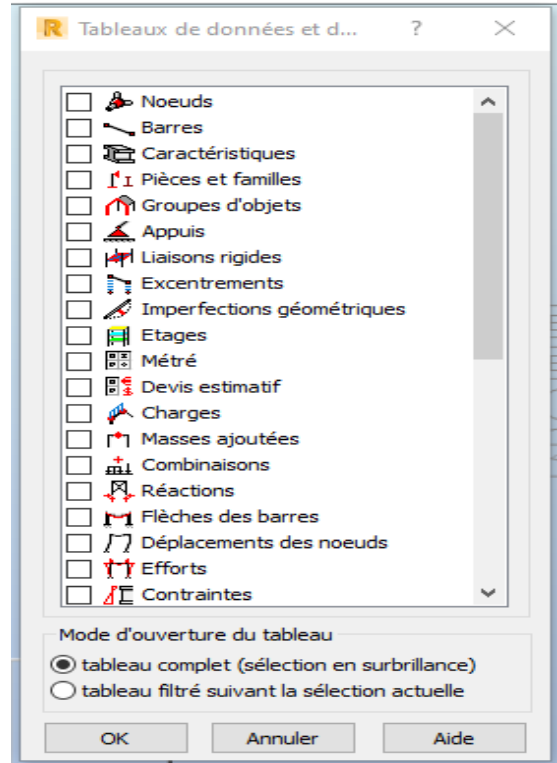


Figure IX-16 : Affichage des résultats.

IX.6 selon RPA 2003 :

IX.6.1- La période :

Dans la barre des menus : Résultat – Avancé – Mode propre

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]
5/ 1	1,90	0,53	0,00	88,93	0,00
5/ 2	2,11	0,47	0,75	88,93	0,00
5/ 3	2,41	0,41	89,31	88,93	0,00
5/ 4	5,46	0,18	89,31	97,72	0,00
5/ 5	6,05	0,17	89,40	97,72	0,00
5/ 6	6,93	0,14	97,79	97,72	0,00
5/ 7	8,09	0,12	97,79	99,24	0,00
5/ 8	8,93	0,11	97,81	99,24	0,00
5/ 9	10,26	0,10	99,24	99,24	0,00
5/ 10	72,24	0,01	99,24	99,24	86,80

Tableau IX.1 : Résultat période donné par logiciel.

Selon l'article 4.2.4.4 du RPA 99V2003, la valeur de T calculée à partir du logiciel Robot ne doit pas dépasser celle estimée à partir des formules empiriques appropriée de plus de 30%.

La période estimée : $T = C_t \times h_n^{3/4} = 0,05 \times 10,08^{3/4} = 0,282 \text{ s}$

La période calculée par Robot : $T = 0,53 \text{ s}$

$$\frac{0,53}{0,282} = 1,88 > 1,3$$

$T_{log} = 0,53 \times 0,3 = 0,159 < 0,28 \text{ s}$ Condition vérifiée

IX.6.2 La participation massique :

La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 6^{ème} mode pour le sens longitudinal et du 4^{ème} mode pour le sens transversal.

IX.6.3 Vérification L'effort tranchant à La base : (Article 4.3.6)

D'après l'article 4.3.6 du RPA 99 V2003 « 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 pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique approprié » .

Soit à vérifier :

$$V_t \geq 80\%V$$

Poids totale de la structure :

$W_t = 1110\ 915,31 \text{ daN}$

$W_t = 11\ 109,1531 \text{ KN}$

Cas/Etage	Nom	Masse [kg]
13/ 1	Etage 1	336719,96
13/ 2	Etage 2	337191,47
13/ 3	Etage 3	437003,88

Tableau IX.2 : Poids de la structure.

La force sismique V_t : C'est l'effort tranchant sous E.

Cas/Etage	G (x,y,z) [m]	FX [daN]
12/ 1	23,60 6,17 3,22	162548,09
12/ 2	23,60 6,17 6,61	139608,06
12/ 3	23,60 6,00 10,0	94141,96

Tableau IX.3: Effort tranchant direction X-X

Cas/Etage	G (x,y,z) [m]	FY [daN]
13/ 1	23,60 6,17 3,22	82023,80
13/ 2	23,60 6,17 6,61	69875,46
13/ 3	23,60 6,00 10,0	47071,23

Tableau IX.4: Effort tranchant direction Y-Y

$$V_t(x) = 1625,4809 \text{ kN}$$

$$V_t(y) = 8202,2380 \text{ kN}$$

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

	Sense transversal	Sense longitudinal
A	0,15	0,15
D	2,7	2,7
Q	1,15	1,25
R	4	3
W (kN)	11 109,1531	11 109,1531
V (kN)	$V_T = 1293,52$	$V_L = 1874,66$

$$V_T(x) = 1625,4809 \text{ kN} > 0,8 V_x = 1499,73 \text{ kN} \text{OK}$$

$$V_T(y) = 8202,2380 \text{ kN} > 0,8 V_y = 1034,81 \text{ kN} \text{OK}$$

IX.6.4 Vérification des déplacements :

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

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

δ_{ek} : Déplacement du aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

R : Coefficient de comportement $R=3$.

Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égale à : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Les déplacements relatif latéraux d'un étage par rapport à l'étage qui lui est inférieur doivent satisfaire à (article 5.10 RPA99/V2003), c'est-à-dire que ces derniers ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage. Ces déplacements sont limités à la valeur H étage/100.

Condition à vérifier : $\Delta_k < 1\%$ hauteur d'étage

Les résultats donnés par ROBOT :

Cas/Etage	UX [cm]	UY [cm]	dr UX [cm]	dr UY [cm]
12/ 1	1,1	0,3	1,1	0,3
12/ 2	2,5	0,7	1,4	0,4
12/ 3	3,6	1,0	1,2	0,3

Tableau IX.5: Vérification des déplacements selon la direction (X-X)

Cas/Etage	UX [cm]	UY [cm]	dr UX [cm]	dr UY [cm]
13/ 1	0,2	1,8	0,2	1,8
13/ 2	0,4	4,1	0,3	2,3
13/ 3	0,6	5,7	0,2	1,6

Tableau IX.6: Vérification des déplacements selon la direction (Y-Y)

UX, UY : Le déplacement complet de l'étage.

drUX , drUY : Le déplacement inter étage.

ETAGE	Δ_{kx} (cm)	Δ_{ky} (cm)
RDC	1	1,8
Etage 1	1,4	2,3
Etage 2	1,2	1,6

1% Hauteur RDC = 3,28 cm

1% Hauteur d'étage courant = 3,40 cm

$\Delta_k < 1\%$ hauteur d'étage **Condition vérifiée**

IX.7 Conclusion : Nous constatons que les déplacements inter étage ne dépassent pas le déplacement admissible, donc la condition de l'article 5.10 du RPA est vérifiée.



CHAPITRE X

Vérification de l'ossature

Chapitre X : Vérification de l'ossature.

X.1- Introduction :

Afin de garantir le degré de sécurité souhaité de notre structure nous allons procéder dans ce chapitre à la vérification des éléments les plus sollicités (poteaux, poutres et contreventements). Les structures métalliques sont pour la plupart constituées d'éléments fléchis, comprimés ou simultanément comprimés et fléchis.

Le calcul d'une structure exige que, pour toutes les combinaisons d'actions possibles, définies réglementairement, la stabilité statique soit assurée, Il s'agit donc, afin de garantir le degré de sécurité souhaité ou souhaitable, de vérifier que les contraintes et les déformations restent en-deça des limites admissibles.

Deux cas de figures se présentent :

- Le cas des petites déformations :

On admet que les sollicitations ne varient pas sous l'effet des déformations, ce qui conduit simplement à vérifier que les contraintes restent inférieures à la contrainte de ruine.

- Le cas des grandes déformations :

Dans ce cas les déformations modifient considérablement les sollicitations et affectent les zones comprimées des pièces, qui peuvent présenter 2 types de comportement, dénommés phénomènes d'instabilité, qui sont :

➤ **Le flambement :**

Lors d'un chargement en compression simple d'une barre élancée, initialement rectiligne, en position verticale et bi articulée aux extrémités, soumise à un effort N que l'on augmente progressivement, on observe que quand N atteint une certaine valeur, la barre se dérobe latéralement, et apparaît alors une grande déformation, cette déformation a les traits caractéristiques de toutes les instabilités de forme, dans le cas des barres comprimées, cette instabilité prend le nom de flambement.

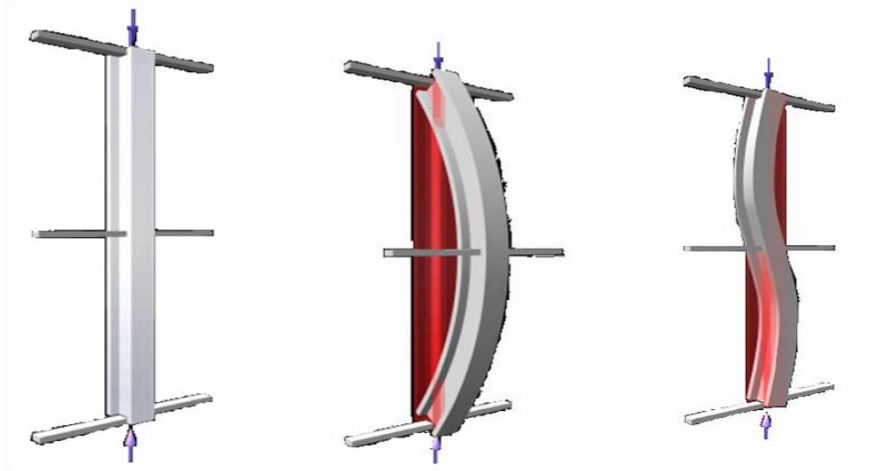


Figure X.1 : Phénomène du flambement

➤ **Le déversement :**

Ce phénomène d'instabilité élastique se produit, d'une façon générale, lorsqu'une poutre fléchie présente une faible inertie transversale et à la torsion. La partie supérieure de la poutre, comprimée, flambe latéralement et il existe une valeur critique du moment de flexion (selon le plan le plus grande raideur) comme il existe un effort normal critique provoquant le flambement pour une barre comprimée, pour lequel la poutre fléchit dans le plan de sa plus faible raideur et entre en torsion.

X.2. Vérification des éléments structuraux :

La vérification des éléments structuraux est faite à l'aide des combinaisons de la force sismique, et des charges verticales, sous les combinaisons les plus défavorables tirés du logiciel Robot Structural Analyse 2021.

X.3- Combinaisons de calcul :

Les éléments structuraux doivent être dimensionnés pour des combinaisons de charges sur la base des règlements EUROCODE 3.

Les combinaisons d'action :

- ELU: $1,35G + 1,5Q$
- ELS: $G + Q$
- Sismique $G + Q \pm 1,2Ex$

- Sismique $G + Q \pm 1,2E_y$
- Sismique $0,8G \pm E_x$
- Sismique $0,8G \pm E_y$

X.4- Les efforts :

Résultats obtenus pour les poteaux :

- Le poteau le plus sollicité sous l'effort normal est le poteau **N° 13** ($L=3,28$ m) sous la combinaison « $G+Q+1,2E_y$ » avec les efforts internes suivants :

$$N_{\max} = 66972,24 \text{ daN}$$

$$M_{\text{correspondant}} = 1586,67 \text{ daN.m}$$

$$V_{\text{correspondant}} = 1154 \text{ daN}$$

- Le poteau le plus sollicité sous le moment fléchissant (M_y) est le poteau **N° 86** ($L=3,40$ m) sous la combinaison « $G+Q+1,2E_y$ » avec les efforts internes suivants :

$$M_{\max} = 6513,80 \text{ daN.m}$$

$$N_{\text{corr}} = 22341,13 \text{ daN}$$

$$V_{\text{correspondant}} = 3783 \text{ daN}$$

Résultats obtenus pour les poutres principales:

- La poutre la plus sollicité sous l'effort normal est la poutre **N° 279** (IPE300 ; $L= 5,1$ m) sous la combinaison « $G+Q+1,2E_y$ » avec les efforts internes suivants :

$$N_{\max} = 0,21 \text{ daN}$$

$$M_{\text{corr}} = 7532,71 \text{ daN.m}$$

$$V_{\text{correspondant}} = 8332,89 \text{ daN}$$

- La poutre la plus sollicité sous le moment fléchissant est la poutre **N° 217** (IPE300 ; $L= 5,1$ m) sous la combinaison « $G+Q+1,2E_y$ » avec les efforts internes suivants :

$$M_{\max} = 8509,63 \text{ daN.m}$$

$$N_{\text{corr}} = 0,05 \text{ daN (Négligeable)}$$

$$V_{\text{correspondant}} = 7610,14 \text{ daN}$$

- Charge permanente :



Figure X-2 : Les charges permanentes.

Charge d'exploitation :

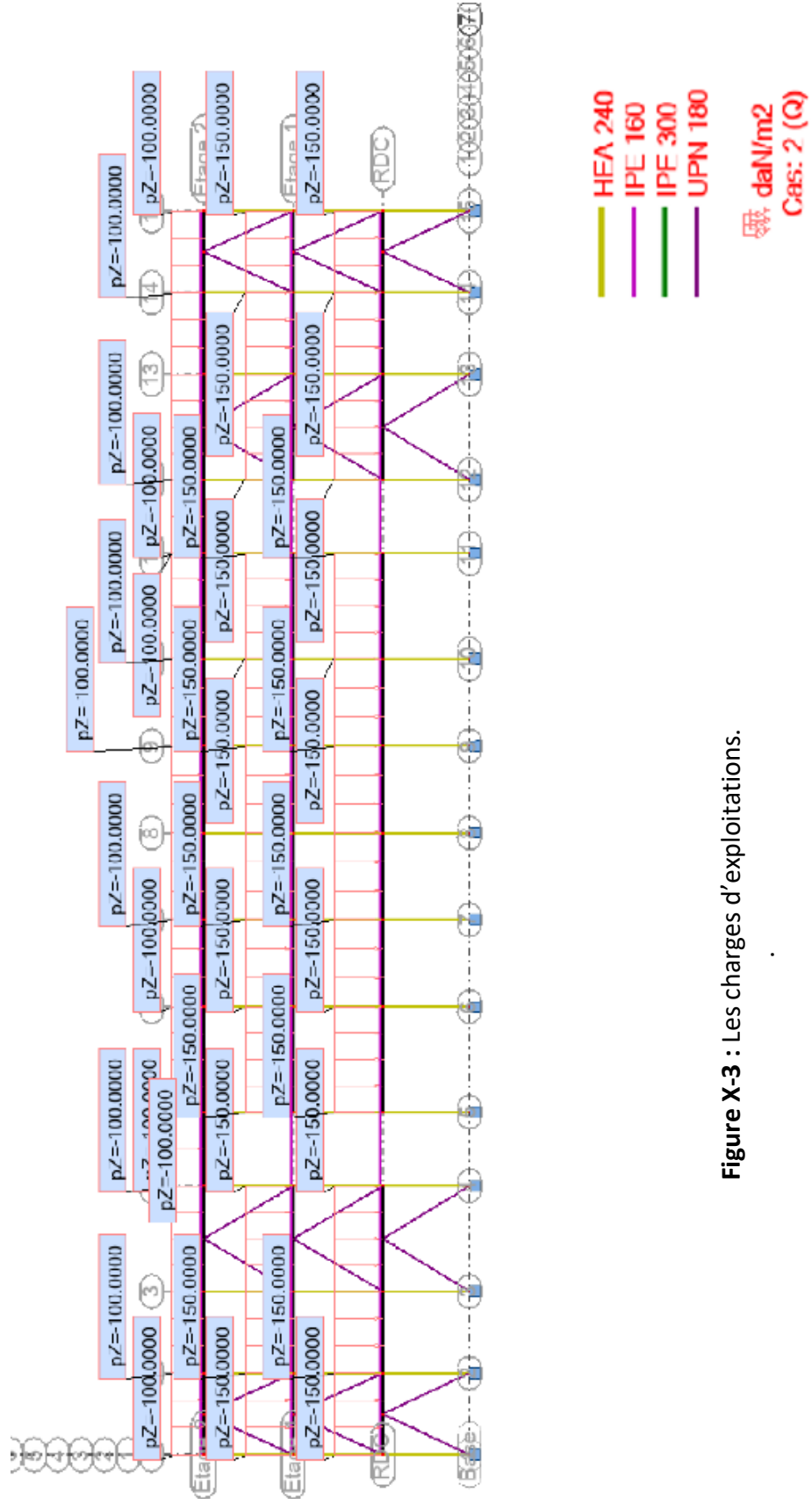


Figure X-3 : Les charges d'exploitations.

- Charge de la neige :

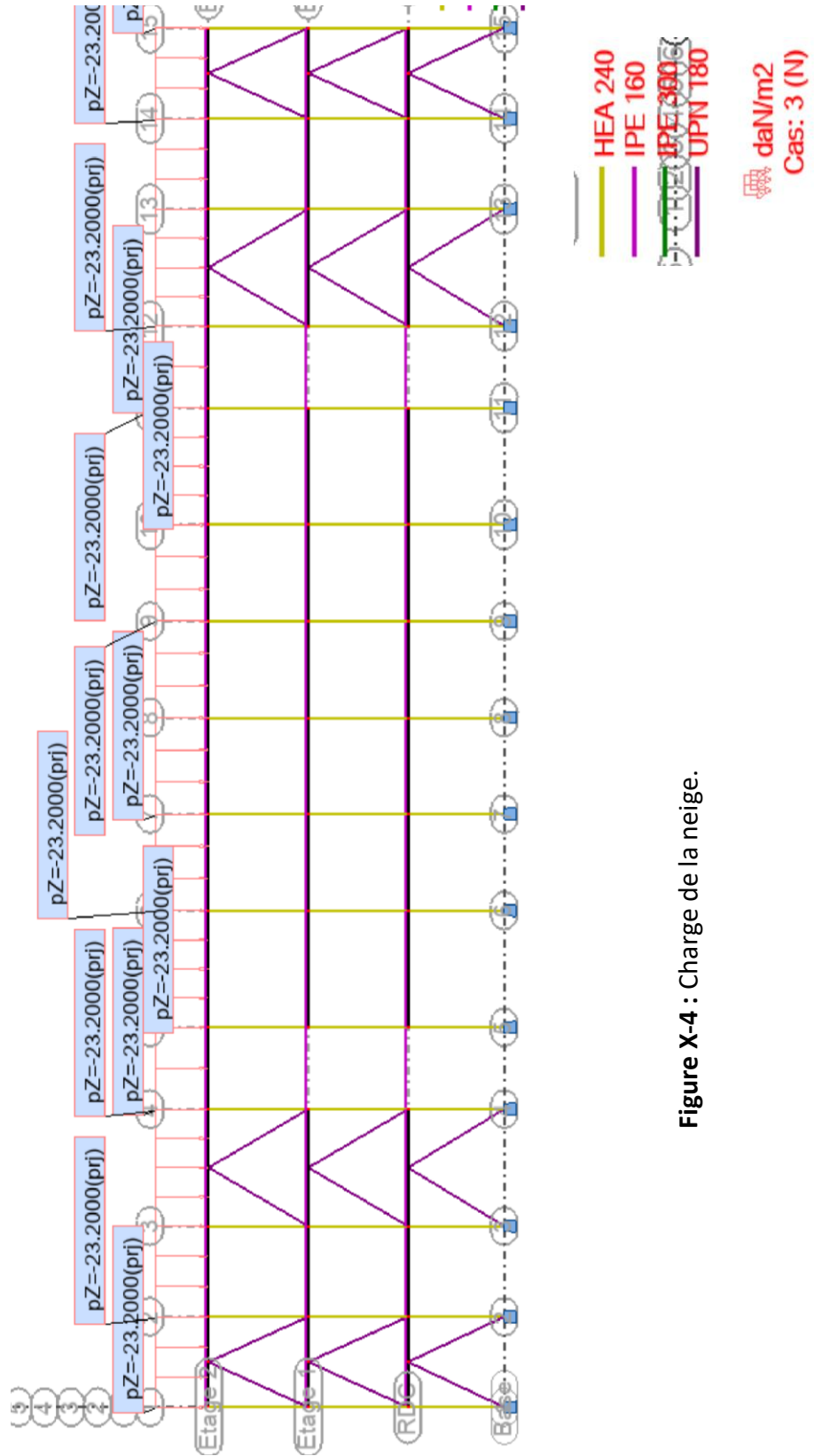


Figure X-4 : Charge de la neige.

- Diagramme des efforts normaux :

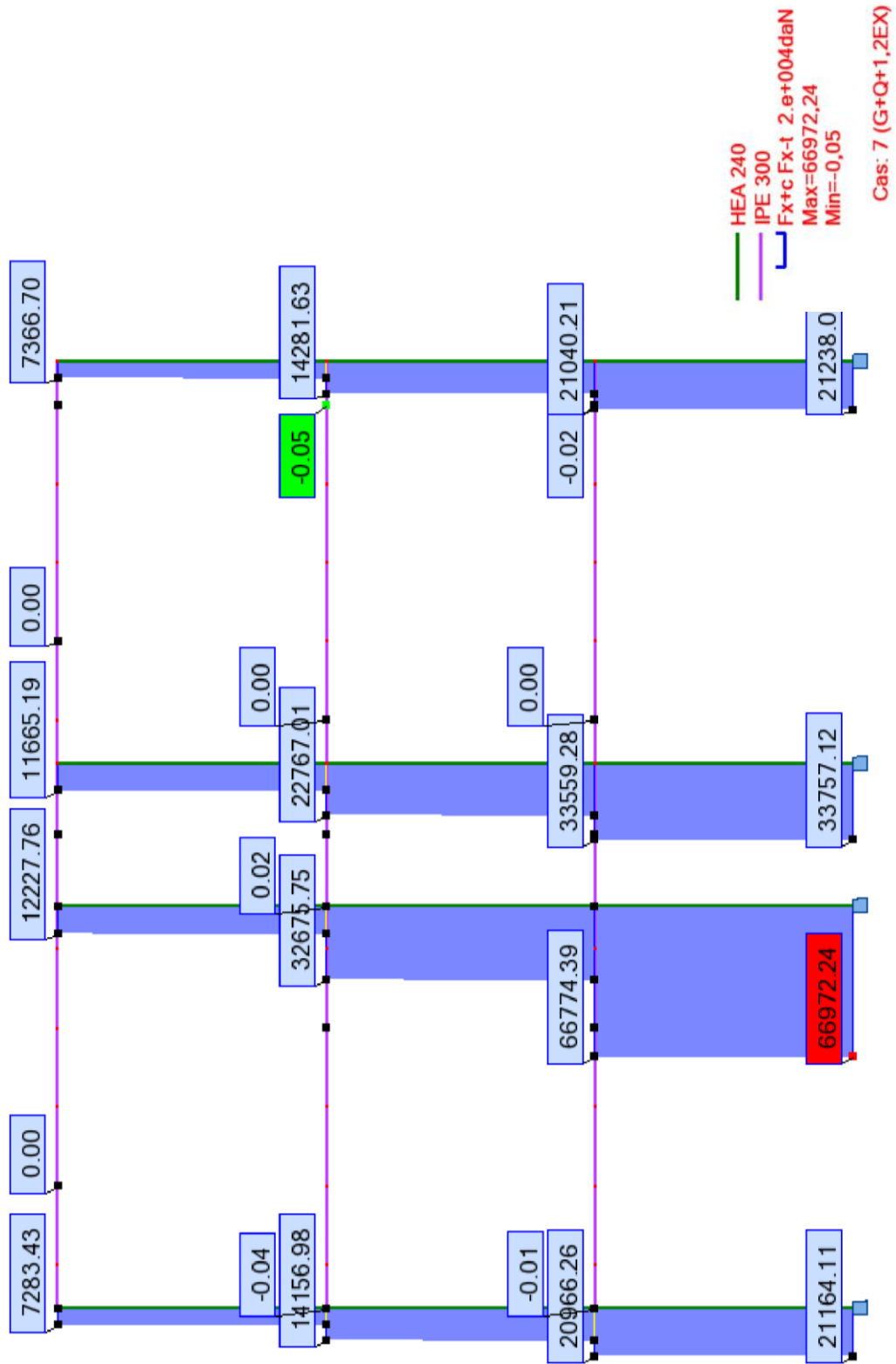


Figure X-5 : Diagramme des efforts normaux.

Diagramme des moments :

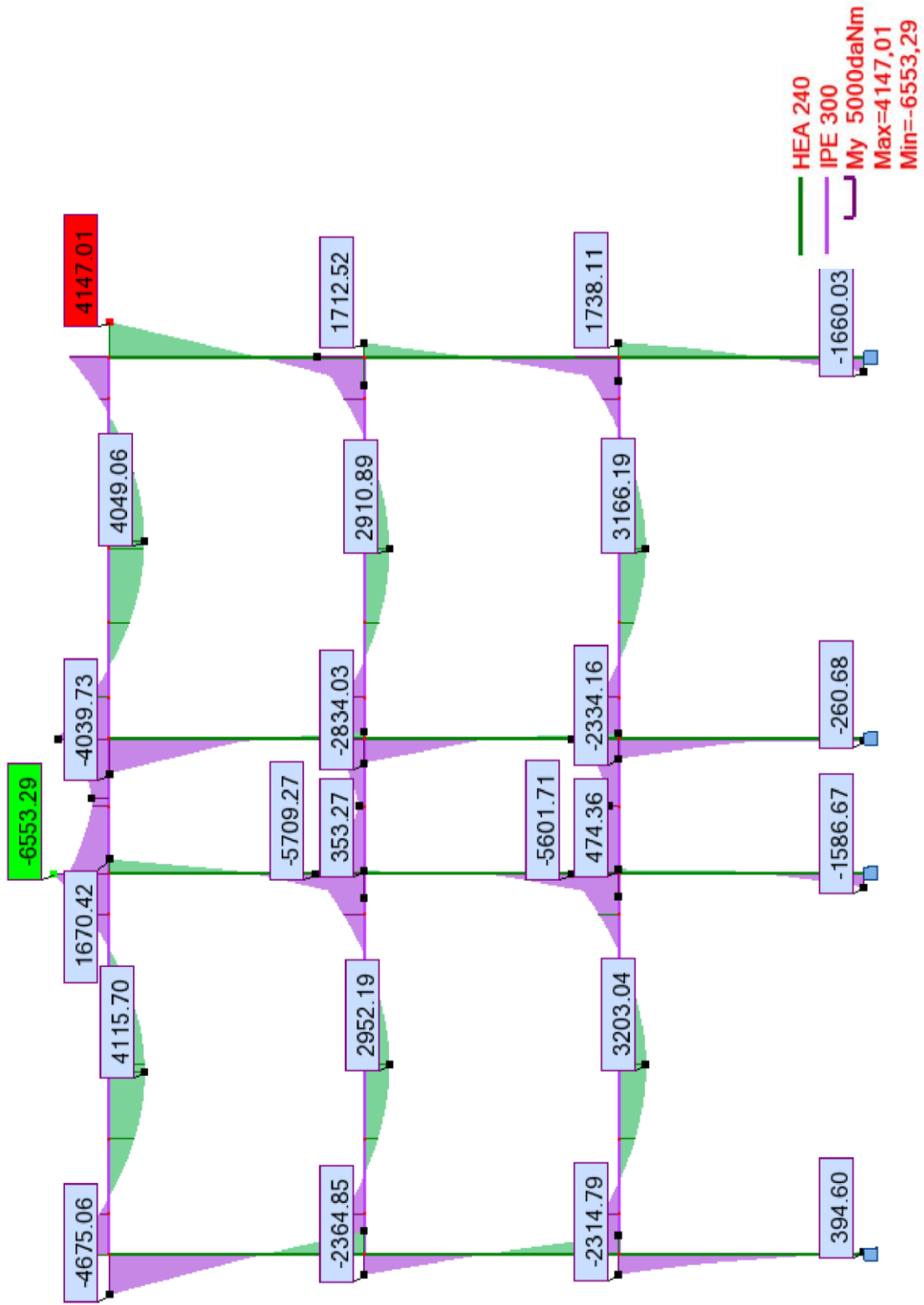


Figure X-6 : Diagramme des moments.

Cas: 7 (G+Q+1,2EX)

Diagramme des efforts tranchants :

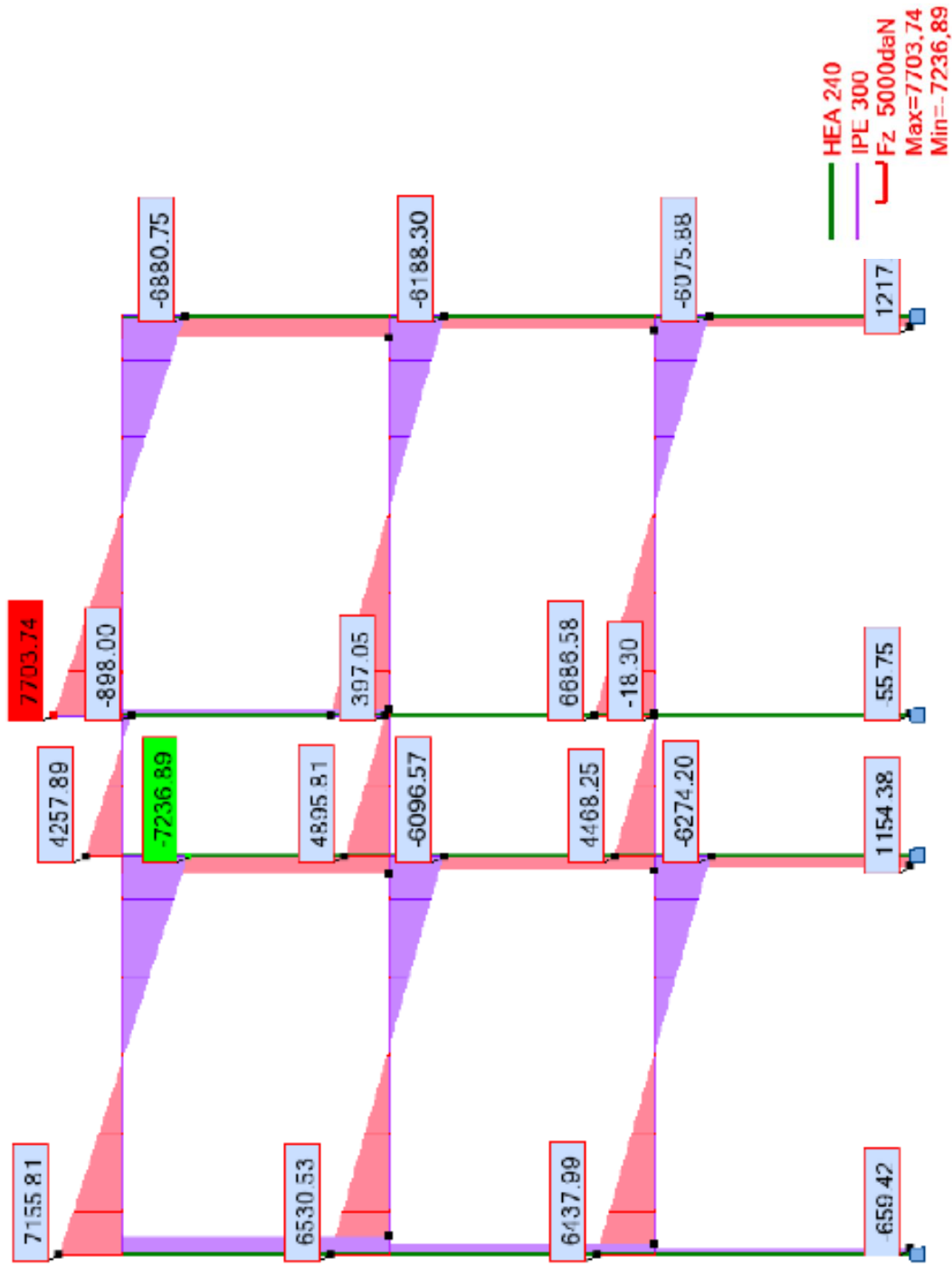


Figure IX-7 : Diagramme des efforts tranchants.

Cas: 7 (G+Q+1,2EX)

X.5- Vérification des poteaux :

Les poteaux sont des éléments qui travaillent principalement à la compression et à la flexion. (Flexion composée). Comme les moments sont faibles devant l'effort normal on procède à la vérification de la résistance au flambement.

Dans notre cas il s'agit d'une structure poteau-poutre, les combinaisons de parasismique correspondante sont « **G+Q±1,2E** » ET « **0,8G±E** »

➤ **Logiciel Robot Structural Analysis nous donne les résultats suivants :**

	FX [daN]	FZ [daN]	MY [daNm]
MAX	66972,24	3783,40	6172,81
Barre	13	86	135
Noeud	27	26	650
Cas	7 (C) (CQC)	8 (C) (CQC)	5 (C)
Mode			
MIN	2,26	-3048,03	-6513,80
Barre	127	153	86
Noeud	323	320	26
Cas	14	5 (C)	8 (C) (CQC)
Mode	CQC		

Tableau X-1 : Résultat des efforts des barres les plus sollicitées.

Il s'agit de vérifier le poteau le plus sollicité sous les combinaisons les plus défavorables.

X.5.1- Caractéristiques du poteau le plus sollicité vis-à-vis de l'effort :

Le poteau le plus sollicité sous l'effort normal est le poteau **N° 13** sous la combinaison « **G+Q+1,2Ey** » avec les efforts internes suivants :

Combinaison	F(x)= N_{sd} (daN)	M(y)= M_{sd} (daN.m)	F(z) = V_{sd} (daN)
G+Q+1,2Ey	66972,24	1586,67	1154

Tableau X.2 : Caractéristiques du poteau le plus sollicité vis-à-vis de l'effort normal.

1- Vérification à la résistance :

a) Vérification à l'effort tranchant : $V_{sd} < V_{pl,rd}$

$$V_{ysd} = 1154,38 \text{ daN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{Mo}} = \frac{25,18 \times 2350}{\sqrt{3} \times 1,1} = 31057,7 \text{ daN}$$

$$A_{vz} (\text{L'HEA240}) = 25,18 \times 10^2 \text{ mm}^2 (\text{tab de profilés})$$

$$V_{ysd} = 1154,38 \text{ daN} < 0,5 V_{pl,rd} = 15528,82 \text{ daN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

b) Condition de résistance : $M_{sd} \leq M_{pl,rd}$

$$M_{ysd} = 1586,67 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{f_y \times W_{pl,y}}{\gamma_{Mo}} = \frac{23,5 \times 744,6}{1,1} = 15907,36 \text{ daN.m}$$

$$W_{pl,y} (\text{L'HEA240}) = 744,6 \times 10^3 \text{ mm}^3 (\text{tab de profilés})$$

$$M_{sd} = 1586,67 \text{ daN.m} < M_{pl,rd} = 15907,36 \text{ daN.m} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

c) Vérification de l'effort normal : $N_{sdmax} < N_{pl,rd}$

$$N_{sd} = 66972,24 \text{ daN}$$

$$N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{Mo}} = \frac{76,8 \times 2350}{1,1} = 164072,72 \text{ daN}$$

$$A (\text{L'HEA240}) = 76,8 \times 10^2 \text{ mm}^2 (\text{tab de profilés})$$

$$N_{sdmax} = 66972,24 \text{ daN} < N_{pl,rd} = 164072,72 \text{ daN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

d) Vérification à la flexion composée :

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

$$\left(\frac{66972,24}{164072,72}\right)^2 + \frac{1586,67}{15907,36} < 1$$

0,16 + 0,099 = 0,25 < 1 **Condition vérifiée.**

Donc le poteau N°16 est vérifié vis-à-vis de la résistance.

2- Vérification du poteau aux phénomènes d'instabilité :

a) Vérification au flambement :

Calcul de la longueur de flambement :

$L_f = l_0 = 3,28 \text{ m}$

Détermination de l'élançement réduit:

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{328}{10,05} = 32,63$$

$$\lambda_k = 93,9 \times \sqrt{\frac{235}{235}} = 93,9$$

$$\lambda = \frac{32,63}{93,9} \times \sqrt{1} = 0,34 > 0,2$$

Donc il y'a risque de flambement.

Le choix de la courbe de flambement :

$h/b = 230 / 240 = 0,958 < 1,2$ (1)

$t_f = 12\text{mm} < 100\text{mm}$ (2)

A partir de (1) et (2)

- Courbe de flambement b pour l'axe y-y. Ce qui nous donne : 1,0000
- Courbe de flambement c pour l'axe z-z. Ce qui nous donne : 0,9593

$\chi_{min} = 0,9593$

β_A : Coefficient qui tient compte de la classe de la section HEA240 et de la classe 1.

Donc : $\beta_A = 1$

$$N_{b,rd} = 0,9593 \times 1 \frac{7,68 \times 235}{1,1} = 1573,9496 \text{ KN}$$

$N_{sd} = 66972,24 \text{ daN} < N_{b,rd} = 157394,96 \text{ daN}$ **condition vérifiée.**

b) Vérification au déversement :

$$\frac{N_{sd}}{X_z \times N_{pl}} + \frac{K_{LT} \times M_{ysd}}{X_{LT} \times M_{ply}} + \frac{K_z \times M_{zsd}}{M_{plz}} \leq 1 \text{5.5.4.2 (eurocode3)}$$

Calcul du moment critique élastique de déversement :

Pour une poutre à section transversale constante et doublement symétrique, le moment critique élastique de déversement est donné par la formule suivante :

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 \times E \times I_z}{K^2 \times L^2} \left[\sqrt{\frac{K^2}{K_w^2} \left(\frac{I_w}{I_z} \right) + \frac{(KL)^2 \times G \times I_t}{\pi^2 \times E \times I_z}} + (C_2 \times Z_g)^2 - C_2 \times Z_g \right] \text{ ...eurocode3 F.1.3.1}$$

Avec :

K : Facteur de longueur de flambement, **K = 0,7** (poteau est encasté d'une extrémité et simplement appuyé de l'autre).

K_w: Coefficient de gauchissement est pris généralement égal à **1** pour assurer l'encastrement vis-à-vis de gauchissement.

Z_g : L'éloignement de point d'application de la charge par rapport au centre de gravité (la poutre chargée sur la semelle supérieure).

C₁; C₂ et C₃ : Facteurs dépendent des conditions de charges et d'encastrement donnés dans le **tableau F-1-1 du l'Eurocode 3.**

Pour notre cas on a $\psi = 0,69$:

$$\begin{cases} C_1 = 1,141 \\ C_2 = 0 \\ C_3 = 0,998 \end{cases}$$

Pour une section transversale constante et doublement symétrique ($C_2 = 0$)

La valeur de module de rigidité : $G = E / 2 (1 + \nu)$

E: Module de young ; E = 210 KN/mm².

v : Coefficient de poisson v=0,30

Le module de rigidité de l'acier (G) vaut environ 81000N/mm²

I_t : Moment d'inertie de torsion : I_t =41,55×10⁴ mm⁴

I_z: Moment d'inertie de flexion suivant l'axe de faible inertie : I_z = 2769×10⁴ mm⁴

I_w: Facteur de gauchissement : I_w = 328,5×10⁹ mm⁹

L: Longueur de la poutre entre appuis.

$$M_{cr} = 1,141 \times \frac{3,14^2(2,1 \times 10^5)(2769 \times 10^4)}{(0,7 \times 3280)^2} \times \sqrt{\left(\frac{0,7^2}{1^2} \times \frac{328,5 \times 10^9}{2769 \times 10^4}\right) + \frac{(0,7 \times 3280)^2(41,55 \times 10^4) 81000}{3,14^2(2,1 \times 10^5)(2769 \times 10^4)}}$$

$$M_{cr} = 1,2409 \times 10^7 \times \sqrt{5813,1 + 3094,5} = 1,17 \times 10^9 \text{ N. mm}$$

Calcul de λ_{LT} :

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_w \times W_{ply} \times f_y}{M_{cr}}} = \frac{1 \times 744,6 \times 10^3 \times 235}{1,17 \times 10^9} = 0,386 < 0,40$$

Il n'y a pas risque au déversement.

Le Poteau N°13 est Vérifié au déversement.

X.5.2- Caractéristiques du poteau le plus sollicité vis-à-vis du Moment :

Le poteau le plus sollicité sous le moment fléchissant (M_y) est le poteau **N° 86** sous la combinaison « **G+Q+1,2EY** » avec les efforts internes suivants :

Combinaison	F(x)= N _{sd} (daN)	M(y)= M _{sd} (daN.m)	F(z) = V _{sd} (daN)
G+Q+1,2Ey	22341,13	6513,80	3783

Tableau X.3 : Caractéristiques du poteau le plus sollicité vis-à-vis du moment.

1- Vérification à la résistance :

a) Vérification à l'effort tranchant : $V_{sd} < V_{pl,rd}$

$$V_{y,sd} = 3783 \text{ daN}$$

$$V_{pl,rd} = 31057,7 \text{ daN}$$

$V_{sd} = 3783 \text{ daN} \cdot m < 0,5 V_{pl,rd} = 15528,85 \text{ daN} \cdot m$Condition vérifiée

b) Condition de résistance : $M_{sd} \leq M_{pl,rd}$

$$M_{y,sd} = 6513,80 \text{ daN} \cdot m$$

$$M_{pl,rd} = 15907,36 \text{ daN} \cdot m$$

$M_{sd} = 6513,80 \text{ daN} \cdot m < M_{pl,rd} = 15907,36 \text{ daN} \cdot m$Condition vérifiée.

b) Vérification de l'effort normal : $N_{sdmax} < N_{pl,rd}$

$$N_{sd} = 22341,13 \text{ daN}$$

$$N_{pl,rd} = 164072,72 \text{ daN}$$

$N_{sd} = 22341,13 \text{ daN} < N_{pl,rd} = 164072,72 \text{ daN}$ Condition vérifiée.

c) Vérification à la flexion composée :

$$\left(\frac{N_{sd}}{N_{pl,rd}} \right)^2 + \frac{M_{y,sd}}{M_{pl,rd}} \leq 1 \text{.....5.4.8.1 (Eurocode3)}$$

$$\left(\frac{22341,13}{164072,72} \right)^2 + \frac{6513,80}{15907,36} < 1$$

$$0,018 + 0,445 = 0,42 < 1 \text{Condition vérifiée.}$$

Donc le poteau N°86 est vérifié vis-à-vis de la résistance.

2- Vérification du poteau aux phénomènes d'instabilité :

a) Vérification au flambement :

Calcul de la longueur de flambement :

$$L_f = l_0 = 3,40 \text{ m}$$

Détermination de l'élançement réduit:

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{340}{10,05} = 33,83$$

$$\lambda_k = 93,9 \times \sqrt{\frac{235}{235}} = 93,9$$

$$\lambda = \frac{33,83}{93,9} \times \sqrt{1} = 0,36 > 0,2$$

Donc il y'a risque de flambement.

Le choix de la courbe de flambement :

$$h/b = 230 / 240 = 0,958 < 1,2 \dots\dots\dots(1)$$

$$t_f = 12\text{mm} < 100\text{mm} \dots\dots\dots(2)$$

A partir de (1) et (2)

- Courbe de flambement b pour l'axe y-y. Ce qui nous donne : 1,0000
- Courbe de flambement c pour l'axe z-z. Ce qui nous donne : 0,9593

$$\chi_{min} = 0,9593$$

β_A : Coefficient qui tient compte de la classe de la section HEA240 est de la classe 1.

$$\text{Donc : } \beta_A = 1$$

$$N_{b,rd} = 0,9593 \times 1 \frac{7,68 \times 235}{1,1} = 1573,9496 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 22341,13 \text{ daN} < N_{b,rd} = 157394,96 \text{ daN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

b) Vérification au déversement :

$$\frac{N_{sd}}{X_z \times N_{pl}} + \frac{K_{LT} \times M_{ysd}}{X_{LT} \times M_{ply}} + \frac{K_z \times M_{zsd}}{M_{plz}} \leq 1 \dots\dots\dots 5.5.4.2 \text{ (eurocode3)}$$

Moment critique élastique de déversement :

$$M_{cr} = 1,141 \times \frac{3,14^2 (2,1 \times 10^5) (2769 \times 10^4)}{(0,7 \times 3400)^2} \times \sqrt{\left(\frac{0,7^2}{1^2} \times \frac{328,5 \times 10^9}{2769 \times 10^4} \right) + \frac{(0,7 \times 3400)^2 (41,55 \times 10^4) 81000}{3,14^2 (2,1 \times 10^5) (2769 \times 10^4)}}$$

$$M_{cr} = 1,1548 \times 10^7 \times \sqrt{5813,1 + 3325,12} = 1,103 \times 10^9 \text{ N.mm}$$

Calcul de λ_{LT} :

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_w \times W_{ply} \times f_y}{M_{cr}}} = \frac{1 \times 744,6 \times 10^3 \times 235}{1,103 \times 10^9} = 0,158 < 0,40$$

Le Poteau N°86 est Vérifié au déversement.

X.6- Vérifications des poutres :

Les poutres principales à chaque étage du bâtiment sont bi-encastées aux poteaux et ils sont soumis à une flexion simple accompagnée d'un effort tranchant, il s'agit alors de vérifier leur résistance en section et en stabilité sous la combinaison la plus défavorable.

X.6.1- Caractéristiques de la poutre la plus sollicitée vis-à-vis de l'effort :

La poutre la plus sollicitée sous l'effort normal est la poutre **N° 279 (IPE300 ; L= 5,1m)** sous la combinaison « **G+Q+1,2Ey** » avec les efforts internes suivants :

Combinaison	F(x)= N_{sd} (daN)	M(y)= M_{sd} (daN.m)	F(z) = V_{sd} (daN)
G+Q+1,2Ey	0,21	7532,71	8332,89

Tableau X.4 : sollicitation dans la poutre N°279

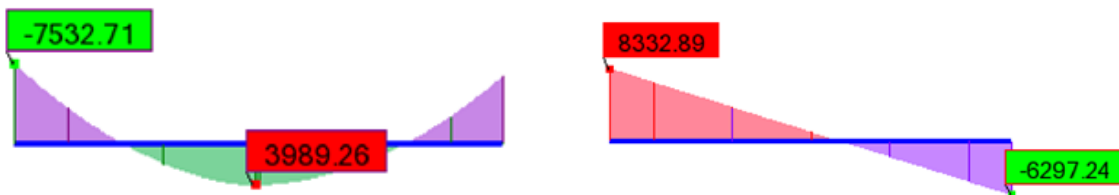


Figure X.8 : Diagramme de M_{sd} et V_{sd} la poutre N°279.

1- Vérification à la résistance :

A- Vérification de l'effort tranchant : $V_{sd} < V_{pl,rd}$

$$V_{sd} = 8332,89 \text{ daN}$$

$$V_{pl,rd} = 31699,15 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 8332,89 \text{ daN} < 0,5 V_{pl,rd} = 15849,575 \text{ daN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

B- Vérification du Moment : $M_{sd} \leq M_{pl,rd}$

$$M_{sd} = 7532,71 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl,rd} = 13416,36 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 7532,71 \text{ daN.m} < M_{pl,rd} = 13416,36 \text{ daN.m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

2) Vérification aux phénomènes d'instabilité :

A la **phase de construction** le déversement est vérifié sous le béton et les charges permanentes sans finition ; béton et poids propre des éléments (tôle, poutre) et les charges d'exploitation 1kN.

A la **phase finale**, le déversement en travée n'est pas à vérifier ; car une fois le béton durci, sous les charges verticales la poutre est empêchée de déverser ou de flamber.

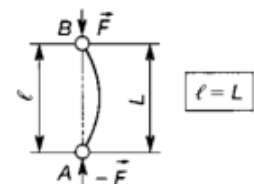
La semelle supérieure sera retenue par les solives transversales qui se trouvent sur le côté supérieur de la membrure supérieure, ce qui réduit le risque de flambement,

La semelle inférieure de même si elle tend à flamber, y'aura un certain degré retenu par les solives. Dans ce cas la longueur de flambement sera égale à l'espacement entre les solives ($l_z = 1\text{m}$).

A- phase de construction :

Par mesure sécuritaire; on considère la poutre simplement appuyée à ces deux extrémités au stade de construction :

- 1- $L_z = l_0$ si : on considère la non existence des solives.
- 2- $L_z = e$ si : la tôle est soudée sur les poutres (poutre-solive).



Généralement la tôle est soudée juste après la pause des poutres. Donc la vérification au déversement à cette phase se fait avec une longueur de flambement qui sera égale à l'espacement entre les solives : $L_z = e = 1\text{m}$

$$M_{cr} = 1,285 \times \frac{3,14^2(2,1 \times 10^5)(604 \times 10^4)}{1000^2} \times \sqrt{\left(\frac{126 \times 10^6}{604 \times 10^4}\right)^2 + \frac{(1000)^2(20,1 \times 10^4) 81000}{3,14^2(2,1 \times 10^5)(604 \times 10^4)}}$$

$$M_{cr} = 5,84 \times 10^8 \text{ N.mm}$$

L'élanement réduit du déversement $\bar{\lambda}_{LT}$:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_w \times W_{ply} \times f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{1 \times 744,6 \times 10^3 \times 235}{5,84 \times 10^8}} = 0,29$$

$\bar{\lambda}_{LT} = 0,29 < 0,4$ Donc il n'y a pas risque au déversement.

Facteur d'imperfection pour le déversement :

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

$$\Phi_{LT} = 0,5 (1 + 0,21 (0,29 - 0,2) + 0,29^2) = 0,55$$

Le coefficient de réduction χ_{LT} :

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

$$\chi_{LT} = \frac{1}{(0,55 + \sqrt{0,55^2 - 0,29^2})} = 0,99$$

$$\chi_{LT} = 0,99 < 1$$

$$M_{b,rd} = \frac{0,99 \times 1 \times (744,6 \times 10^3) \times (235 \times 10^{-6})}{1,1} = 157,48 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 7532,71 \text{ daN.m} < M_{b,rd} = 15748 \text{ daN.m} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée}$$

B- Phase finale :

A la phase finale, le déversement en **travée** n'est pas à vérifier; car une fois le béton durci, sous les charges verticales la poutre est empêché de déverser.

En appuis : la longueur de flambement (surestimé) est égale à la longueur séparant le moment à l'appui du moment nul :

Soit : $l_z = l/4$

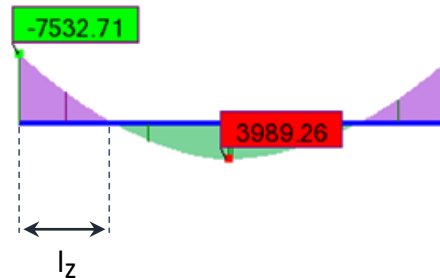
Donc : $l_z = 5,1/4 = 1,27 \text{ m}$

Calcul de la stabilité de l'élément :

$$M_{b,rd} = \chi_{LT} \times \beta_w \times W_{pl,y} \times f_y / \gamma_{M0}$$

Calcul du moment critique de déversement :

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



$C_1 = 1.285$ (Tab-F.1.2) Eurocode 03

I_t : Moment d'inertie de torsion : $I_t = 20,1 \times 10^4 \text{ mm}^4$

I_z : Moment d'inertie de flexion suivant l'axe de faible inertie : $I_z = 604 \times 10^4 \text{ mm}^4$

I_w : Facteur de gauchissement : $I_w = 126 \times 10^9 \text{ mm}^6$

L: Longueur de la poutre entre appuis : $L = 5,1 \text{ m}$

La valeur de module de rigidité : $G = E / 2 (1+\nu)$

E: Module de young ; $E = 210 \text{ KN/mm}^2$.

ν : Coefficient de poisson $\nu = 0,30$

Le module de rigidité de l'acier (G) vaut environ 81000 N/mm^2

$$M_{cr} = 1,285 \times \frac{3,14^2 (2,1 \times 10^5) (604 \times 10^4)}{1270^2} \times \sqrt{\left(\frac{126 \times 10^6}{604 \times 10^4}\right) + \frac{(1270^2) (20,1 \times 10^4) 81000}{3,14^2 (2,1 \times 10^5) (604 \times 10^4)}}$$

$$M_{cr} = 4,58 \times 10^8 \text{ N.mm}$$

L'élancement réduit du déversement $\bar{\lambda}_{LT}$:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_w \times W_{ply} \times f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{1 \times 744,6 \times 10^3 \times 235}{4,58 \times 10^8}} = 0,61$$

$\bar{\lambda}_{LT} = 0,61 > 0,4$ Donc il faut vérifier le déversement.

Facteur d'imperfection pour le déversement :

{ Pour les profiles soudée → La courbe « c » ⇒ $\alpha_{LT} = 0,49$
 { Pour les profiles lamines → La courbe « a » ⇒ $\alpha_{LT} = 0,21$.

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

$$\Phi_{LT} = 0,5 (1 + 0,21 (0,61 - 0,2) + 0,61^2) = 0,7291$$

Le coefficient de réduction χ_{LT} :

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

$$\chi_{LT} = \frac{1}{(0,7291 + \sqrt{0,7291^2 - 0,61^2})} = 0,886 < 1$$

$$M_{b,rd} = \frac{0,886 \times 1 \times (628 \times 10^3) \times (235 \times 10^{-6})}{1,1} = 118,86 \text{ kN.m}$$

$M_{sd} = 7532,71 \text{ daN.m} < M_{b,rd} = 11886 \text{ daN.m} \dots\dots\dots$ **Condition Vérifiée**

La poutre N°279 est Vérifiée au déversement.

X.6.2- Caractéristiques de la poutre la plus sollicitée vis-à-vis du moment :

La poutre la plus sollicitée sous ($M_{y,sd}$ max) est la poutre **N° 217** (IPE300 ; L= 5,1m) sous la combinaison « **G+Q+1,2Ey** » avec les efforts internes suivants :

Combinaison	$F(x) = N_{sd}$ (daN)	$M(y) = M_{sd}$ (daN.m)	$F(z) = V_{sd}$ (daN)
G+Q+1,2Ey	0,05	8509,63	7610,14

Tableau X.5 : sollicitation dans la poutre N°217

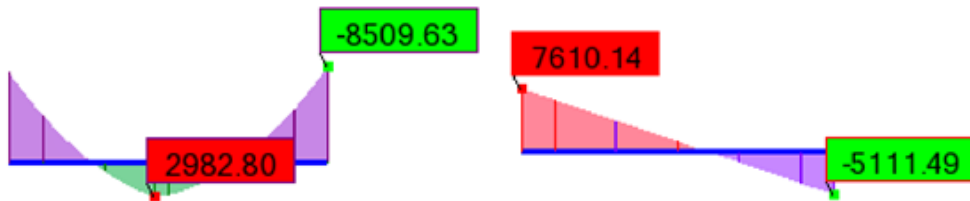


Figure X.9 : Diagramme de M_{sd} et V_{sd} la poutre N°217.

1) Vérification à la résistance :

A- Vérification de l'effort tranchant : $V_{sd} < V_{pl,rd}$

$V_{sd} = 7610,14 \text{ daN}$

$V_{pl,rd} = 31699,15 \text{ daN}$

$V_{sd} = 7610,14 \text{ daN} < 0,5 V_{pl,rd} = 15849,575 \text{ daN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$

B- Condition de résistance : $M_{sd} \leq M_{pl,rd}$

$M_{sd} = 8509,63 \text{ daN.m}$

$M_{pl,rd} = 13416,36 \text{ daN.m}$

$M_{sd} = 8509,63 \text{ daN.m} < M_{pl,rd} = 13416,36 \text{ daN.m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$

2) Vérification aux phénomènes d'instabilité :**- Vérification au déversement :**

Longueur de flambement $L_z = l_0$

Calcul du moment critique de déversement :

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

$C_1 = 1.285$ (Tab-F.1.2) Eurocode 03

E: Module de young ; $E = 210 \text{ KN/mm}^2$.

G : Le module de rigidité de l'acier (G) vaut environ 81000 N/mm^2

$$M_{cr} = 1,285 \times \frac{3,14^2 (2,1 \times 10^5) (604 \times 10^4)}{1270^2} \times \sqrt{\left(\frac{126 \times 10^6}{604 \times 10^4} \right) + \frac{(1270^2) (20,1 \times 10^4) 81000}{3,14^2 (2,1 \times 10^5) (604 \times 10^4)}}$$

$$M_{cr} = 4,58 \times 10^8 \text{ N.mm}$$

L'élancement réduit du déversement $\bar{\lambda}_{LT}$:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_w \times W_{ply} \times f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{1 \times 744,6 \times 10^3 \times 235}{4,58 \times 10^8}} = 0,61$$

$\bar{\lambda}_{LT} = 0,61 > 0,4$ Donc il faut vérifier le déversement.

Facteur d'imperfection pour le déversement :

{ Pour les profiles soudée → La courbe « c » ⇒ $\alpha_{LT} = 0,49$
 { Pour les profiles lamines → La courbe « a » ⇒ $\alpha_{LT} = 0,21$.

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

$$\Phi_{LT} = 0,5 (1 + 0,21 (0,61 - 0,2) + 0,61^2) = 0,7291$$

Le coefficient de réduction χ_{LT} :

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

$$\chi_{LT} = \frac{1}{(0,7291 + \sqrt{0,7291^2 - 0,61^2})} = 0,886$$

$$\chi_{LT} = 0,886 < 1$$

$$M_{b,rd} = \frac{0,886 \times 1 \times (628 \times 10^3) \times (235 \times 10^{-6})}{1,1} = 118,86 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 8509,63 \text{ daN.m} < M_{b,rd} = 11886 \text{ daN.m} \dots\dots\dots \textit{Condition Vérifiée}$$

La poutre N°217 (IPE 300) est Vérifiée au déversement.

X.7- CONCLUSION :

L'étude que nous avons faite nous a permis de déterminer toutes les sollicitations agissantes sur notre structure, dont on a utilisé dans le calcul des éléments porteurs.

Après avoir terminé les vérifications permettant de satisfaire les conditions de résistance et de stabilité, on présente les différents éléments adoptés :

Poteaux : HEA240

Poutres principales : IPE300

Poutres secondaires : IPE160

CHAPITRE XI

Etude de contreventement



Chapitre XI : Etude de contreventement.

XI.1 Introduction :

Les contreventements sont des éléments stabilisateurs principaux d'une structure. Ils sont soumis à des forces situées essentiellement dans leur plan. Les charges et action qui provoquent ces forces sont :

- Le vent agissant sur la façade de la structure.
- Le mouvement horizontal imposé aux fondations de la structure par les séismes.
- L'action horizontale des ponts roulants agissant sur les voies de roulement.

Les contreventements ayant pour rôle de transférer les forces qui les sollicitent jusqu'aux fondations, ils doivent être conçus de manière à fonctionner comme les éléments porteurs stables, reposant des appuis.

Les types des palées triangulées utilisés dans la structure sont les palée en « Y », mais par mesure de sécurité cette étude est mené avec les palée en « V » inversé et qui sont autorisées par le règlement parasismique algérienne RPA99/ 2003 sont :

Les palées en «Y»: dans ce type de palée, il est admis de considérer que seules les barres tendues, pour un sens donne de l'action sismique, intervienne avec efficacité dans la résistance dissipative de l'ossature.

Les palées en «V» inversé : dans ce type de palée, le point d'intersection des diagonales se trouve sur la barre horizontale. La résistance à l'action sismique est fournie par la participation conjointe des barres tendue et des barres comprimée

Le comportement dissipatif global de ce type de palée est moindre efficacité.

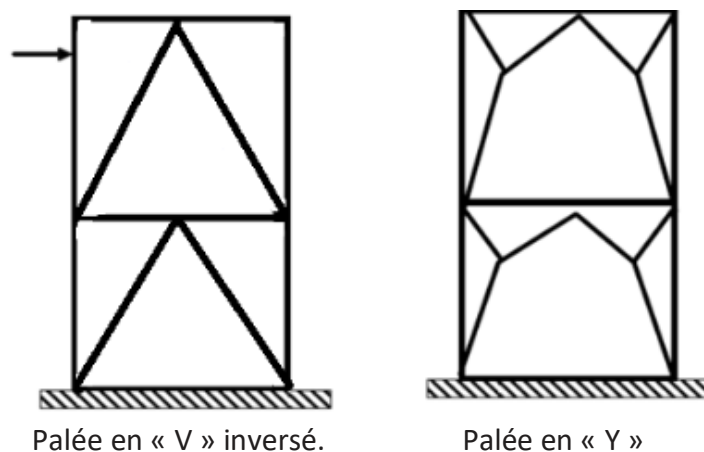


Figure XI.1: Les systèmes de contreventements.

Dans le cadre de cette étude on utilise des sections en UPN180 avec les caractéristique représentées ci-dessous tel que :

UPN	Poids (Kg/m)	Dimensions (mm)					V (m ² /m)	F (cm ²)	I _{x-x} (cm ⁴)	W _{x-x} (cm ³)	i _{x-x} (cm)	I _{y-y} (cm ⁴)	W _{y-y} (cm ³)	i _{y-y} (cm)
		h	b	a	e=r	d								
80	8,9	80	45	6,0	8,0	14,5	0,312	11,0	106	26,5	3,10	19,4	6,36	1,33
100	10,8	100	50	6,0	8,5	15,5	0,372	13,5	206	41,2	3,91	29,3	8,49	1,47
120	13,7	120	55	7,0	9,0	16,0	0,434	17,0	364	60,7	4,62	43,2	11,10	1,59
140	16,4	140	60	7,0	10,0	17,5	0,489	20,4	605	86,4	5,45	62,7	14,80	1,75
160	19,2	160	65	7,5	10,5	18,4	0,546	24,0	925	116,0	6,21	85,3	18,30	1,89
180	22,5	180	70	8,0	11,0	19,2	0,611	28,0	1350	150,0	6,95	114,0	22,40	2,02
200	25,8	200	75	8,5	11,5	20,1	0,661	32,2	1910	191,0	7,70	148,0	27,00	2,14
220	30	220	80	9,0	12,5	21,4	0,718	37,4	2690	245,0	8,48	197,0	33,60	2,30
240	33,9	240	85	9,5	13,0	22,3	0,775	42,3	3600	300,0	9,22	248,0	39,60	2,42
260	38,7	260	90	10,0	14,0	23,6	0,834	48,3	4820	371,0	9,99	317,0	47,70	2,56

Tableau XI.1 : Caractéristiques des profilés UPN.

XI.2 Calcul de la palée de stabilité :

Dans ce sens la stabilité verticale est assurée par des palées de stabilité en « V inversé ».

Les valeurs de l'effort sismique sont données selon la **figure 1**:

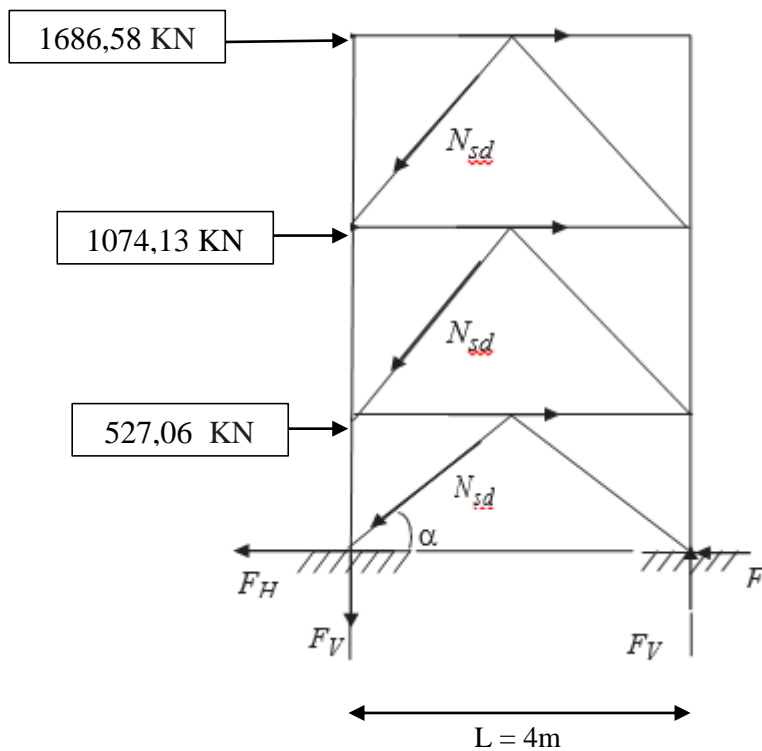


Figure XI.2 : Contreventement en « V inversé ».

XI.2.1 Dimensionnement des diagonales en « V inversé » :**Calcul des angles des diagonales :**

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{3,4}{4} \rightarrow \alpha = 31,78^\circ$$

Longueur des diagonales :

$$D = \sqrt{3,4^2 \times 2^2} = 6,8 \text{ m}$$

$$D = 6,8 \text{ m}$$

XI.2.2 Vérification des palées en « V inversé » UPN 180 :**A- Vérification sous l'effort de traction:**

Ils sont sollicités en traction avec un effort $N_{tsd} = 221,49 \text{ KN}$ obtenue sous la combinaison « **G+Q+1,2Ex** » (combinaison qui donne l'effort maximum)

On doit vérifier que :

$$N_{t.sd} \leq N_{trd} = A \cdot f_y / \gamma_{M_0}$$

$A = 2800 \text{ mm}^2$ (section brute)

$$N_{trd} = A \cdot f_y / \gamma_{M_0} = 2,8 \times 235 / 1,1 = 598,18 \text{ kN}$$

$$N_{t.sd} = 221,49 \text{ KN} < N_{trd} = 598,18 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

B- Vérification à la compression:

$$N_{c.sd} < N_{c,rd} = \chi \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M_1}$$

Les diagonales sont sollicitées à la compression seule avec un effort $N_{csd} = 152,14 \text{ KN}$, obtenue sous la combinaison « **0.8G-Ey** » (combinaison qui donne l'effort maximum). Donc elles doivent être vérifiées au flambement simple.

Longueur d'une barre :

$$L_0 = \sqrt{3,4^2 \times 2^2} = 6,8 \text{ m}$$

On doit vérifier la condition suivante :

$$N_{c.sd} < N_{c,rd} = \chi \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M_1}$$

$\beta_w = 1$: section de classe 1.

C- vérification au flambement :**- Calcul du coefficient de réduction :**

$$L_{ky} = L_0 = 6,8 \text{ m}$$

$$\lambda_y = \frac{l_{ky}}{i_y} = \frac{680}{6,95} = 97,84$$

$$\lambda_k = 93,9 \times \sqrt{\frac{235}{235}} = 93,9$$

$$\lambda = \frac{97,84}{93,9} \times \sqrt{1} = 1,04$$

Pour les profilé en U, on a la courbe de flambement « c » on trouve : $X_y = 0,539$

$$N_{c,rd} = \frac{0,539 \times 2,8 \times 235}{1,1} = 322,42 \text{ kN}$$

$N_{csd} = 152,14 \text{ kN} < N_{c,rd} = 322,95 \text{ kN}$ *Condition vérifiée.*

XI.3 Conclusion : Le profilé UPN180 convient pour les diagonales en « V » inversé.

On conclura dans cette étude que les systèmes de contreventement permettent d'obtenir des structures économiques, puisqu'elle réduit considérablement les efforts internes dans les éléments de la structure.

L'étude a également montre que la hauteur des bâtiments et le nombre de travées contreventées ont une grande influence sur le coefficient de comportement dynamique.



CHAPITRE XII
Infrastructure

Chapitre XII : Infrastructure

XII.1 - Les bases des poteaux :

XII.1.1 Introduction :

La base du poteau a le rôle de transmettre au massif de fondation, les efforts développés dans le poteau. Elle est constituée d'une platine en acier soudée à la base du poteau par un cordon de soudure appliqué sur le pourtour de la section du profilé constituant le poteau. Son épaisseur ne peut pas excéder de beaucoup l'épaisseur de l'âme et des semelles du poteau. Elle peut être renforcée par de raidisseurs.

Dans la plupart des cas, il est conçu comme une articulation pour faire en sorte que les dimensions de la fondation soient les plus faibles possibles. IL est important de s'assurer de la résistance aux efforts horizontaux. Il est possible d'utiliser des pieds de poteau encastré, mais seulement s'il existe des informations fiables sur les caractéristiques du sol. Bien que normalement le pied soit de type articulé, il est préférable de prévoir quatre boulons d'ancrage pour des raisons de sécurité, car ils empêchent les poteaux de se renverser en phase provisoire de montage. Les boulons d'ancrage permettent de résister aux forces de poussée ascendante qui se produise dans le poteau mais aussi, ils peuvent servir à résister à l'effort de cisaillement au niveau du pied de poteau dans certains cas seulement.

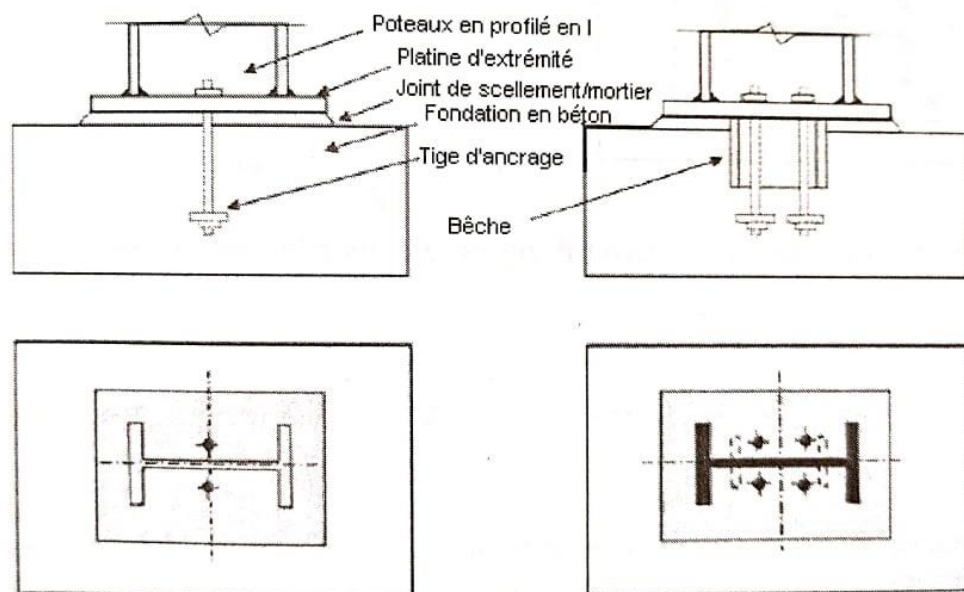


Figure XII.1 : Pied de poteau articulé

Type et différents emplacements pour les boulons d'ancrage.

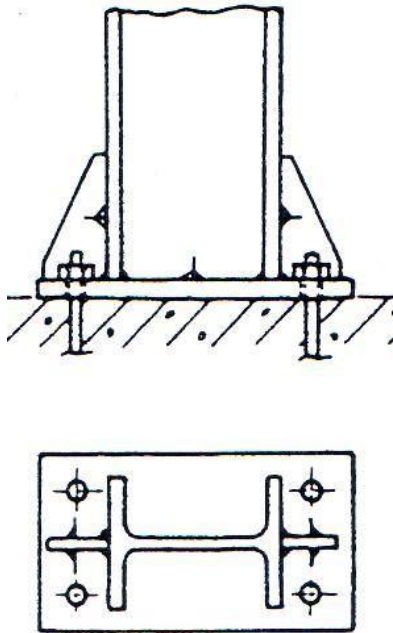


Figure XII.2 : Pied de poteau encastré

Type et emplacement pour les boulons d'ancrage.

XII.1.2 Calcul des bases des poteaux :

XII.1.2.1 Dimensionnement d'une plaque d'assise :

Caractéristiques géométriques de la section HEA 240:

$h = 230 \text{ mm}$

$b = 240 \text{ mm}$

$t_f = 12 \text{ mm}$

$t_w = 7,5 \text{ mm}$

Charge axiale de compression : $N_{sd} = 669,72 \text{ KN}$

Effort tranchant correspondant : $V_{sd} = 11,544 \text{ KN}$

Données de base :

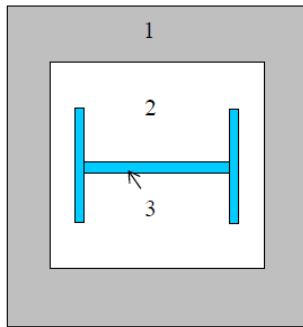
Plaque d'assise en acier de nuance S235 : $f_y = 235 \text{ N/mm}^2$

Fondation en béton de classe C25 : $f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$

Coefficients partiels de sécurité :

Béton : $\gamma_c = 1,5$

Acier : $\gamma_{M0} = 1,1$, $\gamma_{M2} = 1,25$



- 1 : Fondation en béton de dimensionnement inconnue.
 2 : Plaque d'assise.
 3 : Section de poteau **HEA 240**

1- Résistance du béton à la compression:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c$$

$\alpha_{cc} = 0,85$ (donnée dans l'annexe nationale)

$\alpha = 1,5$

$$f_{cd} = 0,85 \times 25 / 1,5 = 14,2 \text{ N/mm}^2$$

2- Résistance de calcul à l'écrasement du matériau de scellement:

La valeur du coefficient du matériau de scellement est: $\beta_j = 2/3$

Les dimensions de la fondation étant inconnues, prendre $(A_{cl} / A_{c0})^{0,5} = \alpha = 1,5$

La résistance de calcul à l'écrasement du matériau de scellement :

$$f_{jd} = \alpha \beta_j f_{cd} = f_{cd} = 14,2 \text{ N/mm}^2$$

3- Estimation de l'aire de la plaque d'assise :

$$A_{c0} = \frac{1}{h b_f} \left(\frac{N_{sd}}{f_{cd}} \right)^2 = \frac{1}{h b_f} \left(\frac{N_{sd}}{f_{cd}} \right)^2 = \frac{1}{230 \times 240} \left(\frac{669,72 \times 10^3}{14,2} \right)^2 = 40\,295,01 \text{ mm}^2$$

$$A_{c0} = \frac{N_{sd}}{f_{cd}} = \frac{669,72 \times 10^3}{14,2} = 47\,163,55 \text{ mm}^2 \longrightarrow \text{Qui est le plus grand.}$$

4- Choix du type de la plaque d'assise :

Il est recommandé de choisir le type de plaque d'assise comme suit :

- $A_{c0} \geq 0,95 \times h b_f$ Adopté pour les plaques d'assise a projection détendu.
- $A_{c0} < 0,95 \times h b_f$ Adopté pour les plaques d'assise a projection courte.

$$A_{c0} = 47\,163,55 \text{ mm}^2 < 0,95 \times 230 \times 240 = 52\,440 \text{ mm}^2$$

Une plaque à projection courte est satisfaisante.

5- Détermination des dimensions en plan minimales requise de la plaque d'assise :

Les dimensions en plan finales de la plaque d'assise s'appuient sur les données suivant :

Dans notre cas, on a une plaque d'assise à projection courte :

$$b_p > b_{fc} + 2t_{fc} = 240 + 2 \times 12 = 264 \text{ mm}$$

$$h_p > h_c + 2t_{fc} = 230 + 2 \times 12 = 254 \text{ mm}$$

$$\text{On prend } b_p = 260 \text{ mm} , \quad h_p = 270 \text{ mm}$$

$$\text{Ce qui donne } A_{c0} = B_p \times h_p = 70\,200 \text{ mm}^2 > 47\,163,57 \text{ mm}^2$$

6- Vérification de la résistance de calcul de la plaque d'assise :

A- Calcul de la largeur d'appui additionnel c :

En supposant que les projections au-delà des bords de la semelle du poteau sont égales à l'épaisseur de la semelle du poteau t_f , la résistance de calcul est donnée par l'expression :

$$N_{Rd} = f_{jd} [2 (b_f + 2\beta c) (c + \beta c + t_f) + (h - 2c - 2t_f) (2c + t_w)]$$

En remplaçant N_{rd} par N_{sd} dans l'expression précédente, la solution de l'équation quadratique résultante pour l'inconnu « c » se présente sous la forme suivante :

$$c = \frac{-B - \sqrt{B^2 - 4AC}}{2A}$$

$$A = +2$$

$$B = -(b_{fc} - t_{wc} + h_c) = -(240 - 7,5 + 230) = -462,5 \text{ mm}$$

$$C = \frac{0,5 N_{sd}}{f_{jd}} - (2b_f t_f + 4t_f^2 + 0,5 h t_w - t_f t_w)$$

$$C = \frac{0,5 \times 669,72}{14,2} - (2 \times 240 \times 12 + 4 \times 12^2 + 0,5 \times 230 \times 7,5 - 12 \times 7,5)$$

$$C = 16\,473,28 \text{ mm}^2$$

La largeur additionnelle est de :

$$c = \frac{-B - \sqrt{B^2 - 4AC}}{2A} = \frac{-462,5 - \sqrt{(462,5)^2 - 4(2)(16\,473,28)}}{2(2)} = 43,98 \text{ mm} \approx 44 \text{ mm}$$

On prend $c = 44 \text{ mm}$

$$c = 44 \text{ mm} < (h - 2t_f) / 2 = (230 - 2 \times 12) / 2 = 103 \text{ mm}$$

Il n'y a pas de recouvrement des aires en compression.

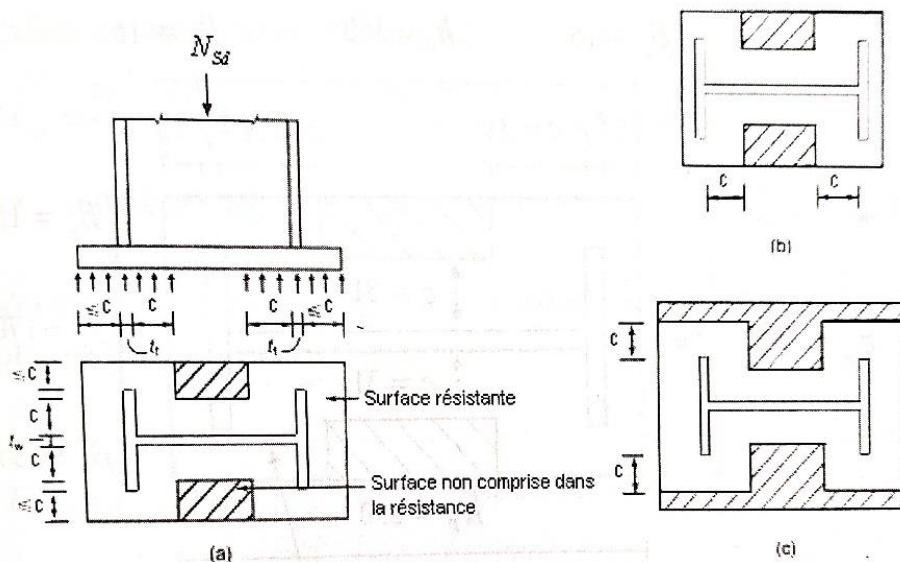


Figure XII.3 : Air comprimé sous la plaque d'assise (a) cas générale ; (b) projection courte ; (c) projection étendue.

Remarque : Dans le cas d'assemblage articulés, le débord de la plaque d'assise est généralement pris égal à 15mm.

Donc : $\beta c = 15\text{mm} < c = 44 \text{ mm} \rightarrow$ La plaque est de projection courte.

B- Détermination de l'épaisseur minimale requise de la plaque d'assise :

L'épaisseur minimale requise de la plaque d'assise s'obtient à partir de la condition que la plaque, en supposant qu'elle agit en porte-à-faux sur le périmètre du poteau, n'est pas soumise à plus que sa résistance de calcul à flexion élastique, sous une pression uniforme égale à f_{jd} agissant sur la largeur additionnelle c . La valeur minimale requise est donnée par :

$$t_p \geq \frac{c}{\sqrt{f_y/3f_{jd}\gamma_{M0}}}$$

$$t_p \geq \frac{44}{\sqrt{235/(3 \times 14,2 \times 1,1)}}$$

$$t_p \geq 19,60 \text{ Donc on prend } t_p = 20 \text{ mm}$$

C- Calcul de la section efficace A_{eff} :

La plaque d'assise est de projection courte.

$$A_{eff} = 2 (b_f + 2\beta c) (c + \beta c + t_f) + (h - 2c - 2t_f) (2c + t_w)$$

$$A_{eff} = 2 (240 + 2 \times 15) (44 + 15 + 12) + (230 - 2 \times 44 - 2 \times 12) (2 \times 44 + 7,5) = 49609 \text{ mm}^2$$

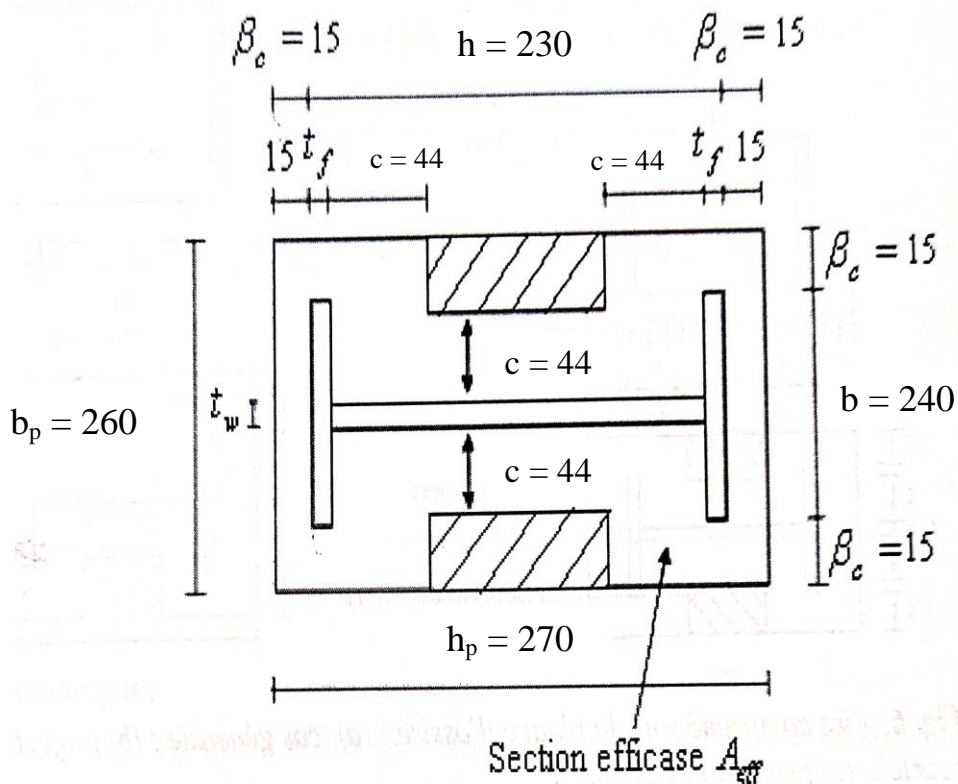


Figure XII.4 : Dimension actuelles de la plaque d'assise en mm.

6.1- Calcul de la résistance à l'effort axial N_{sd} :

$$N_{sd} < N_{Rd}$$

$$\text{Avec : } N_{Rd} = A_{eff} \times f_{jd} = 49\,609 (14,2 \times 10^{-3}) = 704,48 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 669,7224 \text{ kN} < N_{Rd} = 704,48 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

6.2- Calcul de la résistance de la plaque d'assise au moment fléchissant :**Calcul du moment résistant M_{Rd} :**

$$M_{Rd} = \frac{t^2 f_y}{6 \gamma_{M0}} b' = \frac{(20)^2 (235)}{6 \times 1,1} \times 1 = 14\,242,43 \text{ N.mm/mm} = 14,24 \text{ kN.mm/mm}$$

Calcul du moment de flexion M_{sd} :

Pour une bande de 1mm

$$M_{sd} = \frac{(c^2/2) N_{sd}}{A_{eff}} d = \frac{(44^2/2) 669,72}{49609} \times 1 = 13,06 \text{ kN.mm/mm}$$

$$M_{sd} = 13,06 \text{ kN.mm/mm} < M_{Rd} = 14,24 \text{ kN.mm/mm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

6.3 Vérification de la résistance au cisaillement du scellement de la plaque d'assise :

$$V_{sd} < F_{v,Rd}$$

$$F_{v,Rd} = F_{f,Rd} = C_{f,d} N_{sd} = 0,2 \times 669,7224 = 133,95 \text{ kN}$$

N_{sd} : est l'effort de compression de poteau.

$C_{f,d}$: est le coefficient de frottement entre plaque d'assise et la couche de scellement. Une valeur de 0,2 est spécifiée pour le mortier de calage de ciment et de sable.

$$V_{sd} = 11,544 \text{ kN} < F_{v,Rd} = 133,95 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

XII.2 - Fondation :

XII.2.1 Introduction :

Une fondation se définit comme la partie d'un bâtiment ou d'un ouvrage de travaux publics qui assure la transmission dans le sol des charges (poids propre, forces climatiques, sismiques et charges d'exploitation) de celui-ci. 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).

Différents types de fondations :

Les fondations peuvent être classées par rapport aux terrains suivant 03 types :

- Fondations superficielles ;
- Fondations semi profondes (puits) ;
- Fondations profondes (pieux).

Le choix du type de fondation dépend essentiellement :

- La valeur de la contrainte admissible du sol.
- La distance entre axes des poutres.
- La charge transmise au sol.
- La raison économique.

D'après le rapport géotechnique, on a les résultats suivants :

- La contrainte admissible du sol est estimée à **2 bars**.

XII.2.2 Caractéristiques des matériaux :

A - Béton :

- Contrainte limite du béton à l'ELU :

$$f_{bu} = 0,85 \frac{f_{c28}}{\theta \gamma_b} = 0,85 \times \frac{25}{1 \times 1,5} = 14,16 \text{ MPa}$$

$\gamma_b = 1,5$ situation courante

$\gamma_b = 1,15$ situation accidentelle

$\theta = 1$ si : la durée d'exploitation est supérieure à 24h

$\theta = 0,9$ si : la durée d'exploitation entre 1h et 24h

$\theta = 0,85$ si : la durée d'exploitation est inférieure à 24h

➤ **Contrainte limite du béton à L'ELS :**

$$\sigma_b = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

B - Acier :

➤ **Contrainte limite de l'acier à l'ELU :**

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,83 \text{ MPa}$$

$\gamma_b = 1,15$ situation courante

$\gamma_b = 01$ situation accidentelle

➤ **Contrainte limite de l'acier à L'ELS :**

$\sigma_{st} = f_e$ si : la fissuration est peu nuisible.

$\sigma_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; \sqrt[110]{n \times f_{tj}} \right)$ si : la fissuration est préjudiciable.

$\sigma_{st} = \min \left(\frac{1}{2} f_e ; \sqrt[90]{n \times f_{tj}} \right)$ si : la fissuration est très préjudiciable

On a : Une fissuration Préjudiciable

Donc :

$$\sigma_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e = \frac{2}{3} \times 400 = 267 \text{ MPa} ; \sqrt[110]{n \times f_{tj}} = 201,63 \text{ MPa} \right)$$

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

XII.2.3 Dimensionnement des fondations :

Pour le dimensionnement des fondations, On choisit une semelle qui se trouve sous le poteau (13), les (autres poteaux doivent être calculés de la même manière).

XII.2.3.1 Etude des semelles :

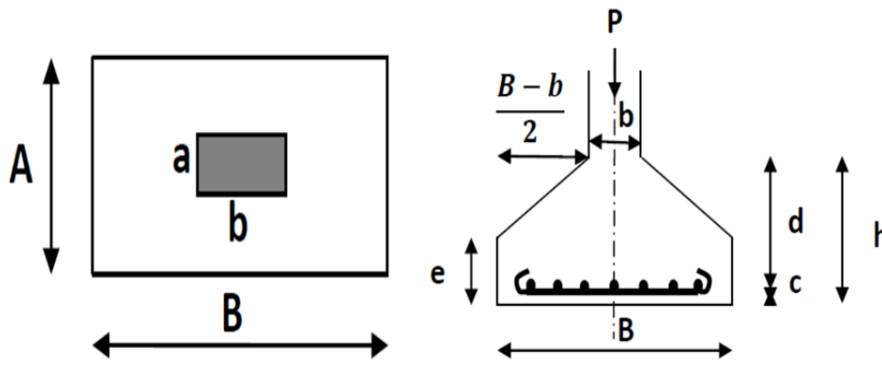


Figure XII.5 : Diagramme des contraintes agissant sur les fondations.

1- Charge à prendre en considération :

N_{max} , V_{corr} , M_{corr}

	Nsd (kN)	Vsd (kN)	Msd (kN.m)
ELU	374,15	0,2357	18,50
ELS	271,91	6,096	13,398
Sismique	669,72	11,5438	15,866
σ_{sol}	2 Bar = 0,2 MPA = 200KN/ m ²		

M_{max} , V_{corr} , N_{corr}

	Msd (kN.m)	Vsd (kN)	Nsd (kN)
ELU	8,28	3,74	179,22
ELS	6,00	2,71	130,32
Sismique	62,63	35,17	240,13
σ_{sol}	2 Bar = 0,2 MPA = 200KN/ m ²		

2- Dimensionnement de la semelle (à L'ELS):

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} \quad \begin{cases} A = \frac{a}{b} \times B \\ B = \frac{b}{a} \times A \end{cases} \quad \begin{cases} A \geq \sqrt{\frac{a}{b} \times \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}} \\ B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}} \end{cases}$$

Nous avons :

$$a = 270 \text{ mm} \quad ; \quad b = 260 \text{ mm}$$

$$\frac{a}{b} = 1,03 \quad ; \quad \frac{b}{a} = 0,96$$

$$\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} = \frac{271,91}{200} = 1,36 \quad 0,96 \times 1,36$$

$$\begin{cases} A \geq \sqrt{\frac{a}{b} \times \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}} = \sqrt{1,03 \times 1,36} = 1,183 \\ B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}} = \sqrt{0,96 \times 1,36} = 1,142 \end{cases}$$

D'où :

$$A \geq 1,183 \text{ m}$$

$$B \geq 1,142 \text{ m}$$

➤ **On prend des semelles isolées (1,4 m x 1,4m)**

3 - Détermination de la hauteur de la semelle :

$$h = d + 5 \text{ cm}$$

$$d \geq \max \left(\frac{B-b}{4} ; \frac{A-a}{4} \right) = \max \left(\frac{140-26}{4} ; \frac{140-27}{4} \right)$$

$$d \geq \max (28,50 ; 28,25)$$

$$d \geq 28,50 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad d = 30 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } h = 30 + 5 \quad \longrightarrow \quad h = 35 \text{ cm}$$

XII.2.3.2 Vérification des contraintes :

Lorsque la semelle repose sur le sol (on peut distinguer des semelles reposant sur le sol et d'autres reposant sur des pieux), le diagramme des contraintes du sol a la forme d'un trapèze ou, éventuellement, d'un triangle car aucune traction du sol n'est admise.

Dans notre cas la semelle est soumise à une charge centrée $P=N$ et un moment de flexion M (moment rapporté au centre de gravité du béton seul de la section située à la base du poteau)

ou, ce qui revient au même, une charge excentrée P située à la distance $e=M/N$ de l'axe du poteau.

La semelle rectangulaire (les autres formes de semelles peuvent se traiter de façon analogue), la répartition des contraintes est **trapézoïdale** (Fig. XII-1.a).

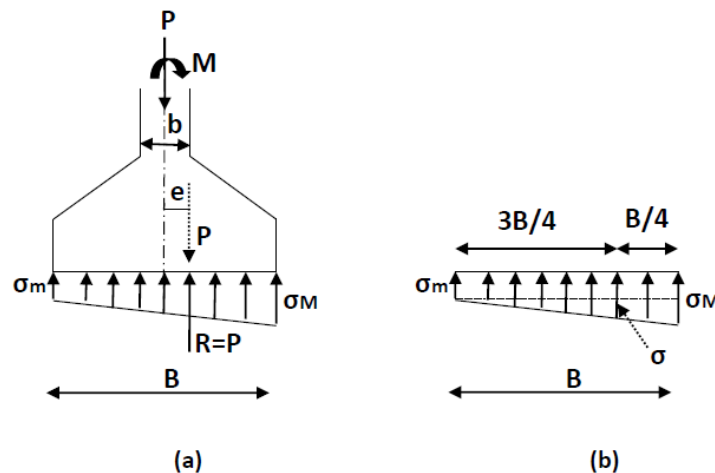


Figure XII-6 : Semelle soumise à un effort normal et à un moment. Diagramme de contraintes trapézoïdal.

Considérons la contrainte σ correspondant au point situé au quart de la largeur de la semelle, distance mesurée à partir du point d'application de σ_M (Fig. X-1.b). Nous avons :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_M + \sigma_m}{4} = \frac{N_S}{A \times B} \left(1 + \frac{3e_s}{B}\right)$$

On admet que l'on doit avoir : $\sigma_{moy} \leq \bar{\sigma}$

$$\frac{N_S}{A \times B} \left(1 + \frac{3e_s}{B}\right) \leq \bar{\sigma}$$

On démontre en R.D.M. que dans une section rectangulaire de dimensions $A \times B$, soumise à un effort normal N_S situé à la distance e_s de l'axe (Fig. X-1.a), on a :

$$\sigma_M = \frac{N_S}{A \times B} \left(1 + 6 \frac{e_s}{B}\right)$$

$$\sigma_m = \frac{N_S}{A \times B} \left(1 - 6 \frac{e_s}{B}\right)$$

σ_M, σ_m : les contraintes (maximale et minimale) sous la semelle.

N, M_s : l'effort normal et le moment fléchissant, appliqués à la semelle, à l'E.L.S.

A, B : les dimensions de la semelle.

e_s : l'excentricité de l'effort normal par rapport à l'axe du poteau.

- Calcul de e_s :

$$e_s = \frac{M_{S_{Total}}}{N_s} ; \quad M_{S_{Total}} = V_s \times h + M_s$$

$$M_{S_{Total}} = 6,096 \times 1,2 + 13,39 = 20,70 \text{ KN.m}$$

$$\text{D'où : } e_s = \frac{20,70}{271,91} = 0,076 \text{ m} = 7,6 \text{ cm}$$

On aura :

$$\sigma_M = \frac{271,91}{1,4 \times 1,4} \left(1 + 6 \times \frac{0,076}{1,4} \right) = 183,90 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{271,91}{1,4 \times 1,4} \left(1 - 6 \times \frac{0,076}{1,4} \right) = 93,53 \text{ KN/m}^2$$

- Calcul de σ_{moy} :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_M + \sigma_m}{4} = \frac{3 \times 183,90 + 93,53}{4} = 161,307 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = 153,58 \text{ KN/m}^2 \leq \bar{\sigma} = 200 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \textbf{Condition vérifiée}$$

XII.2.3.3 Calcul du ferrailage (à L'ELU):

Pour le ferrailage de la semelle, deux cas peuvent se présenter selon que l'excentricité e_u est supérieure, ou inférieure ou égale à $B/6$.

Si : $e_u \leq \frac{B}{6}$ La résultante sera dans le noyau central. (Cas d'une répartition trapézoïdale des contraintes sous la semelle)

Si : $e_u > \frac{B}{6}$ La résultante sera hors de noyau central. (Cas d'une répartition triangulaire des contraintes sous la semelle)

- Calcul de e_u :

$$e_u = \frac{M_{u_{Total}}}{N_u} ;$$

$$M_{u_{Total}} = V_u \times h + M_u$$

$$M_{uTotal} = 11,543 \times 1,2 + 15,866 = 29,74 \text{ KN.m}$$

$$D'où : e_u = \frac{29,74}{6669,72} = 0,044 \text{ m} = 4,4 \text{ cm}$$

$$\text{Pour notre cas : } e_u = 0,044 \text{ m} \leq \frac{B}{6} = 0,23 \text{ m}$$

Donc:

$$e_u \leq \frac{B}{6} : \text{ la résultante sera dans le noyau central. (Répartition trapézoïdale)}$$

$$\sigma_M = \frac{271,91}{1,4 \times 1,4} \left(1 + 6 \times \frac{0,044}{1,4} \right) = 164,87 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{271,91}{1,4 \times 1,4} \left(1 - 6 \times \frac{0,044}{1,4} \right) = 112,56 \text{ KN/m}^2$$

Dans ce cas, deux autres cas peuvent également se présenter selon que l'excentricité soit supérieure, ou inférieure ou égale à $B/24$.

- $\sigma_M - \sigma_m \leq \frac{1}{2} \times \frac{\sigma_M + \sigma_m}{2}$ soit : $e_u \leq \frac{B}{24}$
- $\sigma_M - \sigma_m > \frac{1}{2} \times \frac{\sigma_M + \sigma_m}{2}$ soit : $e_u > \frac{B}{24}$

✓ La semelle est entièrement comprimée à sa base c.à.d. que : $e_u \leq \frac{B}{6}$

✓ La différence entre σ_M et σ_m est inférieure à la moitié de la contrainte moyenne c.à.d.

$$\text{que : } \sigma_M - \sigma_m < \frac{1}{2} \times \frac{\sigma_M + \sigma_m}{2}$$

Pour notre cas :

$$\sigma_M - \sigma_m = 164,87 - 112,56 = 52,30 \text{ KN.m}$$

$$\frac{1}{2} \times \frac{\sigma_M + \sigma_m}{2} = 151,79 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_M - \sigma_m = 52,30 \text{ KN.m} \leq \frac{1}{2} \times \frac{\sigma_M + \sigma_m}{2} = 151,79 \text{ KN.m}$$

$$e_u = 0,044 \text{ m} \leq \frac{B}{24} = 0,058 \text{ m}$$

Compte tenu des valeurs indiquées ci-dessus pour σ_M et σ_m , on obtient alors : $e_u \leq \frac{B}{24}$

Qui conduit alors à : $e_u \leq \frac{B}{18}$

Lorsque les deux conditions précédentes sont simultanément remplies, c.à.d. lorsque :

$$e_u = 0,03 \text{ m} \leq \frac{B}{6} = 0,23 \text{ m} \text{ et } e_u \leq \frac{B}{24} = 0,058 \text{ m (ou éventuellement } \frac{B}{18})$$

Les armatures A_b parallèles au côté B sont déterminées pour équilibrer le moment M_1 qui s'applique dans la section $S1$ située à une distance $0,35b$ de l'axe du poteau du côté de la contrainte maximale ; les armatures obtenues sont uniformément réparties.

Les armatures A_a dans la direction A (suivant laquelle il n'existe pas de moment) sont calculées selon la méthode des bielles : (La fissuration étant préjudiciable)

➤ Armature parallèle coté A :

$$A_a = \frac{Nu(1+3.eu/A)(A-a)}{8.d \cdot \sigma_{st}}$$

$$A_a = \frac{669,72 \cdot 10^4 \times \left(1 + \frac{3 \times 4,4}{140}\right) (140 - 27)}{8 \cdot 30 \cdot 347,83 \cdot 10^3} = 9,91 \text{ cm}^2$$

La fissuration étant préjudiciable, la section d'armatures doit être majorée de 10%.

$$A_a = 1,10 \times 9,91 \text{ cm}^2 = \mathbf{10,90 \text{ cm}^2}$$

On choisit des barres **10 HA12** d'une section de **11,31 cm²**, avec un espacement moyen de **14 cm**.

➤ Armature parallèle coté B :

$$A_b = \frac{Nu(1+3.eu/B)(B-b)}{8.d \cdot \sigma_{st}}$$

$$A_b = \frac{669,72 \cdot 10^4 \times \left(1 + \frac{3 \times 4,4}{140}\right) (140 - 26)}{8 \cdot 30 \cdot 347,83 \cdot 10^3} = 9,91 \text{ cm}^2$$

$$A_b = 1,10 \times 9,91 \text{ cm}^2 = \mathbf{10,90 \text{ cm}^2}$$

On choisit des barres **10 HA12** d'une section de **11,31 cm²**, avec un espacement moyen de **14 cm**.

En conclusion : Le ferrailage calculé avec $M_{\max} = 62,63 \text{ cm}^2$ et $N_{\text{corr}} = 240,13 \text{ cm}^2$ est insuffisant de point de vue de sécurité ($A_a = 6,24 \text{ cm}^2$ et $A_b = 6,9 \text{ cm}^2$).

Le ferrailage de la semelle adopté se fera avec des barres de **10 HA12** d'une section de **11,31 cm²**.

Hauteur des patins :

$$h_p \geq \max (12 \phi + 6 \text{ cm} ; 15 \text{ cm}) = 12 \times 1,2 + 6 = 20,4 \text{ cm}$$

XII.2.3.4 Schéma de ferrailage :

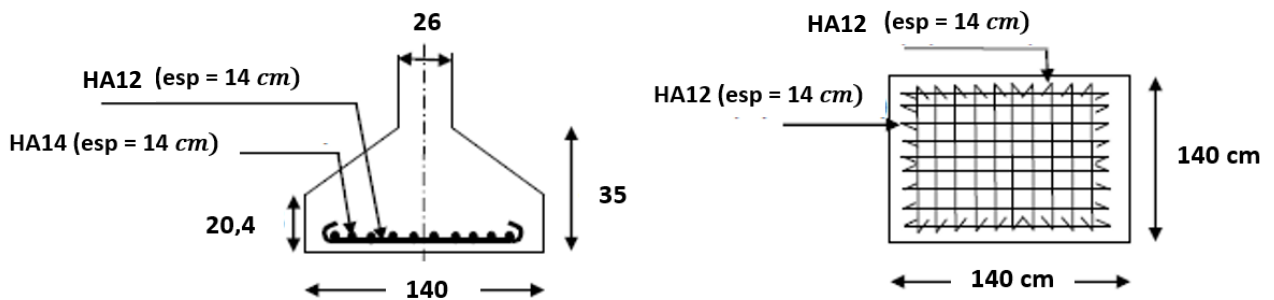


Figure XII-7 : Schéma de ferrailage.

XII.2.3.5 Etude des longrines :

Les longrines ont pour rôle de relier les semelles entre elles, elles sont soumises à un effort de traction. Une longrine est posée directement sur un béton de propreté pour empêcher la pollution du béton frais de la longrine par le sol support lors du coulage du béton. Le béton de propreté offre également un support uniforme à la longrine.

1- Dimensionnement des longrines :

Suivant **RPA2003**, il faut dimensionner la longrine de telle façon qu'en dépasse la section minimale sera **(25 ; 30) cm²**

2 - Calcul du ferrailage :

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale

$$\text{à : } F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ KN}$$

Tel que :

α : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée

$\alpha = 12$ (site S3, zone IIa).

N : égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés

$$\text{A L'ELU : } F = \frac{N}{\alpha} = \frac{374,15}{12} = 31,18 \text{ KN}$$

$$\text{A L'ELS : } F = \frac{N}{\alpha} = \frac{271,93}{12} = 22,60 \text{ KN}$$

D'ou: $F = \max (31,18 \text{ KN} ; 23 \text{ KN} ; 20 \text{ KN})$

$$F = 31,18 \text{ KN} > 20 \text{ KN}$$

$$A_{sts} = \frac{F}{\sigma_{st}} = \frac{31,18}{347,83 \times 10^{-1}} = 0,89 \text{ cm}^2 \text{ (ELU)}$$

$$A_{sts} = \frac{F}{\sigma_{st}} = \frac{31,18}{201,63 \times 10^{-1}} = 1,54 \text{ cm}^2 \text{ (ELS)}$$

Le **RPA 2003** exige une section minimale :

$$A_{min} = 0,6\% B = 0,6\% (25 \times 30) = 4,5 \text{ cm}^2$$

Donc : on prend $A_{sts} = 6T12 = 6,78 \text{ cm}^2$

3- Vérification de condition de non-fragilité :

$$A_{st} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e}$$

$$\text{➤ } A_{st} = 6,78 \text{ cm}^2$$

$$\text{➤ } 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e} = 0,23 \times 25 \times 30 \times \frac{2,1}{400} = 0,9056 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 6,78 \text{ cm}^2 < 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e} = 0,9056 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

4- Calcul d'armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min (h/35 ; \phi_t \text{ min} ; b/10)$$

$$\phi_t \leq \min (10 ; 10 ; 25) = 10 \text{ mm}$$

On prend : $\phi_t = 10 \text{ mm}$.

5- Calcul d'espacement des cadres :

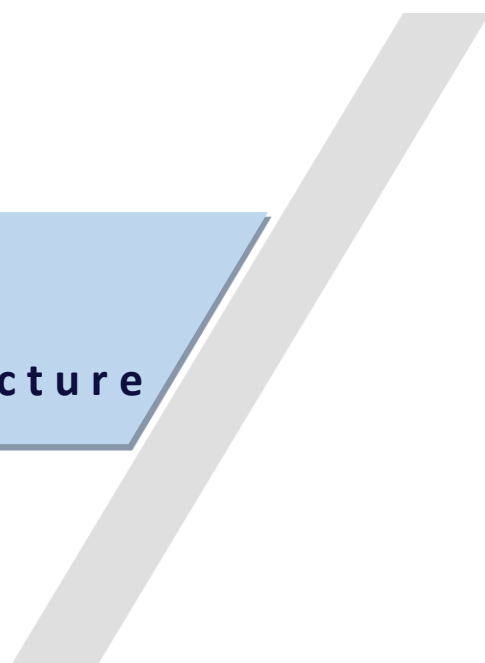
Le **RPA99** exige des cadres dont l'espacement ne doit pas dépasser :

$$S_t \leq (20 \text{ cm} ; 15 \phi_t) \rightarrow S_t \leq (20 \text{ cm} ; 15 \phi_t) \Rightarrow S_t \leq (20 \text{ cm}, 15 \text{ cm})$$

Alors on adopte un espacement $S_t = 15 \text{ cm}$.

CHAPITRE XIII

Protection de la structure



Chapitre XIII : Protection de la structure

XIII.1 Résistance vis-à-vis la corrosion :

La corrosion est un facteur parmi plusieurs facteurs qu'on doit prendre en compte pour la protection des structures, intervienne la durée de vie planifiée de la construction et le type d'environnement dans lequel elle sera érigée .les différents procédés de préparation de surface sont passés en revue.

L'emploi des peintures pour les structures est traité sous ses principaux aspects :

- Bases de choix des peintures et des systèmes de peinture.
- modes d'application et travaux d'entretien des peintures.
- les produits grenillés et peints font partie des solutions possibles.

Parmi les revêtements métalliques des structures, le zinc est la plus utilisé en raison de sa protection sacrificielle, aussi bien la galvanisation par trempage à chaud.

XIII.1.1 Considération à la protection à la corrosion :

L'acier est un alliage de fer de carbone, d'autres éléments étant ajoutés selon le procédé de fabrication et la performance finale exigée. Les aciers de construction contiennent de 0,12 à 0, 24% de carbone. L'acier se combine facilement avec l'oxygène et l'eau pour produire un oxyde de fer ressemblant au minerai de fer d'origine.

La corrosion électrochimique peut être concentrée en certains points .dans ce cas, un taux élevé de destruction aux points ne représentant pas plus de 1% de la surface totale peut affecter la résistance d'un composant en acier. L'explication de cette concentration élevée due essentiellement à la présence de calamine qui est un matériau physiquement instable, n'est pas une couche continue et ne représente pas une barrière protectrice.

XIII.1.2 Milieux corrosifs :

La corrosion est susceptible de se produire lorsqu'une ou plusieurs conditions sont présentes:

- Un taux d'humidité supérieur à 60%
- Une pollution atmosphérique qui apporte des impuretés comme les sulfites et les chlorites.

- La présence de calamine avec des cassures ou discontinuités.

Avant de décider la manière de protéger l'acier, il convient de s'avoir :

1. Les conditions générales d'environnement.
2. La susceptibilité de ses conditions de se modifier dans un avenir prévisible.
3. Une pollution locale, à titre d'exemple par le dioxyde de soufre, pourrait-elle rendre l'environnement plus agressif qu'il y paraît à première vue ?
4. Lorsqu'il s'agit de déterminer le système de protection d'un projet, celui-ci doit-il être divisé en différentes parties du point de vue environnemental ou bien le cas le plus défavorable peut-il être généralisé ?
5. Des conditions spéciales, telle que des taches d'eau ou des poches d'eau résiduelles pourraient-elle exclure l'usage de revêtements déterminés ?
6. l'entretien du système de protection choisi peut-il être réalisé efficacement et économiquement pendant toute la durée de vie exigée de la structure ?

XIII.2 Résistance au feu :

Tout immeuble doit pouvoir garder son intégrité structurale au moins pendant le temps d'évacuation des occupants défini de manière réglementaire. Les dispositifs de protection incendie sont donc prévus pour ralentir l'élévation de température des éléments structurels. Soit on éloigne la structure de la source de chaleur en plaçant la structure à l'extérieur du bâtiment, soit on met en place une protection thermique entre l'acier et le feu pour prolonger la durée de stabilité des structures quand cela est nécessaire. La protection présente cependant l'inconvénient d'être onéreuse, d'alourdir la structure et de diminuer les qualités esthétiques et/ou architecturales des matériaux.

Bien qu'il n'existe pas de règlement Algérien pour l'étude du comportement des structures métalliques vis à vis du feu, certaines dispositions doivent être prises pour se prémunir des risques occasionnés par le feu sur la structure.

La résistance au feu est le temps pendant lequel un élément de construction peut jouer le rôle qui lui est dévolu, malgré l'action de l'incendie.

Matériau incombustible, l'acier n'en est pas moins un bon conducteur de chaleur. Non protégées, les sections en acier s'échauffent alors rapidement au cours d'un incendie et la

température atteinte par les profilés dépend de leur massivité. Cette notion désigne le quotient de la masse linéique par la surface exposée linéique.

XIII.3 Les types de protection :

La durée de stabilité au feu d'un profilé métallique sans traitement spécifique n'excède que rarement la demi-heure lorsqu'il est placé sous une charge courante.

Pour augmenter le délai et ainsi satisfaire aux exigences, il est donc nécessaire de limiter l'échauffement des profilés en acier.

On distingue trois grandes familles de protection :

- La protection rapportée autour de l'acier.
- Les protections par écran.
- Les structures irriguées en profils creux.

XIII.2.1 La protection rapportée autour de l'acier :

La peinture intumescente :

Ce produit se présente sous l'aspect d'un film de peinture de 0,5 mm à 4 mm d'épaisseur. Chauffé entre 100° et 200 °C, il gonfle et se transforme en mousse à l'aspect meringué dont l'épaisseur peut atteindre 30 à 40 mm. Il provoque alors une isolation thermique des structures. Il est utilisé pour des degrés SF de 30 min, plus rarement pour une SF de 60 min ou 120 min. Produit relativement onéreux, il permet cependant de ne pas altérer la perception visuelle des structures.

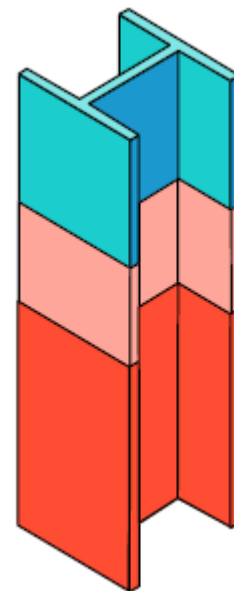


Figure XIII.1 : Protection par peinture intumescente avec un primaire (bleu), un enduit intumescent (rose), une peinture de finition (rouge).

Les produits projetés (flocage) :

Les produits dits de flocage sont projetés directement sur l'élément. Ils sont généralement composés soit de produits de faible densité (Inférieur à 250 kg/m³) constitués de fibres minérales agglomérées par un liant, soit de produits pâteux à forte densité (supérieur à 450 kg/m³) tels que vermiculite, ciment, plâtre, laitier, tous exempts d'amiante. Les enduits pâteux sont le plus souvent préférables aux enduits fibreux. Ils sont appliqués en plusieurs couches. Certains d'entre eux peuvent aussi s'appliquer sur une structure non protégée contre la corrosion.

Ces produits peuvent procurer des SF allant jusqu'à 240 min. Secs et compactés par roulage, ils peuvent être peints. Ces matériaux présentent l'inconvénient d'être fragiles (cas des enduits fibreux) et d'un aspect peu esthétique. On les réserve aux parties cachées de la structure (par exemple poutres dissimulées par un faux plafond).

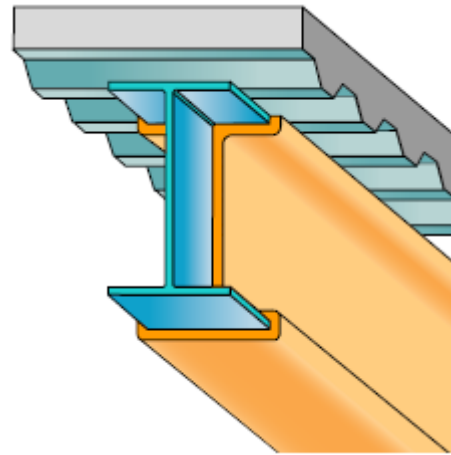


Figure XIII.2 : Protection par produits projetés.

Les produits en plaque :

Les produits en plaque forment un caisson isolant autour du profil métallique.

Ils sont généralement fabriqués à base de fibres minérales (plaques de faible densité < 180 kg/m³) ou de plâtre, vermiculite, ou composants silico-calcaires (plaques de forte densité > 450 kg/m³).

Les plaques sont fixées mécaniquement sur une ossature secondaire propre par vissage ou par collage. Dans les deux cas de figure, une mise en œuvre soignée des joints est nécessaire. Cette technique est particulièrement utilisée pour des profils de section constante. Il est possible d'obtenir jusqu'à 240 min de stabilité au feu.

Le plâtre est le matériau le plus utilisé parce qu'il est économique, léger, maniable et partiellement composé avec de l'eau de cristallisation qui lui assure son bon comportement au feu. En assurant la protection au feu, il a aussi le mérite de constituer un parement de paroi verticale comme horizontale prêt à la finition. L'utilisation de plaques de plâtre spéciales feu permet de doubler la durée de protection.

	Standard	Spéciales feu
2 BA 13	30 mn	60 mn
2 BA 15	30 mn	60 mn
2 BA 18	60 mn	90 mn
4 BA 13	60 mn	120 mn

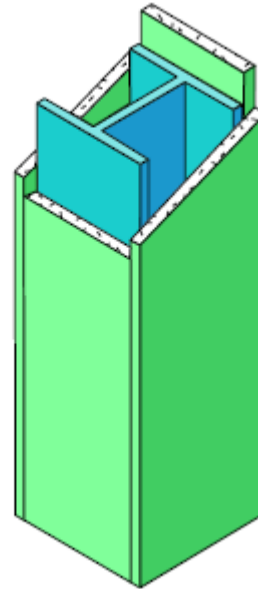


Figure XIII.3 : Protection par produits en plaques.
Exemple : plaques de plâtre.

Les laines :

Lorsqu'un système constructif composé d'une structure métallique et de parois métalliques ne peut assurer à lui seul la stabilité demandée, on utilise des laines de roche ou des complexes laine de roche + réfractaire pour résister aux très hautes températures sur une durée de temps importante. Dans la majorité des cas, les laines conviennent pour respecter l'exigence de résistance au feu des parois décrites par la réglementation.

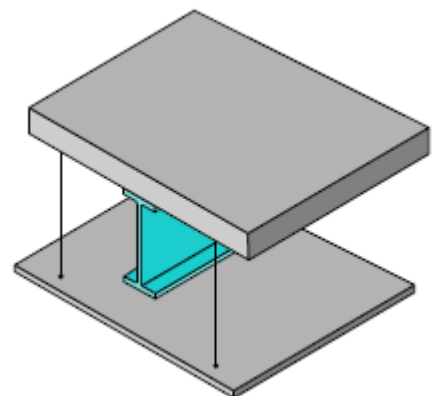


Figure XIII.4 : Protection par écran :
principe de plafond suspendu résistant au feu.

La laine de roche utilisée, dans les cas de forte résistance au feu, doit :

- assurer la tenue mécanique (avec ou sans fixations selon l'ouvrage).
- résister à la chaleur.
- conserver la performance de la paroi pour la durée déterminée.

Elle doit donc répondre aux caractéristiques suivantes :

- forte masse volumique $> 70\text{kg/m}^3$.
- faible teneur en liant voire sans liant.
- forte rigidité du produit.
- composition spécifique (choix des matières premières).

XIII.2.2 Les protections par écran :

Il s'agit soit de plafonds suspendus, soit de panneaux de cloison qui, par l'interposition entre le foyer et l'ossature en acier, ralentissent l'échauffement de cette dernière. Une attention toute particulière doit être apportée au mode d'assemblage et de fixation et plus particulièrement à toutes les jonctions : entre les éléments d'écran eux-mêmes et entre les éléments d'écran et les discontinuités créées (cloisons, dalles, poteaux) afin que le feu ne puisse pas se propager dans les plénums.

En combinant la fonction de protection à celles du cloisonnement, de l'isolation thermique ou phonique et du parement esthétique, ces écrans offrent l'avantage d'un coût réduit.

L'utilisation d'écrans horizontaux ou verticaux implique que le produit concerné ait subi un essai approprié de résistance au feu. Pour les plafonds suspendus ou les cloisons, les procès-verbaux officiels délivrés par un laboratoire agréé donnent le degré de résistance au feu pouvant être obtenu. Des écrans métalliques appelés déflecteurs peuvent également être fixés sur les structures exposées à protéger. Ces déflecteurs sont susceptibles de participer à la composition architecturale.

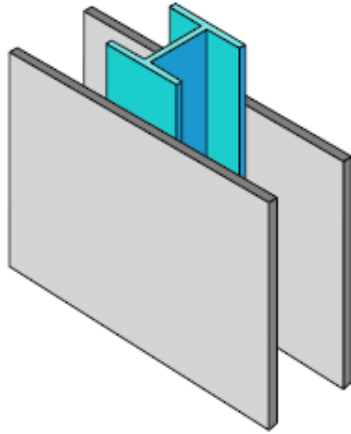


Figure XIII.5 : Protection par écran : poteau intègre dans des cloisons.

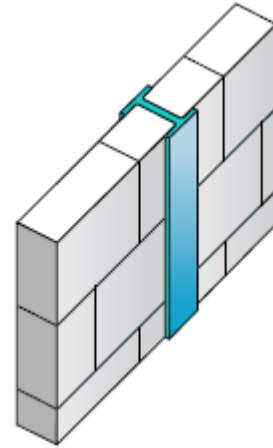


Figure XIII.5 : Protection par écran : poteau partiellement protégé par la maçonnerie.

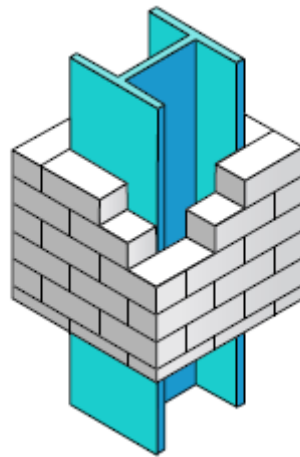


Figure XIII.5 : Protection par écran : poteau intègre à la maçonnerie.

XIII.2.3 Les structures irriguées en profils creux :

Les profils creux sont remplis en permanence d'eau qui pourra ou non circuler entre les différents éléments. Quel que soit le procédé, la température de l'eau n'excède pas 130 °C sous pression, de sorte que l'acier se trouve maintenu à 200 °C ou 300 °C au maximum, température inférieure à sa température critique. Ce procédé n'est que rarement employé à cause du coût de maintenance qu'il génère.

Protection par matériel contre incendies : pour ce type de protection, il faut utiliser des extincteurs à anhydride carbonique liquéfié placés dans différents endroits accessibles de la structure et des systèmes sprinkler à déclenchement automatique liés à une alarme anti-incendie.



Conclusion Générale

Conclusion générale :

Notre travail s'est inscrit en premier lieu dans une démarche de conception à partir des plans d'architecte. Il a été nécessaire de définir des solutions technologiques concernant l'enveloppe du bâtiment et le plancher. De ces choix ont découlé les hypothèses de charges permettant d'établir les descentes de charges.

Ce projet de fin d'études me permet de réaliser la conception et le dimensionnement d'un bâtiment en charpente métallique à usages multiples, présente de nombreuses spécificités techniques et technologiques qui sont illustrées par la vérification parasismique, la vérification de la stabilité d'ensemble du bâtiment vis-à-vis du vent et du séisme.

L'élaboration de notre calcul concernant les portiques longitudinaux et contreventements, de l'infrastructure a fait partie intégrante de ce travail. Les calculs de cette structure nous a permis d'élargir nos connaissances dans le domaine de la construction métallique, et la nécessité d'un logiciel de calcul nous a permis à débiter et d'avoir certaines connaissances sur logiciel ROBOT.

Au cours de l'étude on est parvenu à un certain nombre de conclusions :

- La modélisation doit, autant que possible englober tous les éléments de la structure secondaire soit ils, ou structuraux ceci permet d'avoir un comportement de la structure proche du réel.
- Durant mon étude, j'ai remarqué que l'action sismique est la plus défavorable que celle du vent à cause de poids considérable de la structure.
- Vu sa bonne rigidité et son poids léger, l'acier nous offre la possibilité de concevoir des éléments de grandes portées.
- Utilisation de l'outil informatique (logiciel robot) permet d'obtenir des résultats précis ; gagner du temps est facilité l'étude de la structure.
- L'étude a également montré que la hauteur des bâtiments et le nombre de travées contreventées ont une grande influence sur le coefficient de comportement dynamique.



ANNEXES

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 13 Poteau_13

POINT: 1

COORDONNEE: x = 0.00 L =

0.00 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 7 G+Q+1,2EX (1+2+3)*1.00+12*1.20

MATERIAU:

ACIER E24 $f_y = 235.00$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 240

h=23.0 cm	gM0=1.10	gM1=1.00	
b=24.0 cm	Ay=64.54 cm ²	Az=25.18 cm ²	Ax=76.84 cm ²
tw=0.8 cm	Iy=7763.18 cm ⁴	Iz=2768.81 cm ⁴	Ix=41.74 cm ⁴
tf=1.2 cm	Wply=744.62 cm ³	Wplz=351.69 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = 669.72 kN	My,Ed = -15.87 kN*m	Mz,Ed = 8.90 kN*m	Vy,Ed = 3.96 kN
Nc,Rd = 1641.58 kN	My,Ed,max = -15.87 kN*m		Mz,Ed,max = 8.90 kN*m
	Vy,T,Rd = 795.99 kN		
Nb,Rd = 1437.55 kN	My,c,Rd = 159.08 kN*m	Mz,c,Rd = 75.13 kN*m	Vz,Ed = 11.54 kN
	MN,y,Rd = 107.66 kN*m	MN,z,Rd = 71.81 kN*m	Vz,T,Rd = 310.56 kN
			Tt,Ed = 0.00 kN*m
			Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

Ly = 3.28 m	Lam_y = 0.35
Lcr,y = 3.28 m	Xy = 0.95
Lamy = 32.63	kzy = 0.57



en z:

Lz = 3.28 m	Lam_z = 0.58
Lcr,z = 3.28 m	Xz = 0.80
Lamz = 54.64	kzz = 1.16

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.41 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{2.00} = 0.04 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.04 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{y,Ed}/(f_y/(\sqrt{3})gM0) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{z,Ed}/(f_y/(\sqrt{3})gM0) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$\lambda_{y} = 32.63 < \lambda_{y,max} = 210.00 \quad \lambda_{z} = 54.64 < \lambda_{z,max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$N_{Ed}/(X_y N_{Rk}/gM1) + k_{yy} M_{y,Ed,max}/(XLT M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.55 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z N_{Rk}/gM1) + k_{zy} M_{y,Ed,max}/(XLT M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.64 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil correct !!!

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 86 Poteau_86

POINT: 1

COORDONNEE: x = 0.00 L =

0.00 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 8 G+Q+1,2EY (1+2+3)*1.00+13*1.20

MATERIAU:

ACIER E24 fy = 235.00 MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 240

h=23.0 cm	gM0=1.10	gM1=1.00	
b=24.0 cm	Ay=64.54 cm ²	Az=25.18 cm ²	Ax=76.84 cm ²
tw=0.8 cm	Iy=7763.18 cm ⁴	Iz=2768.81 cm ⁴	Ix=41.74 cm ⁴
tf=1.2 cm	Wply=744.62 cm ³	Wplz=351.69 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = 223.41 kN	My,Ed = -65.14 kN*m	Mz,Ed = 0.34 kN*m	Vy,Ed = 0.20 kN
Nc,Rd = 1641.58 kN	My,Ed,max = -65.14 kN*m		Mz,Ed,max = 0.34 kN*m
	Vy,T,Rd = 795.89 kN		
Nb,Rd = 1414.86 kN	My,c,Rd = 159.08 kN*m	Mz,c,Rd = 75.13 kN*m	Vz,Ed = 37.83 kN
	MN,y,Rd = 157.10 kN*m	MN,z,Rd = 75.13 kN*m	Vz,T,Rd = 310.54 kN
			Tt,Ed = 0.00 kN*m
			Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

Ly = 3.40 m	Lam_y = 0.36
Lcr,y = 3.40 m	Xy = 0.94
Lamy = 33.83	kyy = 0.92



en z:

Lz = 3.40 m	Lam_z = 0.60
Lcr,z = 3.40 m	Xz = 0.78
Lamz = 56.64	kyz = 0.60

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N,Ed/Nc,Rd = 0.14 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$(My,Ed/MN,y,Rd)^{2.00} + (Mz,Ed/MN,z,Rd)^{1.00} = 0.18 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$Vy,Ed/Vy,T,Rd = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.12 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{xy,Ed}/(fy/(\sqrt{3}) * gM0) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{xz,Ed}/(fy/(\sqrt{3}) * gM0) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$\lambda_{y} = 33.83 < \lambda_{y,max} = 210.00 \quad \lambda_{z} = 56.64 < \lambda_{z,max} = 210.00 \quad \text{STABLE}$$

$$N,Ed/(Xy * N,Rk/gM1) + kyy * My,Ed,max/(XLT * My,Rk/gM1) + kyz * Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.48 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N,Ed/(Xz * N,Rk/gM1) + kzy * My,Ed,max/(XLT * My,Rk/gM1) + kzz * Mz,Ed,max/(Mz,Rk/gM1) = 0.37 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil correct !!!

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 279 Poutre_279

POINT: 1

COORDONNEE: x = 0.00 L =

0.00 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 5 ELU (1+2)*1.35+3*1.50

MATERIAU:

ACIER E24 $f_y = 235.00$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 300

h=30.0 cm	gM0=1.10	gM1=1.00	
b=15.0 cm	Ay=36.16 cm ²	Az=25.68 cm ²	Ax=53.81 cm ²
tw=0.7 cm	Iy=8356.11 cm ⁴	Iz=603.78 cm ⁴	Ix=20.21 cm ⁴
tf=1.1 cm	Wply=628.36 cm ³	Wplz=125.22 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = 0.00 kN	My,Ed = -79.60 kN*m	Mz,Ed = 0.00 kN*m	Vy,Ed = 0.00 kN
Nc,Rd = 1149.58 kN	My,Ed,max = -79.60 kN*m		Mz,Ed,max = 0.00 kN*m
	Vy,T,Rd = 445.88 kN		
Nb,Rd = 1264.54 kN	My,c,Rd = 134.24 kN*m	Mz,c,Rd = 26.75 kN*m	Vz,Ed = 103.91 kN
	MN,y,Rd = 134.24 kN*m	MN,z,Rd = 26.75 kN*m	Vz,T,Rd = 316.68 kN
	Mb,Rd = 79.70 kN*m		Tt,Ed = 0.00 kN*m
			Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

z = 1.00	Mcr = 104.51 kN*m	Courbe,LT -	XLT = 0.52
Lcr,low=5.10 m	Lam_LT = 1.19	fi,LT = 1.33	XLT,mod = 0.54

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

$$k_{yy} = 0.90$$



en z:

$$k_{yz} = 0.54$$

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.4.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.35 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.33 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{y,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) \cdot gM0) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{z,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) \cdot gM0) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 1.00 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.90 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.60 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil correct !!!

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 217 Poutre_217

POINT: 1

COORDONNEE: x = 0.00 L =

0.00 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 5 ELU (1+2)*1.35+3*1.50

MATERIAU:

ACIER E24 $f_y = 235.00$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 300

h=30.0 cm

gM0=1.10

gM1=1.00

b=15.0 cm

Ay=36.16 cm²

Az=25.68 cm²

Ax=53.81 cm²

tw=0.7 cm

Iy=8356.11 cm⁴

Iz=603.78 cm⁴

Ix=20.21 cm⁴

tf=1.1 cm

Wply=628.36 cm³

Wplz=125.22 cm³

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = -0.00 kN

My,Ed = -70.16 kN*m

Mz,Ed = -0.00 kN*m

Vy,Ed = -0.00 kN

Nt,Rd = 1149.58 kN

My,pl,Rd = 134.24 kN*m

Mz,pl,Rd = 26.75 kN*m

Vy,T,Rd = 445.88 kN

My,c,Rd = 134.24 kN*m

Mz,c,Rd = 26.75 kN*m

Vz,Ed = 88.13 kN

MN,y,Rd = 134.24 kN*m

MN,z,Rd = 26.75 kN*m

Vz,T,Rd = 316.68 kN

Mb,Rd = 84.04 kN*m

Tt,Ed = 0.00 kN*m

Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

z = 1.00

Mcr = 113.86 kN*m

Courbe,LT -

XLT = 0.55

Lcr,low=5.10 m

Lam_LT = 1.14

fi,LT = 1.27

XLT,mod = 0.57

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$N_{Ed}/N_{t,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.3.(1))

$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.27 < 1.00$ (6.2.9.1.(6))

$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00$ (6.2.6-7)

$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.28 < 1.00$ (6.2.6-7)

$\tau_{y,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) \cdot gM0) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)

$\tau_{z,Ed}/(f_y/(\sqrt{3}) \cdot gM0) = 0.00 < 1.00$ (6.2.6)

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.83 < 1.00$ (6.3.2.1.(1))

Profil correct !!!

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 804 Poutre_804

POINT: 1

COORDONNEE: x = 0.00 L =

0.00 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 5 ELU (1+2)*1.35+3*1.50

MATERIAU:

ACIER E24 $f_y = 235.00$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 160

h=16.0 cm	gM0=1.10	gM1=1.00	
b=8.2 cm	Ay=13.73 cm ²	Az=9.66 cm ²	Ax=20.09 cm ²
tw=0.5 cm	Iy=869.29 cm ⁴	Iz=68.31 cm ⁴	Ix=3.62 cm ⁴
tf=0.7 cm	Wply=123.86 cm ³	Wplz=26.10 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

My,Ed = -0.32 kN*m	Mz,Ed = -0.00 kN*m	Vy,Ed = -0.00 kN
My,pl,Rd = 26.46 kN*m	Mz,pl,Rd = 5.58 kN*m	Vy,T,Rd = 169.35 kN
My,c,Rd = 26.46 kN*m	Mz,c,Rd = 5.58 kN*m	Vz,Ed = 0.31 kN
		Vz,T,Rd = 119.10 kN
Mb,Rd = 23.13 kN*m		Tt,Ed = -0.00 kN*m
		Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

z = 1.00	Mcr = 48.46 kN*m	Courbe,LT -	XLT = 0.76
Lcr,low=2.80 m	Lam_LT = 0.78	fi,LT = 0.89	XLT,mod = 0.79

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{y,Ed}/(f_y/(\sqrt{3})gM0) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{z,Ed}/(f_y/(\sqrt{3})gM0) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$M_{y,Ed}/(XLT M_{y,Rk}/gM1) + M_{z,Ed}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.01 < 1.00 \quad (6.3.3.(4))$$

Profil correct !!!

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 880 Poutre_880

POINT: 7

COORDONNEE: x = 1.00 L =

2.80 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 7 G+Q+1,2EX (1+2+3)*1.00+12*1.20

MATERIAU:

ACIER E24 $f_y = 235.00$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 160

h=16.0 cm	gM0=1.10	gM1=1.00	
b=8.2 cm	Ay=13.73 cm ²	Az=9.66 cm ²	Ax=20.09 cm ²
tw=0.5 cm	Iy=869.29 cm ⁴	Iz=68.31 cm ⁴	Ix=3.62 cm ⁴
tf=0.7 cm	Wply=123.86 cm ³	Wplz=26.10 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = -0.00 kN	My,Ed = -3.29 kN*m	Mz,Ed = 0.00 kN*m	Vy,Ed = 0.00 kN
Nt,Rd = 429.20 kN	My,pl,Rd = 26.46 kN*m	Mz,pl,Rd = 5.58 kN*m	Vy,T,Rd = 169.31 kN
	My,c,Rd = 26.46 kN*m	Mz,c,Rd = 5.58 kN*m	Vz,Ed = 2.05 kN
	MN,y,Rd = 26.46 kN*m	MN,z,Rd = 5.58 kN*m	Vz,T,Rd = 119.08 kN
	Mb,Rd = 18.64 kN*m		Tt,Ed = 0.00 kN*m
			Classe de la section = 1



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

z = 1.00	Mcr = 27.65 kN*m	Courbe,LT -	XLT = 0.61
Lcr,low=2.80 m	Lam_LT = 1.03	fi,LT = 1.14	XLT,mod = 0.64

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{Ed}/N_{t,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.3.(1))$$

$$(M_{y,Ed}/M_{N,y,Rd})^{2.00} + (M_{z,Ed}/M_{N,z,Rd})^{1.00} = 0.02 < 1.00 \quad (6.2.9.1.(6))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.02 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{y,Ed}/(f_y/(\sqrt{3})gM0) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{z,Ed}/(f_y/(\sqrt{3})gM0) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$M_{y,Ed}/M_{b,Rd} = 0.18 < 1.00 \quad (6.3.2.1.(1))$$

Profil correct !!!

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 956 Poutre_956

POINT: 7

COORDONNEE: x = 1.00 L =

3.94 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 7 G+Q+1,2EX (1+2+3)*1.00+12*1.20

MATERIAU:

ACIER E24 fy = 235.00 MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: UPN 180

h=18.0 cm	gM0=1.10	gM1=1.00	
b=7.0 cm	Ay=17.02 cm ²	Az=14.59 cm ²	Ax=27.90 cm ²
tw=0.8 cm	Iy=1350.00 cm ⁴	Iz=114.00 cm ⁴	Ix=9.55 cm ⁴
tf=1.1 cm	Wely=150.00 cm ³	Welz=22.44 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = 230.02 kN	My,Ed = -1.40 kN*m	Mz,Ed = 0.01 kN*m	Vy,Ed = 0.01 kN
Nc,Rd = 596.05 kN	My,Ed,max = -1.40 kN*m	Mz,Ed,max = 0.02 kN*m	Vy,T,Rd = 209.89 kN
Nb,Rd = 655.65 kN	My,c,Rd = 32.05 kN*m	Mz,c,Rd = 4.79 kN*m	Vz,Ed = 0.26 kN
			Vz,T,Rd = 179.93 kN
	Mb,Rd = 19.98 kN*m		Tt,Ed = 0.00 kN*m
			Classe de la section = 3



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

z = 1.00	Mcr = 52.30 kN*m	Courbe,LT - d	XLT = 0.57
Lcr,low=3.94 m	Lam_LT = 0.82	fi,LT = 1.07	

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

$$kzy = 1.00$$



en z:

$$kzz = 0.90$$

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.43 < 1.00 \quad (6.2.1(7))$$

$$\sqrt{(\sigma_{x,Ed})^2 + 3 \cdot (\tau_{y,Ed} + \tau_{ty,Ed})^2} / (f_y/gM0) = 0.43 < 1.00 \quad (6.2.1(5))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{ty,Ed} / (f_y / (\sqrt{3} \cdot gM0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{tz,Ed} / (f_y / (\sqrt{3} \cdot gM0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.07 < 1.00 \quad (6.3.2.1(1))$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.42 < 1.00 \quad (6.3.3(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.42 < 1.00 \quad (6.3.3(4))$$

Profil correct !!!

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: NF EN 1993-1-1:2005/NA:2013/A1:2014, Eurocode 3: Design of steel structures.

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 961 Poutre_961

POINT: 7

COORDONNEE: x = 1.00 L =

3.84 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 7 G+Q+1,2EX (1+2+3)*1.00+12*1.20

MATERIAU:

ACIER E24 fy = 235.00 MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: UPN 180

h=18.0 cm	gM0=1.10	gM1=1.00	
b=7.0 cm	Ay=17.02 cm ²	Az=14.59 cm ²	Ax=27.90 cm ²
tw=0.8 cm	Iy=1350.00 cm ⁴	Iz=114.00 cm ⁴	Ix=9.55 cm ⁴
tf=1.1 cm	Wely=150.00 cm ³	Welz=22.44 cm ³	

EFFORTS INTERNES ET RESISTANCES ULTIMES:

N,Ed = 338.81 kN	My,Ed = -3.46 kN*m	Mz,Ed = 0.05 kN*m	Vy,Ed = 0.02 kN
Nc,Rd = 596.05 kN	My,Ed,max = -3.46 kN*m	Mz,Ed,max = 0.05 kN*m	Vy,T,Rd = 209.88 kN
Nb,Rd = 655.65 kN	My,c,Rd = 32.05 kN*m	Mz,c,Rd = 4.79 kN*m	Vz,Ed = 1.24 kN
			Vz,T,Rd = 179.93 kN
	Mb,Rd = 18.83 kN*m		Tt,Ed = 0.00 kN*m
			Classe de la section = 3



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

z = 1.00	Mcr = 45.88 kN*m	Courbe,LT - d	XLT = 0.53
Lcr,low=3.84 m	Lam_LT = 0.88	fi,LT = 1.14	

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

$$kzy = 1.00$$



en z:

$$kzz = 0.90$$

FORMULES DE VERIFICATION:

Contrôle de la résistance de la section:

$$N_{Ed}/N_{c,Rd} + M_{y,Ed}/M_{y,c,Rd} + M_{z,Ed}/M_{z,c,Rd} = 0.68 < 1.00 \quad (6.2.1(7))$$

$$\sqrt{(\sigma_{x,Ed})^2 + 3 \cdot (\tau_{y,Ed} + \tau_{ty,Ed})^2} / (f_y/gM0) = 0.68 < 1.00 \quad (6.2.1(5))$$

$$V_{y,Ed}/V_{y,T,Rd} = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$V_{z,Ed}/V_{z,T,Rd} = 0.01 < 1.00 \quad (6.2.6-7)$$

$$\tau_{ty,Ed} / (f_y / (\sqrt{3} \cdot gM0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

$$\tau_{tz,Ed} / (f_y / (\sqrt{3} \cdot gM0)) = 0.00 < 1.00 \quad (6.2.6)$$

Contrôle de la stabilité globale de la barre:

$$M_{y,Ed,max}/M_{b,Rd} = 0.18 < 1.00 \quad (6.3.2.1(1))$$

$$N_{Ed}/(X_y \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{yy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{yz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.69 < 1.00 \quad (6.3.3(4))$$

$$N_{Ed}/(X_z \cdot N_{Rk}/gM1) + k_{zy} \cdot M_{y,Ed,max}/(XLT \cdot M_{y,Rk}/gM1) + k_{zz} \cdot M_{z,Ed,max}/(M_{z,Rk}/gM1) = 0.70 < 1.00 \quad (6.3.3(4))$$

Profil correct !!!

Date: 11/02/22

Propriétés du projet: **Batiment R+2 à usage d'habitation et bureau**

Créé: 17/01/22 18:07

Modifié: 21/01/22 21:30

Taille: 25288704

Auteur:

Bureau:

Adresse:

Caractéristiques de l'analyse de l'exemple:

Type de structure:

Coordonnées du centre géométrique de la structure:

X = 23.600 (m)

Y = 6.000 (m)

Z = 5.040 (m)

Coordonnées du centre de gravité de la structure:

X = 23.600 (m)

Y = 6.022 (m)

Z = 6.014 (m)

Moments d'inertie centraux de la structure:

I_x = 2351405.488 (kg*m²)

I_y = 21345793.041 (kg*m²)

I_z = 22080882.513 (kg*m²)

Masse = 96748.305 (kg)

Coordonnées du centre de gravité de la structure avec la prise en compte des masses dynamiques globales:

X = 23.600 (m)

Y = 6.096 (m)

Z = 6.853 (m)

Moments d'inertie centraux de la structure avec la prise en compte des masses dynamiques globales:

I_x = 25264431.876 (kg*m²)

I_y = 242765912.960 (kg*m²)

I_z = 248078865.836 (kg*m²)

Masse = 1110915.304 (kg)

Description de la structure

Nombre de noeuds: 758

Nombre de barres: 961

Eléments finis linéiques: 1477

Eléments finis surfaciques: 0

Eléments finis volumiques: 0

Liaisons rigides: 690

Relâchements: 1

Relâchements unilatéraux:	0
Relâchements non-linéaires:	0
Compatibilités:	0
Compatibilités élastiques:	0
Compatibilités non-linéaires:	0
Appuis:	60
Appuis élastiques:	0
Appuis unilatéraux:	0
Appuis non-linéaires:	0
Rotules non-linéaires:	0
Cas:	18
Combinaisons:	10

Resumé de l'analyse

Méthode de solution - SPARSE M	
Nbre de degrés de liberté stat.:	4188
Largeur de la bande	
avant/après optimisation:	0 0
Durée des calculs [s]	
Durée max agrégation + décomp.:	3
Durée max itér. sur sous-espace:	2
Durée max solution prb. nonlin.:	0
Durée totale:	10
Espace disque et mémoire utilisés [o]	
Espace totale du disque utilisé:	10960672
Espace pour fichier TMP solveur:	0
Espace pour itérat. s/sous-esp.:	871312
Mémoire:	3360856
Elém. diagon. de la matrice de rigidité	
5.010474e+17	Min/Max après décomposition: 2.923827e+03
Précision:	0

Liste de cas de charges/types de calculs

Cas 1 : **PERM1**
Type d'analyse: Statique linéaire

Energie potentielle : 3.76964e+00 (daN*m)
Précision : 3.05004e-10

Cas 2 : **G**
Type d'analyse: Statique linéaire

Energie potentielle : 9.49125e+02 (daN*m)
Précision : 6.19015e-10

Cas 3 : **Q**
Type d'analyse: Statique linéaire

Energie potentielle : 4.54150e+01 (daN*m)
Précision : 9.02914e-10

Cas 4 : **N**
Type d'analyse: Statique linéaire

Energie potentielle : 5.51525e-01 (daN*m)
Précision : 1.36434e-10

Cas 5 : **ELU**
Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 6 : **ELS**
Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 7 : **G+Q+1,2EX**
Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 8 : **G+Q+1,2EY**
Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 9 : **0,8G+EX**
Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 10 : **0,8G+EY**
Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 11 : **Modale**
Type d'analyse: Modale

Excentricité de masse **ex =** **5.000 (%)** **ey =** **5.000 (%)**

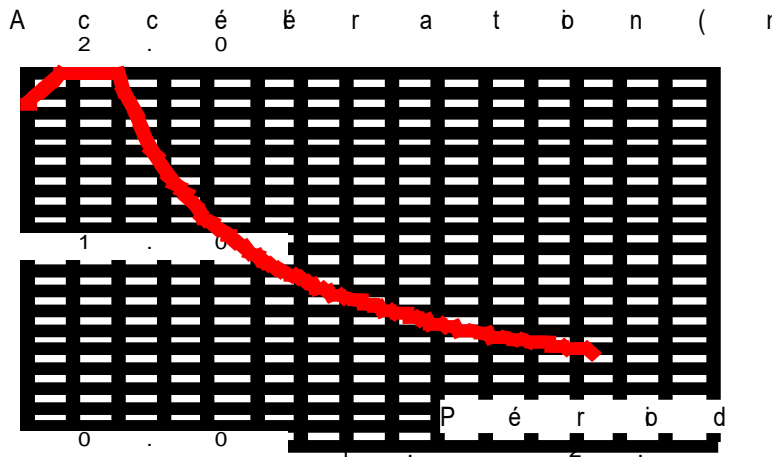
Données:

Mode d'analyse : Modal
Méthode : Itération sur le sous-espace
Type de matrices de masses : Concentrée sans rotations
Nombre de modes : 10
Nombre d'itérations : 40

Tolérance : 1.00000e-04
 Amortissement : 0.040
 Limites : 0.000
 Coefficient des masses participantes : 0.000

Cas 12 : Sismique RPA 99 (2003) Dir. - masses_X
Type d'analyse: Sismique - RPA 99 (2003)

Direction de l'excitation:
 X = 1.000
 Y = 0.000
 Z = 0.000



Données:

Zone : IIa
 Usage : 2
 Assise : S2
 Coefficient de qualité : 1.200
 Coefficient de comportement : 3.000
 Amortissement : X = 4.00 %

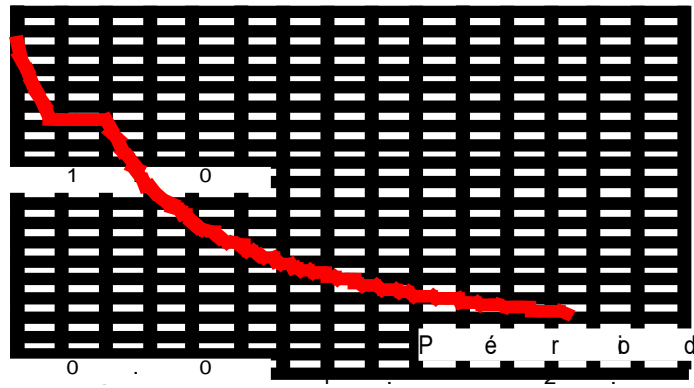
Paramètres du spectre:

Correction de l'amortissement : $\eta = [7/(2+\xi)]^{0.5} = 1.080$
 A = 0.150
 T₁ = 0.150 T₂ = 0.400

Cas 13 : Sismique RPA 99 (2003) Dir. - masses_Y
Type d'analyse: Sismique - RPA 99 (2003)

Direction de l'excitation:
 X = 0.000
 Y = 1.000
 Z = 0.000

A c c é ě r a t b n (r
2 . 0



Données:

Zone : IIa
Usage : 2
Assise : S2
Coefficient de qualité : 1.150
Coefficient de comportement : 4.000
Amortissement : X = 4.00 %

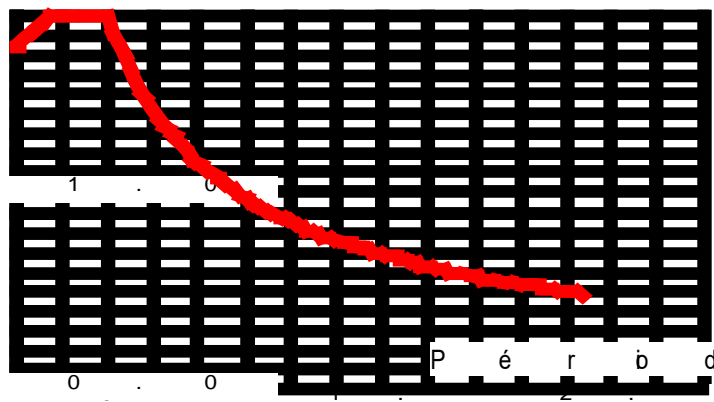
Paramètres du spectre:

Correction de l'amortissement : $\eta = [7/(2+\xi)]^{0.5} = 1.080$
A = 0.150
T₁ = 0.150 T₂ = 0.400

Cas 14 : Sismique RPA 99 (2003) Dir. - masses_Z
Type d'analyse: Sismique - RPA 99 (2003)

Direction de l'excitation:
X = 0.000
Y = 0.000
Z = 1.000

A c c é ě r a t b n (r
2 . 0



Données:

Zone : IIa
Usage : 2
Assise : S2
Coefficient de qualité : 1.200
Coefficient de comportement : 3.000
Amortissement : $X = 4.00 \%$

Paramètres du spectre:

Correction de l'amortissement : $\eta = [7/(2+\xi)]^{0.5} = 1.080$

$A = 0.150$

$T_1 = 0.150$

$T_2 = 0.400$

Cas 15 : G+Q-1,2EX
Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 16 : G+Q-1,2EY
Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 17 : 0,8G-EX
Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 18 : 0,8G-EY
Type d'analyse: Combinaison linéaire

Bibliographie :

1. Règlement Neige et vent : document Technique Réglementaire DTR B-C 2.48, Ministère de l'habitat, 1999.
2. Règles parasismiques Algériennes : RPA99/version 2003. Document technique réglementaire DTR B-C 2 48.
3. Règles de conception et de calcul des structures en acier "CCM97" document techniques réglementaire D.T.R-B.C-2.44.
4. calcul des ouvrages en béton arme, RPA 2003 3eme Edition.
5. « calcul des éléments de construction métallique selon l'eurocode 3 »(2ème Edition) livre de Mr **DAHMANI Iahlou** professeur département de Génie civil à université Mouloud Mammeri Tizi-ouzou.
6. « Concevoir et construire en acier », collection Mémentos Acier , livre de ; **Marc Landowski** architecte, enseignant à l'école d'architecture de Bordeaux, connue pour ses réalisations à dominante acier. **Bertrand Lemoine** ingénieur diplômé de l'École polytechnique et de l'École nationale des ponts et chaussées, architecte, enseignant à l'école d'architecture de Marne-la-Vallée, spécialiste de la construction métallique.
7. « Construction mixte acier-béton », conception et calcul des poutres mixtes des planches de bâtiments courants. D'après l'Eurocode 4 Editeur : CSTB ; collection : Gaude eurocode Livre de : **Jean-marie aribert , Hoang-tung vu, Mouhamed hijaj,s amy Guezouly.**
8. « Calcul des structures en acier, Eurocode 3 » Parti 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments, Livre de **Jacques BROZZETTI** ; Edition : EYROLLES, Paris, 1996.
9. « Calcul des structures métallique selon l'Eurocode 3» Livre de **Jean MOREL** ; Edition : EYROLLES, Paris, 1999.
10. charges permanentes et surcharges d'exploitations. Document Technique Réglementaire DTR B-C 2.2, Ministère de l'urbanisme et de la construction.
11. Calcules des structures mixtes acier-béton cours de M^r **Labiod.M** Master 1(construction métallique).
12. Calcules des semelles de fondation en béton armé ; Cours et applications de M^{me} **CHERIFI FATIHA** Maître de conférences à l'université Mouloud MAMMERI de Tizi-Ouzou
13. Etude de neige et vent cours de M^r **Dahmani** Master 1(construction métallique).
14. les anciens mémoires de fin d'étude.

Valeur de χ en fonction de λ :

Tableau 5.5.2 Coefficients de réduction χ				
$\bar{\lambda}$	Courbe de flambement			
	a	b	c	d
0,2	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,3	0,9775	0,9641	0,9491	0,9235
0,4	0,9528	0,9261	0,8973	0,8504
0,5	0,9243	0,8842	0,8430	0,7793
0,6	0,8900	0,8371	0,7854	0,7100
0,7	0,8477	0,7837	0,7247	0,6431
0,8	0,7957	0,7245	0,6622	0,5797
0,9	0,7339	0,6612	0,5998	0,5208
1,0	0,6656	0,5970	0,5399	0,4671
1,1	0,5960	0,5352	0,4842	0,4189
1,2	0,5300	0,4781	0,4338	0,3762
1,3	0,4703	0,4269	0,3888	0,3385
1,4	0,4179	0,3817	0,3492	0,3055
1,5	0,3724	0,3422	0,3145	0,2766
1,6	0,3332	0,3079	0,2842	0,2512
1,7	0,2994	0,2781	0,2577	0,2289
1,8	0,2702	0,2521	0,2345	0,2093
1,9	0,2449	0,2294	0,2141	0,1920
2,0	0,2229	0,2095	0,1962	0,1766
2,1	0,2036	0,1920	0,1803	0,1630
2,2	0,1867	0,1765	0,1662	0,1508
2,3	0,1717	0,1628	0,1537	0,1399
2,4	0,1585	0,1506	0,1425	0,1302
2,5	0,1467	0,1397	0,1325	0,1214
2,6	0,1362	0,1299	0,1234	0,1134
2,7	0,1267	0,1211	0,1153	0,1062
2,8	0,1182	0,1132	0,1079	0,0997
2,9	0,1105	0,1060	0,1012	0,0937
3,0	0,1036	0,0994	0,0951	0,0882

Tableau F.1.2 Coefficients C_1 , C_2 et C_3 pour différentes valeurs de k , dans le cas de charges transversales

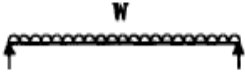

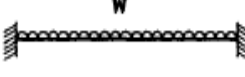



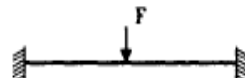

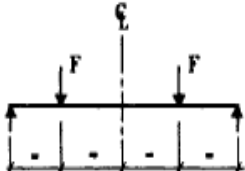

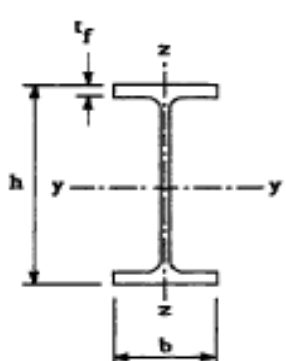
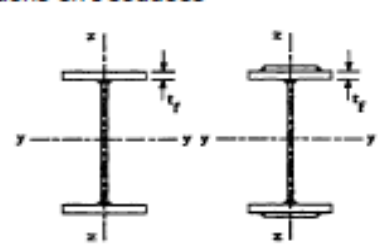

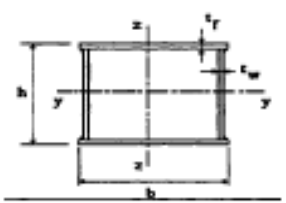

Chargement et conditions d'appuis	Diagramme de moment de flexion	Valeur de k	Coefficients		
			C_1	C_2	C_3
		1,0	1,132	0,459	0,525
		0,5	0,972	0,304	0,980
		1,0	1,285	1,562	0,753
		0,5	0,712	0,652	1,070
		1,0	1,365	0,553	1,730
		0,5	1,070	0,432	3,050
		1,0	1,565	1,267	2,640
		0,5	0,938	0,715	4,800
		1,0	1,046	0,430	1,120
		0,5	1,010	0,410	1,890

Tableau 5.5.3 Choix de la courbe de flambement correspondant à une section

Type de Section	limites	axe de flambement	courbe de flambement
Sections en I laminées 	$h / b > 1,2 :$ $t_f \leq 40 \text{ mm}$	y - y z - z	a b
	$40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm}$	y - y z - z	b c
Sections en I soudées 	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y - y z - z	b c
	$t_f > 40 \text{ mm}$	y - y z - z	c d
Sections creuses 	laminées à chaud	quel qu'il soit	a
	formées à froid - en utilisant f_{yb}^*)	quel qu'il soit	b
	formées à froid - en utilisant f_{ya}^*)	quel qu'il soit	c
Caissons soudés 	d'une manière générale (sauf ci-dessous)	quel qu'il soit	b
	Soudures épaisses et $b / t_f < 30$ $h / t_w < 30$	y - y z - z	c c
Sections en U, L, T et sections pleines 		quel qu'il soit	c

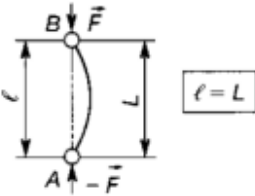
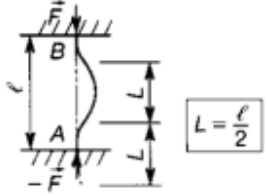
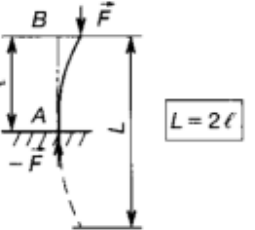
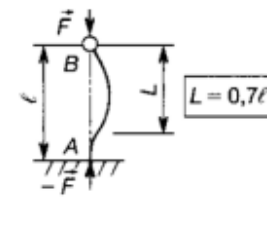
LONGUEURS LIBRES DE FLAMBAGE			
Types de liaisons	Valeurs de L	Types de liaisons	Valeurs de L
① En A et B : liaisons pivots.	 $l = L$	③ En A et B : liaisons encastrement.	 $L = \frac{l}{2}$
② En A : liaison encastrement. En B : extrémité libre.	 $L = 2l$	④ En A : liaison encastrement. En B : liaison pivot.	 $L = 0,7l$

Tableau 5.5.1 Facteurs d'imperfection				
Courbe de flambement	a	b	c	d
Facteur d'imperfection α	0,21	0,34	0,49	0,76