

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Abou Bakr Belkaid - Tlemcen
Faculté de Technologie, Département de Génie Civil



Mémoire d'Obtention du Diplôme de
MASTER en Génie civil Option
constructions métalliques et mixtes

THEME :

**CONCEPTION ET ETUDE D'UN CENTRE COMMERCIAL DE
MASCARA EN CHARPENTE METALLIQUE AVEC DALLE
MIXTE**

Présenté par :

Mr. BENOURRAD
Boumedién

Mr. ALLAL
Mohammed Rasem

Devant le jury composé de :

Mr. ABOU-BEKR N.

Président

Dr. DJAFOUR N.

Examinatrice

Dr. BENADLA Z.

Examinatrice

Mr. CHERIF Z.E.A

Encadreur

2017-2018

Dédicace

C'est grâce à Allah seul que j'ai pu achever ce travail. Je le dédie à :

Mes très chers parents, qui je ne remercierai jamais assez pour tout ce qu'ils ont fait pour moi et sans eux je ne serai pas arrivé là où j'en suis aujourd'hui.

A mes chères frères Tayeb, Ahmed, Nasro, ma fiancée Chaimaa et mes neveux Mohammed Aymen, Abderahmane ma nièce Zoulikha.

Mon oncle MOHAMMED pour son soutien, que DIEU le procure bonne santé et longue vie.

Toute la famille BENOURRAD, BENMOSTEFA.

Mon cher ami, mon binôme ALLAL Mohammed Rasem avec qui j'ai partagé des moments difficiles ainsi que des moments de joie tout au long de mon cursus.

A mes amis, Bilal, Bouamoud Ahmed, Sofiane, et mes collègues de la promotion de génie civil 2017-2018 plus particulièrement la promotion de la construction métallique chacun par son nom.

A tous mes professeurs à qui je témoigne leur soutien, leur générosité à qui je dois un profond respect et ma loyale considération.

Et en dernier, un grand merci à toutes celles et tous ceux qui d'une manière ou d'une autre m'ont aidé et soutenu.

BENOURRAD Boumedien.

Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

A ma Chère mère et mon cher père qui mon toujours soutenus dans ma vie par leur encouragement continu, que DIEU les garde pour moi.

Mes frères « Atif, Djamil et Aman Allah », et mon neveu Rachad, aussi mes grand parents, et à toute la famille ALLAL et BOUGUETTAYA.

A mon binôme qui est avant tout mon ami intime BENOURRAD Boumedien, qui a su être un bon ami dans tous les moments, de joie ou de malheur.

A tous mes amis proches et camarades de génie civil en particulier ma promotion de la construction métallique, c'était un plaisir d'avoir partagé ces dernières années avec eux.

A tous mes professeurs qui m'ont formé et aidé avec leurs exigence et conseil, sans eux je ne serais pas arrivé à ce niveau.

A tous ceux qui, de loin ou de près, m'ont aidé et soutenu.

ALLAL Mohammed Rasem.

REMERCIEMENTS

Tout d'abord, tous nos louanges à ALLAH, le clément et le miséricordieux de nous avoir donné la force et le courage de mener à bien ce modeste travail.

Nos chaleureux remerciements pour notre cher encadreur Mr. CHERIF Z.E.A qui n'a pas hésité de nous aider à tout moment, et pour sa générosité de nous orienter et nous donner toutes les informations et conseils nécessaires.

Nos profonds respects et remerciements aux membres du jury Monsieur BEDJAOUI M.C, Madame DJAFOUR N et Madame BENADLA Z pour avoir pris la peine d'examiner le manuscrit.

On voudrait aussi remercier tous les professeurs qui ont contribué à notre formation.

Nos remerciements vont également à tous ceux qui nous ont apporté de l'aide et encouragement. Qu'ils trouvent ici l'expression de notre profonde gratitude.

ALLAL Rasem et BENOURRAD Boumedién

Résumé

Ce projet de fin d'études est un projet d'un centre commercial à la wilaya de MASCARA proposant une variante en béton armé et en charpente métallique avec des dalles mixtes. Ce projet représente un bâtiment qui comporte un (R-3) en béton armé plus un RDC+3 étages en ossature métallique à usage commercial.

Ce projet est élaboré en plusieurs étapes. En premier lieu l'évaluation des charges et surcharges a été détaillée. Ensuite l'étude du plancher mixte selon « L'EUROCODE 4 » a été traité. Après l'étude dynamique selon le « RPA99 v 2003 » a été menée. Puis, le dimensionnement des différents éléments (principaux et secondaires) a été réalisé. Enfin de la partie métallique, l'étude des assemblages a fait l'objet de calcul selon le « CCM97 ». En second partie, l'étude de l'infrastructure selon le « BAEL91 Mod 99 et RPA v 2003 », avec l'utilisation d'un logiciel EL CENTRO dans la partie étude sismique a été réalisé. Enfin une simulation par le logiciel « AUTODESK ROBOT STRUCTURAL ». nous a permis de faire l'ensemble de nos calculs.

Mots clés : Charpente métallique, plancher mixte, isolation a la base, séisme.

Abstract

This final of study project is a project of a shopping center in the wilaya of MASCARA which has been modified from reinforced concrete to metal frame with mixed slabs. This project represents a building with a 3-storey reinforced concrete floor + 3 floors in commercial steel framework.

This project is elaborated in several stages, in the first place the evaluation of the loads and surcharges ", then the study of the mixed floor according to" EUROCODE 4 ", after the dynamic study according to" RPA99 v 2003 ", then, the sizing of the various elements (main and secondary) and the study of assemblies according to the "CCM97", and subsequently the study of the infrastructure according to "BAEL91 Mod 99, RPA v 2003", with the use of EL CENTRO software in the seismic study section. At the end a software simulation "AUTODESK ROBOTSTRUCTURAL".

Key words: Metal frame, composite floor, base insulation, earthquake.

ملخص

مشروع نهاية الدراسة هذا عبارة عن مشروع لمركز تسوق في ولاية معسكر تم تعديله من الخرسانة المسلحة إلى إطار يمثل هذا المشروع مبنى مكون من 3 طوابق من الخرسانة المسلحة + 3 طوابق في إطار من معدني مع ألواح مختلطة الصلب التجاري.

تم تطوير هذا المشروع على عدة مراحل ، في المقام الأول تقييم الأحمال والرسوم الإضافية " ، ثم دراسة أرضية ، ثم ، تحديد حجم العناصر " RPA99 v 2003 " ، بعد دراسة ديناميكية وفعال " EUROCODE 4 " مختلطة وفعال " BAEL91 Mod " ، ثم دراسة البنية التحتية وفعال " CCM97 " المختلفة (الرئيسية والثانوية) ودراسة التجميعات وفعال في قسم الدراسة الزلزالية ، وفي النهاية محاكاة البرمجيات EL CENTRO ، باستخدام برنامج " RPA v 2003 ، 99 " "AUTODESKROBOTSTRUCTURAL".

الكلمات المفتاحية: الإطار المعدني ، الأرضية المركبة ، العزل الأساسي ، الزلزال

Sommaire

Chapitre I: Introduction générale

I.1 :	Introduction	01
I.2 :	Présentation du projet	01
I.3 :	des descriptions de l'ouvrage	01
I.3.1 :	les caractéristiques géométriques.....	01
I.3.2 :	les caractéristiques mécanique des matériaux.....	03
I.4 :	Origine des phénomènes d'instabilité.....	08
I.5 :	Classification des sections transversales.....	09

PARTIE A :CENTRE COMMERCIAL EN CHARPENTE METALLIQUE (R+3)

Chapitre II :Pré dimensionnement des éléments résistants

II.1 :	Généralité.....	10
II.2 :	Etude des dalles.....	10
II.2.1 :	Les dalles mixtes	10
	a)-phase de construction.....	10
	b)-phase de finale.....	10
II.2.1.1 :	Etude de la dalle mixte du plancher terrasse	11
II.2.1.2 :	Calcul des solives du plancher terrasse.....	11
	a)-phase de construction.....	15
	b)-phase finale.....	17
	- position de l'axe neutre	18
	- calcul des connecteurs.....	20
II.2.1.3 :	Plancher à dalle pleine.....	23
II.3 :	Les poutres principales (poutre porteuses).....	32
II.3.1 :	Pré dimensionnement Les poutres principales.....	32
	1)-Plancher terrasse et étage courant.....	32
	a)-phase de construction.....	33
	b)-phase finale.....	35
II.4 :	Pré dimensionnement Les poutres secondaires	39
	1) plancher terrasse	39
	a)-phase de construction.....	40

b)-phase finale.....	42
II.5 : Etude de la dalle mixte du plancher terrasse.....	42
a)-phase de construction.....	43
b)-phase finale.....	45
II.6 : Etude de la dalle mixte du plancher étage courant.....	55
II.7 : Poteaux	62

Chapitre III : ETUDE SISMIQUE

III.1 : Introduction	64
III.2 : Classification de notre projet selon le R.P.A 99ver2003.....	64
III.2.1 : Méthode dynamique.....	64
III.3 : Evaluation de la force sismique.....	65
III.4 : Calcul de la force sismique	71
III.5 : Modélisation et présentation du logiciel Robot.....	73

Chapitre IV :Etude des éléments secondaires

IV.I: Etude de l'escalier.....	79
IV.II : Etude de l'acrotère.....	92

Chapitre V : Etude des portiques et des assemblages

V.I : Etude des portiques	
V.I.1 : Introduction.....	98
V.I.2 : Origine des phénomènes d'instabilité.....	99
V.I.3 : vérification des poteaux.....	100
V.I.4 : Vérification des poutres IPE600.....	102
V.II : Etude des assemblages	
V.II.1 : Introduction	105
V.II.2 : Les types de liaison.....	105
V.II.2.1: Assemblages mécaniques.....	105
V.II.2.2 : Assemblages adhérents ou cohésifs.....	106
V.II.3: Calcul des assemblages.....	107
V.II.3.1 : L'assemblage poteau poutre par platine.....	107
V.II.3.2 : Choix des soudures.....	113
V.II.3.3 : L'assemblage poteau-poteau.....	114
V.II.3.4 : poutre principale IPE 600 -solive IPE270	119

V.III	Palées des stabilité	
V.III.1	Introduction	125
V.III.2	Disposition des palées de stabilités.....	125
V.III.2.1	Vue transversale des palées des stabilités.....	126
V.III.3	Vérification des palées des stabilités	126
V.III.4	l'assemblage du contreventement verticale	127

PARTIE B : PARKING EN BETON ARME (R-3)

Chapitre VI :Etude de l'infrastructure

VI.I	Etude de pied de poteau	
VI.I.1	Introduction.....	129
VI.I.2	Pied de poteau encastré	130
VI.I.2.1	Vérification de la contrainte de compression du béton	131
VI.I.2.2	Calcul l'épaisseur de la platine.....	132
VI.I.3	Calcul de la tige d'ancrage.....	134
VI.II	Etude de l'infrastructure	
VI.II.1	Introduction.....	135
VI.II.2	Descentes des charges	135
VI.II.3	Vérification des voiles périphériques.....	136
VI.II.4	Vérification de la dalle pleine.....	137
VI.II.5	Vérification de la dalle de la rampe.....	138
VI.II.6	Etude sismique (Accélérographes séismes record).....	139
VI.II.7.1	Essai séisme d'EL CENTRO	140
VI.II.8	Vérification d'une semelle filante rigide.....	141
VI.II.8.1	Vérification d'une semelle filante rigide sur chaque axe(x).....	141
VI.II.8.2	Vérification de la longueur élastique(x).....	142
VI.II.8.3	Vérification d'une semelle filante rigide sur chaque axe(y).....	143
VI.II.8.4	Vérification de la longueur élastique.....	144

CONCLUSION GENERALE

BIBLIOGRAPHIE

ANNEXES

Listes des figures :

Figure I.1: Diagramme de déformation - contrainte du béton (ELU).....	05
Figure II.1: Calcul de $b_{eff 1}$	11
Figure II.2 : Calcul de $b_{eff 2}$	42
Figure II.3 : Choix de profilé HEA.....	62
Figure III.1 : Modélisation de la structure par logiciel.....	73
Figure III.2 : opter pour un système du logiciel.....	74
Figure III.3 : définition de la géométrie de base.....	74
Figure III.4 : Définition des matériaux et des sections.....	75
Figure III.5 : Définition des charges à appliquer.....	75
Figure III.6 : définition des combinaisons des charges.....	76
Figure III.7: vérification de la structure.....	77
Figure III.8 : lancement des calculs.....	77
Figure III.9: Vérification des éléments	78
Figure IV .1 : exemple des escaliers en acier galvanisé.....	79
Figure IV.2 : schéma statique de l'escalier.....	80
Figure V.1 : joint de poteau par platine d'extrémité.....	115
Figure V.2 : Vue en plan des palées de stabilités.....	125
Figure V.3 : Palée de stabilité.....	126
Figure VI.1 : Pied de poteau encastré fixé par quatre boulons.....	133
Figure VI.2 : Dimensionnement de platine	135
Figure VI.3 : diagramme des contraintes.....	136

Liste des tableaux :

Tableau II.1: les caractéristiques de IPE 270.....	14
Tableau II.2: les caractéristiques de IPE 600.....	32
Tableau II.3: les caractéristiques de IPE400.....	40
Tableau III.1 : la valeur coefficient d'accélération de zone (A).....	65
Tableau III.2: la valeur de critère de qualité.....	67
Tableau III.3 : la valeur de poids de chaque niveau.....	71
Tableau V.1-les caractéristique d'un profilé L.....	126
Tableau VI.1 : Vérification des semelles filantes	141
Tableau VI.2 : Vérification longueur élastique	141

Notation et nomenclatures

Notation en majuscules et Notation en minuscules

A : une dimension (en générale longitudinale)

A_a : aire de la section de la poutre en acier de construction.

A_b : aire du béton .

A_r : aire du remblai.

$A_c = b_{eff} \times t_c$: aire de la section de la dalle en béton

A_f : aire de la semelle de la section de la poutre en acier de construction.

A_s : aire de la section des armatures situées à l'intérieur b_{eff}

A_v : l'aire de cisaillement de l'élément en acier.

A_w : aire de l'ame de la section de la poutre en acier de construction.

a : largeur du poteau

B : coefficient de comportement de la structure.

B : largeur de la semelle.

b_{eff} : largeur utile de la dalle en béton

b : une dimension transversale (longueur d'une section)

b : largeur du libage .

b_i : la moitié de l'entraxe de demi poutres

C_e : les actions extérieures dues au vent.

C_i : les actions intérieures dues au vent.

C_p : facture de force horizontale.

C_r : calcul des coefficients de pression.

D : profondeur d'ancrage.

d : diamètre de la tige des goujons

e : Excentricité .

E_b : module de déformation longitudinal du béton.

$E_c = \frac{E_a}{n}$: module d'élasticité du béton

E_{cm} : module d'young du béton

E_i : module d'élasticité instantanée.

E_v : module d'élasticité différée.

f : résistance d'un matériau (avec indice), flèche.

F_B : la pression diamétrale

F_{cj} : résistance caractéristique à la compression du béton age de « j » jours

F_{c28}, f_{t28} : grand deux précédentes avec $j = 28$ jours

F_{ck} : valeur caractéristique de la résistance à la compression du béton

$F_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$: résistance de calcul du béton comprimé

F_e : limite d'élasticité de l'acier

F_{eff} ou F'_{eff} : effort normal dans la dalle quand le moment fléchissant atteint M_{pl} ou M'_{pl} .

F_{tj} : : résistance caractéristique à la traction du béton age de « j » jours

F_{sk} : valeur caractéristique de la limite d'élasticité des acier d'armatures

$F_{sd} = \frac{f_{sk}}{\gamma_s}$: résistance de calcul de acier de construction

F_u : contrainte ultime de l'acier des goujons

F_i : résistance de l'ame de poteau en traction

F_p : la force horizontale agissant sur les éléments non structuraux.

F_R : résistance de l'âme de poteau au cisaillement.

G : action des charges permanentes

$G = \frac{E}{2} (1+\nu)$: module d'élasticité transversale

G_b : poids propre du béton frais

g_c : distance du centre de gravité de la dalle à la liaison acier-béton

g_s : distance du centre de gravité des armature à la liaison acier-béton

g_a : distance du centre de gravité de la section A_a à la liaison acier-béton

H : hauteur du libage y compris semelle

h : hauteur de la semelle.

h : hauteur total de la poutre mixte

h_a : hauteur total de la poutre en acier

h_e : hauteur d'étage

i : rayon de giration d'une section

I : moment d'inertie en général

I_a : moment d'inertie de la section en acier

I_t : inertie de torsion

I_w : facture de gauchissement

I_z : inertie de flexion

j : nombre de jours

K : module de réaction.

k : coefficient en générale

L : entre axe appui

L_{max} : portée maximale

L_i : ente axes de gauche à droite.

L_e :longueur élastique

L_f : longueur de flambement

L_0 : distance approximative entre les points de moment fléchissent nuls

M_0 :moment en travée libre .

M_t :moment total.

M_{tr} :moment en travée.

M_{ap} :moment en appui.

M_i :moments de gauche à droit .

M_{cr} : moment critique élastique de déversement

M_{pl} : moment résistance ultime dans la région des moment positifs

M'_{pl} : moment résistance ultime dans la région des moment négatifs

M_{ser} : moment de calcul service

M_u : moment de calcul ultime

N : effort normal

N_i :efforts normaux de gauche à droit.

N_t :effort normal total.

n : coefficient d'équivalence acier-béton ; grandeur exprimée par nombre entier

P_{sl} :poids semelle et libage.

P_R :poids du remblai.

P_q : pénalité à retenir dans la détermination du coefficient Q

P_r : résultante totale exercée par le vent

P^1_{rd} : résistance dans le béton qui entour le goujon

P^2_{rd} : force dans le goujon

P_{FG} : porte à faux gauche.

P_{FD} : porte à faux droite.

Q : surcharge d'exploitation

Q_{lin} : charge linéaire résultante

R : coefficient comportement

T : période fondamentale de la structure effort tranchant

t_c : épaisseur de la dalle en béton

t_f : épaisseur de la semelle

t_w : épaisseur de l'ame

V : force sismique

V_1 : effort de cisaillement

V_{ef} : l'effort total de cisaillement longitudinal de calcul

$V_{pl Rd}$: l'effort tranchant plastique de résistance

V_{sd} : effort tranchant sollicitant

W : poids total de la structure

W_p : l'effort normal du au poids propre

W_{ply} : module plastique de flexion autour de l'axe y

W_{plz} : module plastique de flexion autour de l'axe Z

LETTRES GRECQUES :

γ_s : Coefficient de sécurité

α_{LT} : facture d'imperfection

$\bar{\lambda}_{LT}$: l'élancement réduit

ϕ : Diamètre des armatures longitudinales

σ_{bc} : Contrainte de compression du béton

σ_s : Contrainte admissible du sol

σ : Contrainte normale en générale

$\sigma 1$:sigma 1

$\sigma 2$:sigma 2

σmoy : sigma moyenne

ξ : Contrainte tangente (de cisaillement)

β : Coefficient dépend de l'élanement du poteau

B : coefficient de pondération

λ : Élanement mécanique d'une pièce comprimée

Σ : Somation

ε : Déformation relative

ε_s : Allongement relatif

μ : Coefficient de frottement

γ_v : coefficient partiel de sécurité pour les connecteurs

χ_{LT} : coefficient de réduction de déversement

β_w : facteur de corrélation

CHAPITRE I

Introduction générale

INTRODUCTION GENERALE

I.1-Introduction :

La construction métallique est une branche, qui répond aux besoins actuels, dans le domaine de la construction.

La modernisation demande la construction rapide et solide des édifices. C'est pour quoi on a recours à l'utilisation du métal, qui présente une robustesse élevée et un domaine élastique permettant aux structures de mieux s'adapter aux actions extérieures, de plus on a la possibilité de récupérer la matière dans le cas de démolition prévue.

On a dans ce projet, le calcul et la conception des éléments structuraux et non structuraux d'un bâtiment à usage administratif en charpente métallique avec des dalles mixtes (acier-béton).

Un élément structurel en construction est défini comme mixte s'il associe de deux matériaux de nature et de propriétés différentes, avec l'objectif de tirer, sur le plan mécanique, le meilleur parti possible de cette association.

Dans ce projet (constructions mixtes acier-béton) avec l'idée d'utiliser :

- Le béton pour résister aux efforts de compression.
- L'acier pour résister aux efforts de traction et aux efforts tranchants.

I.2-Présentation du projet :

L'ouvrage est un bâtiment à usage administratif qui présente une forme irrégulière, cette structure est composée de 3 niveaux en sous-sol (R-3) + RDC + 3 niveaux. Ce bâtiment comporte une terrasse inaccessible avec une forme de pente qui permet l'évacuation des eaux pluviales, elle sera implantée dans une zone de moyenne sismicité « **zone II a** » selon le classement des zones établi par le RPA 99 (modifié en 2003), et de site **S3 (catégorie site meuble)** comme mentionné dans le rapport géotechnique [1].

I.3- Description de la structure :

Une structure décrit d'une manière générale, la façon dont les éléments participants d'un système sont reliés entre eux.

I.3.1-les caractéristiques géométriques :

a)- Dimensions en élévation :

- Hauteur du RDC :..... 5,10 m.
- Hauteur d'étage courant :..... 4,25 m.
- Hauteur du bâtiment :..... 17,85 m.

b)-Dimensions en plan :

Le bâtiment a une forme irrégulière de dimensions :

- Longueur totale selon (Long pan).....40,20m.
- La largeur totale selon (Pignon)..... 41,20m.

c)-ossature de l'ouvrage :

Le système de contreventement de la structure est assuré par un ensemble de portiques en charpente métallique (poteau, poutre) et contreventements en X.

d)-dalles mixtes :

La construction mixte acier-béton est connue depuis longtemps pour la réalisation de poutres mixtes classiques utilisées pour les bâtiments et les ponts.

C'est une section transversale mixte constituée d'un profilé métallique lié à une dalle en béton armé par l'intermédiaire d'un dispositif de connexion.

Les deux matériaux de constructions traditionnels sont associés en flexion.

La dalle en béton armé qui remplit le rôle de surface porteuse horizontale apporte ainsi un gain de résistance et de rigidité à la poutrelle en acier.

La résistance au feu de la construction mixte a beaucoup contribué à son succès, de même que l'excellent comportement à la sollicitation sismique de la structure mixte acier-béton.

-Avantages résultant de l'emploi de dalles mixtes :

Les avantages résultants de l'emploi de dalles mixtes en construction peuvent se résumer ainsi :

1. La rapidité de construction Aucun étaieement temporaire n'est nécessaire dans la fourchette commune de portée
2. Poids léger de 2 à 3.5 KN/mm² (entre 40 et 60 % du poids d'une dalle pleine en béton armé)
3. Transfert des forces horizontales réduit les charges dues au vent aussi bien dans les conditions temporaires que permanentes
4. Le bac constitue une plate-forme de travail sûre Installation rapide du bac
5. Résistance au feu variant entre (R30 et R120) ENV 1994-1-2 :1994 : élément satisfaisant au critère de résistance mécanique pendant 30 min, ou 60 min d'exposition au feu normalisé (selons l'eurocode 4 structure mixte), en fonction de l'épaisseur de la dalle et des armatures
6. Isolation acoustique Isolement aux bruits aériens de 56 à 60 dB : (une catégorie selon le niveau sonore du bruit environnant), à l'aide d'un revêtement de sol compris résilient et d'un plafond rapporté.

e)-planchers :

Les planchers d'étage courant et de terrasse inaccessible sont des planchers de type mixte.

f)-Escalier :

Notre bâtiment comporte des escaliers qui servent à relier les différents niveaux afin d'assurer la bonne circulation des usagers.

Dans notre projet le calcul des escaliers est en charpente métallique.

I.3.2- les caractéristiques mécaniques des matériaux :**I.3.2.1- béton :**

On sait que le béton est le matériau obtenu en solidarissant par une pâte liante de ciment, un squelette granulaire composé d'un ou plusieurs sables et graviers et de l'eau par quantité bien définie.

Les normes prescrites dans le BAEL [2] sont comme suit :

a)-composition :

La composition d'un mètre cube de béton est :

- 350 kg de ciment CME II = 325 kg/m.
- 400 litres de sable de dimension $1 < 5$ mm.
- 800 litres de gravier de dimension < 25 mm.
- 160-180 litres d'eau de gâchage.

b)-résistance à la compression :

La résistance caractéristique du béton à la compression à l'âge de 28 jours : ($f_{C_{28}}$) pour un béton courant dosé à 350 kg/m^3 on a : $f_{C_{28}} = 20 \text{ MPa}$

c)-résistance à la traction : [ART/A – 2 .12 .BAEL 91]

La résistance caractéristique du béton à la traction après 28 jours est donnée par la formule suivante :

$$f_{t_{28}} = 0,6 + 0,06f_{C_{28}} = 1,8 \text{ MPa}$$

d)-module de déformation :**1-module d'élasticité longitudinale :**

A cause du phénomène du fluage et de retrait, nous distinguons deux modules d'élasticité linéaire pour le béton.

a)- module d'élasticité instantané « E_{ij} » : [ART/ A-2.1.21 BAEL 91]

Pour un chargement d'une durée d'application inférieur à 24 heures, le module de déformation instantané « E_{ij} » du béton à « j » jours est pris égal à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} = 29858,59 \text{ MPa} \rightarrow \text{instantané}$$

b)- module d'élasticité différé « E_{vj} » : [ART-2.1.22 BAEL 91].

Pour un chargement d'une longue durée d'application, le module de déformation instantané « E_{vj} » du béton à « j » jour est pris égal à :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} = 10043,34 \text{ MPa} \rightarrow \text{différé}$$

2- Module d'élasticité transversale :

La valeur du module d'élasticité transversale est donnée par :

$$G = \frac{E}{2(1 + \gamma)}$$

Avec : E : Module de Young.

γ : Coefficient de poisson.

e)- coefficient de poisson : Selon l'article « A.2.1, 3 /BAEL91 » le coefficient de poisson est pris égal à :

$\gamma = 0$ Pour le calcul des sollicitations (béton supposée non fissurée).

$\gamma = 0,2$ pour le calcul des déformations (béton supposé fissurée).

f)-Contrainte admissible de compression de béton σ_{bc} : [Art. A.2.1.12 BAEL91]

↳ **E.L.U :**

La Contrainte de compression du béton doit être au plus égale à :

$$\sigma_b = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité.

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1,5 \text{ (combinaison fondamentale), Situation normale alors :} \\ \sigma_{bc} = 14,20 \text{ MPa.} \\ \gamma_b = 1,15 \text{ (combinaison accidentelle), Situation accidentelle alors :} \\ \sigma_{bc} = 18,47 \text{ MPa.} \end{array} \right.$$

0,85 : coefficient réducteur qui tient compte des risques d'interaction béton sur l'acier.

$\theta = 1$: la durée d'application des charge inférieure à 24 heures. σ_{bc} (MPa)

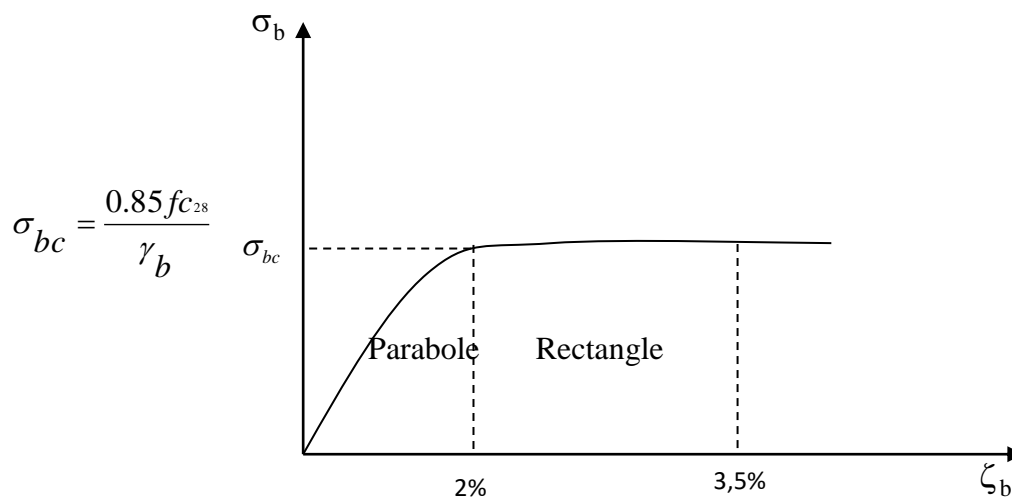


Figure I-1 : Diagramme de déformation - contrainte du béton (ELU)

↳ **E.L.S :**

La contrainte de compression est limitée : [ART /A – 4. 5. 2 BAEL 91]

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 12 \text{ MPa}$$

g)-Contrainte limite ultime de cisaillement :

Pour une contrainte tangente conventionnelle :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d}$$

Avec :

T_u : Effort tranchant.

b_0 : Largeur de la pièce.

d : hauteur utile de la pièce.

- Fissuration non préjudiciable :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5MPa\right)$$

- Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4MPa\right)$$

I.3.2.2-acier :

La nuance de l'acier destiné à la charpente métallique du bâtiment est Fe360 (correspondance des normes acier de construction métallique selon CCM97) qui est le plus répandu dans ce domaine, sa limite d'élasticité est :

$$f_y = 235MPa,$$

On utilise :

- Un profilé IPE pour les solives.
- Un profilé IPE pour les poutres.
- Un profilé IPE pour le limon des escaliers.
- Un profilé HEA pour les poteaux.
- Un profilé L pour le contreventement.
- Un profilé UAP pour les escaliers et l'acrotère.

a)-caractéristique mécanique des aciers de construction :

- Module d'élasticité longitudinale : $E= 2,1 \times 10^5$ MPa.
- Module de cisaillement : $G=E/2.(1+\nu)$.
- Coefficient de poisson : $\nu=0,3$.
- Coefficient de dilatation linéaire de l'acier : $\lambda = 12 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$.
- Masse volumique : $\rho = 7850 \text{kg/m}^3$.

b)-acier utilisé pour les éléments en béton armé :

- Barres à haute adhérence (H.A) de nuance feE400 pour les armatures longitudinales.
- Rond lisse de nuance feE235 pour les armatures transversales (cadres, étriers, épingles). (Notation feE 400 et feE 235 suivant le règlement BAEL 91)
- Treillis soudés (TS) de nuance TLE520 ($\Phi \leq 6 \text{mm}$).

La contrainte admissible de l'acier est définie par :

↳ **E.L.U : suivant BAEL91**

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Avec :

f_e : Limite d'élasticité de l'acier : désigne la limite d'élasticité garantie des barres.

γ_s : Coefficient de sécurité avec

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1,15 \text{ combinaison fondamentale} \\ \gamma_s = 1 \text{ combinaison accidentelle} \end{array} \right.$$

Pour :

Les armatures (H.A) feE400 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_s = 348 \text{ MPa } \text{ combinaison fondamentale} \\ \sigma_s = 400 \text{ MPa } \text{ combinaison fondamentale} \end{array} \right.$$

Les armatures (H.A) feE235 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_s = 204 \text{ MPa } \text{ combinaison fondamentale} \\ \sigma_s = 235 \text{ MPa } \text{ combinaison fondamentale} \end{array} \right.$$

↳ **E.L.S :**

Fissuration non préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \min \left[\left(\frac{2}{3} \times f_e \right); \left(110 \times \sqrt{\eta \times f_{c28}} \right) \right]$

Avec :

$\eta = 1,6$ Pour les barres H.A (haute adhérence)

$\eta = 1$ Pour les barres R.L (Ronds lisses)

Fissuration très préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \min \left[\left(0,5 \times f_e \right); \left(90 \times \sqrt{\eta \times f_{c28}} \right) \right]$

I.4-Origine des phénomènes d'instabilité :

Le calcul d'une structure exige que, sous toutes les combinaisons d'actions possibles, définies réglementairement, la stabilité statique soit assurée, tant globalement au niveau de la structure qu'individuellement au niveau de chaque élément. Les actions développent divers sollicitations, qui génèrent les contraintes au sein du matériau et des déformations des éléments. Il s'agit donc, afin de garantir le degré de sécurité souhaité ou souhaitable, de vérifier que les contraintes et les déformations restent en deçà des limites admissibles [3].

➤ **1-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 cette déformation qui a les traits caractéristiques de toutes les instabilités de forme. Dans le cas des barres comprimées, cette instabilité prend le nom de flambement.

➤ **2-Déversement :**

Ce phénomène d'instabilité élastique se produit, d'une façon, 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.

➤ **3-le voilement :**

Dans une plaque soumise à une compression uniforme sur deux cotés

Opposée, parallèlement à son plan moyen, on observe que la plaque, au-delà d'une certaine charge, se déforme transversalement.

Le phénomène de voilement peut également apparaître sous un effet de cisaillement simple. Il est dans ce cas, attaché à la diagonale comprimée, les âmes des poutres utilisées en construction métallique sont généralement minces et donc susceptibles de se voiler sous des efforts de compression ou de cisaillement excessifs.

Pour éviter le voilement des âmes des poutres, deux moyens sont Possibles :

- Soit augmenter l'épaisseur de l'âme.
- Soit disposer des raidisseurs d'âme, judicieusement positionnés.

I.5-classification des sections transversales :

Les profilés de construction, qu'ils soient laminés ou soudés, peuvent être considérés comme constitués d'un ensemble de parois distinctes, dont certaines sont dites « internes ou raidies et d'autres sont appelées « en consoles » (les semelles des profilés ouverts et les ailes des cornières).

Classe 1 Sections plastiques :

Celles qui peuvent former une rotule plastique avec la capacité de rotation suffisante pour autoriser une redistribution des moments de flexion dans la structure.

Classe 2 Sections compactes :

Celles qui peuvent développer le moment de résistance plastique dans la section mais pour lesquelles un voilement local limite la rotation sous moment constant.

Classe 3 Sections semi-compactes :

Celles pour lesquelles la contrainte dans les fibres extrêmes doit être limitée à l'atteinte de la limite d'élasticité car un voilement local empêche le développement du moment de résistance plastique de la section.

Classe 4 Sections élancées :

Celles dans lesquelles l'atteinte de la limite d'élasticité dans les fibres extrêmes ne peut pas être atteinte en raison d'un voilement local prématuré.

PARTIE A

CENTRE COMMERCIAL EN
CHARPENTE METALLIQUE

(R+3)

CHAPITRE II

Pré dimensionnement
des éléments résistants

II-1-Généralités:

Le pré dimensionnement a pour but d'estimer approximativement les dimensions des éléments constituant la structure et de déterminer les différentes charges agissant sur ces éléments, afin d'avoir une bonne résistance et une meilleure stabilité de l'ouvrage.

Ce chapitre est consacré au dimensionnement des différents éléments de la construction (planchers ; poutres ; poteaux) selon l'eurocode **3** et le CCM97 et l'eurocode **4** et au calcul des différentes charges [4].

Dans notre structure, on utilise deux types de planchers :

- Plancher à dalles mixte.
- Plancher à dalle pleine.

II.2-Etude des dalles :**II.2.1- Les dalles mixtes :**

Le calcul d'une dalle mixte se fait en deux phases :

- Phase de construction
- Phase finale

a)-Phase de construction :

Le profilé en acier travaille seul

Les charges à prendre en compte en phase de construction sont

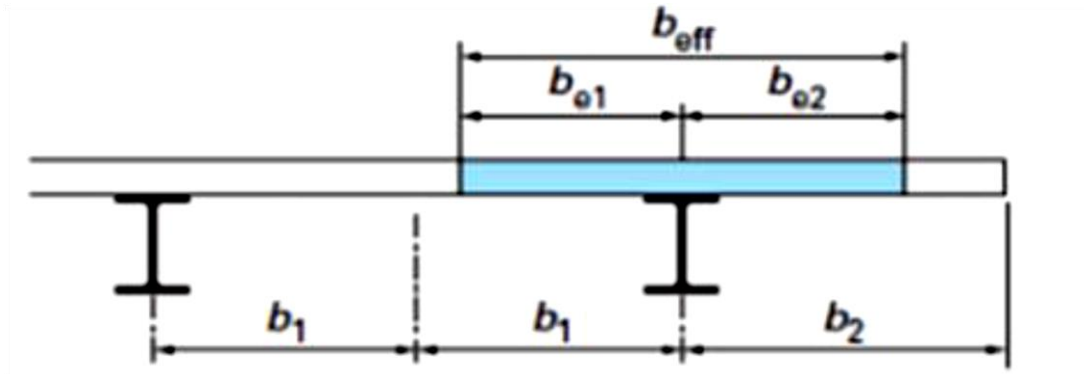
- poids propre du profilé
- poids propre du béton
- surcharge de construction (ouvrier)

b)-Phase finale :

Le béton ayant durci, la section mixte (le profilé et la dalle) travaillant ensemble.

Les charges à prendre en compte durant cette phase finale sont :

- poids propre du profilé
- poids propre du béton
- surcharge d'exploitation
- finition

Largeur de la dalle mixte (largeur effective) :Figure II-1: calcul de b_{eff}

Dans les calculs des dalles mixtes, on prendra en compte de chaque côté de l'axe de la poutre, une largeur de la dalle égale à la plus faible des valeurs suivantes [5] :

Largeur effective :

$$b_{eff} = b_{e1} + b_{e2}$$

$$b_{ei} = \min (L_0/8 ; b_i)$$

L_0 : distance approximative entre les points de moments fléchissant nuls

b_i : La moitié de l'entraxe de demi poutres

II.2.1.1-Etude de la dalle mixte du plancher terrasse :

Calcul de la largeur de la dalle mixte (largeur effective) :

On a : $L_0 = 6.70\text{m}$

$$b_1 = 1,9/2 = 0,95\text{m}$$

$$L_0/8 = 6.70/8 = 0,8375\text{m}$$

$$b_{e1} = b_{e2} = 0,8375\text{m}$$

Donc: $b_{eff} = 1,675\text{m}$

II.2.1.2-Calcul des solives du plancher terrasse:

La hauteur du profilé est donnée approximativement par la relation suivante : $h_a = \frac{L}{30}$

L : la portée de la solive.

$$h_a = \frac{L}{30} = \frac{6700}{30} = 223.33\text{mm} \quad \text{on prend : (IPE 220)}$$

- **Classification de la semelle :**

$$\frac{c}{t_f} = \frac{(b - t_w)/2}{t_f} = \frac{(110 - 5,9)/2}{9.2} = 5,65 < 10\varepsilon = 10$$

(La semelle est de classe 1)

▪ **Classification de l'âme :**

$$\frac{d}{t_w} = \frac{177.6}{5.9} = 30,102 < 72\varepsilon = 72 \quad (\text{L'âme est de classe 1})$$

On a le profilé IPE220 est de classe 1.

Profil	h(mm)	b(mm)	I _x (cm ⁴)	W _{pl} (cm ³)	G(Kg/ml)	t _w (mm)	t _f (mm)	A(cm ²)
IPE220	220	110	2772,0	285,4	26,2	5,9	9,2	33,4

Tableau II.1: les caractéristiques de IPE 220

La poutre est non raidie :

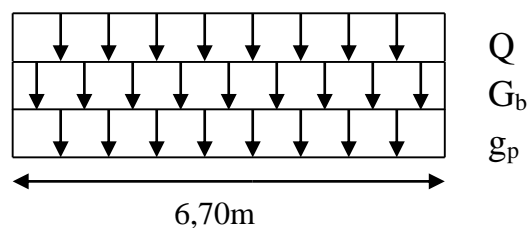
a)-Phase de construction :

$$\frac{d}{t_w} < 69\varepsilon \quad (\text{Pour des âmes sans raidisseurs})$$

Dans cette phase le profilé d'acier travaille seul :

- Poids propre du profilé.....g_p=0,262KN/m²
- poids propre du béton frais.....G_b=0,16.25=4KN/m²
- Surcharge de construction (ouvrier).....Q_c=1,50 KN/m²

L'entraxe des solives est de 1,90m



▪ **Combinaison des charges**

↳ **ELU :**

$$q_u = 1,35.g_p + (1,35.G_b + 1,5.Q) \times 1,9$$

$$q_u = 1,35.0,262 + (1,35.4 + 1,5.1,5) \times 1,9$$

$$q_u = 14,888 \text{KN/m}$$

▪ **ELS :**

$$q_{ser} = g_p + (G_b + Q) \times 1,9$$

$$q_{ser} = 0,262 + (4 + 1,5) \times 1,9$$

$$q_{ser} = 10,712 \text{ KN/m}$$

Vérification : [6]

▪ **1-Vérification de la résistance à la flexion :**

Le moment sollicité:

$$M_{\max} = M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{12} = \frac{14,888 \times (6,7)^2}{12} = 55,696 \text{ kN.m}$$

Le moment plastique :

$$M_{plRd} = \frac{W_{PL} \times f_y}{\gamma_{Mo}} = \frac{285,4 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^3}{1} = 67,069 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 55,696 \text{ kN.m} < M_{plRd} = 67,069 \text{ kN.m}$$

La condition de la résistance est vérifiée.

▪ **2- Vérification à l'effort tranchant :**

Calcul de l'effort tranchant plastique de résistance :

$$V_{plRd} = A_v \frac{f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{Mo}}$$

Avec :

A_v : l'aire de cisaillement

$$A_v = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f = 33,4 \cdot 100 - 2 \cdot 110 \cdot 9,2 + (5,9 + 2 \cdot 12) \cdot 9,2$$

$$A_v = 1591,08 \text{ mm}^2$$

$$V_{plRd} = A_v \frac{f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{Mo}} = 1591,08 \cdot \frac{235 \times 10^{-3} / \sqrt{3}}{1} = 215,873 \text{ kN}$$

Calcul de l'effort tranchant sollicitant la poutre métallique :

$$V_{sd}^{\max} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{14,888 \times 6,7}{2} = 49,877 \text{ kN}$$

$$V_{sd}^{\max} = 49,877 \text{ kN} < V_{plRd} = 215,873 \text{ kN}$$

La condition de cisaillement est vérifiée.

Vérification à l'interaction de l'effort tranchant :

Il est noté que le moment résistant M_r dépend aussi des efforts appliqués, alors il faut avoir la condition suivante :

$$V_{sd}^{\max} < 0,5 \cdot V_{plRd}$$

$$V_{sd}^{\max} = 49,87 \text{ kN} < 0,5 \times 215,87 = 107,935,88 \text{ kN}$$

Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.
Donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance à la flexion.

▪ **3-Vérification de la flèche : Calcul a ELS**

$$f_{\max} < \bar{f} = \frac{L}{250} \quad (\text{Plancher en générale})$$

$$f_{\max} = \frac{5}{384} \times \frac{q_{\text{ser}} \times L^4}{E.I}$$

$$q_{\text{ser}} = 10,712 \text{ KN/m}$$

$$L = 6.70 \text{ m}$$

$$E = 210000 \text{ Mpa}$$

$$I_y = 2771,8 \text{ cm}^4$$

La valeur de la flèche maximale est :

$$f_{\max} = \frac{5}{384} \times \frac{q_{\text{ser}} \times L^4}{E.I} = \frac{5}{384} \times \frac{10,712 \times (6700)^4}{2,1 \times 10^5 \times 2771,8 \times 10^4} = 48,29 \text{ mm}$$

La valeur de la flèche admissible est :

$$\bar{f} = \frac{L}{250} = \frac{6700}{250} = 26,8 \text{ mm} \quad (\text{Plancher en générale})$$

$$\bar{f} = 26,8 \text{ mm} < f_{\max} = 48,29 \text{ mm}$$

La flèche n'est pas vérifiée ceci veut dire que le **IPE 220** ne résiste pas, on doit augmenter la section en **IPE 240** les conditions ne sont toujours pas vérifiées. Alors on propose la section en **IPE 270** de classe 1 dans la vérification sont dans ce qui suit

on prend : **IPE 270**

▪ **Classification de la semelle :**

$$\frac{c}{t_f} = \frac{(b - t_w)/2}{t_f} = \frac{(135 - 6,6)/2}{10,2} = 6,29 < 10\varepsilon = 10$$

(La semelle est de classe 1)

▪ **Classification de l'âme :**

$$\frac{d}{t_w} = \frac{219,6}{6,6} = 30,10 < 72\varepsilon = 72$$

(L'âme est de classe 1)

On a le profilé **IPE270** est de classe 1.

Profil	h(mm)	b(mm)	I _x (cm ⁴)	W _{pl} (cm ³)	G(Kg/m)	t _w (mm)	t _f (mm)	A(cm ²)
IPE270	270	135	5790,0	484,0	38,1	6,6	10,2	45,9

Tableau II.1: les caractéristiques de **IPE 270**

La poutre est non raidie :

a)-Phase de construction :

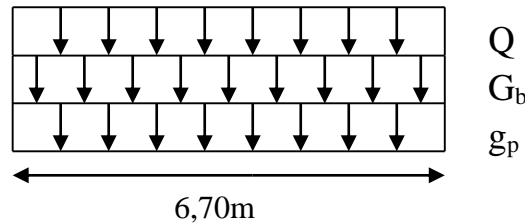
La résistance des âmes au voilement par cisaillement doit être vérifiée pour les âmes non raidies ayant un rapport d/t_w supérieur à 69ε selon l'Eurocode3 ENV 1993-1-1 et le CCM97

$$\frac{d}{t_w} < 69\varepsilon \quad (\text{Pour des âmes sans raidisseurs})$$

Dans cette phase le profilé d'acier travaille seul :

- Poids propre du profilé..... $g_p=0,381$ kN/ml
- poids propre du béton frais..... $G_b=0,16 \times 25=4$ kN/m²
- Surcharge de construction (ouvrier)..... $Q_c=1,50$ kN/m²

L'entraxe des solives est de 1,90m



▪ **Combinaison des charges**

↳ **ELU :**

$$q_u = 1,35 g_p + (1,35 G_b + 1,5 Q) \times 1,9$$

$$q_u = (1,35 \cdot 0,381) + (1,35 \cdot 4 + 1,5 \cdot 1,5) \times 1,9$$

$$q_u = 15,049 \text{ kN/m}$$

▪ **ELS :**

$$q_{ser} = g_p + (G_b + Q) \times 1,9$$

$$q_{ser} = 0,381 + (4 + 1,5) \times 1,9$$

$$q_{ser} = 10,831 \text{ kN/m}$$

Vérification : [6] Selon CCM97

1-Vérification de la résistance à la flexion :

En absence d'effort tranchant, la valeur de calcul M_{sd} du moment fléchissant dans chaque section transversale doit satisfaire à la condition :

$$M_{sd} \leq M_{PL,Rd}$$

le moment fléchissant appliqué maximal (à mi- portée) par rapport à l'axe principal y-y :

Le moment sollicité :

$$M_{max} = M_{sd} = \frac{q_u l^2}{12} = \frac{15,049 \times (6,7)^2}{12} = 56,296 \text{ kN.m}$$

Le moment de résistance plastique de calcul de la section brute :

$$M_{PLRd} = \frac{W_{PL} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{484,0 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^3}{1} = 113,74 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 56,296 \text{ kN.m} < M_{PLRd} = 113,74 \text{ kN.m}$$

La section en IPE270 résiste à l'effort du moment fléchissant.

▪ **2- Vérification à l'effort tranchant :**

La valeur de calcul V_{sd} de l'effort tranchant dans chaque section transversal doit satisfaire à la condition :

$$V_{sd} \leq V_{PLRd}$$

V_{PLRd} : est la valeur de calcul de la résistance plastique au cisaillement donnée par

$$V_{PLRd} = A_v \cdot (f_y / \sqrt{3}) / \gamma_{M0}$$

Calcul de l'effort tranchant plastique de résistance :

$$V_{PLRd} = A_v \frac{f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{M0}}$$

Avec :

A_v : l'aire de cisaillement

$$A_v = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f = (45,9 \cdot 100) - (2 \cdot 135 \cdot 10,2) + ((6,6 + 2 \cdot 15) \cdot 10,2)$$

$$A_v = 2209,32 \text{ mm}^2$$

$$V_{PLRd} = A_v \frac{f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{M0}} = 2209,32 \cdot \frac{235 \times 10^{-3} / \sqrt{3}}{1} = 299,75 \text{ kN}$$

Calcul de l'effort tranchant sollicitant la poutre métallique :

$$V_{sd}^{max} = \frac{q_u l}{2} = \frac{15,049 \times 6,7}{2} = 50,414 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 50,079 \text{ kN.m} < V_{PLRd} = 259,52 \text{ kN.m}$$

La section IPE 270 résiste à l'effort tranchant.

Remarque :

Sachant qu'en section médiane (section étudiée) le moment est maximal tandis que l'effort tranchant est nul. Donc, l'effet de l'effort tranchant sur le moment fléchissant est envisagé.

3-Vérification de la condition de flèche : Calcul a ELS valeur réel

Selon CCM97

$$f_{max} < \bar{f} = \frac{L}{250} \text{ (Plancher en générale)}$$

$$f_{max} = \frac{5}{384} \times \frac{q_{ser} \times L^4}{E.I}$$

$$q_{ser} = 10,831 \text{ kN/m}$$

$$L=6.70\text{m}$$

$$E=210000\text{Mpa}$$

$$I_y=5790\text{cm}^4$$

La valeur de la flèche maximale est :

$$f_{max} = \frac{5}{384} \times \frac{q_{ser} \times L^4}{E.I} = \frac{5}{384} \times \frac{10,831 \times (6700)^4}{2,1 \times 10^5 \times 5790 \times 10^4} = 23,37 \text{ mm}$$

Dans ce cas on a une poutre sur deux appuis simple avec une charge uniformément répartie.

La valeur de la flèche admissible est :

$$\bar{f} = \frac{L}{250} = \frac{6700}{250} = 26,8\text{mm (plancher en générale)}$$

$$f_{max} = 23,37 \text{ mm} < \bar{f} = 26,8 \text{ mm}$$

La flèche est vérifiée.

b-Phase finale :

Dans cette situation, la section mixte composée d'un profilé métallique surmontée d'une dalle en béton armé qui forme un tout homogène.

Les charges de la phase finale :

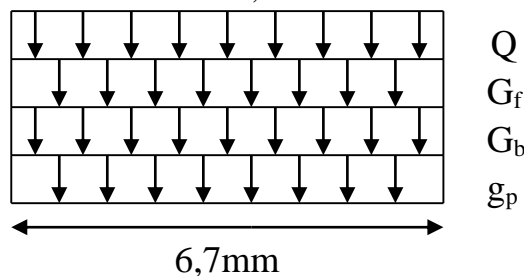
- Poids propre du profilé..... $g_p=0,381 \text{ KN/m}$
- Poids propre du béton (sec)..... $G_b=0,16.25=4 \text{ KN/m}^2$
- Surcharge d'exploitation..... $Q=1\text{KN/m}^2$
- Finition :

Protection de gravillon..... $0,80 \text{ KN/m}^2$

Etanchéité multicouche (2cm)..... $0,12 \text{ KN/m}^2$

Forme de pente(5cm)..... $1,10\text{KN/m}^2$

$$G_f=2,02 \text{ KN/m}^2$$



L'entraxe des solives est de 1,90m

▪ **Combinaison des charges :**

Dans ce cas le plancher est étant de la terrasse on rajoute le poids propre de revêtement.

↪ **ELU :**

$$q_u = 1,35 g_p + (1,35. G_b + 1,35. G_f + 1,5. Q) \times 1,9$$

$$q_u = 1,35.0,381 + (1,35.4 + 1,35.2,02 + 1,5.1) \times 1,9$$

$$q_u = 18,806 \text{ kN/m}$$

↪ **ELS:**

$$q_{ser} = g_p + (G_b + G_f + Q) \times 1,9$$

$$q_{ser} = 0,381 + (4 + 2,02 + 1) \times 1,9$$

$$q_{ser} = 13,719 \text{ kN/m}$$

1-Position de l'axe neutre :

Section soumise à un moment positif :

On suppose que l'influence des armatures de la dalle et d'un renformis éventuel en béton est négligé entre la dalle et la semelle supérieure de la poutre en acier.

La position de l'axe neutre est déterminée à partir de l'équilibre des efforts internes.

On pose :

$$\varphi = \frac{0,85. A_c. f_{cd}}{A_a. f_a}$$

Pour : $\varphi > 1$: l'axe neutre est dans la dalle en béton.

Pour : $1 > \varphi > 1 - (2A_f/A_a)$: l'axe neutre passe dans la semelle supérieure.

Pour : $\varphi < 1 - (2A_f/A_a)$: l'axe neutre coupe l'âme.

Avec :

A_c : aire de la section de la dalle en béton.

$$A_c = t_c \cdot b_{\text{eff}}$$

f_{cd} : Résistance de calcul du béton comprimé ($\gamma_c = 1,5$: coefficient partiel de sécurité pour le béton)

$$f_{cd} = \frac{f_{cK}}{\gamma_c}$$

A_a : aire de la section de la poutre en acier de construction.

f_a : Résistance de calcul de l'acier de construction (coefficient partiel de sécurité pour l'acier de construction généralement $\gamma_a = 1,10$)

$$f_a = \frac{f_y}{\gamma_a}$$

▪ **Application numérique :**

$$A_c = 16.167,5 = 2680 \text{ cm}^2$$

$$f_{cd} = \frac{f_{cK}}{\gamma_c} = \frac{25}{1,5} = 16,67 \text{ Mpa}$$

$$f_a = \frac{f_y}{\gamma_a} = \frac{235}{1,10} = 213,63 \text{ Mpa}$$

$$\varphi = \frac{0,85 \cdot 2680 \cdot 16,67}{45,9 \cdot 213,63} = 3,87 \text{ cm} > 1$$

Donc, l'axe neutre est dans la dalle en béton. (C'est le cas le plus courant).

L'équilibre des efforts normaux nous donne :

$$x_p = \frac{A_a \cdot f_a}{0,85 \cdot b_{eff} \cdot f_{cd}}$$

$$x_p = \frac{45,9 \times 213,63}{0,85 \times 167,5 \times 16,67} = 4,13 \text{ cm}$$

2-Vérification : [6] selon CCM97

▪ **1-Vérification de la résistance à la flexion :**

Le moment sollicité la section mixte vaut :

$$M_{max} = M_{sd} = \frac{q_u l^2}{12} = \frac{18,806 \cdot (6,7)^2}{12} = 70,350 \text{ kN.m}$$

Le moment plastique :

g_a : distance du centre de gravité de la section A_a à la liaison acier-béton

$$M_{pl} = A_a \cdot f_a (g_a + t_c - x_p) + 0,85 \cdot b_{eff} \cdot \frac{x_p^2}{2} \cdot f_{cd}$$

$$M_{pl} = 45,9 \times 100 \times 213,63 \times 10^{-3} (0,11 + 0,16 - 0,0413) + 0,85 \times 1675 \times \frac{(0,0413)^2}{2} \times 10^{-3} \times 16,67$$

$$M_{pl} = 224,27 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 70,350 \text{ kN.m} < M_{pl} = 224,27 \text{ kN.m}$$

La condition de la résistance est vérifiée.

▪ **2-Vérification à l'effort tranchant :**

Calcul de l'effort tranchant plastique :

$$V_{PlRd} = A_v \frac{f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{M0}}$$

Avec :

A_v : l'aire de cisaillement de l'élément en acier.

$A_v = 1,04 \cdot h_w \cdot t_w$: pour les profilés laminés en I.

$A_v = h_w \cdot t_w$: pour les profilés soudés en I.

On a : $A_v = 1,04 \cdot 219,6 \cdot 6,6 = 1507,33 \text{ mm}^2$

$$V_{PLRd} = A_v \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 1507,33 \frac{235 \cdot 10^{-3}}{1} = 204,510 \text{ kN}$$

Calcul de l'effort tranchant sollicitant la section mixte:

$$V_{sd}^{max} = \frac{q_u l}{2} = \frac{18,806 \times 6,7}{2} = 63 \text{ kN}$$

$$V_{sd}^{max} = 63 \text{ kN} < V_{PLRd} = 204,510 \text{ kN}$$

La condition de cisaillement est vérifiée.

▪ Vérification à l'interaction de l'effort tranchant :

Il est noté que le moment résistant M_r dépend aussi des efforts appliqués, alors il faut avoir la condition suivant :

$$V_{sd}^{max} < 0,5 \cdot V_{PLRd}$$

$$V_{sd}^{max} = 63 \text{ kN} < 0,5 \times 204,510 = 102,255 \text{ kN}$$

Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

Donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance à la flexion.

Calcul des connecteurs : [7]

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

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

La connexion utilisée est de type goujon à tête : $d=22\text{mm}$, $h=100\text{mm}$ ($d \leq 22\text{mm}$, pour les goujons soudés directement sur la semelle).

La résistance de calcul au cisaillement d'un goujon est donnée par :

$$P_{rd} = \min(P_{rd}^1, P_{rd}^2)$$

$$P_{rd}^1 = 0,29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \frac{\sqrt{f_{ck} \cdot E_c}}{\gamma_v} \dots \dots \dots \text{Résistance dans le béton qui entour le goujon.}$$

$$P_{rd}^2 = 0,8 \cdot f_u \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4 \cdot \gamma_v} \dots \dots \dots \text{Force dans le goujon}$$

f_{ck} : Résistance caractéristique du béton à la compression.....20Mpa

E_{cm} : module de Young du béton.....30000Mpa

f_u : Contrainte ultime de l'acier des goujons :450Mpa

γ_v : Coefficient partiel de sécurité pour les connecteurs : 1,25.

d : diamètre de la tige des goujons.

$$\alpha = 0,2 \cdot \left(\frac{h}{d} + 1 \right) \leq 1 \text{ Si } : 3 \leq h/d \leq 4$$

$$\alpha = 1 \text{ Si } : \frac{h}{d} > 4$$

$$\frac{h}{d} = \frac{100}{22} = 4,54 > 4 \Rightarrow \alpha = 1$$

$$P_{rd}^1 = 0,29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \frac{\sqrt{f_{ck} \cdot E_c}}{\gamma_v} = 0,29 \cdot 1 \cdot (22)^2 \cdot \sqrt{20 \cdot 10^{-3} \cdot 30000 \cdot 10^{-3}} \cdot \frac{1}{1,25} = 86,97 \text{ KN}$$

$$P_{rd}^2 = 0,8 \cdot f_u \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4 \cdot \gamma_v} = 0,8 \cdot 450 \cdot \frac{\pi}{4} (22)^2 \cdot \frac{10^{-3}}{1,25} = 109,42 \text{ KN}$$

$$P_{rd} = \min(86,97; 109,42) = 86,97 \text{ KN}$$

Sachant que ; la section critique médiane étant de classe 1, l'effort total de cisaillement longitudinal de calcul V_{ef} pour la longueur critique d'interface comprise entre cette section et une section d'extrémité est égale à :

$$V_{ef} = \min \left(\frac{A_a \cdot f_y}{\gamma_a}; \frac{0,85 \cdot b_{eff} \cdot t_c \cdot f_{cx}}{\gamma_c} \right) \Rightarrow V_{ef} = \min(R_{acier}; R_{béton})$$

$$V_{ef} = \min \left(\frac{45,9 \times 235}{1,15}; \frac{0,85 \times 167,5 \times 16 \times 20}{1,5} \right)$$

$$R_{acier} = (235 \cdot 4590 \cdot 10^{-3}) / 1,15 = 937,96 \text{ kN}$$

$$R_{béton} = 0,85 \cdot 20 \cdot 1675 \cdot 160 = 4556,00 \text{ kN}$$

$$V_{ef} = 937,96 \text{ kN}$$

La section est de classe 1 donc :

$$N = (V_{ef}) / P_{rd} \text{ (sur la demi longueur)}$$

$$N = 937,96 / 86,97 = 10,78$$

On prend : 8 connecteurs (c'est-à-dire 16 connecteurs sur toute la portée de la poutre $L=6,7 \text{ m}$).

Espacement :

$$\text{esp}_{\min} = 5 \cdot d < \text{esp}_{\text{choisit}} = L / (N) < \text{esp}_{\max} = \min(6 \cdot t_c ; 800) \text{ mm}$$

$$\text{esp}_{\min} = 5 \cdot d = 5 \cdot 22 = 110 \text{ mm} = 11 \text{ cm}$$

$$\text{esp}_{\max} = \min(6 \cdot t_c ; 800 \text{ mm}) = \min(960 ; 800) = 800 \text{ mm} = 80 \text{ cm}$$

$$6 \cdot t_c = 6(160) = 960 \text{ mm}$$

N : le nombre de l'intervalle

$$N=n-1$$

$$\text{esp choisit}=L / (N) =670/15=44,66\text{cm}$$

On prend :

$$\text{esp choisit}=45\text{cm}$$

$$11 < 45 < 80$$

▪ **3-Vérification de la flèche :**

Le module d'élasticité du béton correspondant à $f_{ck}=20\text{MPa}$ est égale à: $E_{cm}=30000\text{MPa}$.

De manière à pondérer les effets à court terme et ceux à long terme des actions, on peut adopter comme coefficient d'équivalence n , pour le béton la valeur :

$$n = \frac{E_a}{E'_c} = \frac{2E_a}{E_{cm}} = \frac{2 \times 210}{30,0} = 13,8$$

Les caractéristiques géométriques de la section mixte médiane homogène :

L'aire de la section :

$$A=A_a+A_b/n=45,9+(2680/13,8)=240,103\text{cm}^2$$

Calcul du bras de levier y :

$$y= (A_b / n) / A. [(h_a+h_c)/2]$$

$$y= (2680/13,8)/240,103.[(22+16)/2]=15,37\text{cm}$$

Moment d'inertie géométrique de la section mixte :

$$I=I_a+ I_b / n+A.y. [(h_a+h_c)/2-y]$$

$$I=1317,0+4142,99+240,103.15,37.[(22+16)/2-15,37]=18856,08\text{cm}^4$$

La valeur de la flèche maximale est :

$$f_{\max} = \frac{5}{384} \times \frac{q_{ser} \times L^4}{E.I} = \frac{5}{384} \times \frac{14,327 \times (6700)^4}{2,1 \times 10^5 \times 18856,08 \times 10^4} = 9,493\text{mm} < \bar{f} = \frac{L}{250} = 26,8\text{mm}$$

La flèche est vérifiée.

▪ **1#Vérification du déversement de IPE 270**

Pas de déversement parce que la poutre est retenue avec la dalle est les connecteurs

▪ **2#Vérification du voilement :**

Dans le cas d'une poutre il n'y a pas lieu de vérifier le voilement de l'âme des poutres non raidies, car $d/t_w \leq 69\epsilon$

$$d/t_w = 219,6/6,6 = 33,29 \leq 69\epsilon$$

La section adoptée pour la solive , donc la vérification au voilement n'est pas nécessaire

II.2.1.3-Plancher à dalle pleine : [2]

- Cas d'une dalle reposant sur quatre appuis (travail de la dalle dans les deux sens $[L_x, L_y]$)

$$0,4 \leq \frac{L_x}{L_y} \leq 1 \Rightarrow h_d = \left(\frac{L_x}{50} \div \frac{L_x}{40} \right)$$

- Cas d'une dalle reposant sur deux appuis (travail de la dalle dans un seul sens $[L_x, L_y]$)

$$\frac{L_x}{L_y} < 0,4 \Rightarrow h_d = \left(\frac{L_x}{35} \div \frac{L_x}{30} \right)$$

L_x, L_y : respectivement, la petite et la grande dimension du plus grand panneau de la dalle.

($L_x < L_y$)

$L_x = 6,70\text{m}$

$L_y = 11,4\text{m}$

$\frac{L_x}{L_y} = \frac{190}{670} = 0,28 < 0,4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans un seul sens.

$$\Rightarrow h_d = \left(\frac{L_x}{35} \div \frac{L_x}{30} \right) = \left(\frac{190}{35} \div \frac{190}{30} \right)$$

$$h_d = (5,42 \div 6,33)\text{cm}$$

$$h_d = 6,33\text{cm}$$

Remarque :

On prend : $h_d = 16\text{cm}$ (pour éviter l'incendie)

Calcul des ferrillages des dalles pleines :

- **1)-Plancher terrasse :**

On a : $h = 0,16\text{m}$

✓ **Descente des charges:**

- Les poids propres :

$$G = 0,16 \times 25 = 4 \text{ kN/m}^2$$

- Les charges de finitions :

$$G_{\text{finition}} = 2,02 \text{ kN/m}^2$$

- La surcharge d'exploitation :

$$Q = 1 \text{ kN/m}^2$$

✓ **Combinaison des charges :**

▪ **ELU:**

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

$$q_u = 1,35(4 + 2,02) + 1,5 \times 1 = 9,627 \text{ kN/m}$$

▪ **ELS:**

$$q_{ser} = G + Q$$

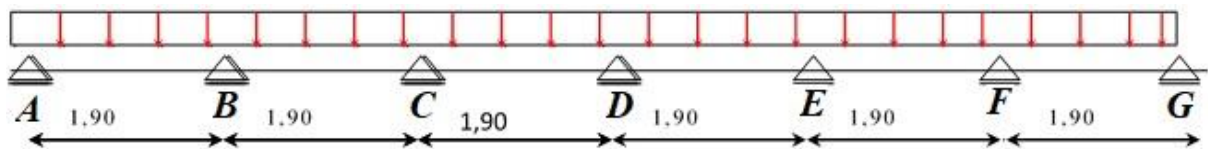
$$q_{ser} = (4 + 2,02) + 1 = 7,02 \text{ kN/m}$$

➤ **Méthode de calcul:**

Les règlements BAEL 91 propose une méthode simplifiée dite « méthode forfaitaire » pour le calcul des moments d'une poutre continue sur plusieurs appuis simple [3].

✓ **Les conditions d'application de la méthode forfaitaire:**

Cette méthode est applicable si les conditions suivantes sont remplies:



a- La charge d'exploitation $Q \leq (2G ; 5 \text{ kN/m}^2)$ condition vérifiée.

b- Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées
→ Condition vérifiée.

c- Le rapport entre deux portées successives doit être compris entre 0,80 et 1,25.

$$0,80 < \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{1,9}{1,9} = 1 < 1,25 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

d- La fissuration est considérée comme peu nuisible → Condition vérifiée.

Conclusion :

Les quatre conditions sont vérifiées alors on peut utiliser la méthode forfaitaire.

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q}$$

$$\alpha = \frac{1}{6,34 + 1} = 0,136$$

▪ **Etude de la dalle :**

$$\frac{l_x}{l_y} = \frac{1,9}{6,7} = 0,28 < 0,4 \text{ Donc la dalle travaille dans un seul sens.}$$

$$M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{9,627 \times (1,9)^2}{12} = 2,896 \text{ kN.m}$$

▪ **Moments sur appuis :**

$$M_A = M_g = -0,20 \times M_0 = -0,579 \text{ kN.m ;}$$

$$M_B = M_f = -0,50 \times M_0 = -1,448 \text{ kN.m ;}$$

$$M_C = M_D = M_e = -0,40 \times M_0 = -1,158 \text{ kN.m ;}$$

▪ **Moments en travées :**

✓ **Moments en travées de rives AB et FG:**

$$\begin{cases} M_t + \frac{M_d + M_g}{2} \geq \text{Max}[(1+0,3\alpha); 1,05].M_0 \\ M_t \geq \left(\frac{1,2+0,3\alpha}{2}\right).M_0 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_t \geq 0,7.M_0 \\ M_t \geq 0,62M_0 \end{cases}$$

Donc on prendra $M_t = 0,70 \times M_0 = 0,7 \times 2,896 = 2,027 \text{ kN.m}$

Moments en travées intermédiaires BC et EF :

$$\begin{cases} M_t + \frac{M_d + M_g}{2} \geq \text{Max}[(1+0,3\alpha); 1,05].M_0 \\ M_t \geq \left(\frac{1+0,3\alpha}{2}\right).M_0 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_t \geq 0,6.M_0 \\ M_t \geq 0,520M_0 \end{cases}$$

On prendra : $M_t = 0,60 \times M_0 = 0,6 \times 2,896 = 1,737 \text{ kN.m}$

✓ **Moments en travées intermédiaires CD ;ED:**

$$\begin{cases} M_t \geq 0,65.M_0 \\ M_t \geq 0,520M_0 \end{cases}$$

On prendra $M_t = 0,65 \times M_0 = 0,65 \times 2,896 = 1,882 \text{ kN.m}$

▪ **Détermination des armatures longitudinales**

Travées:

$$M_t^{\max} = 2,027 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{2,027 \times 10^3}{11,13 \cdot 135 \cdot (14,4)^2} = 0,00650 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$A = \frac{M}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} ; \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0104 ; \beta = 1 - 0,4 \cdot \alpha = 0,995$$

$$A = \frac{2,027 \cdot 10^3}{348 \cdot 0,995 \cdot 14,4} = 0,406 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Condition de non fragilité:

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 14,4 \cdot 135 \frac{2,0}{400} = 2,23 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\Rightarrow A = \max(A_{\text{cal}}, A_{\min}) = \max(0,406, 2,23) = 2,23 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Choix : 5T10 \longrightarrow A = 3,93 cm² ; esp=20cm

En appui :

$$M^a_{\max} = 1,448 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{1,448 \times 10^3}{11,13 \cdot 135 \cdot (14,4)^2} = 0,0046 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$A = \frac{M}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} ; \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0081 ; \beta = 1 - 0,4 \cdot \alpha = 0,996$$

$$A = \frac{1,448 \cdot 10^3}{348 \cdot 0,996 \cdot 14,4} = 0,290 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 14,4 \cdot 135 \frac{2,0}{400} = 2,23 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\Rightarrow A = \max(A_{\text{cal}}, A_{\min}) = \max(0,290, 2,23) = 2,23 \text{ cm}^2$$

Choix : 5T10 \longrightarrow A = 3,93 cm²/ml ; esp=20cm

➤ **Vérification à l'ELS :**

⇒ Aucune vérification pour l'E.L.S :

$$\left. \begin{array}{l} \text{Flexion simple;} \\ \text{Section rectangulaire;} \\ \text{Acier FeE400;} \\ \text{Fissuration peu nuisible} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{si } \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \text{aucune vérification pour } \sigma_b \Rightarrow \text{pour l'E.L.S.}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}; M_{0ser} = q_{ser} \cdot \frac{L^2}{12} = 7,02 \cdot \frac{1,9^2}{12} = 2,111 \text{ kN.m}$$

$$\text{et } M_{tser} = 0,7 \cdot M_{0ser} = 0,7 \cdot 2,111 = 1,478 \text{ kN.m}$$

$$\gamma = 1,37 \text{ et } \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,70$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,136 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,70 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Donc ; les armatures calculées à l'ELU sont retenues

➤ **Contrainte de cisaillement :**

$$T_{\max} = \frac{q_u \cdot l}{2} = \frac{9,627 \times 1,7}{2} = 8,183 \text{ kN}$$

L'effort tranchant maximal $T_{\max} = 8,55 \text{ kN}$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} = \frac{8,183 \cdot 10^{-3}}{1,35 \cdot 0,144} = 0,0420 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\{10 \cdot h / 3 \cdot (0,8 f_{c28} / \gamma_b; 5 \text{ Mpa})\} = 5,10 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0,044 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 5,10 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de la flèche : selon règles BAEL 91 révisées 99 (DTU P18-702)(mars 1992, février 2000)(B.6.5 état limite de déformation dispositions générales)**

le domaine d'application de cette tolérance est limité aux constructions courantes dont les planchers supportent éventuelle des cloisons mais sous réserve, dans ce dernier cas, que la portée des éléments fléchis soit limitée à 8 m

Il faut que les conditions suivantes soient vérifiées :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}; \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0}; \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \quad (f_e : \text{en MPa})$$

L : portée entre murs d'appuis.

h: hauteur de la poutre .

d : hauteur utile de la section.

b_0 : la largeur de la nervure .

M_t : moment fléchissant maximal en travée .

M_0 : moment fléchissant maximal dans la travée supposée indépendante et reposant sur deux appuis libres .

A: section des armatures tendues .

f_e : limite élastique en [Mpa] de l'acier utilisé.

$$a - \frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{16} = 0,0625 ; \frac{16}{170} = 0,084 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$b - \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0} = \frac{1}{10} \cdot \frac{0,7 \cdot M_0}{M_0} = 0,07 \Rightarrow 0,084 > 0,07 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$c - \frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{3,93}{135 \cdot 14,4} = 0,00202 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

▪ **2)- Plancher étage courant :**

On a : $h=0,16\text{m}$

▪ **Descente des charges :**

-Les poids propres :

$$G=0,16 \times 25=4\text{KN/m}^2$$

-Les charges de finition :

$$G_{\text{finition}}=2,02\text{KN/m}^2$$

-La charge d'exploitation :

$$Q=5\text{KN/m}^2$$

↳ **ELU:**

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

$$q_u=1,35(4+2,02) + 1,5 \times 5=15,627 \text{ kN/m}$$

↳ **ELS:**

$$q_{\text{ser}}=G+Q$$

$$q_{\text{ser}}=(4+2,02) + 5=11,02 \text{ kN/m}$$

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q}$$

$$\alpha = \frac{5}{6,02+5} = 0,45$$

$$M_0 = \frac{q_u l^2}{12} = \frac{15,627 \times (1,9)^2}{12} = 4,70 \text{ kN.m}$$

✓ **Moments en appuis :**

$$M_A = M_F = -0,20 \times M_0 = -0,94 \text{ kN.m ;}$$

$$M_B = M_E = -0,50 \times M_0 = -2,35 \text{ kN.m ;}$$

$$M_C = M_D = -0,40 \times M_0 = -1,88 \text{ kN.m ;}$$

✓ **Moments en travées :**

Moment en travée de rive AB et FG:

$$\begin{cases} M_t + \frac{M_d + M_g}{2} \geq \text{Max}[(1+0,3\alpha); 1,05] \cdot M_0 \\ M_t \geq \left(\frac{1,2+0,3\alpha}{2} \right) \cdot M_0 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_t \geq 0,782 \cdot M_0 \\ M_t \geq 0,68 M_0 \end{cases}$$

Donc on prendra $M_t = 0,78 \times M_0 = 0,78 \times 4,70 = 3,666 \text{ kN.m}$

Moments en travées intermédiaires BC et EF :

$$\begin{cases} M_t + \frac{M_d + M_g}{2} \geq \text{Max}[(1+0,3\alpha); 1,05] \cdot M_0 \\ M_t \geq \left(\frac{1+0,3\alpha}{2} \right) \cdot M_0 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_t \geq 0,682 \cdot M_0 \\ M_t \geq 0,566 M_0 \end{cases}$$

On prendra : $M_{t2} = 0,68 \times M_0 = 0,68 \times 4,70 = 3,196 \text{ kN.m}$

Moment en travées intermédiaires CD:

$$\begin{cases} M_t \geq 0,72 \cdot M_0 \\ M_t \geq 0,558 M_0 \end{cases}$$

On prendra $M_t = 0,72 \times M_0 = 0,72 \times 4,70 = 3,384 \text{ kN.m}$

➤ **Détermination des armatures longitudinales :**

Travées :

$$M'_{\max} = 3,666 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{3,666 \times 10^3}{11,13 \cdot 135 \cdot (14,4)^2} = 0,0117 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$A = \frac{M}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} ; \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0186 ; \beta = 1 - 0,4 \cdot \alpha = 0,992$$

$$A = \frac{3,666 \cdot 10^3}{348 \cdot 0,992 \cdot 14,4} = 0,737 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 14,4 \cdot 135 \frac{2,0}{400} = 2,24 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\Rightarrow A = \max(A_{\text{cal}}, A_{\min}) = \max(0,73, 2,24) = 2,24 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Choix : 5T10} \longrightarrow A = 3,93 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Appui :

$$M^a_{\max} = 2,35 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{2,35 \times 10^3}{11,13 \cdot 135 \cdot (14,4)^2} = 0,00754 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$A = \frac{M}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} ; \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0119 ; \beta = 1 - 0,4 \cdot \alpha = 0,995$$

$$A = \frac{2,35 \cdot 10^3}{348 \cdot 0,995 \cdot 14,4} = 0,471 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 135 \cdot 14,4 \frac{2,0}{400} = 2,24 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\Rightarrow A = \max(A_{\text{cal}}, A_{\min}) = \max(0,47, 2,24) = 2,24 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Choix : 5T10} \longrightarrow A = 3,93 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

➤ **Contrainte de cisaillement:**

$$T_{\max} = \frac{q_u \cdot l}{2} = \frac{15,627 \times 1,9}{2} = 14,84 \text{ KN}$$

L'effort tranchant maximal $T_{\max} = 14,84 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} = \frac{14,84 \cdot 10^{-3}}{1,35 \cdot 0,144} = 0,0763 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\{10 \cdot h / 3 \cdot (0,8 f_{c28} / \gamma_b ; 5 \text{ Mpa})\} = 5,10 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0,078 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 5,10 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de la flèche :**

La vérification de la flèche d'une poutre n'est pas nécessaire si cette poutre est associée à un hourdis et si les conditions suivantes sont vérifiées.

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} ; \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0} ; \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \quad (f_e : \text{en MPa})$$

L : portée entre murs d'appuis ;

h : hauteur de la poutre ;

d : hauteur utile de la section ;

b₀ : la largeur de la nervure ;

M_t : moment fléchissant maximal en travée ;

M₀ : moment fléchissant maximal dans la travée supposée indépendante et reposant sur deux appuis libres ;

A : section des armatures tendues ;

f_e : limite élastique en [MPa] de l'acier utilisé.

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{16} = 0,0625 ; \frac{16}{170} = 0,0842$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0} = \frac{1}{10} \cdot \frac{0,7 \cdot M_0}{M_0} = 0,07 \Rightarrow 0,0842 > 0,07$$

$$\frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{2,36}{135 \cdot 14,4} = 0,00122 < \frac{4,2}{400} = 0,0105$$

Les conditions sont vérifiées

II.3- Les poutres principales (poutre porteuses):

Les poutres principales sont des éléments structuraux permettant de supporter les charges et les transmettent aux poteaux. Elles sont sollicitées principalement par un moment de flexion accompagné d'un effort tranchant.

Moment fléchissant :

$$M_{\max} = \frac{q.l^2}{12}$$

L'effort tranchant :

$$V = \frac{q.l}{2}$$

II.3.1- Pré dimensionnement Les poutres principales :**1)-Plancher terrasse :**

La hauteur du profilé est donnée approximativement par la relation suivante : $h_a = \frac{L}{30}$

L : la portée de la poutre principale.

$$h_a = \frac{L}{30} = \frac{11400}{30} = 380 \text{ mm}$$

on prend : (IPE 600) l'utilisation principale de ce profil est : poutres pour des édifices, renforts structurales,...etc.

➤ classification de la section transversale :**✓ classification du profilé :****▪ Classification de la semelle :**

$$\frac{c}{t_f} = \frac{(b - t_w)/2}{t_f} = \frac{(220 - 12)/2}{19} = 5,47 < 10\varepsilon = 10$$

(La semelle est de classe 1)

▪ Classification de l'âme :

$$\frac{d}{t_w} = \frac{514}{12} = 42,83 < 72\varepsilon = 72 \text{ (L'âme est de classe 1)}$$

On a le profilé **IPE600** est de classe 1.

Profil	h(mm)	b(mm)	I _x (cm ⁴)	W _{pl} (cm ³)	G(Kg/m)	t _w (mm)	t _f (mm)	A(cm ²)
IPE 600	600	220	92080,0	3512,0	122	12	19	156

Tableau II.2: les caractéristiques de **IPE600**

a)-Phase de construction :

Dans cette phase le profilé d'acier travaille seul.

Les charges de la phase de construction :

▪ **Combinaison des charges**

↳ **ELU :**

Calcul de la charge répartie:

$$q = q_{pp} + q_u$$

$$q_u = 1,35.G_p + (1,5.Q) \times 1,9$$

$$q_u = (1,35.4 + 1,5.1,5) \times 1,90 = 12,51 \text{ KN/m} \dots \dots \dots \text{la charge sur la semelle.}$$

$$q_{pp} = 1,35.g_p = 1,35.1,22 = 1,65 \text{ KN/m} \dots \dots \dots \text{poids propre de la poutre .}$$

$$q = 1,65 + 12,51 = 14,16 \text{ KN/m}$$

Vérification :

▪ **1-Vérification de la résistance à la flexion :**

$$M_{sd} < M_{plRd}$$

Le moment sollicité la section mixte vaut:

$$M_{\max} = M_{sd} = \frac{ql^2}{12} = \frac{14,16 \times (11,4)^2}{12} = 153,352 \text{ kN.m}$$

Le moment résistant plastique :

$$M_{plRd} = \frac{W_{PL} \times f_y}{\gamma_{Mo}} = \frac{3512 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^3}{1} = 825,32 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 153,352 \text{ kN.m} < M_{plRd} = 825,32 \text{ kN.m}$$

La condition de la résistance est vérifiée.

▪ **2- Vérification à l'effort tranchant :**

Calcul de l'effort tranchant plastique de résistance :

$$V_{plRd} = A_v \frac{f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{Mo}}$$

Avec :

A_v : l'aire de cisaillement

$$A_v = A - 2.b.t_f + (t_w + 2.r).t_f = 156.100 - 2.220.19 + (12 + 2.24).19$$

$$A_v = 8380 \text{ mm}^2$$

$$V_{plRd} = Av \frac{f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{Mo}} = 8380 \cdot \frac{235 \times 10^{-3} / \sqrt{3}}{1} = 1136,97 \text{ KN}$$

$$V_{sd}^{\max} = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{14,16 \times (11,4)}{2} = 80,71 \text{ KN}$$

$$V_{sd}^{\max} = 80,71 \text{ kN} < V_{PLRd} = 1136,97 \text{ kN}$$

La condition de cisaillement est vérifiée.

▪ **3- Vérification à l'interaction de l'effort tranchant :**

Il est noter que le moment résistant M_r dépend aussi des efforts appliqués, alors il faut avoir la condition suivant :

$$V_{sd}^{\max} < 0,5 \cdot V_{PLRd}$$

$$V_{sd}^{\max} = 80,71 \text{ KN} < 0,5 \times 1136,97 = 568,485 \text{ KN}$$

Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

Donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance à la flexion.

▪ **4-Vérification de la condition de la flèche :**

$$f_{\max} < \bar{f} = \frac{L}{250}$$

$$f_{\max} = \frac{q \times L^4}{384 \cdot E \cdot I}$$

↳ **ELS:**

$$q_{ser} = (G_p + Q) \cdot 1,9$$

$$q_{ser} = (4 + 1,5) \cdot 1,9$$

$$q_{ser} = 10,45 \text{ KN/m}$$

$q_{pp} = g_p = 1,22 \text{ KN/m}$poids propre de la poutre .

$$q = 10,45 + 1,22 = 11,67 \text{ KN/m}$$

$$L = 11,40 \text{ m}$$

$$E = 210000 \text{ Mpa}$$

$$I_y = 92083,5 \text{ cm}^4$$

La valeur de la flèche maximale est :

$$f_{\max} = \frac{11,67 \times (11400)^4}{2,1 \times 10^5 \times 920820 \times 10^4 \times 384} = 2,65 \text{ mm}$$

La valeur de la flèche admissible est :

$$\bar{f} = \frac{L}{250} = \frac{11400}{250} = 45,6 \text{ mm}$$

$$f_{\max} = 2,65 \text{ mm} < \bar{f} = 45,6 \text{ mm}$$

La flèche est vérifiée.

b-Phase finale :

Le béton ayant durci, donc la section mixte (le profilé et la dalle) travaillent ensemble.

Les charges de la phase de construction :

↳ **ELU :**

Calcul de la charge répartie:

$$q = q_{pp} + q_u$$

$$q_u = 1,35.G_p + (1,5.Q) \times 1,9$$

$$q_u = (1,35.4 + 1,5.1) \times 1,90 = 13,11 \text{ kN/m} \dots \dots \dots \text{la charge sur la semelle.}$$

$$q_{pp} = 1,35.g_p = 1,35.1,22 = 1,65 \text{ kN/m} \dots \dots \dots \text{poids propre de la poutre .}$$

$$q = 1,65 + 13,11 = 14,76 \text{ KN/m}$$

Vérification :

▪ **1-Vérification de la résistance à la flexion :**

$$M_{sd} < M_{plRd}$$

Le moment sollicité la section mixte vaut:

$$M_{\max} = M_{sd} = \frac{ql^2}{12} = \frac{14,76 \times (11,4)^2}{12} = 159,850 \text{ kN.m}$$

Le moment résistant plastique :

$$M_{plRd} = \frac{W_{PL} \times f_y}{\gamma_{Mo}} = \frac{35120 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^3}{1} = 825,32 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 159,850 \text{ kN.m} < M_{plRd} = 825,32 \text{ kN.m}$$

La condition de la résistance est vérifiée.

▪ **2- Vérification à l'effort tranchant :**

Calcul de l'effort tranchant plastique de résistance :

$$V_{plRd} = Av \frac{f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{Mo}}$$

Avec :

A_v : l'aire de cisaillement

$$A_v = 1,04 \cdot h_w \cdot t_w = 1,04 \cdot 514 \cdot 12 = 6414,72 \text{ mm}^2$$

$$V_{pLRd} = A_v \frac{f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{Mo}} = 6414,72 \cdot \frac{235 \times 10^{-3} / \sqrt{3}}{1} = 870,33 \text{ KN}$$

$$V_{sd}^{\max} = \frac{R_u}{2} + \frac{q \cdot l}{2} = \frac{14,76 \times (11,4)}{2} = 84,132 \text{ KN}$$

$$V_{sd}^{\max} = 84,13 \text{ kN} < V_{PLRd} = 870,33 \text{ kN}$$

La condition de cisaillement est vérifiée.

▪ **3- Vérification à l'interaction de l'effort tranchant :**

Il est noter que le moment résistant M_r dépend aussi des efforts appliqués, alors il faut avoir la condition suivant :

$$V_{sd}^{\max} < 0,5 \cdot V_{PLRd}$$

$$V_{sd}^{\max} = 84,13 \text{ KN} < 0,5 \times 870,33 = 435,165 \text{ KN}$$

Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

Donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance à la flexion.

▪ **4-Vérification de la condition de la flèche :**

$$f_{\max} < \bar{f} = \frac{L}{250}$$

$$f_{\max} = \frac{q \times L^4}{384 \cdot E \cdot I}$$

↳ **ELS:**

Calcul de la charge repartie :

$$q_{ser} = (G_p + Q) \cdot 1,9$$

$$q_{ser} = (4 + 1) \cdot 1,9$$

$$q_{ser} = 9,5 \text{ KN/m}$$

$q_{pp} = g_p = 1,22 \text{ KN/m}$poids propre de la poutre .

$$q = 9,5 + 1,22 = 10,72 \text{ KN/m}$$

$$L = 11,40 \text{ m}$$

$$E = 210000 \text{ Mpa}$$

$$I_y = 92083,5 \text{ cm}^4$$

La valeur de la flèche maximale est :

$$f_{\max} = \frac{10,72 \times (11400)^4}{2,1 \times 10^5 \times 92080,0 \times 10^4 \times 384} = 2,43 \text{ mm}$$

La valeur de la flèche admissible est :

$$\bar{f} = \frac{L}{250} = \frac{11400}{250} = 45,6 \text{ mm}$$

$$f_{\max} = 2,43 \text{ mm} < \bar{f} = 45,6 \text{ mm}$$

La flèche est vérifiée.

▪ 1-Vérification du déversement

Il faut vérifier que :

$$M_f \leq M_{b.Rd}$$

Avec :

M_f : le moment appliqué ($M_f=159,85 \text{ KN.m}$)

$M_{b.Rd}$: la résistance de calcul d'un élément non maintenu latéralement au déversement doit être prise égale à :

$$M_{b.Rd} = \frac{\chi_{LT} \cdot \beta_w \cdot W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M1}}$$

Avec :

$$\beta_w = 1 \dots \dots \dots \text{classe 1}$$

$$W_{pl} = 1760 \text{ cm}^3$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} \leq 1$$

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

α_{LT} : Facteur d'imperfection

On a pour le Profilé laminé la courbe (a) selon CCM 97 : $\alpha_{LT} = 0,21$.

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

L'élanement réduit $\bar{\lambda}_{LT}$:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\beta_w \cdot W_{pl,y} \cdot f_y / M_{cr}} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] \cdot \sqrt{\beta_w}$$

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

$$M_{cr} = C_1 \cdot \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{(KL)^2} \left\{ \left[\left(\frac{K}{K_w} \right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(KL)^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z} + (C_2 \cdot Z_g - C_3 \cdot Z_j)^2 \right]^{0,5} - (C_2 \cdot Z_g - C_3 \cdot Z_j) \right\}$$

Avec :

$$Z_g = Z_a = Z_s = 0$$

$Z_j = 0$ section doublement symétrique.

$K = 1$; $K_w = 1$ $C_1 = 1.285$ (encastrement)

Facteur de gauchissement :

$$I_w = I_z \cdot \left(\frac{H - t_f}{2} \right)^2 = 3385,78 \left(\frac{60 - 1,9}{2} \right)^2 = 285726820 \text{ cm}^4$$

Inertie de torsion :

$$I_t = \frac{1}{3} (h \cdot t_w^3 + 2 \cdot b \cdot t_f^3) = \frac{1}{3} (51,4 \cdot 1,2^3 + 2 \cdot 22 \cdot 1,90^3) = 130,20 \text{ cm}^4$$

Inertie de flexion :

$$I_z = 3385,78 \text{ cm}^4$$

Module d'élasticité transversale de l'acier

$$G = 81000 \text{ Mpa}$$

Application numérique :

$$M_{cr} = C_1 \cdot \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{(KL)^2} \left\{ \left[\left(\frac{K}{K_w} \right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(KL)^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z} + (C_2 \cdot Z_g - C_3 \cdot Z_j)^2 \right]^{0,5} - (C_2 \cdot Z_g - C_3 \cdot Z_j) \right\}$$

$$M_{cr} = 1.285 \frac{\pi^2 \cdot 2,1 \cdot 10^5 \cdot 3385,78 \cdot 10^4}{(1.11400)^2} \left\{ \frac{492957,66 \cdot 10^6}{3385,78 \cdot 10^4} + \frac{11400^2 \cdot 81000 \cdot 130,20 \cdot 10^4}{\pi^2 \cdot 210000 \cdot 3385,78 \cdot 10^4} \right\}^{0,5}$$

$$M_{cr} = 3,18 \cdot 10^8 \text{ N.mm}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\beta_w \cdot W_{pl,y} \cdot f_y / M_{cr}} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] \cdot \sqrt{\beta_w}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{1760 \cdot 10^3 \cdot 235} = 1,30 > 0,4$$

(Il faut vérifier le déversement)

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

$$\phi_{LT} = 0,5 \left[1 + 0,21 (1,30^2 - 0,2) + 1,30^2 \right] = 1,50$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{1,50 + \sqrt{1,50^2 - 1,30^2}} = 0,44 \leq 1$$

$$M_{b,Rd} = \frac{0,44 \cdot 10^3 \cdot 1760,235}{1} = 181,984 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 159,85 \text{ kN.m} < M_{PLRd} = 181,984 \text{ kN.m}$$

▪ **2-Vérification du voilement :**

$$d/t_w = 514/12 = 42,83 \leq 69\varepsilon$$

La section adoptée pour la solive est de classe 1, donc la vérification au voilement n'est pas nécessaire

Conclusion :

Le profilé IPE600 vérifie la condition de résistance, de déversement et de voilement. Donc, on le maintient pour les poutres principales.

Remarque :

Les calculs des planchers d'étages courants sont identiques au calcul du planches terrasse.

II.4- Pré dimensionnement des poutres secondaires :

1)-Plancher terrasse :

La hauteur du profilé est donnée approximativement par la relation suivante : $h_a = \frac{L}{30}$

L : la portée de la poutre secondaire.

$$h_a = \frac{L}{30} = \frac{6700}{30} = 223,33 \text{ mm}$$

on prend : (IPE 240)

➤ **classification de la section transversale :**

✓ **classification du profilé :**

▪ **Classification de la semelle :**

$$\frac{c}{t_f} = \frac{(b-t_w)/2}{t_f} = \frac{(120-6,2)/2}{9,8} = 5,80 < 10\varepsilon = 10$$

(La semelle est de classe 1)

▪ **Classification de l'âme :**

$$\frac{d}{t_w} = \frac{190,4}{6,2} = 30,70 < 72\varepsilon = 72 \quad (\text{L'âme est de classe 1})$$

On a le profilé IPE 400 est de classe 1.

Profil	h(mm)	b(mm)	$I_x(\text{cm}^4)$	$W_{pl}(\text{cm}^3)$	G(Kg/m)	$t_w(\text{mm})$	$t_f(\text{mm})$	A(cm^2)
IPE 400	400	180	23130,0	1307,0	66,3	8,6	13,5	84,5

Tableau II.3: les caractéristiques de IPE400

a)-Phase de construction :

Dans cette phase le profilé d'acier travaille seul.

Les charges de la phase de construction :

- **Combinaison des charges**

↳ **ELU :**

$$q = q_{pp} + q_{(bs)}$$

$$q_{pp} = 1,35 \cdot g_p = 1,35 \cdot 0,663 = 0,89 \text{ KN/m} \dots \dots \dots \text{poids propre de la poutre.}$$

$$q_{(bs)} = (1,35 \cdot G_b + 1,5 \cdot Q) \times 0,20$$

$$q_{(bs)} = (1,35 \cdot 4 + 1,5 \cdot 1,5) \times 0,20 = 1,53 \text{ KN/m} \dots \dots \dots \text{la charge sur la semelle.}$$

$$q = 0,89 + 1,53 = 2,42 \text{ KN/m}$$

Vérification :

- **1-Vérification de la résistance à la flexion :**

$$M_{sd} < M_{plRd}$$

Le moment sollicité la section mixte vaut:

$$M_{\max} = M_{sd} = \frac{ql^2}{12} = \frac{2,42 \times (6,7)^2}{12} = 9,053 \text{ kN.m}$$

Le moment résistant plastique :

$$M_{plRd} = \frac{W_{PL} \times f_y}{\gamma_{Mo}} = \frac{1307,1 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^3}{1} = 307,16 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 9,053 \text{ kN.m} < M_{plRd} = 307,16 \text{ kN.m}$$

La condition de la résistance est vérifiée.

- **2- Vérification à l'effort tranchant :**

Calcul de l'effort tranchant plastique de résistance :

$$V_{plRd} = Av \frac{f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{Mo}}$$

Avec :

A_v : l'aire de cisaillement

$$A_v = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f = 84,5 \cdot 100 - 2 \cdot 180 \cdot 13,5 + (8,6 + 2 \cdot 21) \cdot 13,5$$

$$A_v = 4273,1 \text{ mm}^2$$

$$V_{pLRd} = A_v \frac{f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{Mo}} = 4273,1 \cdot \frac{235 \times 10^{-3} / \sqrt{3}}{1} = 579,76 \text{ kN}$$

$$V_{sd}^{\max} = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{2,42 \times (6,7)}{2} = 8,11 \text{ kN}$$

$$V_{sd}^{\max} = 8,11 \text{ kN} < V_{pLRd} = 579,76 \text{ kN}$$

La condition de cisaillement est vérifiée.

▪ 3- Vérification à l'interaction de l'effort tranchant :

Il est noté que le moment résistant **MR** dépend aussi des efforts appliqués, alors il faut avoir la condition suivante :

$$V_{sd}^{\max} < 0,5 \cdot V_{pLRd}$$

$$V_{sd}^{\max} = 8,11 \text{ kN} < 0,5 \times 579,76 = 289,88 \text{ kN}$$

Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

Donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance à la flexion.

▪ 4- Vérification de la condition de la flèche :

$$f_{\max} < \bar{f} = \frac{L}{250}$$

$$f_{\max} = \frac{q \times L^4}{384 \cdot E \cdot I}$$

↳ **ELS:**

Calcul de la charge répartie :

$$q = q_{pp} + q_{(bs)}$$

$q_{pp} = g_p = 0,663 \text{ kN/m}$ poids propre de la poutre.

$$q_{(bs)} = (G_b + Q) \times 0,20$$

$q_{(bs)} = (4 + 1,5) \times 0,20 = 1,30 \text{ kN/m}$ la charge sur la semelle.

$$q = 0,663 + 1,30 = 1,963 \text{ kN/m}$$

$$L = 6,70 \text{ m}$$

$$E = 210000 \text{ Mpa}$$

$$I_y = 92083,5 \text{ cm}^4$$

La valeur de la flèche maximale est :

$$f_{\max} = \frac{1,96 \times (6700)^4}{2,1 \times 10^5 \times 23128,4 \times 10^4 \times 384} = 0,21 \text{ mm}$$

La valeur de la flèche admissible est :

$$\bar{f} = \frac{L}{250} = \frac{6700}{250} = 26,8 \text{ mm}$$

$$f_{\max} = 0,21 \text{ mm} < \bar{f} = 26,8 \text{ mm} \quad \text{La flèche est vérifiée.}$$

b)-phase finale :

le béton ayant durci, donc la section mixte (le profilé et la dalle) travaillant ensemble.

Largeur de la dalle mixte (largeur effective) :

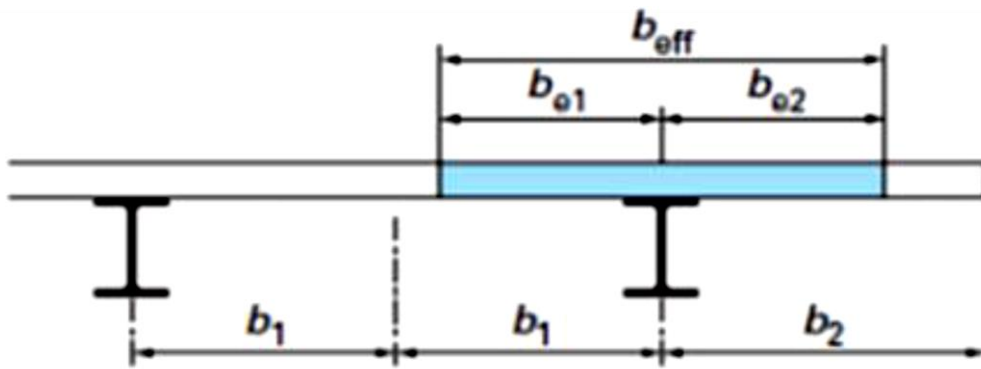


Figure II-2: calcul de b_{eff}

Dans les calculs des dalles mixte, on prendra en compte de chaque coté de l'axe de la poutre, une largeur de la dalle égale à la plus faible des valeurs suivantes [2] :

Largeur effective:

$$b_{eff} = b_{e1} + b_{e2}$$

$$b_{ei} = \min (L_0/8 ; b_i)$$

L_0 : distance approximative entre les points de moments fléchissant nuls

b_i : La moitié de l'entraxe de demi poutres

II.5-Etude de la dalle mixte du plancher terrasse :

Calcul la largeur de la dalle mixte (largeur effective) :

$$\text{On a : } L_0 = 6.70 \text{ m}$$

$$b_1 = 1,9/2 = 0,95 \text{ m}$$

$$L_0/8 = 6.70/8 = 0,8375 \text{ m}$$

$$b_{e1} = b_{e2} = 0,8375 \text{ m}$$

$$\text{Donc: } b_{eff} = 1,675 \text{ m}$$

Les charges de la phase de construction :

↳ **ELU :**

Calcul de la charge répartie :

$$q = q_{pp} + q_{(bs)}$$

$q_{pp} = 1,35 \cdot g_p + 1,35 g_{mur} = 1,35 \cdot 0,663 + 1,35 \cdot 8,84 = 12,83 \text{ KN/m}$poids propre de la poutre.

$$q_{(bs)} = (1,35 G_b + 1,35 G_{finition} + 1,5 Q) \times 0,20$$

$q_{(bs)} = (1,35 \cdot 4 + 1,35 \cdot 2,34 + 1,5 \cdot 1) \times 0,20 = 2,01 \text{ KN/m}$la charge sur la semelle.

$$q = 12,83 + 2,01 = 14,84 \text{ KN/m}$$

1)-Position de l'axe neutre :

$$\varphi = \frac{0,85 \cdot A_c \cdot f_{cd}}{A_a \cdot f_a}$$

$$\varphi = \frac{0,85 \cdot 2680 \cdot 16,67}{84,5 \cdot 213,63} = 2,10 \text{ cm} > 1$$

Donc, l'axe neutre se trouve dans la dalle du béton.

$$x_p = \frac{A_a \cdot f_a}{0,85 \cdot b_{eff} \cdot f_{cd}}$$

$$x_p = \frac{84,5 \times 213,63}{0,85 \times 167,5 \times 16,67} = 7,60 \text{ cm}$$

1-Vérification :**▪ 1-Vérification de la résistance à la flexion :**

-Le moment sollicité la section mixte vaut :

$$M_{\max} = M_{sd} = \frac{q l^2}{12} = \frac{14,84(6,7^2)}{12} = 55,514 \text{ kN.m}$$

-Le moment plastique :

$$M_{pl} = A_a \cdot f_a (g_a + t_c - x_p) + 0,85 \cdot b_{eff} \cdot \frac{x_p^2}{2} \cdot f_{cd}$$

$$M_{pl} = 84,5 \times 100 \times 213,63 \times 10^{-3} (0,18 + 0,16 - 0,0760) + 0,85 \times 1675 \frac{(0,0760)^2}{2} \times 10^{-3} \times 16,67$$

$$M_{pl} = 476,634 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 55,514 \text{ kN.m} < M_{pl} = 476,634 \text{ kN.m}$$

La condition de la résistance est vérifiée.

▪ **2-Vérification à l'effort tranchant :**

Calcul de l'effort tranchant plastique :

$$V_{plRd} = A_v \frac{f_a}{\sqrt{3}}$$

Avec :

A_v : l'aire de cisaillement de l'élément en acier.

$$A_v = 1,04 \cdot h_w \cdot t_w$$

$$A_v = 1,04 \cdot 331 \cdot 8,6 = 2960,46 \text{ mm}^2$$

$$V_{plRd} = A_v \frac{f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{Mo}} = 2960,46 \frac{235 \cdot 10^{-3} / \sqrt{3}}{1} = 401,66 \text{ KN}$$

Calcul de l'effort tranchant sollicitant la section mixte:

$$V_{sd}^{\max} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{14,84 \times 6,7}{2} = 49,714 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 49,714 \text{ kN} < V_{PLRd} = 401,66 \text{ kN}$$

La condition de cisaillement est vérifiée.

▪ **3- Vérification à l'interaction de l'effort tranchant :**

Il est noté que le moment résistant M_r dépend aussi des efforts appliqués, alors il faut avoir la condition suivant :

$$V_{sd}^{\max} < 0,5 \cdot V_{PLRd}$$

$$V_{sd}^{\max} = 49,71 \text{ KN} < 0,5 \times 401,66 = 200,83 \text{ KN}$$

Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

Donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance à la flexion.

▪ **4-Vérification de la condition de la flèche :**

$$f_{\max} < \bar{f} = \frac{L}{250}$$

$$f_{\max} = \frac{q_{ser} \times L^4}{384 \cdot E \cdot I}$$

↳ **ELS:**

Calcul de la charge répartie :

$$q = q_{pp} + q_{(bs)}$$

$$q_{pp} = g_p + g_{mur} = 0,663 + 8,84 = 9,50 \text{ KN/m} \dots \dots \dots \text{ poids propre de la poutre.}$$

$$q_{(bs)} = (G_b + g_{mur} + Q) \times 0,20$$

$$q_{(bs)} = (4 + 2,34 + 1,5) \times 0,20 = 1,568 \text{ KN/m} \dots \dots \dots \text{ la charge sur la semelle.}$$

$$q = 9,50 + 1,568 = 11,068 \text{ KN/m}$$

$$L=6,70\text{m}$$

$$E=210000\text{Mpa}$$

$$I_y=23128,4 \text{ cm}^4$$

▪ **5-La valeur de la flèche maximale est :**

$$f_{\max} = \frac{11,06 \times (6700)^4}{2,1 \times 10^5 \times 23128,4 \times 10^4 \times 384} = 1,20\text{mm}$$

La valeur de la flèche admissible est :

$$\bar{f} = \frac{L}{250} = \frac{6700}{250} = 26,8\text{mm}$$

$$f_{\max} = 1,20\text{mm} < \bar{f} = 26,8\text{mm} \dots\dots\dots \text{La flèche est vérifiée.}$$

2)-Calcul des connecteurs :

La connexion utilisée est de type goujon à tête : $h=100\text{mm}$, $d=22\text{mm}$ ($d \leq 22\text{mm}$, pour les goujons soudés directement sur la semelle)

La résistance de calcul au cisaillement d'un goujon est donnée par :

$$P_{rd} = \min(P_{rd}^1, P_{rd}^2)$$

$$P_{rd}^1 = 0,29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \frac{\sqrt{f_{ck} \cdot E_c}}{\gamma_v} \dots\dots\dots \text{Résistance dans le béton qui entoure le goujon.}$$

$$P_{rd}^2 = 0,8 \cdot f_u \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4 \cdot \gamma_v} \dots\dots\dots \text{Force dans le goujon.}$$

f_{ck} : Résistance caractéristique du béton à la compression.....20Mpa

E_{cm} : module de Young du béton.....30500Mpa

f_u : Contrainte ultime de l'acier des goujons :450Mpa

γ_v : Coefficient partiel de sécurité pour les connecteurs : 1,25.

d : diamètre de la tige des goujons.

$$\alpha = 0,2 \cdot \left(\frac{h}{d} + 1\right) \leq 1 \text{ Si : } 3 \leq h/d \leq 4$$

$$\alpha = 1 \text{ Si : } \frac{h}{d} > 4$$

$$\frac{h}{d} = \frac{100}{22} = 4,54 > 4 \Rightarrow \alpha = 1$$

$$P_{rd}^1 = 0,29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \frac{\sqrt{f_{ck} \cdot E_c}}{\gamma_v} = 0,29 \cdot 1 \cdot (22)^2 \cdot \frac{\sqrt{20 \cdot 10^{-3} \cdot 30000 \cdot 10^{-3}}}{1,25} = 86,97\text{KN}$$

$$P_{rd}^2 = 0,8 \cdot f_u \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4 \cdot \gamma_v} = 0,8 \cdot 450 \cdot \frac{\pi}{4} (22)^2 \frac{10^{-3}}{1,25} = 109,42 \text{ KN}$$

$$P_{rd} = \min(86,97; 109,42) = 86,97 \text{ KN}$$

Sachant que ; la section critique médiane étant de classe 1, l'effort total de cisaillement longitudinal de calcul V_{ef} pour la longueur critique d'interface comprise entre cette section et une section d'extrémité est égale à :

$$V_{ef} = \min\left(\frac{A_a f_y}{\gamma_a}; \frac{0,85 b_{eff} \cdot t_c \cdot f_{cx}}{\gamma_c}\right) \Rightarrow V_{ef} = \min(R_{acier}; R_{béton})$$

$$V_{ef} = \min\left(\frac{84,5 \times 235}{1,15}; \frac{0,85 \times 167,5 \times 16 \times 20}{1,5}\right)$$

$$R_{acier} = (235 \cdot 8450 \cdot 10^{-3}) / 1,15 = 1726,739 \text{ KN}$$

$$R_{béton} = 0,85 \cdot 20 \cdot 1675 \cdot 160 / 1,5 = 3037,33 \text{ KN}$$

$$V_{ef} = 1726,739 \text{ KN}$$

La section est de classe 1 donc :

$$N = (V_{ef}) / P_{rd} \text{ (sur la demi longueur)}$$

$$N = 1726,739 / 86,97 = 19,85$$

On prend : 20 connecteurs (c'est-à-dire 40 connecteurs sur toute la portée de la poutre $L = 6,7 \text{ m}$)

Espacement :

$$\text{esp}_{\min} = 5 \cdot d < \text{esp}_{\text{choisit}} = L / (N) < \text{esp}_{\max} = \min(6 \cdot t_c ; 800) \text{ mm}$$

$$\text{esp}_{\min} = 5 \cdot d = 5 \cdot 22 = 110 \text{ mm} = 11 \text{ cm}$$

$$\text{esp}_{\max} = \min(6 \cdot t_c ; 800 \text{ mm}) = \min(960 ; 800) = 800 \text{ mm} = 80 \text{ cm}$$

$$6 \cdot t_c = 6(160) = 960 \text{ mm}$$

N : le nombre de l'intervalle

$$N = n - 1$$

$$\text{esp}_{\text{choisit}} = L / (N) = 670 / 19 = 35,26 \text{ cm}$$

On prend :

$$\text{esp}_{\text{choisit}} = 37 \text{ cm}$$

$$11 < 37 < 80$$

▪ 1-Vérification du déversement

Il faut vérifier que :

$$M_f \leq M_{b.Rd}$$

Avec :

M_f : le moment appliqué ($M_f=55,514$ kN.m)

$M_{b,Rd}$: la résistance de calcul d'un élément non maintenu latéralement au déversement doit être prise égale à :

$$M_{b,Rd} = \frac{\chi_{LT} \cdot \beta_w \cdot W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M1}}$$

Avec :

$\beta_w = 1$classe 1

$W_{pl} = 1307,1 \text{ cm}^3$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} \leq 1$$

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

α_{LT} : Facteur d'imperfection

On a pour le Profilé laminé la courbe (a) selon CCM97 : $\alpha_{LT} = 0,21$.

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

L'élancement réduit $\bar{\lambda}_{LT}$:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\beta_w \cdot W_{pl,y} \cdot f_y / M_{cr}} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] \cdot \sqrt{\beta_w}$$

M_{cr} : moment critique élastique de déversement donné par la formule Suivante : Selon access steel eurocodes made easy Ref [SN003b-FR-EU] 02/2005

$$M_{cr} = C_1 \cdot \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{(KL)^2} \left\{ \left[\left(\frac{K}{K_w} \right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(KL)^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z} + (C_2 \cdot Z_g - C_3 \cdot Z_j)^2 \right]^{0,5} - (C_2 \cdot Z_g - C_3 \cdot Z_j) \right\}$$

Avec :

$Z_g = Z_a = Z_s = 0$

$Z_j = 0$section doublement symétrique.

$K = 1$; $K_w = 1$ $C_1 = 1,285$ (appui simple)

Facteur de gauchissement :

$$I_w = I_z \cdot \left(\frac{H - t_f}{2} \right)^2 = 1317,58 \left(\frac{400 - 13,5}{2} \right)^2 = 492057,66 \text{ cm}^6$$

Inertie de torsion :

$$I_t = \frac{1}{3}(h.t_w^3 + 2.b.t_f^3) = \frac{1}{3}(33,1.0,86^3 + 2.18.1,35^3) = 26,416 \text{ cm}^4$$

Inertie de flexion :

$$I_z = 1317,58 \text{ cm}^4$$

Module d'élasticité transversale de l'acier

$$G = 81000 \text{ Mpa}$$

Application numérique :

$$M_{cr} = C_1 \cdot \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{(KL)^2} \left\{ \left[\left(\frac{K}{K_w} \right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(KL)^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z} + (C_2 \cdot Z_g - C_3 \cdot Z_j)^2 \right]^{0,5} - (C_2 \cdot Z_g - C_3 \cdot Z_j) \right\}$$

$$M_{cr} = 1 \cdot \frac{\pi^2 \cdot 2,1 \cdot 10^5 \cdot 204,81 \cdot 10^4}{(1,6700)^2} \left\{ \frac{22752,670 \cdot 10^6}{204,81 \cdot 10^4} + \frac{6700^2 \cdot 81000 \cdot 6,92 \cdot 10^4}{\pi^2 \cdot 210000 \cdot 204,81 \cdot 10^4} \right\}^{0,5}$$

$$M_{cr} = 2,508 \cdot 10^7 \text{ N.mm}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\beta_w \cdot W_{pl,y} \cdot f_y / M_{cr}} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] \cdot \sqrt{\beta_w}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{285,4 \cdot 10^3 \cdot 235} = 0,016 < 0,4$$

Il n'est pas nécessaire de vérifier le déversement car il n'y a de risque

2-Vérification du voilement :

Dans le cas d'une poutre de classe **1** et **2** il n'y a pas lieu de vérifier le voilement de l'âme des poutres non raidies, car $d/t_w \leq 69\varepsilon$

La section adoptée pour la solive est de classe 1, donc la vérification au voilement n'est pas nécessaire

$$q_u = 1,35 \cdot g_p$$

$$q_u = 1,35 \cdot 0,663$$

$$q_u = 0,89 \text{ kN/m}$$

Calcul de la charge répartie :

$$q = q_{pp}$$

$$q_{pp} = 1,35 \cdot g_p = 1,35 \cdot 0,663 = 0,89 \text{ kN/m} \dots \dots \dots \text{ poids propre de la poutre .}$$

Vérification :▪ **1-Vérification de la résistance à la flexion :**

$$M_{sd} < M_{PLRd}$$

-Le moment sollicité la section mixte vaut:

$$M_{\max} = M_{sd} = \frac{q \times l^2}{12} = \frac{0,89 \times (11,4)^2}{12} = 9,634 \text{ kN.m}$$

-Le moment résistant plastique :

$$M_{PLRd} = \frac{W_{PL} \times f_y}{\gamma_{Mo}} = \frac{1307,1 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^3}{1} = 307,16 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 9,634 \text{ kN.m} < M_{PLRd} = 307,16 \text{ kN.m}$$

La condition de la résistance est vérifiée.

▪ **2- Vérification à l'effort tranchant :**

Calcul de l'effort tranchant plastique de résistance :

$$V_{plRd} = Av \frac{f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{Mo}}$$

Avec :

Av : l'aire de cisaillement

$$Av = 1,04 \cdot h_w \cdot t_w = 1,04 \cdot 331 \cdot 8,6 = 2960,46 \text{ mm}^2$$

$$V_{plRd} = Av \frac{f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{Mo}} = 2960,46 \cdot \frac{235 \times 10^{-3} / \sqrt{3}}{1} = 401,66 \text{ KN}$$

$$V_{sd}^{\max} = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{0,89 \times (11,4)}{2} = 13,02 \text{ KN}$$

$$V_{sd}^{\max} = 13,02 \text{ kN} < V_{PLRd} = 401,66 \text{ kN}$$

La condition de cisaillement est vérifiée.

▪ **3- Vérification à l'interaction de l'effort tranchant :**

Il est noté que le moment résistant M_r dépend aussi des efforts appliqués, alors il faut avoir la condition suivant :

$$V_{sd}^{\max} < 0,5 \cdot V_{PLRd}$$

$$V_{sd}^{\max} = 13,02 \text{ KN} < 0,5 \times 401,66 = 200,83 \text{ KN}$$

Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

Donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance à la flexion.

▪ **4-Vérification de la condition de la flèche :**

$$f_{\max} < \bar{f} = \frac{L}{250}$$

$$f_{\max} = \frac{q \times L^4}{384 \cdot E \cdot I}$$

↳ **ELS:**

$$q_{ser} = g_{p(solive)}$$

$$q_{ser} = 0,224 \text{ KN/m}$$

▪ **Calcul de la charge répartie :**

$$q = q_{pp}$$

$$q_{pp} = g_p = 0,663 \text{ KN/m} \dots \dots \dots \text{poids propre de la poutre .}$$

$$L = 11,40 \text{ m}$$

$$E = 210000 \text{ Mpa}$$

$$I_y = 23130 \text{ cm}^4$$

La valeur de la flèche maximale est :

$$f_{\max} = \frac{0,663 \times (11400)^4}{2,1 \times 10^5 \times 23130 \times 10^4 \times 384} = 1,55 \text{ mm}$$

La valeur de la flèche admissible est :

$$\bar{f} = \frac{L}{250} = \frac{1140}{250} = 45,6 \text{ mm}$$

$$f_{\max} = 1,55 \text{ mm} < \bar{f} = 45,6 \text{ mm}$$

La flèche est vérifiée.

1-Vérification du déversement

Il faut vérifier que :

$$M_f \leq M_{b.Rd}$$

Avec :

M_f : le moment appliqué ($M_f = 9,634 \text{ kN.m}$)

$M_{b.Rd}$: la résistance de calcul d'un élément non maintenu latéralement au déversement doit être prise égale à :

$$M_{b.Rd} = \frac{\chi_{LT} \cdot \beta_w \cdot W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M1}}$$

Avec :

$$\beta_w = 1 \dots \dots \dots \text{classe 1}$$

$$W_{pl} = 1307,1 \text{ cm}^3$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} \leq 1$$

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

α_{LT} : Facteur d'imperfection

On a pour le Profilé laminé la courbe (a) selon CCM97 : $\alpha_{LT}=0,21$.

▪ **Calcul de l'élancement réduit $\bar{\lambda}_{LT}$:**

L'élancement réduit $\bar{\lambda}_{LT}$:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\beta_w \cdot W_{pl,y} \cdot f_y / M_{cr}} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] \cdot \sqrt{\beta_w}$$

M_{cr} : moment critique élastique de déversement donné par la formule Suivante : Selon access steel eurocodes made easy Ref [SN003b-FR-EU] 02/2005 :

$$M_{cr} = C_1 \cdot \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{(KL)^2} \left\{ \left[\left(\frac{K}{K_w} \right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(KL)^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z} + (C_2 \cdot Z_g - C_3 \cdot Z_j)^2 \right]^{0,5} - (C_2 \cdot Z_g - C_3 \cdot Z_j) \right\}$$

Avec :

$$Z_g = Z_a = Z_s = 0$$

$Z_j = 0$ section doublement symétrique.

$K=1$; $K_w=1$ $C_1=1.285$ (encastrement)

Facteur de gauchissement :

$$I_w = I_z \cdot \left(\frac{H - t_f}{2} \right)^2 = 1318 \cdot \left(\frac{40 - 1,35}{2} \right)^2 = 492957,66 \text{ cm}^4$$

Inertie de torsion :

$$I_t = \frac{1}{3} (h \cdot t_w^3 + 2 \cdot b \cdot t_f^3) = \frac{1}{3} (33,1 \cdot 0,86^3 + 2 \cdot 18 \cdot 1,35^3) = 36,54 \text{ cm}^4$$

Inertie de flexion :

$$I_z = 1318 \text{ cm}^4$$

Module d'élasticité transversale de l'acier

$G=81000 \text{ Mpa}$

Application numérique :

$$M_{cr} = C_1 \cdot \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_Z}{(KL)^2} \left\{ \left[\left(\frac{K}{K_w} \right)^2 \frac{I_w}{I_Z} + \frac{(KL)^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_Z} + (C_2 \cdot Z_g - C_3 \cdot Z_j)^2 \right]^{0,5} - (C_2 \cdot Z_g - C_3 \cdot Z_j) \right\}$$

$$M_{cr} = C_1 \cdot \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_Z}{(KL)^2} \left\{ \left[\left(\frac{K}{K_w} \right)^2 \frac{I_w}{I_Z} + \frac{(KL)^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_Z} + (C_2 \cdot Z_g - C_3 \cdot Z_j)^2 \right]^{0,5} - (C_2 \cdot Z_g - C_3 \cdot Z_j) \right\}$$

$$M_{cr} = 1.285 \frac{\pi^2 \cdot 2,1 \cdot 10^5 \cdot 1318 \cdot 10^4}{(1.11400)^2} \left\{ \frac{492957,66 \cdot 10^6}{1317,58 \cdot 10^4} + \frac{11400^2 \cdot 81000 \cdot 36,54 \cdot 10^4}{\pi^2 \cdot 210000 \cdot 1318 \cdot 10^4} \right\}^{0,5}$$

$$M_{cr} = 1,14 \cdot 10^8 \text{ N.mm}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\beta_w \cdot W_{pl,y} \cdot f_y / M_{cr}} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] \cdot \sqrt{\beta_w}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{1307,1 \cdot 10^3 \cdot 235} = 1,64 > 0,4$$

Il faut alors vérifier la résistance ou déversement. Donc, il y a risque de déversement.

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

$$\phi_{LT} = 0,5 \left[1 + 0,21(1,64^2 - 0,2) + 1,64^2 \right] = 2,10$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{2,10 + \sqrt{2,10^2 - 1,64^2}} = 0,29 \leq 1$$

$$M_{b,Rd} = \frac{0,29 \cdot 10^3 \cdot 1307,1 \cdot 235}{1} = 89,078 \text{ kN.m}$$

$$M_{Sd} = 9,634 \text{ kN.m} < M_{PLRd} = 89,07 \text{ kN.m} \quad \text{condition vérifiée}$$

2-Vérification du voilement

Dans le cas d'une poutre de classe 1 et 2 il n'y a pas lieu de vérifier le voilement de l'âme des poutres non raidies, car $d/t_w \leq 69\epsilon$

La section adoptée pour la solive est de classe 1, donc la vérification au voilement n'est pas nécessaire.

Conclusion :

Le profilé IPE400 vérifie la condition de résistance, de déversement et de voilement. Donc, on le maintient pour les solives.

▪ **2)- Plancher étage courant :**

La hauteur du profilé est donnée approximativement par la relation suivante : $h_a = \frac{L}{30}$

L : la portée de la poutre secondaire.

$$h_a = \frac{L}{30} = \frac{6700}{30} = 223,33 \text{ mm}$$

on prend : (IPE 240)

➤ **classification de la section transversale :**

▪ **Classification de la semelle :**

$$\frac{c}{t_f} = \frac{(b - t_w)/2}{t_f} = \frac{(120 - 6,2)/2}{9,8} = 5,80 < 10\varepsilon = 10$$

(La semelle est de classe 1)

▪ **Classification de l'âme :**

$$\frac{d}{t_w} = \frac{190,4}{6,2} = 30,70 < 72\varepsilon = 72 \quad (\text{L'âme est de classe 1})$$

On a le profilé IPE400 est de classe 1.

a)-Phase de construction :

Dans cette phase le profilé d'acier travaille seul.

Les charges de la phase de construction :

Calcul de la réaction R_u :

↳ **ELU :**

$$q = q_{pp} + q_{(bs)}$$

$q_{pp} = 1,35 \cdot g_p = 1,35 \cdot 0,663 = 0,89 \text{ kN/m}$poids propre de la poutre.

$$q_{(bs)} = (1,35 \cdot G_b + 1,5 \cdot Q) \times 0,20$$

$q_{(bs)} = (1,35 \cdot 4 + 1,5 \cdot 1,5) \times 0,20 = 1,53 \text{ kN/m}$la charge sur la semelle.

$$q = 0,89 + 1,53 = 2,42 \text{ kN/m}$$

Vérification :

▪ **1-Vérification de la résistance à la flexion :**

$$M_{sd} < M_{plRd}$$

Le moment sollicité la section mixte vaut:

$$M_{\max} = M_{sd} = \frac{ql^2}{12} = \frac{2,42 \times (6,7)^2}{12} = 9,053 \text{ kN.m}$$

Le moment résistant plastique :

$$M_{plRd} = \frac{W_{PL} \times f_y}{\gamma_{Mo}} = \frac{1307,1 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^3}{1} = 307,16 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 9,053 \text{ kN.m} < M_{plRd} = 307,16 \text{ kN.m}$$

La condition de la résistance est vérifiée.

▪ 2- Vérification à l'effort tranchant :

Calcul de l'effort tranchant plastique de résistance :

$$V_{plRd} = Av \frac{f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{Mo}}$$

Avec :

Av : l'aire de cisaillement

$$Av = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f = 84,5 \cdot 100 - 2 \cdot 180 \cdot 13,5 + (8,6 + 2 \cdot 21) \cdot 13,5$$

$$Av = 4273,1 \text{ mm}^2$$

$$V_{plRd} = Av \frac{f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{Mo}} = 4273,1 \cdot \frac{235 \times 10^{-3} / \sqrt{3}}{1} = 579,76 \text{ kN}$$

$$V_{sd}^{\max} = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{2,42 \times (6,7)}{2} = 8,11 \text{ kN}$$

$$V_{sd}^{\max} = 8,11 \text{ kN} < V_{plRd} = 579,76 \text{ kN}$$

La condition de cisaillement est vérifiée.

▪ 3- Vérification à l'interaction de l'effort tranchant :

Il est noter que le moment résistant M_r dépend aussi des efforts appliqués, alors il faut avoir la condition suivant :

$$V_{sd}^{\max} < 0,5 \cdot V_{plRd}$$

$$V_{sd}^{\max} = 8,11 \text{ kN} < 0,5 \times 579,76 = 289,88 \text{ kN}$$

Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

Donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance à la flexion.

▪ 4- Vérification de la condition de la flèche :

$$f_{\max} < \bar{f} = \frac{L}{250}$$

$$f_{\max} = \frac{q \times L^4}{384 \cdot E \cdot I}$$

↳ **ELS:**

Calcul de la charge répartie :

$$q = q_{pp} + q_{(bs)}$$

$q_{pp} = g_p = 0,663 \text{ KN/m}$ poids propre de la poutre.

$$q_{(bs)} = (G_b + Q) \times 0,20$$

$$q_{(bs)} = (4 + 1,5) \times 0,20 = 1,30 \text{ KN/m}$$
 la charge sur la semelle.

$$q = 0,663 + 1,30 = 1,963 \text{ KN/m}$$

$$L = 6,70 \text{ m}$$

$$E = 210000 \text{ Mpa}$$

$$I_y = 23128,4 \text{ cm}^4$$

La valeur de la flèche maximale est : $f_{\max} = \frac{1,96 \times (6700)^4}{2,1 \times 10^5 \times 23128,4 \times 10^4 \times 384} = 0,21 \text{ mm}$ La

valeur de la flèche admissible est :

$$\bar{f} = \frac{L}{250} = \frac{6700}{250} = 26,8 \text{ mm}$$

$$f_{\max} = 0,21 \text{ mm} < \bar{f} = 26,8 \text{ mm}$$

La flèche est vérifiée.

b-Phase finale :

Dans cette situation, la section mixte composée d'un profilé métallique surmonté d'une dalle en béton armé est monolithique.

II.6-Etude de la dalle mixte du plancher étage courant:

Calcul la largeur de la dalle mixte (largeur effective) :

On a : $L_0 = 6,70 \text{ m}$

$$b_1 = 1,9/2 = 0,95 \text{ m}$$

$$L_0/8 = 6,70/8 = 0,8375 \text{ m}$$

$$b_{e1} = b_{e2} = 0,8375 \text{ m}$$

Donc: $b_{\text{eff}} = 1,675 \text{ m}$

Les charges de la phase de construction :

↳ **ELU :**

$$q = q_{pp} + q_{(bs)}$$

$q_{pp} = 1,35 g_p + 1,35 g_{mur} = 1,35 \cdot 0,663 + 1,35 \cdot 8,84 = 12,83 \text{ kN/m}$poids propre de la poutre.

$$q_{(bs)} = (1,35 G_b + 1,35 g_{mur} + 1,5 Q) \times 0,20$$

$q_{(bs)} = (1,35 \cdot 4 + 1,35 \cdot 2,34 + 1,5 \cdot 1) \times 0,20 = 2,01 \text{ kN/m}$la charge sur la semelle.

$$q = 12,83 + 2,01 = 14,84 \text{ kN/m}$$

1)-Position de l'axe neutre :

$$\varphi = \frac{0,85 \cdot A_c \cdot f_{cd}}{A_a \cdot f_a}$$

$$\varphi = \frac{0,85 \cdot 2680 \cdot 16,67}{84,5 \cdot 213,63} = 2,10 \text{ cm} > 1$$

Donc, l'axe neutre se trouve dans la dalle du béton.

$$x_p = \frac{A_a \cdot f_a}{0,85 \cdot b_{eff} \cdot f_{cd}}$$

$$x_p = \frac{84,5 \times 213,63}{0,85 \times 167,5 \times 16,67} = 7,60 \text{ cm}$$

1-Vérification :

▪ 1-Vérification de la résistance à la flexion :

Le moment sollicité la section mixte vaut :

$$M_{\max} = M_{sd} = \frac{q l^2}{12} = \frac{14,84(6,7^2)}{12} = 55,514 \text{ kN.m}$$

Le moment plastique :

$$M_{pl} = A_a \cdot f_a (g_a + t_c - x_p) + 0,85 \cdot b_{eff} \cdot \frac{x_p^2}{2} \cdot f_{cd}$$

$$M_{pl} = 84,5 \times 100 \times 213,63 \times 10^{-3} (0,18 + 0,16 - 0,0760) + 0,85 \times 1675 \frac{(0,0760)^2}{2} \times 10^{-3} \times 16,67$$

$$M_{pl} = 476,634 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 55,514 \text{ kN.m} < M_{PLRd} = 476,634 \text{ kN.m}$$

La condition de la résistance est vérifiée.

▪ 2-Vérification à l'effort tranchant :

Calcul de l'effort tranchant plastique :

$$V_{plRd} = A_v \frac{f_a}{\sqrt{3}}$$

Avec :

A_v : l'aire de cisaillement de l'élément en acier.

$$A_v = 1,04 \cdot h_w \cdot t_w$$

$$A_v = 1,04 \cdot 331 \cdot 8,6 = 2960,46 \text{ mm}^2$$

$$V_{pLRd} = A_v \frac{f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{Mo}} = 2960,46 \frac{235 \cdot 10^{-3} / \sqrt{3}}{1} = 401,66 \text{ kN}$$

Calcul de l'effort tranchant sollicitant la section mixte:

$$V_{sd}^{\max} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{14,84 \times 6,7}{2} = 49,714 \text{ kN}$$

$$V_{sd}^{\max} = 49,714 \text{ kN} < V_{PLRd} = 401,66 \text{ kN}$$

La condition de cisaillement est vérifiée.

▪ **3- Vérification à l'interaction de l'effort tranchant :**

Il est noté que le moment résistant M_r dépend aussi des efforts appliqués, alors il faut avoir la condition suivant :

$$V_{sd}^{\max} < 0,5 \cdot V_{PLRd}$$

$$V_{sd}^{\max} = 49,714 \text{ kN} < 0,5 \times 401,66 = 200,83 \text{ kN}$$

Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

Donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance à la flexion.

▪ **4-Vérification de la condition de la flèche :**

$$f_{\max} < \bar{f} = \frac{L}{250}$$

$$f_{\max} = \frac{q_{ser} \times L^4}{384 \cdot E \cdot I}$$

↳ **ELS:**

Calcul de la charge répartie :

$$q = q_{pp} + q_{(bs)}$$

$$q_{pp} = g_p + g_{mur} = 0,663 + 8,84 = 9,50 \text{ kN/m} \dots \dots \dots \text{poids propre de la poutre.}$$

$$q_{(bs)} = (G_b + g_{mur} + Q) \times 0,20$$

$$q_{(bs)} = (4 + 2,34 + 1) \times 0,20 = 1,468 \text{ kN/m} \dots \dots \dots \text{la charge sur la semelle.}$$

$$q = 9,50 + 1,468 = 10,968 \text{ kN/m}$$

$$L=6,70m$$

$$E=210000Mpa$$

$$I_y=23128,4cm^4$$

▪ **5-La valeur de la flèche maximale est :**

$$f_{\max} = \frac{10,96 \times (6700)^4}{2,1 \times 10^5 \times 231284 \times 10^4 \times 384} = 1,18mm$$

La valeur de la flèche admissible est :

$$\bar{f} = \frac{L}{250} = \frac{6700}{250} = 26,8mm$$

$$f_{\max} = 1,18mm < \bar{f} = 26,8mm \dots\dots\dots \text{La flèche est vérifiée.}$$

2)-Calcul des connecteurs :

La connexion utilisée est de type goujon à tête :h=100mm, d=22mm (d≤22mm, pour les goujons soudés directement sur la semelle).

La résistance de calcul au cisaillement d'un goujon est donnée par :

$$P_{rd} = \min(P_{rd}^1, P_{rd}^2)$$

$$P_{rd}^1 = 0,29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \frac{\sqrt{f_{ck} \cdot E_c}}{\gamma_v} \dots\dots\dots \text{Résistance dans le béton qui entoure le goujon.}$$

$$P_{rd}^2 = 0,8 \cdot f_u \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4 \cdot \gamma_v} \dots\dots\dots \text{Force dans le goujon.}$$

f_{ck} : Résistance caractéristique du béton à la compression.....20MPa

E_{cm} : module de Young du béton.....30500MPa

f_u : Contrainte ultime de l'acier des goujons :450MPa

γ_v : Coefficient partiel de sécurité pour les connecteurs : 1,25.

d : diamètre de la tige des goujons.

$$\alpha = 0,2 \cdot \left(\frac{h}{d} + 1\right) \leq 1 \text{ Si : } 3 \leq h/d \leq 4$$

$$\alpha = 1 \text{ Si : } \frac{h}{d} > 4$$

$$\frac{h}{d} = \frac{100}{22} = 4,54 > 4 \Rightarrow \alpha = 1$$

$$P_{rd}^1 = 0,29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \frac{\sqrt{f_{ck} \cdot E_c}}{\gamma_v} = 0,29 \cdot 1 \cdot (22)^2 \cdot \sqrt{20 \cdot 10^{-3} \cdot 30500 \cdot 10^{-3}} \cdot \frac{1}{1,25} = 91,98 \text{ kN}$$

$$P_{rd}^2 = 0,8 \cdot f_u \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4 \cdot \gamma_v} = 0,8 \cdot 450 \cdot \frac{\pi}{4} (22)^2 \frac{10^{-3}}{1,25} = 109,42 \text{ kN}$$

$$P_{rd} = \min(91,98; 109,42) = 91,98 \text{ kN}$$

On détermine RL :

$$RL = \min\left(\frac{A_a \cdot f_y}{\gamma_a}; \frac{0,85 b_{eff} \cdot t_c \cdot f_{cx}}{\gamma_c}\right)$$

$$R_L = \min\left(\frac{84,5 \times 235}{1,15}; \frac{0,85 \times 167,5 \times 16 \times 20}{1,5}\right)$$

$$R_{acier} = (235 \cdot 8450 \cdot 10^{-3}) / 1,15 = 1726,739 \text{ kN}$$

$$R_{béton} = 0,85 \cdot 20 \cdot 1675 \cdot 160 / 1,5 = 3037,33 \text{ kN}$$

$$RL = 1726,739 \text{ kN}$$

La section est de classe 1 donc :

$$N = (R_L) / P_{rd} \text{ (sur la demi longueur)}$$

$$N = 1726,739 / 91,98 = 18,77$$

On prend : 19 connecteurs (c'est-à-dire 38 connecteurs sur toute la portée de la poutre L=6,7m)

Espacement :

$$\text{esp}_{\min} = 5 \cdot d < \text{esp}_{\text{choisit}} = L / (N) < \text{esp}_{\max} = \min(6 \cdot t_c ; 800) \text{ mm}$$

$$\text{esp}_{\min} = 5 \cdot d = 5 \cdot 22 = 110 \text{ mm} = 11 \text{ cm}$$

$$\text{esp}_{\max} = \min(6 \cdot t_c ; 800 \text{ mm}) = \min(960 ; 800) = 800 \text{ mm} = 80 \text{ cm}$$

$$6 \cdot t_c = 6(160) = 960 \text{ mm}$$

N : le nombre de l'intervalle

$$N = n - 1$$

$$\text{esp}_{\text{choisit}} = L / (N) = 670 / 18 = 37,22 \text{ cm}$$

On prend :

$$\text{esp}_{\text{choisit}} = 37 \text{ cm}$$

$$11 < 37 < 80$$

▪ 1-Vérification du déversement

Il faut vérifier que :

$$M_f \leq M_{b,Rd}$$

Avec :

M_f : le moment appliqué ($M_f=55,514$ kN.m)

$M_{b,Rd}$: la résistance de calcul d'un élément non maintenu latéralement au déversement doit être prise égale à :

$$M_{b,Rd} = \frac{\chi_{LT} \cdot \beta_w \cdot W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M1}}$$

Avec :

$$\beta_w = 1 \dots \dots \dots \text{classe 1}$$

$$W_{pl} = 1307,1 \text{ cm}^3$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} \leq 1$$

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

α_{LT} : Facteur d'imperfection

On a pour le Profilé laminé la courbe (a) selon CCM97 : $\alpha_{LT} = 0,21$.

▪ **Calcul de l'élancement réduit $\bar{\lambda}_{LT}$:**

L'élancement réduit $\bar{\lambda}_{LT}$:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\beta_w \cdot W_{ply} \cdot f_y / M_{cr}} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] \cdot \sqrt{\beta_w}$$

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

$$M_{cr} = C_1 \cdot \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{(KL)^2} \left\{ \left[\left(\frac{K}{K_w} \right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(KL)^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z} + (C_2 \cdot Z_g - C_3 \cdot Z_j)^2 \right]^{0,5} - (C_2 \cdot Z_g - C_3 \cdot Z_j) \right\}$$

Avec :

$Z_g = Z_a = Z_s = 0$, $Z_j = 0$ section doublement symétrique.

$K=1$, $K_w=1$ $C_1=1.285$ (encastrement)

$$I_w = I_z \cdot \left(\frac{H - t_f}{2} \right)^2 = 1317,58 \left(\frac{400 - 13,5}{2} \right)^2 = 492057,66 \text{ cm}^6$$

$$I_t = \frac{1}{3} (h \cdot t_w^3 + 2 \cdot b \cdot t_f^3) = \frac{1}{3} (33,1 \cdot 0,86^3 + 2 \cdot 18,1 \cdot 35^3) = 26,416 \text{ cm}^4$$

Inertie de flexion :

$$I_z = 1317,58 \text{ cm}^4$$

Module d'élasticité transversale de l'acier

$$G = 81000 \text{ Mpa}$$

Application numérique :

$$M_{cr} = 1.285 \frac{\pi^2 \cdot 2,1 \cdot 10^5 \cdot 1317,58 \cdot 10^4}{(1.11400)^2} \left\{ \frac{492957,66 \cdot 10^6}{1317,58 \cdot 10^4} + \frac{11400^2 \cdot 81000 \cdot 36,54 \cdot 10^4}{\pi^2 \cdot 210000 \cdot 1317,58 \cdot 10^4} \right\}^{0,5}$$

$$M_{cr} = 1,14 \cdot 10^8 \text{ N.mm}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\beta_w \cdot W_{pl,y} \cdot f_y / M_{cr}} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] \cdot \sqrt{\beta_w}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{1307,1 \cdot 10^3 \cdot 235} = 1,64 > 0,4$$

(Il faut vérifier le déversement)

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

$$\phi_{LT} = 0,5 \left[1 + 0,21(1,64^2 - 0,2) + 1,64^2 \right] = 2,10$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{2,10 + \sqrt{2,10^2 - 1,64^2}} = 0,29 \leq 1$$

$$M_{b,Rd} = \frac{0,29 \cdot 10^3 \cdot 1307,1 \cdot 235}{1} = 89,078 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 55,514 \text{ kN.m} < M_{PLRd} = 89,078 \text{ kN.m}$$

2-Vérification du voilement :

Dans le cas d'une poutre de classe 1 et 2 il n'y a pas lieu de vérifier le voilement de l'âme des poutres non raidies, car $d/t_w \leq 69\epsilon$

La section adoptée pour la solive est de classe 1, donc la vérification au voilement n'est pas nécessaire

Conclusion :

Le profilé IPE400 vérifie la condition de résistance, de déversement et de voilement. Donc, on le maintient pour les solives.

II.7-Poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux supportant les charges et les surcharges, afin de les transmettre aux fondations.

Ils sont généralement des profils en HEA, HEB ou HEM .

Les H et les profils creux ronds ou carrés, sont les produits sidérurgiques les mieux adaptés pour les poteaux.

Les poteaux peuvent aussi contreventer et participer à la prise des charges horizontales.

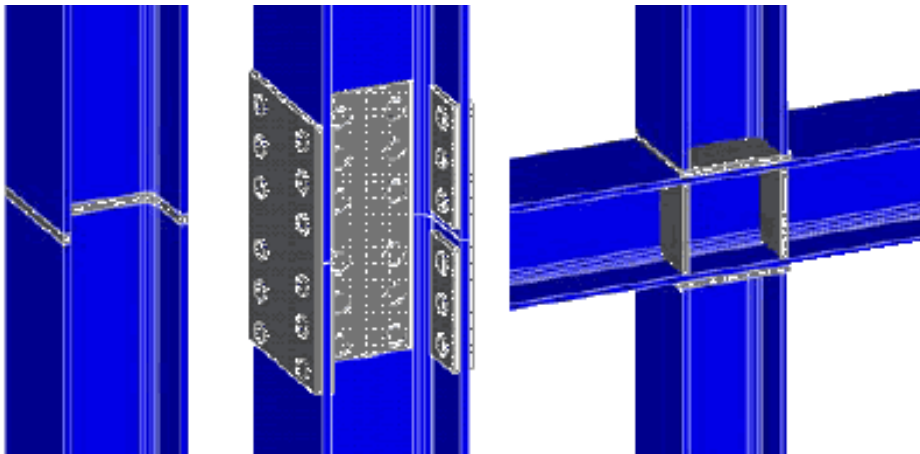


Figure II.3 : Choix de profilé de Poteau HEA

Descente des charges :**1- Calcul des sollicitations au niveau du RDC :**

On calcul les sollicitations à l'ELU :

$$N_{sd} = 1,35G + 1,5Q$$

Où :

$$G = G(\text{plancher terrasse}) + 3.G(\text{plancher courant}) + 4.G(\text{poutre porteuse}) + G(\text{poutre non porteuse terrasse}) + 3.G(\text{poutre non porteuse courant})$$

$$Q = Q(\text{plancher terrasse}) + 3.Q(\text{plancher courant})$$

La surface sur le poteau le plus sollicité :

$$S = 8,80.3 = 26,40 \text{m}^2$$

↳ **Les charges permanentes :**

- Poids du plancher terrasse.....6,34X26,40=167,376KN
- Poids du plancher courant.....6,24X26,40=164,736KN
- Poids des poutres porteuses.....1,22X 8,80=10,376KN
- Poids des poutres non porteuses.....0,663 X 6,70=4,44KN
(terrasse IPE400)
- Poids des poutres non porteuses.....0,663 X 6,70=4,44KN
(étage IPE400)

↳ **Les charges d'exploitations :**

- Poids du plancher terrasse.....1X26,40=26,40KN
- Poids du plancher courant.....5X26,40=132KN

2-calcul les sollicitations au niveau RDC :

On calcul les sollicitations à l' ELU :

$$N_{sd}=1,35G+1,5Q$$

Où :

$$G=167,376+3X164,736+4X10,376+4,44+3X4,44=720,848KN$$

$$Q=26,40+3X132=422,4KN$$

$$N_{sd}=1,35X720,848 + 1,5X422,4=1606,74KN$$

Les poteaux sont des éléments sollicités en compression de chaque section transversale doit satisfaire à la condition suivant :

$$N_{sd} < N_{C,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{Mo}}$$

Section de classe 1

$$A_{net} > \frac{\gamma_{Mo} \times N_{sd}}{f_y}$$

Avec :

$$\text{Profilé de classe 1} \dots \dots \dots N_{C,Rd} = N_{PL,Rd}$$

N_{sd} : effort de compression.

$$f_y = 235N/mm^2$$

$$\gamma_{Mo} = 1$$

CHAPITRE III

Etude sismique

ETUDE SISMIQUE

III.1- Introduction :

Le séisme, est un phénomène du au frottement entre les plaques tectoniques, ce qui produit une accélération dans les ondes sismiques. Cette dernière provoque une force dans les constructions.

Les règles parasismiques algériennes (RPA99/version2003) visent à assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis-à-vis des effets des actions sismiques par une conception et un dimensionnement approprié.

Pour ce fait, la protection contre le séisme réside dans la conception et la réalisation des ouvrages capables de faire face à ce phénomène.

III.2 Classification de notre projet selon le R.P .A 99 ver2003 [1] :

Selon la zone sismique : zone IIa (MASCARA).

Selon le groupe d'usage : groupe 2

Selon leur configuration : le bâtiment ne présente aucune régularité en plan et en élévation.

Le calcul de tout l'ouvrage dans le génie civil doit se faire selon le règlement régissant le phénomène de séisme.

Il existe une méthode dynamique qui permette le calcul des différent élément sous l'effet du séisme.

Cette méthode tient compte de comportement dynamique de la structure et elle peut être utilisée dans tous les cas.

Son principe de calcul est basé sur la prise en compte de trois degrés de liberté significatifs (02 translations horizontales et 01 rotation de torsion d'ensemble autour de l'axe vertical).

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

Calcul de la force suivant :

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

$$T > 3,0s$$

Dans notre projet, nous avons choisi une deuxième méthode de calcul au séisme à savoir la méthode statique qui est utilisé dans la suite de nos calculs

III.3 Evaluation de la force sismique :

La force sismique totale V appliquée à la base de la structure doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

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

Avec:

A: coefficient d'accélération de la zone (**tableau4.1RPA99**).

D: facteur d'amplification dynamique.

Q: facteur de qualité (**tableau4.4RPA99**).

R: coefficient de comportement (**tableau4.3RPA99**).

W: poids total de la structure.

➤ **1-Coefficient d'accélération de la zone « A »:**

Le coefficient d'accélération de la zone (A) est donné par le tableau

(4-1) du RPA99 modifier 2003 suivant la zone et le groupe d'usage du bâtiment.

Dans notre cas:

Zone	Groupe	A
II _a	2	0,20

Tableau III.1 : la valeur coefficient d'accélération de zone (A)

➤ **2-Facteur d'amplification dynamique moyen « D » :**

Fonction de la catégorie de site « S », du facteur de correction d'amortissement « η » et de période fondamentale de la structure « T ».

$$D = \begin{cases} 2,5 \times \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5 \times \eta \left(\frac{T_2}{30}\right)^{2/3} \times \left(\frac{30}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3,0s \end{cases}$$

T_2 période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le **tableau 4.7RPA99**.

Le facteur D par ailleurs est donné sous forme graphique à la **figure 4.1** pour un amortissement $\zeta \% = 5\%$

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,7 \dots\dots\dots (4.3)$$

Ou ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

On a un remplissage dense $\Rightarrow \xi = 4 \Rightarrow \eta = 1,08$

▪ **Calcul de la période par la formule empirique : $T = C_T h_N^{3/4}$**

h_N : La hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

$h_N = 17,85\text{m}$

C_T : coefficient fonction de système de contreventement, et de type de remplissage donné par le tableau (4.6).

On a : Cas n°4 (contreventement assuré partiellement ou totalement par des palées triangulées et des murs en maçonnerie $\Rightarrow C_T = 0,050$

$$\Rightarrow T = 0,05 \cdot (17,85)^{3/4} = 0,43\text{S}$$

▪ **Calcul de la période par la formule : $T = 0,09 h_N \sqrt{D}$**

On peut également utiliser aussi la formule :

$$T = 0,09 h_N \sqrt{D}$$

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

Dans ce cas de figure il y a lieu de retenir dans chaque direction considérée la plus petite des deux valeurs données respectivement.

$D_X = 40,20\text{m}$ et $D_Y = 21,40\text{m}$

On peut également utiliser aussi la formule :

$$T = 0,09 h_N \sqrt{D}$$

$$T_x = 0,09 \cdot 17,85 / \sqrt{40,20} = 0,253\text{S}$$

$$T_y = 0,09 \cdot 17,85 / \sqrt{21,40} = 0,250\text{S}$$

Catégorie du sol est $S_3 \Rightarrow T_2=0,40S$.

Sens longitudinal : $0 \leq T \leq T_2 = 0,4 > 0,248S \geq 0$ donc : $D_x=2,5 \eta = 2,5(1,08)=2,7$.

Sens transversal : $0 \leq T \leq T_2 = 0,4 > 0,217S \geq 0$ donc : $D_y=2,5 \eta = 2,5(1,08)=2,7$.

➤ **3-Coefficient de comportement global de la structure « R »:**

Sa valeur unique est donnée par le **tableau 4.3 (RPA99 ver2003)** en fonction du système de contreventement tel que défini dans le **chapitre III.3.4RPA99ver2003**.

Pour le deux sens de la structure est contreventée par ossature contre ventée par palées triangulées en X avec : $R=4$.

➤ **4-Facteur de qualité « Q »:**

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q \dots\dots\dots(4.4)$$

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q "est satisfait ou non". Sa valeur est donnée au tableau suivant :

Critère	Pq	
	Observé	N/observé
1-Condition minimale 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 d'exécution	0	0,10

Tableau III.2: la valeur de critère de qualité

$$Q_x = Q_y = 1 + (0,05 + 0,05 + 0,05 + 0,10) = 1,25$$

➤ **5-Poids total de la structure « W »:**

W est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum W_i$$

Avec :

$$W_i = W_G + \beta \% \times W_Q$$

W_{Gi} : poids du aux charges permanentes et à celles des uniquement fixes éventuels, solidaire de la structure.

W_{Qi} : charges d'exploitation.

Le coefficient β est donné par le **tableau (6.2) de RPA99** :

« Bâtiment des locaux commerciaux $\beta = 50\%$ »

Méthode de calcul :

G : charge permanente (KN/m²)

Q : charge d'exploitation (KN/m²)

S : la surface (m²)

Pér : le périmètre (m)

▪ **1)-Plancher terrasse non accessible** : (W_1)

Plancher: $G_{(\text{plancher})} \times S_{(\text{plancher})}$

Acrotère: $S \times 20 \times \text{pér}$

Poutre principale (IPE600) $P_p \times L \times n$

Poutre secondaire (IPE400) $P_p \times L \times n$

½ Poteau (HEA600) $0,5 \times P_p \times H_{\text{pot}} \times n$

½ murs de façade $0,5 \times H_{\text{mur}} \times 2,6 \times \text{pér}$

$\beta \%$ Surcharge d'exploitation : $\beta \% \times Q_{(\text{plancher})} \times S$

▪ **2)-Plancher d'étage courant : (W₂)**

Plancher:	$G_{(\text{plancher})} \times S_{(\text{plancher})}$
Poutre principale (IPE600)	$P_p \times L \times n$
Poutre secondaire (IPE400)	$P_p \times L \times n$
Poteau (HEA600)	$P_p \times H_{\text{pot}} \times n$
murs de façade	$0,5 \times H_{\text{mur}} \times 20 \times \text{pér}$
$\beta\%$ Surcharge d'exploitation	$\beta\% \times Q_{(\text{plancher})} \times S$

➤ **1-Terrasse inaccessible (surface= 1032,06m², périmètre= 622m)**

$$G_{\text{Terrasse}} = 6,34 \text{ KN/m}^2, Q_{\text{Terrasse}} = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Plancher} : 6,34 \times 1032,06 = 6543,26 \text{ KN}$$

Poutres principales (IPE600) :

$$1,22 \times 18 \times 11,4 = 250,344 \text{ KN}$$

$$1,22 \times 8 \times 5,50 = 31,2153,68 \text{ KN}$$

Poutres secondaires (IPE400) :

$$0,663 \times 2 \times 4,9 = 6,497 \text{ KN}$$

$$0,663 \times 20 \times 5,70 = 75,582 \text{ KN}$$

$$0,663 \times 5 \times 6,70 = 22,210 \text{ KN}$$

$$0,663 \times 2 \times 5,20 = 6,884 \text{ KN}$$

½ Poteaux (HEA600) :

$$0,5 \times 1,814 \times 4,25 \times 34 = 131,061 \text{ KN}$$

½ murs de façade:

$$0,5 \times 4,25 \times 2,6 \times 622 = 3436,55 \text{ KN}$$

Acrotère :

$$0,1 \times 0,80 \times 20 \times 622 = 995,20 \text{ KN}$$

20% Surcharge :

$$0,5 \times 1 \times 1032,06 = 516,03 \text{ KN}$$

$$W_1 = 12037,29 \text{ KN} = 1203,729 \text{ t}$$

➤ **2-Plancher étage courant** : (s = 1320,3m² ; pér =805,40m) RDC, 1ere, 2^{eme} étages.

$$G_{\text{Terrasse}} = 6,24 \text{ KN/m}^2, Q_{\text{Terrasse}} = 5 \text{ KN/m}^2$$

Plancher courant :

$$6,24 \times 1320,30 = 8238,67 \text{ KN}$$

Poutres principales (IPE600) :

$$1,22 \times 24 \times 11,4 = 333,79 \text{ KN}$$

$$1,22 \times 8 \times 5,50 = 53,68 \text{ KN}$$

Poutres secondaires (IPE400) :

$$0,663 \times 5 \times 4,90 = 16,243 \text{ KN}$$

$$0,663 \times 20 \times 5,70 = 75,582 \text{ KN}$$

$$0,663 \times 5 \times 6,70 = 22,210 \text{ KN}$$

$$0,663 \times 5 \times 5,20 = 17,238 \text{ KN}$$

Poteaux (HEA600) :

$$0,5 \times 1,814 \times 5,10 \times 40 = 185,028 \text{ KN}$$

$$0,5 \times 1,814 \times 4,25 \times 40 = 154,19 \text{ KN}$$

murs de façade:

$$0,5 \times 5,10 \times 20 \times 805,4 = 41075,40 \text{ KN}$$

$$0,5 \times 4,25 \times 20 \times 805,40 = 34229,50 \text{ KN}$$

20% Surcharge :

$$0,5 \times 5 \times 1320,3 = 3300,75 \text{ KN}$$

$$W_2 = W_3 = W_4 = 87702,25 \text{ KN} = 8770,225 \text{ t}$$

Niveau	$W_i = W_G + 0,2\% \times W_Q$
RDC	$84401,53 + (0,5 \times 5 \times 1320,30) = 8770,22$
1 ^{er} étage	$84401,53 + (0,5 \times 5 \times 1320,30) = 8770,22$
2 ^{eme} étage	$84401,53 + (0,5 \times 5 \times 1320,30) = 8770,22$
3 ^{eme} étage	$11521,26 + (0,5 \times 1 \times 1032,06) = 1203,72$
Total	18824,404t

Tableau III.3 : la valeur de poids de chaque niveau

III.4. Calcul de la force sismique :

On calcule la force sismique selon deux direction X et Y

1)-Direction X:

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

$$V_x = \frac{0,20 \times 2,7 \times 1,25}{4} \times 18824,404 \times 10 = 31756,769KN$$

$$V_x = 0,1687 \cdot W = 16,87\% W$$

2)-Direction Y:

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

$$V_y = \frac{0,20 \times 2,7 \times 1,25}{4} \times 18824,404 \times 10 = 31756,76KN$$

$$V_Y = 0,1687 \cdot W = 16,87\%$$

▪ Conclusion :

Après comparaison entre les forces sismiques et les forces due au vent on conclut que le séisme est le plus prépondérant ; donc : pour les charges horizontales on ne tient compte que les forces sismiques.

$$V_x=31756,76\text{KN} > P_{rx}=300,66\text{KN}$$

$$V_y=31756,76\text{KN} > P_{ry}=287,79\text{KN}$$

Remarque :

Les méthodes dynamiques sont applicables généralement pour tous les types de structures. Aussi, et étant plus proches de la réalité, les méthodes dynamiques offrent des résultats plus appréciables que la méthode statique. C'est pourquoi nous avons préféré faire l'étude sismique par la méthode dynamique en utilisant le logiciel de calcul « **Robot** »

III.5-Modélisation et présentation du logiciel Robot:

Le Robot est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie particulièrement adapté aux bâtiments.

Il permet la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'élément autorisant l'approche du comportement de plusieurs types des structures.

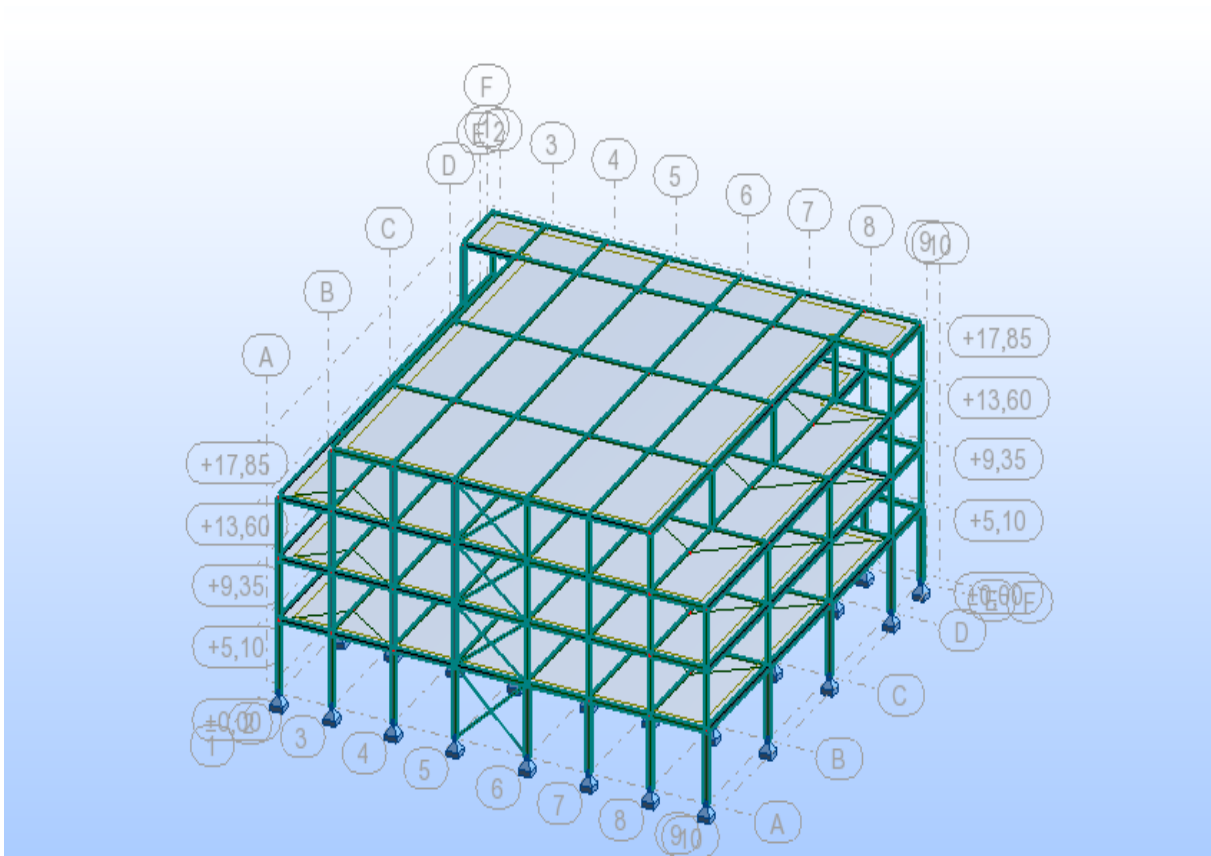


Figure III.1 : modélisation de la structure par logiciel

Etapes de la modélisation de la structure sous Robot:

- ✓ **Opter pour un système du logiciel:**

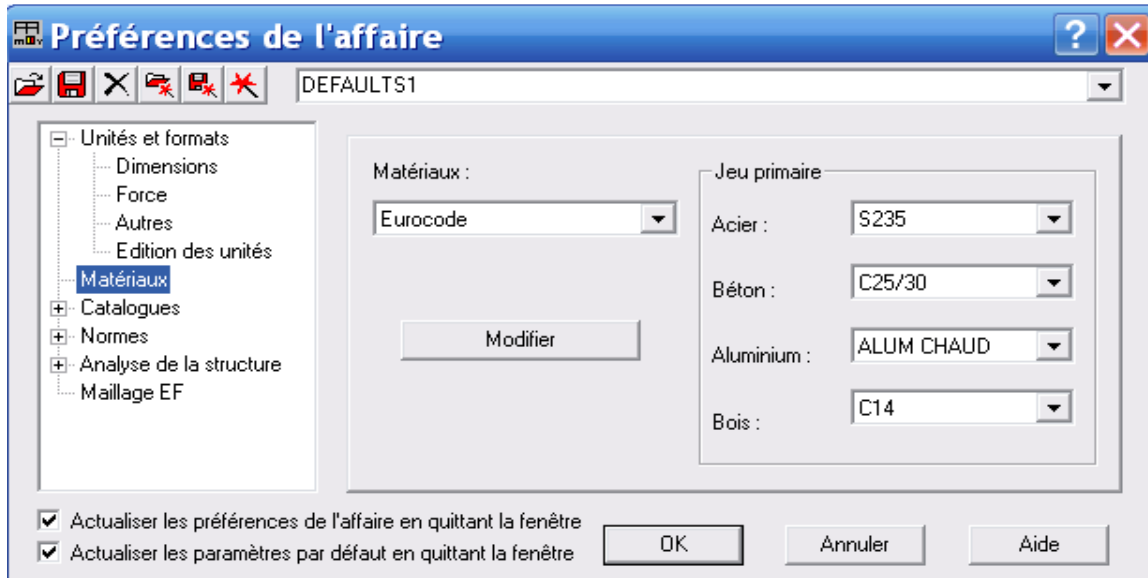


Figure III.2 : opter pour un système du logiciel

- ✓ **Définition de la géométrie de base :**

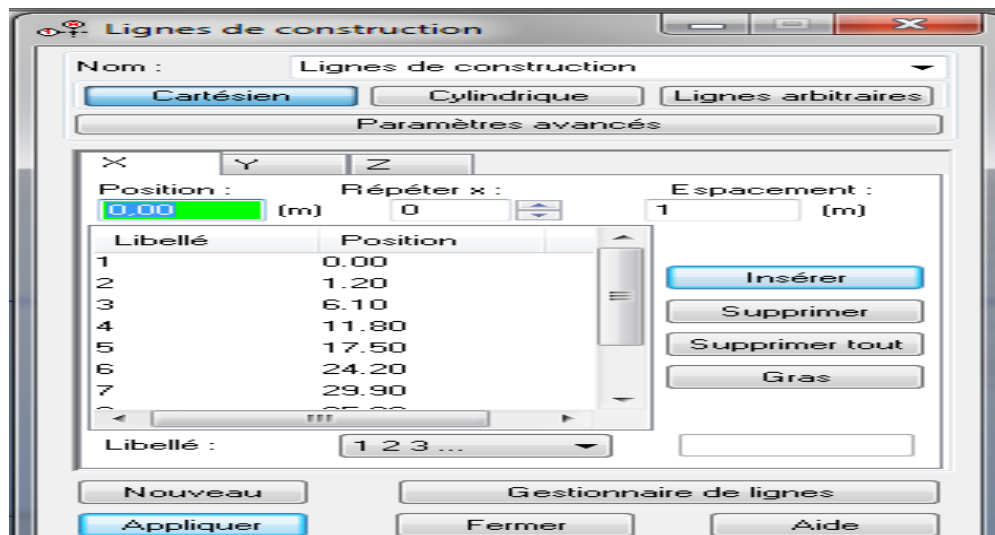


Figure III.3 : définition de la géométrie de bas

✓ Définition des matériaux et des sections :

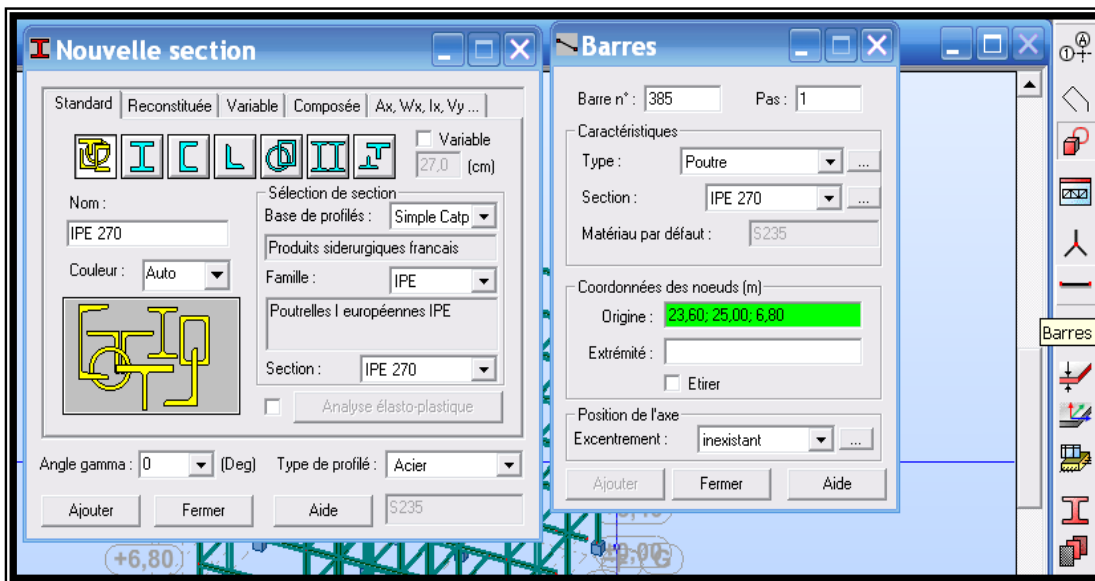


Figure III.4 : Définition des matériaux et des sections

- ✓ Ajouter différents groupes pour faciliter la localisation de l'élément.
- ✓ Définition des charges à appliquer.

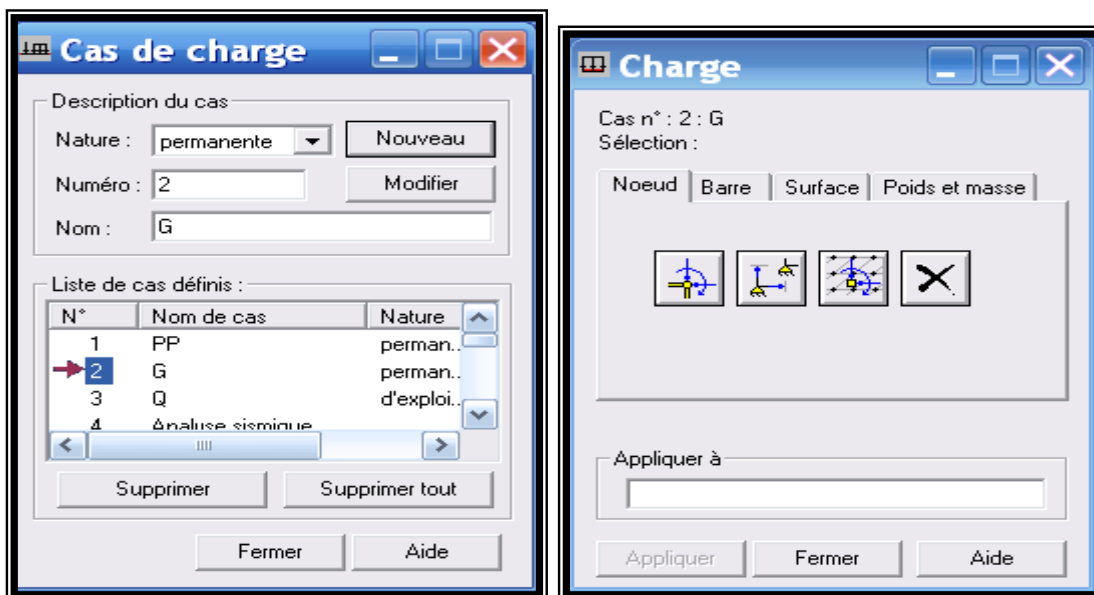


Figure III.5 : Définition des charges à appliquer

➤ Définition des combinaisons des charges qui sont les suivantes :

- **Combinaisons fondamentales BAEL91 :**
 - Combinaison (1) « ELS » : $G+Q$
 - Combinaison (2) « ELU » : $1,35G+1,5Q$
- **Combinaisons accidentelles RPA99 modifié 2003 :**
 - Combinaison (3) « accidentelle » : $G+Q \pm E_x$
 - Combinaison (4) « accidentelle » : $G+Q \pm E_y$
 - Combinaison (5) « accidentelle » : $0,8G \pm E_x$
 - Combinaison (6) « accidentelle » : $0,8G \pm E_y$
 - Combinaison (7) « accidentelle » : $G+Q \pm 1,2E_x$
 - Combinaison (8) « accidentelle » : $G+Q \pm 1,2E_y$

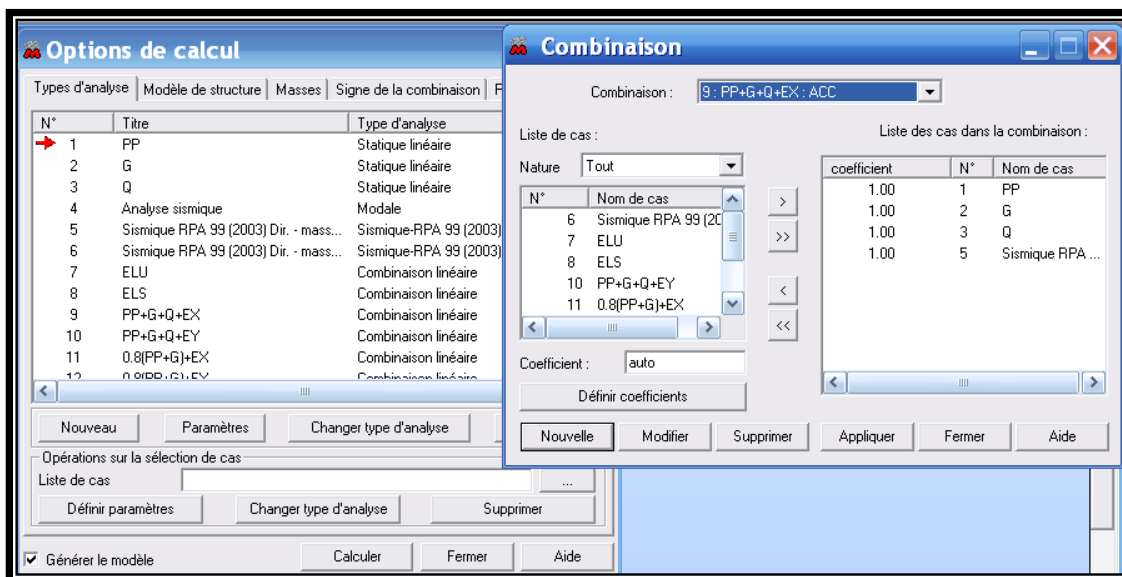


Figure III.6 : définition des combinaisons des charges

➤ Vérification de la structure puis, lancement des calculs :

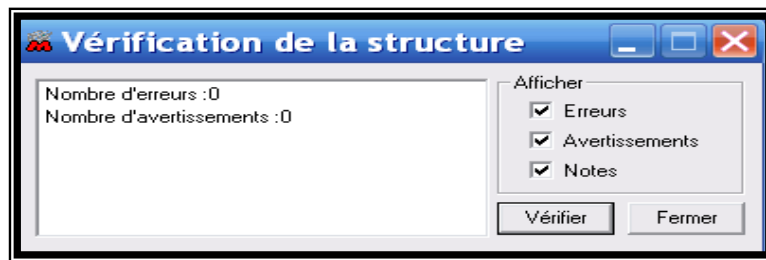


Figure III.7: vérification de la structure

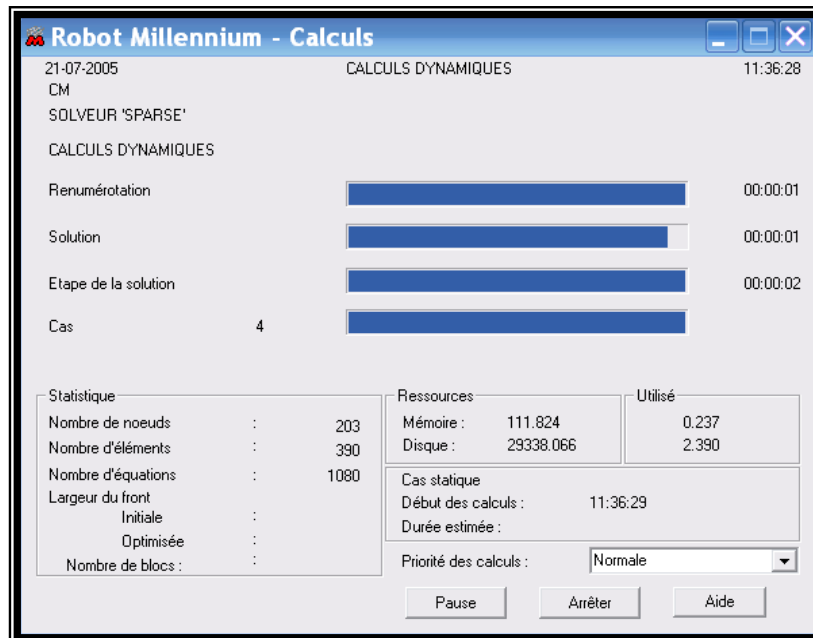


Figure III.8 : lancement des calculs

➤ Vérification des éléments de la conception :

- Poutres principales
- Poutres secondaires
- Poteaux

EC3 - Vérification des pièces (ELS ; ELU) 1A96 349A372

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
17	OK IPE 600	S235	28.81	150.21	0.31	9 G+Q+EX
18	OK IPE 600	S235	34.98	182.40	0.95	9 G+Q+EX
19	OK IPE 600	S235	20.99	109.44	0.19	7 ELU
20	OK IPE 600	S235	28.81	150.21	0.71	9 G+Q+EX
21	OK IPE 600	S235	34.98	182.40	0.99	9 G+Q+EX
22	OK IPE 600	S235	20.99	109.44	0.45	9 G+Q+EX

Points de calcul : division : n = 3
extrêmes : aucun
additionnels : aucun

NF EN 1993-1 NA:2007 - Vérification des pièces (ELS ; ELU) 33A67 100A134 247A281 348A376

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
274	OK POUTRE S IP IPE 400	S 235	15.71	65.82	0.41	10 G+Q+EX
275	OK POUTRE S IP IPE 400	S 235	14.81	62.03	0.40	10 G+Q+EX
276	OK POUTRE S IP IPE 400	S 235	17.22	72.15	0.43	10 G+Q+EX
277	OK POUTRE S IP IPE 400	S 235	17.22	72.15	0.57	10 G+Q+EX
278	OK POUTRE S IP IPE 400	S 235	20.24	84.81	0.42	8 ELU
279	OK POUTRE S IP IPE 400	S 235	17.22	72.15	0.57	10 G+Q+EX
280	OK POUTRE S IP IPE 400	S 235	17.22	72.15	0.43	10 G+Q+EX

Points de calcul : division : n = 3
extrêmes : aucun
additionnels : aucun

NF EN 1993-1 NA:2007 - Vérification des pièces (ELS ; ELU) 135A214 282A321 377A410

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
140	OK Poteau HEA HEA 600	S 235	10.21	36.14	0.96	21 G+Q-1.2EY
135	OK Poteau HEA HEA 600	S 235	10.21	36.14	0.92	21 G+Q-1.2EY
136	OK Poteau HEA HEA 600	S 235	10.21	36.14	1.00	21 G+Q-1.2EY
137	OK Poteau HEA HEA 600	S 235	10.21	36.14	0.97	21 G+Q-1.2EY
138	OK Poteau HEA HEA 600	S 235	10.21	36.14	0.96	21 G+Q-1.2EY
139	OK Poteau HEA HEA 600	S 235	10.21	36.14	0.96	21 G+Q-1.2EY
140	OK Poteau HEA HEA 600	S 235	10.21	36.14	0.96	21 G+Q-1.2EY

Points de calcul : division : n = 3
extrêmes : aucun
additionnels : aucun

Figure III.9 : Vérification des éléments

CHAPITRE IV

Etude des éléments
Secondaires

ETUDE DE L'ESCALIER

IV.1-Généralité :

L'escalier permet la circulation verticale et relie les différents niveaux d'une construction.

Pour notre projet on a un seul type d'escalier métallique [4]

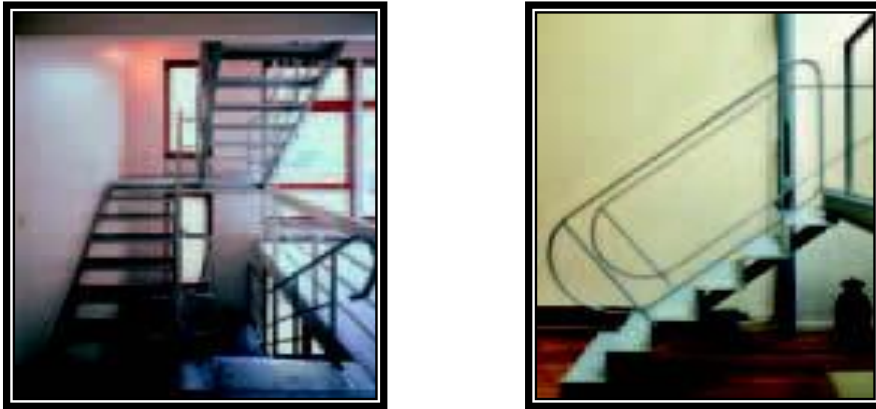


Figure IV .1 : exemple des escaliers en acier galvanisé

IV.2 Introduction:

L'escalier métallique se compose d'un limon constitué par un profilé en **IPE**, des marches en **U** soudées au limon, et un palier de repos en profile **UAP**. La longueur des marches s'appelle l'embranchement **L**, la largeur s'appelle giron **g** et la hauteur c'est la contre marche **h**

Figure IV .1 exemple des escaliers en acier galvanisé

VI.2.1 choix des dimensions :

Contre marche :h = 17 cm

Largeur de la marche :g = 30 cm

Nombre de contre marchesn = 10

Nombre de marches.....m = n-1= 9

IV.2.2 Vérification de la relation de Blondel :[10]

Pour les bâtiments d'habitation la hauteur idéale serait de 17cm pour un giron entre 26 et 30 cm
Le giron permet également d'adapter un escalier par rapport à son utilisateur, ainsi si l'utilisateur est jeune ou plutôt âgé, l'escalier pourra être adapté suivant un besoin de sécurité ou plutôt un besoin d'accès rapide.

On doit vérifier que : $59 \leq g+2h \leq 66 \text{cm}$

$$g+2h=30+2 \times 17=64 \text{cm}$$

Angle d'inclinaison : $\alpha = \text{actg}\left(\frac{170}{270}\right) \Rightarrow \alpha = 32,19^\circ$

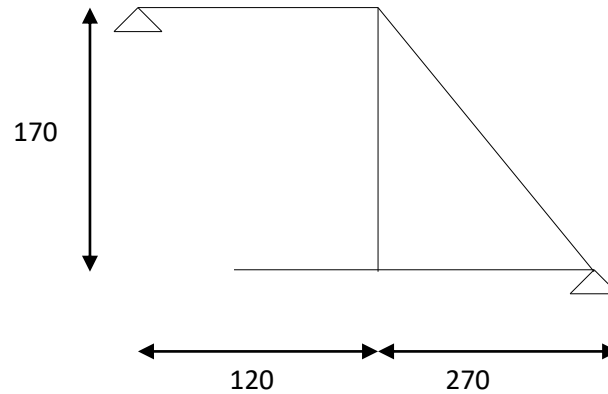


Figure IV.2 : schéma statique de l'escalier

IV.2.3 Evaluation des charges :

IV.2.3.1 marche :

Charges permanentes :

Garde-corps..... $0,02 \times 78,5 = 1,57 \text{kN/m}^2$

Charge d'exploitation : $Q = 2,5 \text{KN/m}^2$

Combinaison des charges :

▪ **ELU :**

$$q_u = (1,35 \times G + 1,5 \times Q) \times 0,3$$

$$q_u = (1,35 \times 1,57 + 1,5 \times 2,5) \times 0,3$$

$$q_u = 1,76 \text{kN/m}$$

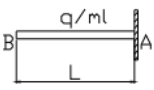
▪ **ELS :**

$$q_{ser} = (G + Q) \times 0,3$$

$$q_{ser} = (1,57 + 2,5) \times 0,3$$

$$q_{ser} = 1,22 \text{kN/m}$$

1-Condition de la flèche :**FORMULAIRE DES POUTRES**

Cas de charges	Réactions aux appuis	Moment maximum	flèche L en m H en mm σ en DaN/mm ²	Flèche à l/2	Rotation aux appuis
	$R_A = qL$	$M_A = -\frac{qL^2}{2}$		$f_B = -\frac{qL^4}{8EI}$	$\theta_B = +\frac{qL^3}{6EI}$

La flèche dans le Cas d'une charge uniformément répartie encastré-libre

$$f_{\max} = \frac{q_{ser} \cdot L^4}{8 \cdot EI} < \frac{L}{250} \Rightarrow I \geq \frac{250 \cdot q_{ser} \cdot L^3}{8 \cdot E}$$

$$I \geq \frac{250 \times 1,22 \cdot 10^3 \cdot 10^{-2} \times 250^3}{8 \times 2,1 \cdot 10^5 \cdot 10^2}$$

$$I \geq 283,66 \text{ cm}^4 \text{ On prend un UAP300 (I=295,44 cm}^2\text{)}$$

2-Vérification de la résistance :

$$q_u = 1,76 + 1,35 \times 0,2847 = 2,14 \text{ kN/m}$$

Moment sollicitant maximal :

$$M_{sd} = \frac{q \cdot l^2}{2} = \frac{2,14 \times 2,50^2}{2} = 6,68 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl} = \frac{W_{plz} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{72,78 \times 235 \cdot 10^{-3}}{1,1} = 15,54 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 6,68 < M_{pl} = 15,54 \text{ kN.m}$$

La section UAP300 résiste à l'effort du moment fléchissant.

Remarque :

Pour un bon confort le règlement exige une largeur de 30cm, dans ce cas on doit utiliser le pré dimensionnement d'un UAP300.

IV.2.3.2 Limon :

Le **limon** est la pièce d'appui qui suit la rampe de l'**escalier** du côté du jour (c'est-à-dire du côté opposé au mur) dans lequel s'incrument les marches, contremarches et les balustres ou les barreaux de la rampe

Combinaison des charges :

↳ **ELU :**

Calcul de la réaction R_u :

$$q_u = 1,35 \cdot \frac{g_p}{\cos \alpha} = 1,35 \cdot \frac{0,4597}{\cos 32,19} = 0,73 \text{ kN/m}$$

$$R_u = 9 \cdot q_u \cdot l = 9 \times 0,73 \times 2,5 = 16,43 \text{ kN}$$

m = 9 nbr de marche

Calcul de la charge répartie :

$$q_u = 1,35 \cdot g_p + (1,35 \cdot g_p + 1,5 \cdot Q) \cdot 0,3$$

$$q_u = 1,35 \times 0,4597 + (1,35 \times 0,4597 + 1,5 \times 2,5) \cdot 0,3$$

$$q_u = 1,93 \text{ kN/m}$$

↳ **ELS :**

$$q_{ser} = \frac{g_p}{\cos \alpha} = \frac{0,4597}{\cos 32,19} = 0,54 \text{ kN/m}$$

$$R_{ser} = 9 \cdot q_u \cdot l = 9 \times 0,54 \times 2,50 = 12,15 \text{ kN}$$

Calcul de la charge répartie :

$$q_u = g_p + (g_p + Q) \cdot 0,3$$

$$q_u = 0,4597 + (0,4597 + 2,5) \cdot 0,3$$

$$q_u = 1,34 \text{ kN/m}$$

1-Condition de la flèche :

$$f_{\max} = \frac{R_{ser} \cdot l^3}{192 \cdot EI} + \frac{q_{ser} \cdot l^4}{384 \cdot EI} < \frac{L}{250}$$

$$f_{\max} = \frac{12,15 \times 3800^3}{192 \times 2,1 \cdot 10^5 \times I} + \frac{1,34 \times 3800^4}{384 \times 2,1 \cdot 10^5 \times I} < \frac{3800}{250} = 15,2 \text{ mm} \Rightarrow I \geq 73,75 \text{ cm}^4$$

On prend un IPE330 avec $I_y = 85,09 \text{ cm}^4$

2-Vérification la condition de la résistance à la flexion :

la valeur de calcul M_{sd} du moment fléchissant dans chaque section transversale doit satisfaire à la condition :

$$M_{sd} \leq M_{PL,Rd}$$

$$M_{sd} = \frac{R_u \cdot l}{8} + \frac{q \cdot l^2}{8}$$

$$M_{sd} = \frac{16,43 \times 3,80}{8} + \frac{1,93 \times 3,80^2}{8}$$

$$M_{sd} = 11,29 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl} = \frac{W_{plz} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{229 \times 235 \cdot 10^{-3}}{1,1} = 48,92 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 11,29 \text{ kN.m} < M_{pl} = 48,92 \text{ kN.m}$$

La section IPE330 résiste à l'effort du moment fléchissant.

3-Vérification à l'effort tranchant :

La valeur de calcul V_{sd} de l'effort tranchant dans chaque section transversal doit satisfaire à la condition :

$$V_{sd} \leq V_{PLRd}$$

$$V_{sd} = \frac{R_u}{2} + \frac{q_u \cdot l}{2}$$

$$V_{sd} = \frac{16,43}{2} + \frac{1,93 \times 3,80}{2}$$

$$V_{sd} = 11,88 \text{ KN}$$

$$V_{pl} = A_v \cdot \frac{f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{M0}}$$

$$A_v = 1,04 \cdot h_w \cdot t_w = 1,04 \times 331 \times 8,6 = 2960,46 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl} = 2960,46 \times \frac{235 / \sqrt{3}}{1} = 401,66 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 11,88 \text{ KN} < 0,5 \times 401,66 = 200,83 \text{ KN}$$

La section IPE 270 résiste à l'effort tranchant

IV.3 Calcul de l'assemblage :

L'assemblage fait par platine entre un limon IPE330 et un poteau HEA600, il est sollicité par :

$M_{sd} = 20,42 \text{ KN.m}$ et $V = 147 \text{ KN}$ (Selon la modélisation sur le logiciel Autodesk robot structure caractéristique des boulons Et constitué de 8 boulons H.R de classe 10.9 selon la figure ci-après.)

Donné sous la combinaison 1,35G+1,5Q.

$$d_1 = 260 \text{ mm}$$

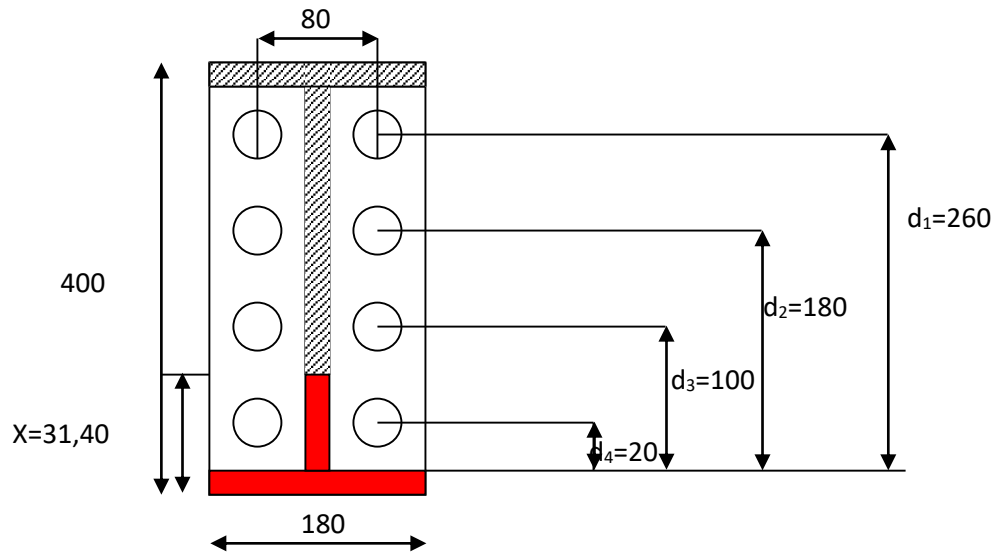
$$d_2 = 180 \text{ mm}$$

$$d_3 = 100 \text{ mm}$$

$$d_4 = 20 \text{ mm}$$

La zone tendue est définie par x :

$$x = t_w \sqrt{\frac{b}{t_f}} = 8,6 \sqrt{\frac{180}{13,5}} = 31,40 \text{ mm}$$



▪ **Détermination des efforts dans les boulons :**

Nous considérons uniquement les boulons tendus, c'est-à-dire les trois rangées supérieures, soit :

$M_{sd} = 20420 \text{ KN.mm}$ (Selon la modélisation sur le logiciel Autodesk robot structure caractéristique des boulons Et constitué de 8 boulons H.R de classe 10.9 selon la figure ci-après.)

$$N_i = \frac{M_{sd} \times d_i}{\sum d_i^2} \leq n \times F_b$$

$$\sum d_i^2 = 110000 \text{ mm}^2$$

$$N_1 = 48,26 \text{ KN} \quad (\text{pour 2 boulons}).$$

$$N_2 = 33,41 \text{ KN} \quad (\text{pour 2 boulons}).$$

$$N_3 = 18,56 \text{ KN} \quad (\text{pour 2 boulons}).$$

Les boulons les plus chargés sont les boulons de la ligne niveau (N_1)

L'intérêt est d'avoir une résistance à la traction f_{ub} la plus élevée possible. c'est pourquoi seuls les boulons de classe 8.8 et 10.9 sont autorisés pour les assemblages par boulons précontraints.

Deux nombre de plan de contact.[11]

$$N \leq 2 \times 0,7 \times f_{ub} \times A_s$$

$$f_{ub} = 1000 \text{ N/mm}^2$$

Calcul de A_s :

$$A_s \geq \frac{N_1}{2 \times 0,7 \times f_{ub}} \Rightarrow A_s \geq \frac{48,26 \times 1000}{2 \times 0,7 \times 1000} = 34,47 \text{ mm}^2$$

Soit des boulons HR de classe 10.9 de diamètre $d=14 \text{ mm}$ ($A_s=115 \text{ mm}^2$)

Diamètre du trou pour un boulon de $d=14 \text{ mm}$

$$d_0 = d + 2 \text{ mm} = 14 + 2 = 16 \text{ mm}$$

-La pince transversale e_2 :

$$e_{2 \min} = 1,5d_0 \leq e_2 < e_{2 \max} = \max(12t, 150 \text{ mm})$$

$$24 \text{ mm} \leq 40 \text{ mm} < \max(300, 150 \text{ mm}) \quad ; (\text{condition vérifiée}).$$

t: épaisseur de la platine.

-Entraxe transversale p_2 :

$$p_{2\min} = 3d_0 \leq p_2 < p_{2\max} = \min(14t, 200\text{mm})$$

$$48\text{mm} \leq 80\text{mm} < \min(140, 200\text{mm}) ; (\text{condition vérifiée}).$$

-Largeur minimale transversale :

$$l_2 = 2e_2 + p_2$$

$$l_2 = 2 \times 40 + 80 = 220\text{mm}$$

Pince longitudinale e_1 :

$$e_{1\min} = 1,2d_0 \leq e_1 < e_{1\max} = \max(12t, 150\text{mm})$$

$$19,2\text{mm} \leq 45\text{mm} < \max(120, 150\text{mm}) ; (\text{condition vérifiée}).$$

Entraxe longitudinale p_1 :

$$p_{1\min} = 2,2d_0 \leq p_1 < p_{1\max} = \min(14t, 200\text{mm})$$

$$35,2\text{mm} \leq 80\text{mm} < \min(140, 200\text{mm}) ; (\text{condition vérifiée}).$$

▪ Moment résistant effectif de l'assemblage :

$$M_R = \frac{N_1 \cdot \sum d_i^2}{d_1}$$

Avec :

$$N_1 = 0,7 \times f_{ub} \times A_s$$

$$N_1 = 0,7 \times 1000 \times 115 \times 10^{-3} = 80,5\text{KN} ; \text{ Pour un boulon}$$

Soit 161KN pour une rangée.

D'où :

$$M_R = \frac{161 \times 110000}{260} = 68,1\text{KN.m}$$

▪ **La Résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant :**

Condition à vérifier : $F_{v,sd} \leq F_{s,rd}$

L'effort tranchant par boulon :

$$F_{v,sd} = V_{sd}/n = 11,88/8 = 1,485 \text{ KN}$$

La résistance de calcul au glissement d'un boulon précontraint HR (Haute Résistance) sera égale à $F_{s,rd}$:

$$F_{s,rd} = \frac{K_s \times F_p \times m \times \mu}{\gamma_{Ms}}$$

$m=1$ (nombre d'interface de frottement).

$K_s=1$ (pour les trous de tolérance normale)

$\mu=0,3$ (coefficient de frottement des pièces brossé)

$\gamma_{ms}=1,25$ (coefficient partiel de sécurité)

$$F_p = 0,7 \times 1000 \times 115 \times 10^{-3} = 80,5 \text{ KN}$$

$$F_{s,rd} = \frac{1 \times 0,3 \times 80,5 \times 1}{1,25} = 19,32 \text{ KN}$$

$$F_{v,sd} = 1,485 \text{ KN} \leq F_{s,rd} = 19,32 \text{ KN}$$

La résistance en glissement d'un boulon précontraint HR est supérieur à l'effort tranchant

➤ **1-Résistance de l'âme de poteau en traction :**

La résistance de calcul d'une âme non raidie de poteau sollicitée en traction transversal est donnée par la formule :

$$F_{t,sd} = \frac{f_y \times t_{wc} \times b_{eff}}{\gamma_{M0}}$$

Il faut vérifier que : $F_{t,sd} \geq F_{v,sd}$

$$b_{eff} = t_{fb} + 2t_p + 5(t_{fc} + r_c)$$

t_{fb} : Épaisseur semelle poutre

t_{fc} : Épaisseur semelle poteau.

t_p : Épaisseur platine extrémité

r_c : Rayon de raccordement âme/semelle du poteau.

$$b_{eff} = 13,5 + 2 \times 10 + 5(25 + 27) = 293,5 \text{ mm}$$

$$F_{t,sd} = \frac{235 \times 13 \times 293,5}{1} = 896,64 \text{KN}$$

$$F_{v,sd} = \frac{M}{h - t_f}$$

$$F_{v,sd} = \frac{20,42}{400 - 13,5} = 52,83 \text{KN}$$

$$F_{t,sd} = 896,5 \text{KN} > F_{v,sd} = 52,83 \text{KN}$$

La résistance en traction du boulon supérieur à la résistance au cisaillement par plan de cisaillement donc la condition et vérifier.

➤ **2-Résistance de l'âme du poteau dans la zone comprimée :**

La résistance de calcul à l'écrasement d'une âme non raidie de poteau sollicitée a un effort transversal de compression est donnée par la formule :

$$\sigma_n = \frac{V}{A} + \frac{M \times v}{I}$$

A : section du profilé

$$\sigma_n = \frac{11,88}{226,5} + \frac{20,42}{5350} = 56,26 \text{Mpa}$$

$$\sigma_n = 56,26 \text{Mpa} < f_y = 235 \text{Mpa}$$

➤ **3-Résistance de l'âme de poteau au cisaillement :**

$$F_R = \frac{0,58 \times f_y \times h \times t_w}{\gamma_{M0}}$$

$$F_R = \frac{0,58 \times 235 \times 590 \times 13}{1} = 1045,42 \text{KN}$$

▪ L'effort de cisaillement vaut :

$$F_v = \frac{M}{h - t_f}$$

$$F_v = \frac{20,42}{400 - 13,5} = 52,83 \text{KN}$$

$$F_R = 1045,42 \text{KN} > F_v = 52,83 \text{KN}$$

La Résistance de l'âme de poteau et supérieur a l'effort de cisaillement donc condition vérifier .

▪ **Vérification de la pression diamétrale :**

Condition à vérifier : $F_{v,sd} \leq F_{b,rd}$

$$F_{b,rd} = 2,5 \cdot \alpha \cdot f_{ub} \cdot d \cdot \frac{t}{\gamma_{Mb}}$$

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right)$$

Avec :

d : diamètre du boulon

d_0 Diamètre du trou

t : épaisseur de la pièce

e_1 : Pince longitudinale

p_1 : Entraxe des boulons

f_{ub} : Résistance à la traction des boulons

f_u : Résistance à la traction de la pièce

$$f_{ub} = 10 \times 100 = 1000 \text{ Mpa}$$

$$f_{ub} = 10 \times 9 \times 10 = 900 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right)$$

$$\alpha = \min\left(\frac{45}{3(16)}; \frac{80}{3(16)} - \frac{1}{4}; \frac{1000}{900}; 1\right)$$

$$\alpha = \min(0,93; 1,41; 1,11; 1) \Rightarrow \alpha = 0,93$$

$$F_b = 2,5 \times 0,93 \times 900 \times 14 \times \frac{10}{1,25} = 234,36 \text{ KN}$$

$$F_{v,sd} = 1,485 \text{ KN} \leq F_{b,rd} = 234,36 \text{ KN}$$

La résistance à la pression diamétrale et supérieure à l'effort tranchant par boulon la condition est vérifiée.

▪ **Choix des soudures : UAP300**

Épaisseur de la platine = 10 mm

Soudure de la semelle : $a_f = 0,7 \times t_f = 0,7 \times 9,5 = 6,65 \text{ mm} \Rightarrow 7 \text{ mm}$ pour semelle.

Soudure de l'âme : $a_f = 0,7 \times t_w = 0,7 \times 16 = 11,2 \text{ mm} \Rightarrow 12 \text{ mm}$ pour l'âme.

➤ 1)-Vérification de la soudure :▪ Détermination de la longueur utile:

$$a_1 = 0,7 \times t_f = 0,7 \times 9,5 = 6,65 \text{ mm} \approx 7 \text{ mm}$$

$$L_1 = b - 1a_1 = 220 - 1(7) = 293 \text{ mm}$$

α : Coefficient de réduction (fonction mm)

$$\alpha_1 = 0,8 \left(1 + \frac{1}{a_1} \right) = 0,8 \left(1 + \frac{1}{7} \right) = 0,91$$

$$a_3 = 0,7e_a = 0,7(16) = 11,2 \approx 12 \text{ mm}$$

$$\alpha_3 = 0,8 \left(1 + \frac{1}{a_3} \right) = 0,8 \left(1 + \frac{1}{12} \right) = 0,86$$

$$L_3 = h - 2a_3 = 100 - 2(12) = 76 \text{ mm}$$

$$a_2 = 0,7a_2 = 0,7(16) = 11,2 \approx 12 \text{ mm}$$

$$\alpha_2 = 0,8 \left(1 + \frac{1}{a_2} \right) = 0,8 \left(1 + \frac{1}{12} \right) = 0,86$$

$$L_2 = (b - 2a_3 - e_a) = (220 - 2(10) - 12) = 188 \text{ mm}$$

$$a_4 = 0,7 \times t_f = 0,7 \times 9,5 = 6,65 \text{ mm} \approx 7 \text{ mm}$$

$$\alpha_4 = 0,8 \left(1 + \frac{1}{a_1} \right) = 0,8 \left(1 + \frac{1}{7} \right) = 0,91$$

$$L_4 = b - 1a_1 = 236 - 1(7) = 229 \text{ mm}$$

Pour les cordons assemblant les semelles et les poteaux, on vérifie :

$$-\sigma_e \leq 1,18 \left[\frac{N}{\Sigma L \cdot \alpha \cdot a} \pm \frac{M \cdot h}{h^2 \cdot L_1 \cdot \alpha_1 \cdot a_1 + 2(h - 2e)^2 \cdot L_2 \cdot \alpha_2 \cdot a_2} \right] \leq \sigma_e$$

$$\Sigma \alpha \alpha L = a_1 \cdot L_1 \cdot \alpha_1 + 2 \cdot a_2 \cdot L_2 \cdot \alpha_2 + 2 \cdot a_3 \cdot L_3 \cdot \alpha_3 + a_4 \cdot L_4 \cdot \alpha_4$$

$$\Sigma \alpha \alpha L = (7 \times 293 \times 0,91) + 2(12 \times 76 \times 0,86) + 2(12 \times 57 \times 0,86) + (7 \times 229 \times 0,91) = 6070,26 \text{ mm}^2$$

$$-235 \leq 1,18 \left[\frac{1,76 \cdot 10^3}{6070,26} \pm \frac{5,41 \times 600}{(100^2) \times 293 \times 0,91 \times 7 + (90,5)^2 \times 229 \times 0,91 \times 7} \right] \leq 235$$

$$-235 \leq \{0,54; 0,13\} \leq 235 \text{ Mpa} .$$

Pour les cordons assemblant l'âme et le poteau, on vérifie :

$$\sqrt{1,4\left(\frac{N}{\Sigma L \cdot \alpha \cdot a}\right)^2 + 1,8\left(\frac{T}{2(L_3 \cdot a_3 \cdot \alpha_3 + \alpha_2 \cdot l_2 \cdot a_2)}\right)^2} \leq \sigma_e$$

$$\sqrt{1,4\left(\frac{1,76 \cdot 10^3}{6070,26}\right)^2 + 1,8\left(\frac{3,93 \cdot 10^3}{2 \times (76 \times 12 \times 0,86 + 12 \times 57 \times 0,86)}\right)^2} = 3,37 \text{Mpa} < 235 \text{Mpa}$$

Conclusion : Les deux conditions sont vérifiées donc l'assemblage proposée de l'âme et poteaux et admis

▪ **Calcul du palier:[2]**

Garde-corps.....0,02 x 78,5 = 1,57 KN/m²

Charge d'exploitation : Q = 2,5KN/m²

Combinaison des charges :

↳ **ELU :**

$$q_u = (1,35 \times G + 1,5 \times Q) \times 1,2$$

$$q_u = (1,35 \times 1,57 + 1,5 \times 2,5) \times 1,2$$

$$q_u = 7,0434 \text{KN} / \text{m}^2$$

↳ **ELS :**

$$q_{ser} = (G + Q) \times 1,2$$

$$q_{ser} = (1,57 + 2,5) \times 1,2$$

$$q_{ser} = 4,884 \text{KN} / \text{m}^2$$

1-Condition de la flèche :

$$f_{\max} = \frac{q_{ser} \cdot l^4}{8 \cdot EI} < \frac{L}{250} \Rightarrow I \geq \frac{250 \cdot q_{ser} \cdot l^3}{8 \cdot E}$$

$$I \geq \frac{250 \times 4,88 \cdot 10^3 \cdot 10^{-2} \times 250^3}{8 \times 2,1 \cdot 10^5 \cdot 10^2}$$

$I \geq 1134,67 \text{cm}^4$ On prend un UAP175 ($I_x=1272 \text{cm}^2$)

2-Vérification de la résistance :

$$q_u = 7,04 + 1,35 \times 0,212 = 7,33 \text{ KN / m}$$

$$M_{sd} = \frac{q \cdot l^2}{2} = \frac{7,33 \times 2,50^2}{2} = 22,91 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl} = \frac{W_{plz} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{171,5 \times 235 \cdot 10^{-3}}{1} = 40,30 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 22,91 < M_{pl} = 40,30 \text{ KN.m}$$

La condition de la résistance est vérifiée.

Remarque :

pour le confort on exige une largeur de 120cm, donc on doit utiliser Le pré dimensionnement donne un UAP175.

ETUDE DE L'ACROTÈRE**IV.4-Etude de l'acrotère :****IV.4.1-Introduction :**

L'acrotère est réalisé au périphérique d'une terrasse, le rôle le plus déterminant est d'assurer la sécurité des personnes en formant une bordure contre le risque. Elle est assimilée à une console encastrée au niveau de sa base sur plancher terrasse soumise à son poids propre et aux charges horizontales qui sont dues à une poussée de main et au séisme qui créent un moment de renversement.

IV.4.2 Evaluation des charges :**Charges permanentes :**

En prend UAP 100 de tableaux de section

Le poids propre de l'acrotère.....G=0,4597KN/m²

Charge d'exploitation : Q = 1KN/m²

Combinaison des charges :

↳ **ELU :**

$$q_u = (1,35 \times G + 1,5 \times Q) \times 0,8$$

$$q_u = (1,35 \times 0,4597 + 1,5 \times 1) \times 0,8$$

$$q_u = 1,70 \text{ KN / m}$$

↳ **ELS :**

$$q_{ser} = (G + Q) \times 0,8$$

$$q_{ser} = (0,4597 + 1) \times 0,8$$

$$q_{ser} = 1,17 \text{ KN / m}$$

1-Condition de la flèche :

La flèche dans le Cas d'une charge uniformément répartie encastré-libre

$$f_{\max} = \frac{q_{ser} \cdot l^4}{8 \cdot EI} < \frac{L}{250} \Rightarrow I \geq \frac{250 \cdot q_{ser} \cdot l^3}{8 \cdot E}$$

$$I \geq \frac{250 \times 1,17 \cdot 10^3 \cdot 10^{-2} \times 80^3}{8 \times 2,1 \cdot 10^5 \cdot 10^2}$$

$$I \geq 8,9 \text{ cm}^4 \text{ On prend un UAP100 (I=32,833 cm}^4\text{)}$$

2-Vérification de la résistance :

Moment sollicitant maximal :

$$M_{sd} = \frac{q \cdot l^2}{2} = \frac{1,70 \times 0,8^2}{2} = 0,54 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl} = \frac{W_{plz} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{18,47 \times 235 \cdot 10^{-3}}{1} = 4,34 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 0,54 < M_{pl} = 4,34 \text{ KN.m}$$

La section UAP100 résiste à l'effort du moment fléchissant.

IV.4.3 Calcul de l'assemblage :

L'assemblage fait par platine entre un UAP100 et un poteau HEA600, il est sollicité par :

$M_{sd} = 20,42 \text{ KN.m}$ et $V = 147 \text{ KN}$ (Selon la modélisation sur le logiciel Autodesk robot structure caractéristique des boulons Et constitué de 8 boulons H.R de classe 10.9 selon la figure ci-après.)

$$d_1 = 260 \text{ mm}$$

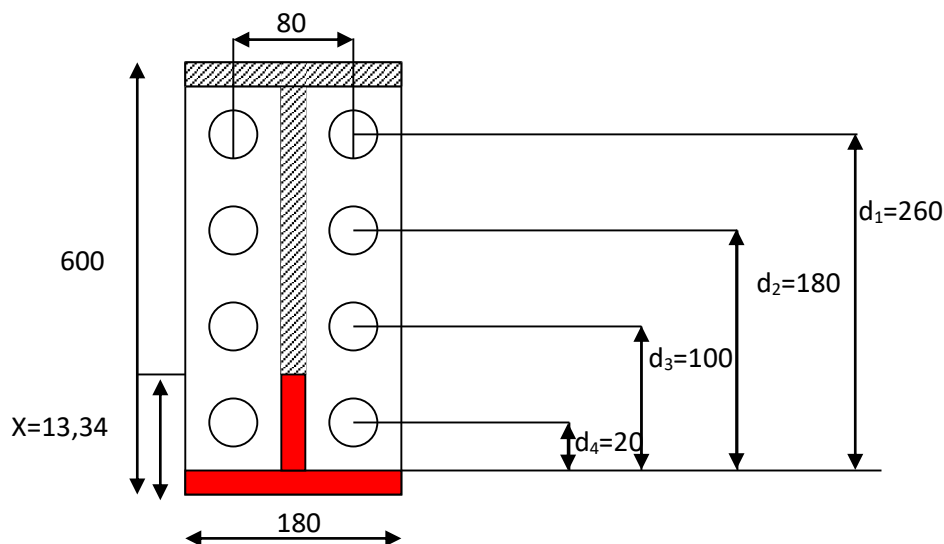
$$d_2 = 180 \text{ mm}$$

$$d_3 = 100 \text{ mm}$$

$$d_4 = 20 \text{ mm}$$

La zone tendue est définie par x :

$$x = t_w \sqrt{\frac{b}{t_f}} = 5,5 \sqrt{\frac{50}{8,5}} = 13,34 \text{ mm}$$



▪ Détermination des efforts dans les boulons :

Nous considérons uniquement les boulons tendus, c'est-à-dire les trois rangées supérieures, soit :

$M_{sd} = 20420 \text{ KN.mm}$ (Selon la modélisation sur le logiciel Autodesk robot structure caractéristique des boulons Et constitué de 8 boulons H.R de classe 10.9 selon la figure ci-après.)

$$N_i = \frac{M_{sd} \times d_i}{\sum d_i^2} \leq n \times F_b$$

$$\sum d_i^2 = 110000 \text{ mm}^2$$

$$N_1 = 48,26 \text{ KN} \quad (\text{pour 2 boulons}).$$

$$N_2 = 33,41 \text{ KN} \quad (\text{pour 2 boulons}).$$

$$N_3 = 18,56 \text{ KN} \quad (\text{pour 2 boulons}).$$

Les boulons les plus chargés sont les boulons de la ligne niveau (N_1)

Il faut vérifier :

$$N \leq 2 \times 0,7 \times f_{ub} \times A_s$$

$$f_{ub} = 1000 \text{ N/mm}^2$$

Calcul de A_s :

$$A_s \geq \frac{N_1}{2 \times 0,7 \times f_{ub}} \Rightarrow A_s \geq \frac{48,26 \times 1000}{2 \times 0,7 \times 1000} = 34,47 \text{ mm}^2$$

Soit des boulons HR de classe 10.9 de diamètre $d=14\text{mm}$ ($A_s=115\text{mm}^2$)

Diamètre du trou pour un boulon de $d=14\text{mm}$

$$d_0 = d + 2\text{mm} = 14 + 2 = 16\text{mm}$$

-La pince transversale e_2 :

$$e_{2\min} = 1,5d_0 \leq e_2 < e_{2\max} = \max(12t, 150\text{mm})$$

$$24\text{mm} \leq 40\text{mm} < \max(300, 150\text{mm}) \quad ; (\text{condition vérifiée}).$$

t: épaisseur de la platine.

-Entraxe transversale p_2 :

$$p_{2\min} = 3d_0 \leq p_2 < p_{2\max} = \min(14t, 200\text{mm})$$

$$48\text{mm} \leq 80\text{mm} < \min(140, 200\text{mm}) \quad ; (\text{condition vérifiée}).$$

-Largeur minimale transversale :

$$l_2 = 2e_2 + p_2$$

$$l_2 = 2 \times 40 + 80 = 220\text{mm}$$

Pince longitudinale e_1 :

$$e_{1\min} = 1,2d_0 \leq e_1 < e_{1\max} = \max(12t, 150\text{mm})$$

$$19,2\text{mm} \leq 45\text{mm} < \max(120, 150\text{mm}); (\text{condition vérifiée}).$$

Entraxe longitudinale p_1 :

$$p_{1\min} = 2,2d_0 \leq p_1 < p_{1\max} = \min(14t, 200\text{mm})$$

$$35,2\text{mm} \leq 80\text{mm} < \min(140, 200\text{mm}); (\text{condition vérifiée}).$$

- **Moment résistant effectif de l'assemblage :**

$$M_R = \frac{N_1 \cdot \sum d_i^2}{d_1}$$

Avec :

$$N_1 = 0,7 \times f_{ub} \times A_s$$

$$N_1 = 0,7 \times 1000 \times 115 \times 10^{-3} = 80,5 \text{KN} ; \text{ Pour un boulon}$$

Soit 161KN pour une rangée.

D'où :

$$M_R = \frac{161 \times 110000}{260} = 68,1 \text{KN.m}$$

- **La Résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant :**

Condition à vérifier : $F_{v,sd} \leq F_{s,rd}$

L'effort tranchant par boulon :

$$F_{v,sd} = V_{sd}/n = 11,88/8 = 1,485 \text{KN}$$

La résistance de calcul au glissement d'un boulon précontraint HR (Haute Résistance) sera égale à $F_{s,rd}$:

$$F_{s,rd} = \frac{K_s \times F_p \times m \times \mu}{\gamma_{Ms}}$$

$m=1$ (nombre d'interface de frottement).

$K_s=1$ (pour les trous de tolérance normale)

$\mu=0,3$ (coefficient de frottement des pièces brossé)

$\gamma_{ms}=1,25$ (coefficient partiel de sécurité)

$$F_p = 0,7 \times 1000 \times 115 \times 10^{-3} = 80,5 \text{ KN}$$

$$F_{s,rd} = \frac{1 \times 0,3 \times 80,5 \times 1}{1,25} = 19,32 \text{ KN}$$

$$F_{v,sd} = 1,485 \text{ KN} \leq F_{s,rd} = 19,32 \text{ KN}$$

La résistance en glissement d'un boulon précontraint HR et supérieur à l'effort tranchant [11]

▪ **Vérification de la pression diamétrale:**

$$F_B = 2,5 \cdot \alpha \cdot f_{ub} \cdot d \cdot \frac{t}{\gamma_{Mb}}$$

$$f_{ub} = 10 \times 100 = 1000 \text{ Mpa}$$

$$f_{ub} = 10 \times 9 \times 10 = 900 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right)$$

$$\alpha = \min\left(\frac{45}{3(16)}; \frac{80}{3(16)} - \frac{1}{4}; \frac{1000}{900}; 1\right)$$

$$\alpha = \min(0,93; 1,41; 1,11; 1) \Rightarrow \alpha = 0,93$$

$$F_b = 2,5 \times 0,93 \times 900 \times 14 \times \frac{10}{1,25} = 234,36 \text{ KN}$$

▪ **Choix des soudures : UAP100**

Épaisseur de la platine = 10 mm

Soudure de la semelle : $a_f = 0,7 \times t_f = 0,7 \times 8,5 = 5,95 \text{ mm} \Rightarrow 6 \text{ mm}$ pour semelle.

Soudure de l'âme : $a_f = 0,7 \times t_w = 0,7 \times 5,5 = 3,85 \text{ mm} \Rightarrow 4 \text{ mm}$ pour l'âme.

CHAPITRE V

Etude des portiques
et des assemblages

V.I.Etude des portiques

V.I.1-Introduction :

L'ossature du bâtiment est constituée d'éléments verticaux (poteaux), et d'éléments horizontaux (poutres). L'assemblage des poteaux et des poutres constituent le portique. Pour le dimensionnement des éléments constituant les portiques, on utilise les combinaisons suivantes :

V.I.1.1-Pour les poutres :

Les sections des poutres sont calculées suivant les combinaisons fondamentales et accidentelles suivantes:

▪ **Combinaisons fondamentales :**

$$G+Q$$

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

▪ **Combinaisons accidentelles RPA99 modifié 2003 :**

$$G+Q \pm E$$

$$0,8G \pm E$$

V.I.1.2-Pour les poteaux :

Les sections des poteaux sont calculées suivant les combinaisons fondamentales et accidentelles suivantes:

▪ **Combinaisons fondamentales:**

$$G+Q$$

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

▪ **Combinaisons accidentelles RPA99 modifié 2003 :**

$$G+Q \pm 1,2E$$

$$0,8G \pm E$$

V.I.2-Origine des phénomènes d'instabilité :

Le calcul d'une structure exige que, sous toutes les combinaisons d'actions possibles, définies réglementairement, la stabilité statique soit assurée, tant globalement au niveau de la structure qu'individuellement au niveau de chaque élément. Les actions développent divers sollicitations, qui génèrent les contraintes au sein du matériau et des déformations des éléments. Il s'agit donc, afin de garantir le degré de sécurité souhaité ou souhaitable, de vérifier que les contraintes et les déformations restent en deçà des limites admissibles [3].

➤ V.I.2.1-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 cette déformation qui a les traits caractéristiques de toutes les instabilités de forme. Dans le cas des barres comprimées, cette instabilité prend le nom de flambement.

➤ V.I.2.2-le voilement :

Dans une plaque soumise à une compression uniforme sur deux cotés Opposée, parallèlement à son plan moyen, on observe que la plaque, au-delà d'une certaine charge, se déforme transversalement.

Le phénomène de voilement peut également apparaitre sous un effet de cisaillement simple. il est dans ce cas, attaché à la diagonale comprimée, les âmes des poutres utilisées en construction métallique sont généralement minces et donc susceptibles de se voiler sous des efforts de compression ou de cisaillement excessifs.

Pour éviter le voilement des âmes des poutres, deux moyens sont Possibles :

- Soit augmenter l'épaisseur de l'âme.
- Soit disposer des raidisseurs d'âme, judicieusement positionnés.

➤ V.I.2.3-Déversement :

Ce phénomène d'instabilité élastique se produit, d'une façon, 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.

V.I.3-vérification des poteaux :**V.I.3.1)-Le flambement :**

On doit vérifier que : $N_{sd} \leq N_{b,Rd}$

Avec :

N_{sd} : effort de compression.

$N_{b,Rd}$: la résistance de calcul d'un élément comprimé au flambement, elle doit être égale à :

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \times \beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{M1}}$$

Avec :

$\beta_A = 1$ classe 1.

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

Ou :

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

$$\bar{\lambda} = (\lambda / \lambda_1) \cdot \sqrt{\beta_A}$$

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

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

On a un profilé HEA600 :(on prend le poteau le plus sollicité)

➤ **Classification du profilé :** $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$

▪ Classification de la semelle :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{(b - t_w) / 2}{t_f} = \frac{(300 - 13) / 2}{25} = 5,74 < 10\varepsilon = 10 \text{ (La semelle est de classe 1)}$$

▪ Classification de l'âme :

$$\frac{d}{t_w} = \frac{486}{13} = 37,38 > 33\varepsilon = 33$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{486}{13} = 37,38 < 38\varepsilon = 38 \text{ (L'âme est de classe 1)}$$

On a le profilé HEA600 de classe 1.

Longueur du flambement : (encasté/encasté)

$$L_{fy} = L_{fz} = 0,5L_0 = 0,5 \times 5,10 = 2,55\text{m}$$

▪ **Détermination de l'élancement réduit :**

Pour HEA600 on a :

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{1412081}{226,5}} = 24,96 \text{ cm}$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{11269,1}{226,5}} = 7,05 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = \frac{L_{fy}}{i_y} = \frac{190}{24,96} = 7,61$$

$$\lambda_z = \frac{L_{fz}}{i_z} = \frac{190}{7,05} = 26,95$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \sqrt{\beta_A} = \frac{7,61}{93,9} = 0,081$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \sqrt{\beta_A} = \frac{26,95}{93,9} = 0,29$$

$\bar{\lambda}_z > \bar{\lambda}_y \Rightarrow$ Plan de flambement (y-y).

$$\bar{\lambda} = \max(\bar{\lambda}_z, \bar{\lambda}_y) = 0,29 > 0,2$$

Donc : il est nécessaire de vérifier Flambement.

HEA 600 est un profilé laminé.

▪ **Détermination de la courbe de flambement :**

$$t_f = 29 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$$

$$\frac{h}{b} = \frac{590}{300} = 1,96 > 1,2$$

Axe de flambement (z-z).

\Rightarrow La courbe de flambement est (b).

▪ **Détermination du coefficient de flambement χ :**

Facteur d'imperfection α : la courbe (b) $\Rightarrow \alpha = 0,34$.

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

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

$$\phi = 0,5 \left[1 + 0,34 \cdot (0,29 - 0,2) + 0,29^2 \right] = 0,56$$

$$\chi = \frac{1}{0,56 + \sqrt{0,56^2 - 0,29^2}} = 0,96 \leq 1$$

▪ **Vérification :**

$$N_{sd} = N_{\max} = 3292,27 \text{ KN.}$$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \times \beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$N_{b,Rd} = \frac{0,96 \times 1 \times 226,5 \times 10^{-4} \times 235 \times 10^3}{1,00} = 5109,84 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 3292,27 \text{ KN} < N_{b,Rd} = 5109,84 \text{ KN}$$

Donc le poteau central au niveau du RDC est stable.

Remarque :

Même vérification pour les autres niveaux (1er, 2 eme, 3 eme,).

▪ **V.I.3.2)-Le voilement :**

$$\frac{d}{t_w} < 69\epsilon \quad (\text{Pour des âmes sans raidisseurs})$$

La section globale étant de classe 1 le calcul peut amener à la Plasticité.

$$\frac{d}{t_w} = \frac{486}{13} = 37,48 < 69\epsilon$$

Donc : il n'est pas nécessaire de vérifier le voilement.

V.I.4- Vérification des poutres IPE600 :

▪ **V.I.4.1-Vérification à la flexion :**

La résistance de la poutre à la flexion est déterminée à partir de :

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

$$M_{pl,rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$\gamma_{M0} = 1,00$$

$$D'où : W_{PL} \geq \frac{\gamma_{M0} \times M_{sd}}{f_y}$$

$$W_{pl} = 3512,4 \text{ cm}^3$$

$$f_y = 235 \text{ Mpa}$$

$$M_{sd} = 491 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{3512,4 \times 235 \times 10^{-3}}{1,00} = 825,41 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 491 \text{ KN.m} < M_{pl,rd} = 825,41 \text{ KN.m}$$

Condition est vérifiée. Donc le profilé est admis.

▪ **V.I.4.2-Vérification du déversement :**

Résistance en flexion de la poutre peut être limitée par le déversement de la membrure comprimée. L'examen de la répartition des moments fléchissant le long de la poutre montre qu'il existe deux zones qui correspondent à des distributions des moments fléchissant défavorables vis-à-vis du déversement.

Il s'agit du tronçon 1 au voisinage du milieu de la travée (zone de moment Positifs) et du tronçon 2 (zone de moments négatifs), proche de l'appui extrême. la longueur entre points de maintien latérale de la membrure Comprimée est $L=1,7\text{m}$, D'après le tableau.1.2 annexe F page 420, $K=1$.

▪ **VI.4.3-Vérification du tronçon 1 et 2 tronçon :**

$C_1=1,285$ (encastrement)

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{L}{i_z}}{\sqrt{c_1 \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{\frac{L}{i_z}}{\frac{h}{t_f}} \right)^2 \right]}}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\pi \times \sqrt{\frac{E}{f_y}}}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{190}{4,66}}{\sqrt{1,285 \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{\frac{190}{4,66}}{\frac{51,4}{1,9}} \right)^2 \right]}} = 28,49$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{28,49}{\pi \times \sqrt{\frac{2,1 \times 10^5}{235}}} = 0,30$$

D'après l'article (5.2.2.7 EC3) lorsque l'élanement réduit

$$\bar{\lambda}_{LT} = 0,30 \leq 0,4$$

Il n'est pas nécessaire de tenir compte du déversement.

V.II.Etude des assemblages

V.II.1-Introduction :

Un assemblage est un moyen de réunir et solidariser plusieurs pièces entre elles, assurant la transmission et la répartition des sollicitations.

V.II.2-Les types de liaison :

Les assemblages sont classés en deux grandes catégories :

- Assemblages « mécaniques » : boulons, vis, (rivets qui ne sont plus utilisés) .
- Assemblages « adhérents ou cohésifs » : soudure, collage

Les assemblages concernent des éléments structurels - poteaux, poutres, diagonales de contreventement, tirants.

En plus de leur fonction de liaison, qui consiste à assurer la continuité des efforts transmis, ils jouent un rôle esthétique très important quand ils sont visibles. Ils sont particulièrement mis en valeur lorsqu'ils montrent le fonctionnement structurel du bâtiment.

V.II.2.1-Assemblages mécaniques :

➤ Les boulons :

Le boulon comporte une tête hexagonale, un corps cylindrique fileté qui constitue la vis et un écrou également hexagonal.

Le serrage d'un boulon ordinaire se fait manuellement, soit avec une clé, soit pneumatiquement.

Les boulons à haute résistance (HR) et à serrage contrôlé sont plus efficaces. Le serrage d'un boulon HR crée entre deux pièces une pression qui s'oppose au glissement par frottement.

Ce type de boulon est principalement utilisé pour assurer la liaison des composants dans des assemblages soumis à des moments de flexion et des efforts tranchants. Le serrage contrôlé de ce type de boulon se fait par une clé dynamométrique (munie d'un appareil de mesure de l'effort).

➤ **Les rivets :**

Le rivetage a été longtemps le seul procédé d'assemblage utilisable en construction métallique (par exemple pour la tour Eiffel). Développé dès la fin du XVIIIe siècle pour la confection des chaudières. Car il n'est plus autorisé, cependant de nos jours.

V.II.2.2-Assemblages adhérents ou cohésifs :

➤ **Le soudage :**

Le soudage consiste à fondre l'acier localement avec ou sans métal (toujours de l'acier) de manière à reconstituer une continuité de la matière aussi parfaite que possible.

Le procédé le plus courant en construction métallique est la soudure à l'arc qui utilise la chaleur produite par un arc électrique pour porter l'acier à la température de fusion.

Les positions de soudage peuvent s'effectuer pour des pièces :

- à plat bout à bout ;
- à plat superposé ;
- à plat d'angle.

➤ **Le collage :**

Encore expérimentale, le collage de pièces métalliques ne s'emploie en pratique que pour des pièces d'enveloppe ou les contraintes mécaniques à prendre en compte sont faibles (par exemple raccord d'angle pour un bardage). Néanmoins les progrès très importants réalisés ces dernières années dans les colles laissent prévoir un grand développement de ce type d'application

Le choix du type d'assemblage dépend du fonctionnement :

- Boulons HR —————> fonctionnement par adhérence.
- Boulons ordinaires —————> fonctionnement au cisaillement.

V.II.3-Calcul des assemblages :**V.II.3.1-L'assemblage poteau poutre par platine :**➤ **V.II.3.1.1-Poteau HEA 600 poutre IPE600 :**

La largeur minimale de la platine et les dispositions longitudinales des boulons sont établies en tenant compte des valeurs usuelles des pinces longitudinales, transversales et des entraxes.

Avec une épaisseur de la platine $t=25\text{mm}$

L'assemblage fait par platine entre une poutre IPE600 et un poteau HEA600

Sollicité par :

$$M_{sd}=230,61\text{KN.m. } V=90,99\text{KN.}$$

(Selon la modélisation sur le logiciel Autodesk robot structure)

Et constitué de 10 boulons H.R de classe 10.9 selon la figure ci-après.

Donné par le logiciel robot sous la combinaison $G+Q+1,2EX$

$$d_1=520\text{mm}$$

$$d_2=390\text{mm}$$

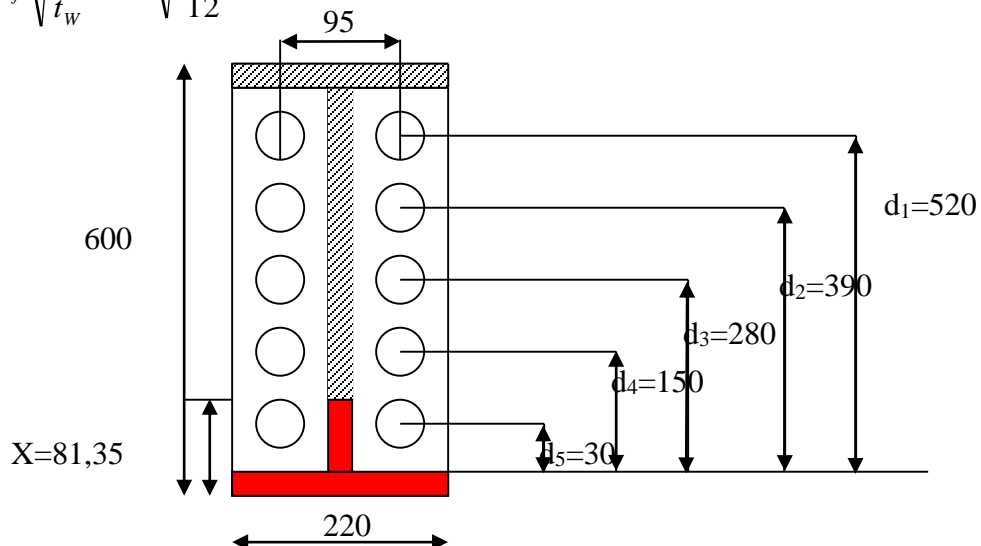
$$d_3=280\text{mm}$$

$$d_4=150\text{mm}$$

$$d_5=30\text{mm}$$

la zone tendue est définie par x :

$$x = t_f \sqrt{\frac{b}{t_w}} = 19 \sqrt{\frac{220}{12}} = 81,35\text{mm}$$



▪ **Caractéristique du poteau HEA 600 :**

$t_w=13\text{mm}$; $t_f=25\text{mm}$; conge : $r = 27\text{mm}$

▪ **Caractéristique de la poutre IPE 600 :**

$t_w=12\text{mm}$; $t_f=19\text{mm}$; conge : $r = 24\text{mm}$

▪ **Détermination des efforts dans les boulons :**

Nous considérons uniquement les boulons tendus, c'est-à-dire les quatre rangées supérieures de boulons, soit :

$M_{sd}=230,610\text{KN.m}$

(Selon la modélisation sur le logiciel Autodesk robot structure)

$$N_i = \frac{M_{sd} \times d_i}{\sum d_i^2} \leq n \times F_b$$

$$\sum d_i^2 = 524300 \text{ mm}^2$$

$N_1 = 228,72\text{KN}$ (pour 2 boulons).

$N_2 = 171,53\text{KN}$ (pour 2 boulons).

$N_3 = 123,15\text{KN}$ (pour 2 boulons).

$N_4 = 65,97\text{KN}$ (pour 2 boulons).

Boulons les plus chargés sont les boulons de la ligne niveau (N_1) Il faut vérifier :

$$N \leq 2 \times 0,7 \times f_{ub} \times A_s$$

$f_{ub} = 1000\text{N/mm}^2$ Car ce sont des boulons HR 10.9

▪ **Calcul de A_s :**

$$A_s \geq \frac{N_1}{2 \times 0,7 \times f_{ub}} \Rightarrow A_s \geq \frac{228,72 \times 1000}{2 \times 0,7 \times 1000} = 163,37\text{mm}^2$$

Soit des boulons HR de classe 10.9 de diamètre $d=20\text{mm}$ ($A_s=245\text{mm}^2$)

Diamètre du trou pour un boulon de $d=20\text{mm}$

$d_0 = d + 2\text{mm} = 20 + 2 = 22\text{mm}$

La pince transversale e_2 :

$$e_{2\min} = 1,5d_0 \leq e_2 < e_{2\max} = \max(12t, 150\text{mm})$$

$$33\text{mm} \leq 62,5\text{mm} < \max(300, 150\text{mm}) \text{ ;(condition vérifiée).}$$

t: épaisseur de la platine.

Entraxe transversale p_2 :

$$p_{2\min} = 3d_0 \leq p_2 < p_{2\max} = \min(14t, 200\text{mm})$$

$$66\text{mm} \leq 95\text{mm} < \min(350, 200\text{mm}) \text{ ;(condition vérifiée).}$$

Largeur minimale transversale :

$$l_2 = 2e_2 + p_2$$

$$l_2 = 220\text{mm}$$

Pince longitudinale e_1 :

$$e_{1\min} = 1,2d_0 \leq e_1 < e_{1\max} = \max(12t, 150\text{mm})$$

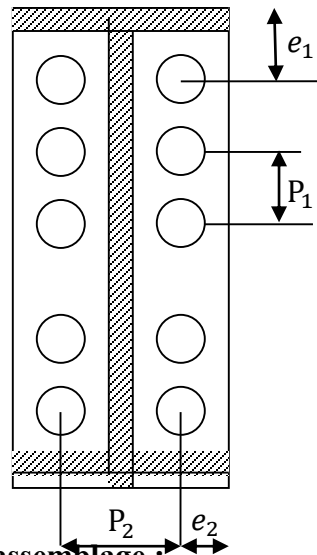
$$26,4\text{mm} \leq 55\text{mm} < \max(300, 150\text{mm}) \text{ ;(condition vérifiée).}$$

Entraxe longitudinale p_1 :

$$p_{1\min} = 2,2d_0 \leq p_1 < p_{1\max} = \min(14t, 200\text{mm})$$

$$48,4\text{mm} \leq 135\text{mm} < \min(350, 200\text{mm}) \text{ ;(condition vérifiée).}$$

Figure V.1 L'assemblage poteau poutre par platine



- **Moment résistant effectif de l'assemblage :**

$$M_R = \frac{N_1 \cdot \sum d_i^2}{d_1}$$

Avec :

$$N_1 = 0,7 \times f_{ub} \times A_s$$

$$N_1 = 0,7 \times 1000 \times 245 \times 10^{-3} = 171,5 \text{ KN} ; \text{ Pour un boulon}$$

Soit 171,5KN pour une rangée.

D'où :

$$M_R = \frac{171,5 \times 524300}{520} = 172,82 \text{ KN.m}$$

▪ **Résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant :**

Condition à vérifier : $F_{v,sd} \leq F_{s,rd}$

L'effort tranchant par boulon :

$$F_{v,sd} = V_{sd}/n = 90,99/10 = 9,099 \text{ KN}$$

La résistance de calcul au glissement d'un boulon précontraint HR (Haute Résistance) sera égale

à $F_{s,rd}$:

$$F_{s,rd} = \frac{K_s \times F_p \times m \times \mu}{\gamma_{Ms}}$$

$m=1$ (nombre d'interface de frottement).

$K_s=1$ (pour les trous de tolérance normale)

$\mu=0,3$ (coefficient de frottement des pièces)

$\gamma_{ms}=1,25$ (pour les trous de tolérance normale)

$$F_p = 0,7 \times 1000 \times 245 \times 10^{-3} = 171,5 \text{ KN}$$

$$F_{s,rd} = \frac{1 \times 0,3 \times 171,5 \times 1}{1,25} = 41,16 \text{ KN}$$

$$F_{v,sd} = 9,099 \text{ KN} \leq F_{s,rd} = 41,16 \text{ KN}$$

La résistance en glissement d'un boulon précontraint HR est supérieure à l'effort tranchant

Il convient parallèlement de vérifier la résistance de l'âme du poteau :

- dans la zone tendue.
- dans la zone comprimée.
- dans la zone cisailée.

➤ **V.II.3.1.2-Résistance de l'âme de poteau en traction :**

Il faut vérifier que : $F_t \geq F_v$

$$F_t = \frac{f_y \times t_{wc} \times b_{eff}}{\gamma_{M0}}$$

$$b_{eff} = t_{fb} + 2t_p + 5(t_{fc} + r_c)$$

t_{fb} : Épaisseur semelle poutre

t_{fc} : Épaisseur semelle poteau.

t_p : Épaisseur platine extrémité

r_c : Rayon de raccordement âme/semelle du poteau.

$$b_{eff} = 19 + 2 \times 25 + 5(25 + 27) = 329 \text{ mm}$$

$$F_t = \frac{235 \times 13 \times 329}{1} = 1005,095 \text{ KN}$$

$$F_v = \frac{M}{h - t_f}$$

$$F_v = \frac{230,61}{600 - 19} = 396,92 \text{ KN}$$

$F_t = 1005,09 \text{ KN} > F_v = 396,92 \text{ KN}$ (La condition est vérifiée).

➤ **V.II.3.1.3-Résistance de l'âme du poteau dans la zone comprimée :**

$$\sigma_n = \frac{V}{A} + \frac{M \times v}{I}$$

A : section du profilé

$$\sigma_n = \frac{283,96}{226,5 \times 10^2} + \frac{230,61}{453,12} = 93,54 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_n = 93,54 \text{ Mpa} < f_y = 235 \text{ Mpa}$$

➤ **V.II.3.1.4-Résistance de l'âme de poteau au cisaillement :**

$$F_R = \frac{0,58 \times f_y \times h \times t_w}{\gamma_{M0}}$$

$$F_R = \frac{0,58 \times 235 \times 590 \times 13}{1} = 1045,42 \text{ KN}$$

L'effort de cisaillement vaut :

$$F_v = \frac{M}{h - t_f}$$

$$F_v = \frac{230,61}{600 - 19} = 396,92 \text{ KN}$$

$F_R = 1045,42 \geq F_v = 396,92$ (condition vérifiée).

▪ **Vérification de la pression diamétrale:**

$$F_B = 2,5 \cdot \alpha \cdot f_{ub} \cdot d \cdot \frac{t}{\gamma_{Mb}}$$

$$f_{ub} = 10 \times 100 = 1000 \text{ MPa}$$

$$f_{ub} = 10 \times 9 \times 10 = 900 \text{ MPa}$$

$$\alpha = \min \left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right)$$

$$\alpha = \min \left(\frac{55}{3(22)}; \frac{135}{3(22)} - \frac{1}{4}; \frac{1000}{900}; 1 \right)$$

$$\alpha = \min(0,83; 2,04; 1,1; 1) \Rightarrow \alpha = 0,83$$

$$F_b = 2,5 \times 0,83 \times 900 \times 20 \times \frac{25}{1,25} = 747 \text{ KN}$$

$V_1 = 9,099 \text{ KN} \leq F_b = 747 \text{ KN}$ Condition vérifiée.

V.II.3.2 Choix des soudures : IPE600

Épaisseur de platine = 25 mm

Soudure de la semelle : $a_f = 0,7 \times t_f = 0,7 \times 19 = 13,3 \text{ mm} \Rightarrow 14 \text{ mm}$ pour semelle.

Soudure de l'âme : $a_f = 0,7 \times t_w = 0,7 \times 12 = 8,4 \text{ mm} \Rightarrow 9 \text{ mm}$ pour l'âme.

V.II.3.2.1-Vérification de la soudure :

➤ **Détermination de la longueur utile:**

$$a_1 = 0,7 \times t_f = 0,7 \times 19 = 13,3 \text{ mm} \approx 14 \text{ mm}$$

$$L_1 = b - 2a_1 = 220 - 2(14) = 192mm$$

α : Coefficient de réduction (fonction mm)

$$\alpha_1 = 0,8 \left(1 + \frac{1}{a_1} \right) = 0,8 \left(1 + \frac{1}{14} \right) = 0,85$$

$$a_3 = 0,7e_a = 0,7(12) = 8,4 \approx 10mm$$

$$\alpha_3 = 0,8 \left(1 + \frac{1}{a_3} \right) = 0,8 \left(1 + \frac{1}{10} \right) = 0,88$$

$$L_3 = h - 2a_3 = 600 - 2(10) = 580mm$$

$$a_2 = 0,7a_2 = 0,7(19) = 13,3 \approx 14mm$$

$$\alpha_2 = 0,8 \left(1 + \frac{1}{a_2} \right) = 0,8 \left(1 + \frac{1}{14} \right) = 0,85$$

$$L_2 = (b - 2a_3 - e_a) = (220 - 2(10) - 12) = 188mm$$

- Pour les cordons assemblant les semelles et les poteaux, on vérifie :

$$-\sigma_e \leq 1,18 \left[\frac{N}{\Sigma L \cdot \alpha \cdot a} \pm \frac{M \cdot h}{h^2 \cdot L_1 \cdot \alpha_1 \cdot a_1 + 2(h - 2e)^2 \cdot L_2 \cdot \alpha_2 \cdot a_2} \right] \leq \sigma_e$$

$$\Sigma a \alpha L = 2 \cdot a_1 \cdot L_1 \cdot \alpha_1 + 4 \cdot a_2 \cdot L_2 \cdot \alpha_2 + 2 \cdot a_3 \cdot L_3 \cdot \alpha_3$$

$$\Sigma a \alpha L = 2(14 \times 192 \times 0,85) + 4(14 \times 188 \times 0,85) + 2(10 \times 580 \times 0,88) = 237264mm^2$$

$$-235 \leq 1,18 \left[\frac{7,08 \cdot 10^3}{237264} \pm \frac{230,61 \times 600}{(600^2) \times 192 \times 0,85 \times 14 + 2(514)^2 \times 188 \times 0,85 \times 14} \right] \leq 235$$

$$-235 \leq \{83,44; -82,75\} \leq 235MPa \text{ Condition vérifiée.}$$

- Pour les cordons assemblant l'âme et le poteau, on vérifié :

$$\sqrt{1,4 \left(\frac{N}{\Sigma L \cdot \alpha \cdot a} \right)^2 + 1,8 \left(\frac{T}{2 \cdot L_3 \cdot a_3 \cdot \alpha_3} \right)^2} \leq \sigma_e$$

$$\sqrt{1,4 \left(\frac{7,08 \cdot 10^3}{237264} \right)^2 + 1,8 \left(\frac{69,33 \cdot 10^3}{2 \times 580 \times 10 \times 0,88} \right)^2} = 19,25MPa < 235MPa \quad \text{Condition}$$

vérifiée.

V.II.3.3-L'assemblage poteau -poteau :**➤ -Poteaux HEA600 :**

Soudure semelle : $a_f = 0,7.t_f = 0,7 \times 25 = 17,5mm \Rightarrow 18mm$ pour la semelle.

Soudure de l'âme : $a_f = 0,7 \times t_w = 0,7 \times 13 = 9,1mm \Rightarrow 10mm$ pour l'âme.

V.II.3.3.1 Vérification de la soudure :**▪ Détermination de la longueur utile :**

$$L_1 = b - 2a_1 = 300 - 2(18) = 264mm$$

α : Coefficient de réduction (fonction mm)

$$\alpha_1 = 0,8 \left(1 + \frac{1}{a_1} \right) = 0,8 \left(1 + \frac{1}{18} \right) = 0,84$$

$$a_3 = 0,7e_a = 0,7(13) = 9,1 \cong 10mm$$

$$\alpha_3 = 0,8 \left(1 + \frac{1}{a_3} \right) = 0,8 \left(1 + \frac{1}{10} \right) = 0,88$$

$$L_3 = h - 2a_3 = 590 - 2(10) = 570mm$$

$$a_2 = 0,7a_2 = 0,7(13) = 17,5 \cong 18mm$$

$$\alpha_2 = 0,8 \left(1 + \frac{1}{a_2} \right) = 0,8 \left(1 + \frac{1}{18} \right) = 0,84$$

$$L_2 = (b - 2a_3 - e_a) = (300 - 2(18) - 13) = 251mm$$

▪ Pour les cordons assemblant les semelles et les poteaux, on vérifie :

$$-\sigma_e \leq 1,18 \left[\frac{N}{\Sigma L \cdot \alpha \cdot a} \pm \frac{M \cdot h}{h^2 \cdot L_1 \cdot \alpha_1 \cdot a_1 + 2(h - 2e)^2 \cdot L_2 \cdot \alpha_2 \cdot a_2} \right] \leq \sigma_e$$

$$\Sigma a \alpha L = 2 \cdot a_1 \cdot l_1 \cdot \alpha_1 + 4 \cdot a_2 \cdot l_2 \cdot \alpha_2 + 2 \cdot a_3 \cdot l_3 \cdot \alpha_3$$

$$\Sigma a \alpha L = 2(18 \times 264 \times 0,84) + 4(18 \times 251 \times 0,84) + 2(10 \times 570 \times 0,88) = 33195,84mm^2$$

$$-235 \leq 1,18 \left[\frac{950,32}{33195,84} \pm \frac{278,50 \times 590}{590^2 \times 264 \times 0,84 \cdot (18) + 2 \times 486^2 \times 251 \times 0,84 \times 18} \right] \leq 235$$

$$-235 \leq \{94,70; 27,15\} \leq 235MPa \text{ Condition vérifiée.}$$

- Pour les cordons assemblant l'âme et le poteau, on vérifié :

$$\sqrt{1,4\left(\frac{N}{\Sigma L \cdot \alpha \cdot a}\right)^2 + 1,8\left(\frac{T}{2 \cdot L_3 \cdot a_3 \cdot \alpha_3}\right)^2} \leq \sigma_e$$

$$\sqrt{1,4\left(\frac{950,32 \cdot 10^3}{33195,84}\right)^2 + 1,8\left(\frac{69,33 \cdot 10^3}{2 \cdot 570 \cdot 10 \cdot 0,88}\right)^2} = 35,1 \text{ MPa} < 235 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée.}$$

➤ **2-Poteau HEA 600 poteau HEA 600 :(avec une platine d'extrémité)**

La largeur minimale de la platine et les dispositions longitudinales des boulons sont établies en tenant compte des valeurs usuelles des pinces longitudinales, transversales et des entraxes.



Figure V.1 : joint de poteau par platine d'extrémité

Avec une épaisseur de la platine $t=25\text{mm}$

L'assemblage fait par platine entre un poteau HEA600 et un poteau HEA600

Sollicité par :

$$M_{sd}=237,35\text{KN.m}=237350 \text{ KN.mm.}$$

$$V=51,94\text{KN}$$

Et constitue de 10 boulons H.R de classe 10.9 selon la figure ci-après.

Donné par le logiciel robot sous la combinaison G+Q-1,2EX

$$d_1=510\text{mm}$$

$$d_2=410\text{mm}$$

$$d_3=290\text{mm}$$

$$d_4=170\text{mm}$$

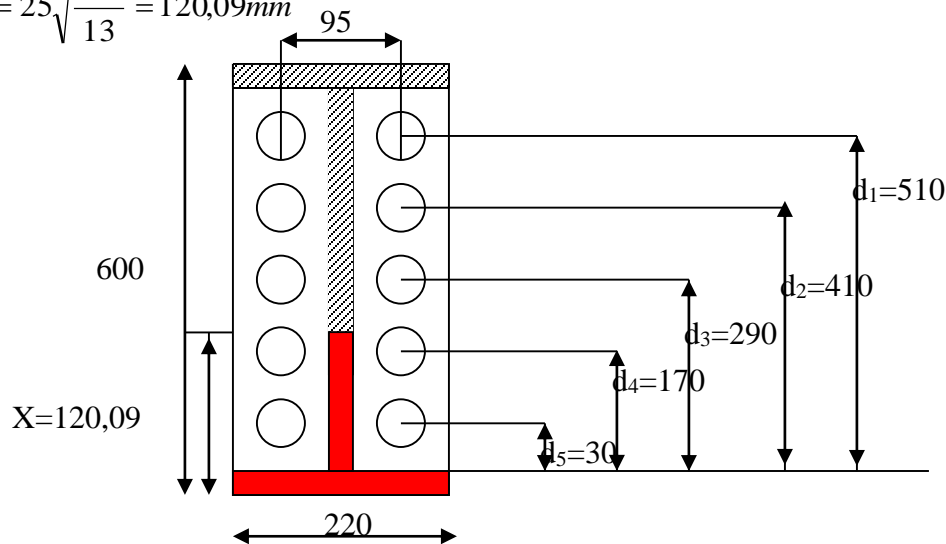
$$d_5=30\text{mm}$$

▪ **Caractéristique de poteau HEA 600 :**

$$t_w=13\text{mm} ; t_f=25\text{mm} ; \text{congé} : r = 27\text{mm}$$

La zone tendue est définie par x :

$$x = t_f \sqrt{\frac{b}{t_w}} = 25 \sqrt{\frac{300}{13}} = 120,09\text{mm}$$



▪ **Détermination des efforts dans les boulons :**

Nous considérons uniquement les boulons tendus, c'est-à-dire les quatre rangées supérieures de boulons, soit :

$$M_{sd}=237350\text{KN.mm (Donné par le logiciel robot)}$$

$$N_i = \frac{M_{sd} \times d_i}{\sum d_i^2} \leq n \times F_b$$

$$\sum d_i^2 = 542100 \text{ mm}^2$$

$$N_1 = 223,29 \text{ KN} \quad (\text{pour 2 boulons}).$$

$$N_2 = 179,51 \text{ KN} \quad (\text{pour 2 boulons}).$$

$$N_3 = 126,97 \text{ KN} \quad (\text{pour 2 boulons}).$$

$$N_4 = 74,43 \text{ KN} \quad (\text{pour 2 boulons}).$$

Boulons les plus chargés sont les boulons de la ligne niveau (N₁)

Il faut vérifier :

$$N \leq 2 \times 0,7 \times f_{ub} \times A_s$$

$$f_{ub} = 1000 \text{ N/mm}^2$$

Calcul de A_s :

$$A_s \geq \frac{N_1}{2 \times 0,7 \times f_{ub}} \Rightarrow A_s \geq \frac{262,45 \times 1000}{2 \times 0,7 \times 1000} = 159,49 \text{ mm}^2$$

Soit des boulons HR10.9 de diamètre d=20mm (A_s=245mm²)

▪ **Moment résistant effectif de l'assemblage :**

$$M_R = \frac{N_1 \cdot \sum d_i^2}{d_1}$$

Avec :

$$N_1 = 0,7 \times f_{ub} \times A_s$$

$$N_1 = 0,7 \times 1000 \times 245 \times 10^{-3} = 171,5 \text{ KN} \quad ; \text{ Pour un boulon}$$

Soit 343KN pour une rangée.

D'où :

$$M_R = \frac{343 \times 542100}{510} = 364,588 \text{ KN.m}$$

Diamètre du trou pour un boulon de d=20mm

$$d_0 = d + 2\text{mm} = 20 + 2 = 22\text{mm}$$

-La pince transversale e_2 :

$$e_{2\min} = 1,5d_0 \leq e_2 < e_{2\max} = \max(12t, 150\text{mm})$$

$$33\text{mm} \leq 107,5\text{mm} < \max(300, 150\text{mm}) \text{ ;(condition vérifiée).}$$

t: épaisseur de la platine.

-Entraxe transversale p_2 :

$$p_{2\min} = 3d_0 \leq p_2 < p_{2\max} = \min(14t, 200\text{mm}) \text{ ;(Condition vérifiée).}$$

$$66\text{mm} \leq 85\text{mm} < \min(350, 200\text{mm})$$

-Largeur minimale transversale :

$$l_2 = 2e_2 + p_2$$

$$l_2 = 300\text{mm}$$

Pince longitudinale e_1 :

$$e_{1\min} = 1,2d_0 \leq e_1 < e_{1\max} = \max(12t, 150\text{mm})$$

$$26,4\text{mm} \leq 60\text{mm} < \max(300, 150\text{mm})$$

Entraxe longitudinale p_1 :

$$p_{1\min} = 2,2d_0 \leq p_1 < p_{1\max} = \min(14t, 200\text{mm})$$

$$48,4\text{mm} \leq 100\text{mm} < \min(350, 200\text{mm})$$

▪ **Résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant :**

Condition à vérifier: $F_{v,sd} \leq F_{s,rd}$

L'effort tranchant par boulon :

$$F_{v,sd} = V_{sd}/n = 51,94/10 = 5,19 \text{ KN}$$

La résistance de calcul au glissement d'un boulon précontraint HR (Haute Résistance) sera égale à $F_{s,rd}$:

$$F_{s,rd} = \frac{K_s \times F_p \times m \times \mu}{\gamma_{Ms}}$$

m=1(nombre d'interface de frottement).

$K_s=1$ (pour les trous de tolérance normale)

$\mu=0,3$ (coefficient de frottement des pièces)

$\gamma_{ms}=1,25$ (pour les trous de tolérance normale)

$$F_p = 0,7 \times 1000 \times 245 \times 10^{-3} = 171,5 \text{ KN}$$

$$F_{s,rd} = \frac{1 \times 0,3 \times 171,5 \times 1}{1,25} = 41,16 \text{ KN}$$

$$F_{v,sd} = 5,19 \text{ KN} \leq F_{s,rd} = 41,16 \text{ KN}$$

La résistance en glissement d'un boulon précontraint HR et supérieur à l'effort tranchant [11] (Condition vérifiée).

Il convient parallèlement de vérifier la résistance de l'âme du poteau :

- dans la zone tendue.
- dans la zone comprimée.
- dans la zone cisailée.

▪ **Vérification de la pression diamétrale:**

$$F_B = 2,5 \cdot \alpha \cdot f_{ub} \cdot d \cdot \frac{t}{\gamma_{Mb}}$$

$$f_{ub} = 10 \times 100 = 1000 \text{ Mpa}$$

$$f_{ub} = 10 \times 9 \times 10 = 900 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = \min \left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right)$$

$$\alpha = \min \left(\frac{60}{3(22)}; \frac{p_1}{3(22)} - \frac{1}{4}; \frac{1000}{900}; 1 \right)$$

$$\alpha = \min(0,91; 1,26; 1,11; 1) \Rightarrow \alpha = 0,91$$

$$F_B = 2,5 \times 0,91 \times 900 \times 20 \times \frac{25}{1,25} = 819 \text{ KN}$$

V.II.3.4-poutre principale IPE 600 -solive IPE270 :

L'assemblage fait par platine entre une poutre principale IPE600 et une solive IPE270.

Sollicité par :

$$M_{sd}=33,615 \text{ KN.m}=33615 \text{ KN.mm.}$$

$$V=26,892 \text{ KN}$$

$$N=87,015 \text{ KN}$$

Et constitue de 10 boulons H.R de classe 10.9 selon la figure ci-après.

Avec une épaisseur de la platine $t=5\text{mm}$

$$d_1=170\text{mm}$$

$$d_2=140\text{mm}$$

$$d_3=100\text{mm}$$

$$d_4=60\text{mm}$$

Donné par logiciel robot sous la combinaison à ELU

▪ **Détermination des efforts dans les boulons :**

Nous considérons uniquement les boulons tendus, c'est-à-dire les quatre rangées supérieures de boulons, soit :

$M_{sd}=33,615\text{KN.m}$ (donnée par logiciel robot)

$$N_i = \frac{M_{sd} \times d_i}{\sum d_i^2} \leq n \times F_b$$

$$\sum d_i^2 = 62100 \text{ mm}^2$$

$$N_i = \frac{33,615 \cdot 10^3 \times 170}{62100} = 92,02\text{KN}$$

$$N_1 = 92,02\text{KN} \quad (\text{pour 2 boulons}).$$

$$N_2 = 75,78\text{KN} \quad (\text{pour 2 boulons}).$$

$$N_3 = 54,13\text{KN} \quad (\text{pour 2 boulons}).$$

$$N_4 = 32,47\text{KN} \quad (\text{pour 2 boulons}).$$

Boulons les plus chargés sont les boulons de la ligne niveau (N_1) Il faut vérifier :

$$N \leq 2 \times 0,7 \times f_{ub} \times A_s$$

$$f_{ub} = 1000\text{N/mm}^2$$

Calcul de A_s :

$$A_s \geq \frac{N_1}{2 \times 0,7 \times f_{ub}} \Rightarrow A_s \geq \frac{92,02 \times 1000}{2 \times 0,7 \times 1000} = 65,72\text{mm}^2$$

Soit des boulons HR de classe 10.9 de diamètre $d=14\text{mm}$ ($A_s=115\text{mm}^2$)

Diamètre du trou pour un boulon de $d=14\text{mm}$

$$d_0 = d + 2\text{mm} = 14 + 2 = 16\text{mm}$$

La pince transversale e₂ :

$$e_{2\min} = 1,5d_0 \leq e_2 < e_{2\max} = \max(12t, 150\text{mm})$$

$$24\text{mm} \leq 25\text{mm} < \max(60, 150\text{mm}) \text{ ;(condition vérifiée).}$$

t: épaisseur de la platine.

Entraxe transversale p₂ :

$$p_{2\min} = 3d_0 \leq p_2 < p_{2\max} = \min(14t, 200\text{mm})$$

$$48\text{mm} \leq 50\text{mm} < \min(70, 200\text{mm}) \text{ ;(condition vérifiée).}$$

Largeur minimale transversale :

$$l_2 = 2e_2 + p_2$$

$$l_2 = 100\text{mm}$$

Pince longitudinale e₁ :

$$e_{1\min} = 1,2d_0 \leq e_1 < e_{1\max} = \max(12t, 150\text{mm})$$

$$19,2\text{mm} \leq 25\text{mm} < \max(60, 150\text{mm}) \text{ ;(condition vérifiée).}$$

Entraxe longitudinale p₁ :

$$p_{1\min} = 2,2d_0 \leq p_1 < p_{1\max} = \min(14t, 200\text{mm})$$

$$35,2\text{mm} \leq 40\text{mm} < \min(70, 200\text{mm}) \text{ ;(condition vérifiée).}$$

▪ Moment résistant effectif de l'assemblage :

$$M_R = \frac{N_1 \cdot \sum d_i^2}{d_1}$$

Avec :

$$N_1 = 0,7 \times f_{ub} \times A_s$$

$$N_1 = 0,7 \times 1000 \times 115 \times 10^{-3} = 80,5\text{KN} \text{ ; Pour un boulon}$$

Soit 161KN pour une rangée.

D'où :

$$M_R = \frac{161 \times 62100}{170} = 58812,35\text{KN.m}$$

▪ Résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant :

$$\text{Par boulon : } V_1 = \frac{V}{n} = \frac{26,892}{10} = 2,68\text{KN}$$

Il faut vérifier que :

$$V_1 \leq F_S$$

$$F_S = K_s \cdot m \cdot \mu \cdot F_p / \gamma_{ms}$$

$m=1$ (nombre d'interface de frottement).

$K_s=1$ (pour les trous de tolérance normale)

$\mu=0,3$ (coefficient de frottement des pièces)

$\gamma_{ms}=1,25$ (pour les trous de tolérance normale)

$$F_p = 0,7 \times 1000 \times 115 \times 10^{-3} = 80,5 \text{ KN}$$

$$F_S = \frac{1 \times 0,3 \times 80,5 \times 1}{1,25} = 19,32 \text{ KN}$$

$$V_1 = 2,68 \text{ KN} \leq F_S = 19,32 \text{ KN} \quad (\text{Condition vérifiée}).$$

➤ **V.II.3.4.1-Résistance de l'âme de la poutre en traction :**

Il faut vérifier que : $F_t \geq F_v$

$$b_{eff} = t_{fb} + 2t_p + 5(t_{fc} + r_c)$$

t_{fb} : Épaisseur semelle poutre IPE270.

t_{fc} : Épaisseur semelle poutre IPE600.

t_p : Épaisseur platine extrémité

r_c : Rayon de raccordement âme/semelle de la poutre.

$$b_{eff} = 8,5 + 2 \times 5 + 5(19 + 24) = 233,5 \text{ mm}$$

$$F_t = \frac{f_y \times t_{wc} \times b_{eff}}{\gamma_{M0}}$$

$$F_t = \frac{235 \times 12 \times 233,5}{1} = 658,47 \text{ KN}$$

$$F_v = \frac{M}{h - t_f}$$

$$F_v = \frac{33,615}{200 - 8,5} = 175,53 \text{ KN}$$

$F_t = 658,47 \text{ KN} > F_v = 175,53 \text{ KN}$ (La condition est vérifiée).

➤ **V.II.3.4.2-Résistance de l'âme de la poutre dans la zone comprimée :**

A : section du profile.

$$\sigma_n = \frac{V}{A} + \frac{M \times v}{I}$$

$$\sigma_n = \frac{26,892}{156 \times 10^2} + \frac{33,615}{3069,45} = 12,67 \text{ Mpa}$$

$\sigma_n = 12,67 \text{ Mpa} < f_y = 235 \text{ Mpa}$ La condition est vérifiée.

➤ **V.II.3.4.3-Résistance de l'âme de la poutre au cisaillement :**

$$F_R = \frac{0,58 \times f_y \times h \times t_w}{\gamma_{M0}}$$

$$F_R = \frac{0,58 \times 235 \times 600 \times 12}{1} = 1438,2 \text{ KN}$$

L'effort de cisaillement vaut :

$$F_v = \frac{M}{h - t_f}$$

$$F_v = \frac{33,615 \cdot 10^3}{200 - 8,5} = 175 \text{ KN}$$

$F_R = 1438,2 \text{ KN} > F_v = 175 \text{ KN}$ La condition est vérifiée.

▪ **Vérification de la pression diamétrale:**

$$F_B = 2,5 \cdot \alpha \cdot f_{ub} \cdot d \cdot \frac{t}{\gamma_{Mb}}$$

$$f_{ub} = 10 \times 100 = 1000 \text{ Mpa}$$

$$f_{ub} = 10 \times 9 \times 10 = 900 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = \min \left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right)$$

$$\alpha = \min \left(\frac{25}{3(16)}; \frac{40}{3(16)} - \frac{1}{4}; \frac{1000}{900}; 1 \right)$$

$$\alpha = \min(0,52; 0,58; 1,1; 1) \Rightarrow \alpha = 0,52$$

$$F_B = 2,5 \times 0,52 \times 900 \times 14 \times \frac{5}{1,25} = 65,52 \text{ KN}$$

$V_1 = 2,68 \text{ KN} < F_b = 65,52 \text{ KN}$ La condition est vérifiée.

▪ **V.II.3.5 Choix des soudures : IPE270**

Épaisseur de platine = 5 mm

Soudure de la semelle : $a_f = 0,7 \times t_f = 0,7 \times 8,5 = 5,95 \text{ mm} \Rightarrow 6 \text{ mm}$ pour semelle.

Soudure de l'âme : $a_f = 0,7 \times t_w = 0,7 \times 5,6 = 3,92 \text{ mm} \Rightarrow 4 \text{ mm}$ pour l'âme.

V.II.3.5.1 Vérification de la soudure :**➤ Détermination de la longueur utile:**

$$a_1 = 0,7 \times t_f = 0,7 \times 8,5 = 5,95 \text{ mm} \approx 6 \text{ mm}$$

$$L_1 = b - 2a_1 = 100 - 2(6) = 88 \text{ mm}$$

α : Coefficient de réduction (fonction mm)

$$\alpha_1 = 0,8 \left(1 + \frac{1}{a_1} \right) = 0,8 \left(1 + \frac{1}{6} \right) = 0,93$$

$$a_3 = 0,7e_a = 0,7(4) = 3,92 \approx 4 \text{ mm}$$

$$\alpha_3 = 0,8 \left(1 + \frac{1}{a_3} \right) = 0,8 \left(1 + \frac{1}{4} \right) = 1$$

$$L_3 = h - 2a_3 = 200 - 2(4) = 192 \text{ mm}$$

$$a_2 = 0,7a_2 = 0,7(8,5) = 6 \text{ mm}$$

$$\alpha_2 = 0,8 \left(1 + \frac{1}{a_2} \right) = 0,8 \left(1 + \frac{1}{6} \right) = 0,93$$

$$L_2 = (b - 2a_3 - e_a) = (100 - 2(4) - 5,6) = 86,4 \text{ mm}$$

Pour les cordons assemblant les semelles et les poteaux, on vérifie :

$$-\sigma_e \leq 1,18 \left[\frac{N}{\Sigma L \cdot \alpha \cdot a} \pm \frac{M \cdot h}{h^2 \cdot L_1 \cdot \alpha_1 \cdot a_1 + 2(h - 2e)^2 \cdot L_2 \cdot \alpha_2 \cdot a_2} \right] \leq \sigma_e$$

$$\Sigma a \alpha L = 2 \cdot a_1 \cdot l_1 \cdot \alpha_1 + 4 \cdot a_2 \cdot l_2 \cdot \alpha_2 + 2 \cdot a_3 \cdot l_3 \cdot \alpha_3$$

$$\Sigma a \alpha L = 2(6 \times 88 \times 0,93) + 4(6 \times 86,4 \times 0,93) + 2(4 \times 192 \times 1) = 4446,52 \text{ mm}^2$$

$$-235 \leq 1,18 \left[\frac{87,015 \cdot 10^3}{4446,52} \pm \frac{33,615 \times 200}{(200^2) \times 88 \times 0,93 \times 6 + 2(159)^2 \times 86,4 \times 0,93 \times 6} \right] \leq 235$$

$$-235 \leq \{203,30; -157,14\} \leq 235 \text{ MPa Condition vérifiée.}$$

Pour les cordons assemblant l'âme et le poteau, on vérifié :

$$\sqrt{1,4 \left(\frac{N}{\Sigma L \cdot \alpha \cdot a} \right)^2 + 1,8 \left(\frac{T}{2 \cdot L_3 \cdot a_3 \cdot \alpha_3} \right)^2} \leq \sigma_e$$

$$\sqrt{1,4 \left(\frac{87,015 \cdot 10^3}{4446,52} \right)^2 + 1,8 \left(\frac{26,892 \cdot 10^3}{2 \times 192 \times 4 \times 1} \right)^2} = 32,98 \text{ MPa} < 235 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée .

V.III.Palées des stabilités

V.III.1-Introduction:

Les stabilités et les contreventements, ont pour fonction principale de reprendre et transmettre aux fondations les efforts dus aux force horizontales sollicitant un ouvrage, ainsi qu'empêcher la déformation sous ces mêmes sollicitations horizontale , elles représentent le facteur principal de la sécurité d'un ouvrage .

On choisi pour notre projet des stabilités verticale (palées de stabilité).

V.III.2-Disposition des palées de stabilités :

On dispose les palées des stabilités dans la direction d'effort horizontale maximale longitudinale ou transversale suivant la figure suivante :

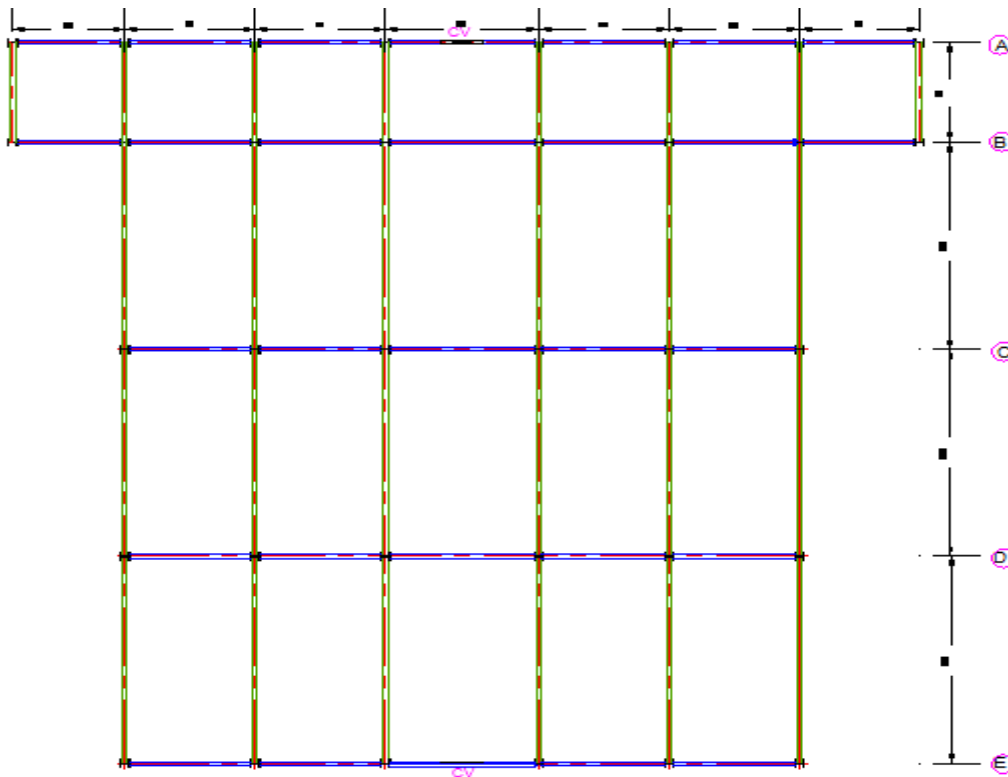


Figure V.2 : Vue en plan des palées de stabilités

V.III.2.1-Vue transversale des palées des stabilités :

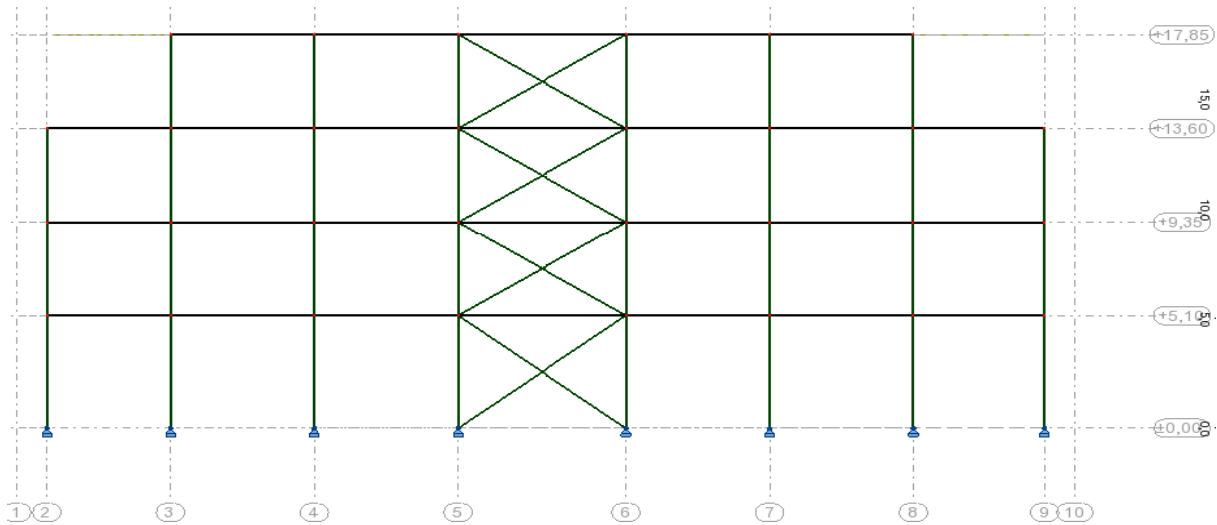


Figure V.3 : Palée de stabilité

V.III.3-Vérification des palées des stabilités [2]:

V.III.3.1-Vérification des palées des stabilités (Vue transversale) :

a) Vérification de la section diagonale à la traction:

$$D = \frac{F}{\cos 37,27} = \frac{439,55 \text{ KN}}{0,795} :$$

$$\Rightarrow D = 55283018 \text{ daN}$$

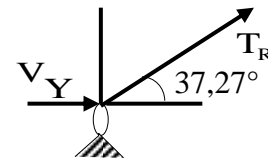
$$D = 55283018 \text{ daN.}$$

$$A = \frac{D}{F_y} = \frac{55283018}{2350} = 23,52 \text{ cm}^2$$

à partir du tableau on détermine notre profilé :

soit : L90x90x7

$$A=12,24 \text{ cm}^2$$



Profilé	a(mm)	a(mm)	Ix(cm4)	A(cm²)
L90x90x7	90	90	92,55	12,24

Tableau V.1-les caractéristique d'un profilé L

$$\sigma = \frac{D}{A} = \frac{552,83018 \times 100}{23,52} = 2348,22 \text{ daN / cm}^2; f_y = 2350 \text{ daN / cm}^2$$

V.III.4-l'assemblage du contreventement verticale :

➤ Dimensionnement des goussets :

▪ Boulonnage :

On a choisit pour l'assemblage des diagonales 4 boulons HR de classe 10.9 de diamètre $d=16\text{mm}$ ($A_s=192\text{mm}^2$).

$d_0 = 16+2=18\text{mm}$ (diamètre des trous).

Epaisseur de gousset varie entre (6à10) mm on prend $e_p = 10\text{mm}$.

▪ Calcul de la pression diamétrale pour les deux diagonales (L90x90x7) :

$$F_B = 2,5 \cdot a \cdot f_{ub} \cdot d \cdot \frac{t}{\gamma_{Mb}}$$

$$f_{ub} = 10 \times 100 = 1000 \text{ Map}$$

$$f_{ub} = 10 \times 9 \times 10 = 900 \text{ Map}$$

$$a = \min \left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right)$$

$$a = \min \left(\frac{60}{3(24)}; \frac{p_1}{3(24)} - \frac{1}{4}; \frac{1000}{900}; 1 \right)$$

$$a = \min(1,11; 0,86; 1,11; 1) \Rightarrow a = 0,86$$

$$F_B = 2,5 \times 0,86 \times 16 \times 10 \times \frac{900}{1,25} = 247,68 \text{ kN}$$

▪ Vérification d'un assemblage sollicité selon deux directions :

$$F_p = 0,7 \times 1000 \times 192 \times 10^{-3} = 134,4 \text{ KN}$$

$$F_h = F \sin a = 0,60F$$

$$F_v = F \cos a = 0,79F$$

$$F_v = K_s \times m \times \mu \times \left(\frac{F_p - 0,8F_h}{\gamma_{MS}} \right) = 0,79F$$

$$F_v = 1 \times 1 \times 0.3 \times \left(\frac{134.4 - 0.8 \times 0.6F}{1.25} \right) = 0.79F$$

$$F = 35,63 \text{KN}$$

Soit, un l'assemblage complet de 6 boulons $d=16\text{mm}$

$$F = 5 \times 35,63 = 213,78 \text{KN}$$

Attache d'un poteau HEA600 avec un L90X90X7 (par boulonnage) :

Soit un deux boulons de diamètre de 16 mm. ($d_0=2+16=18 \text{ mm}$).

$$D = 55283,018 \text{daN}$$

▪ **Calcul de la pression diamétrale :**

$$F_B = 2,5 \cdot a \cdot f_{ub} \cdot d \cdot \frac{t}{\gamma_{Mb}}$$

$$f_{ub} = 10 \times 100 = 1000 \text{Map}$$

$$f_{ub} = 10 \times 9 \times 10 = 900 \text{Map}$$

$$a = \min \left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right)$$

$$a = \min \left(\frac{60}{3(24)}; \frac{p_1}{3(24)} - \frac{1}{4}; \frac{1000}{900}; 1 \right)$$

$$a = \min(1,1; 0,86; 1,1; 1) \Rightarrow a = 0,86$$

$$F_B = 2,5 \times 0,86 \times 16 \times 10 \times \frac{900}{1,25} = 247,68 \text{kN}$$

PARTIE B

PARKING EN BETON
ARME (R-3)

CHAPITRE VI

Etude de
l'infrastructure

VI.I. Etude du pied de poteau métallique

VI.I.1-introduction :

Pour notre projet on a choisi un pied de poteau métallique encastré dans la structure en béton du s-sol (R-3).

L'encastrement des pieds de poteaux est rendu nécessaire dans l'une ou l'autre des situations suivantes :

- Les poteaux doivent assurer seuls la stabilité verticale de l'ouvrage.
- Les dimensions de la platine d'extrémité sont trop grandes pour pouvoir réaliser des articulations et l'on ne souhaite pas recourir à des dispositifs spéciaux (rotules, appareils d'appui élastomères) estimés trop coûteux. [3]

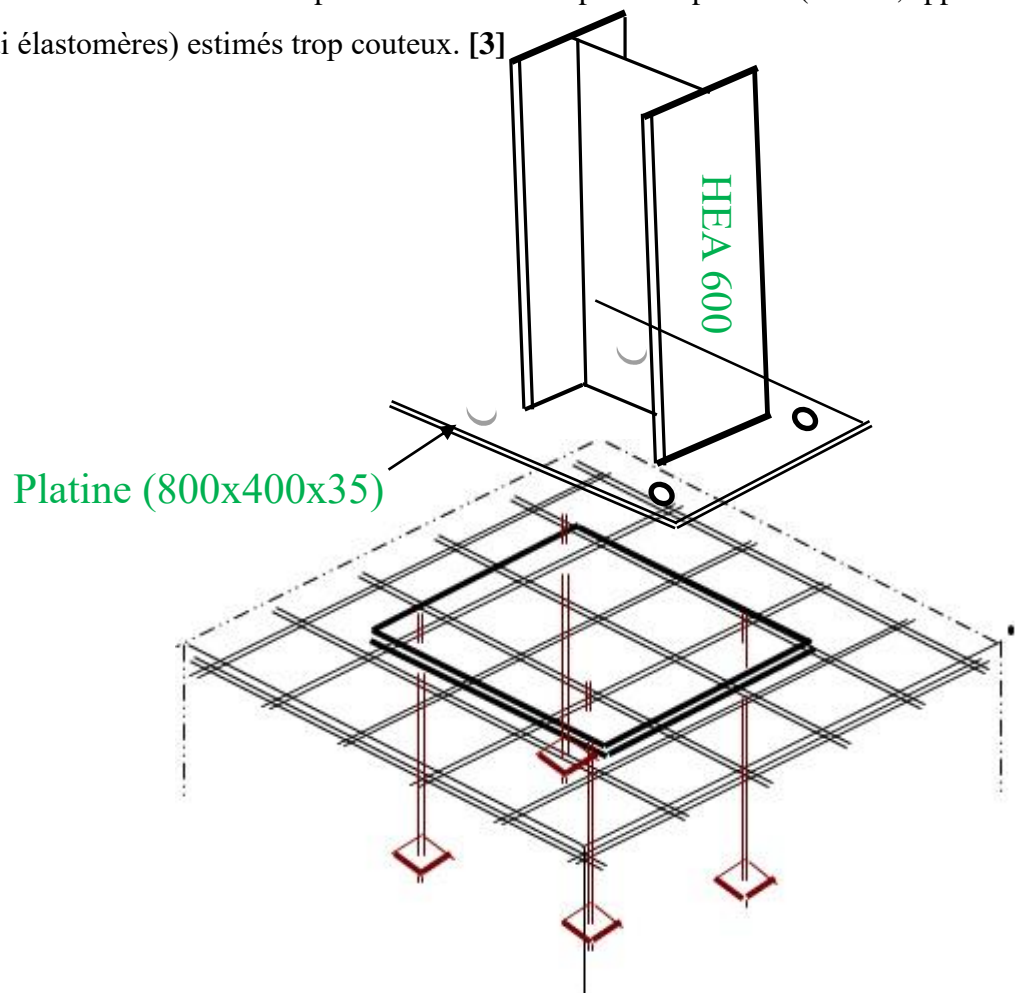


Figure VI.1 : Pied de poteau encastré fixé par quatre boulons

On retrouve dans les pieds de poteaux encastrés les mêmes composants que pour les pieds de poteaux articulés sauf que la géométrie, la fabrication et la mise en œuvre sont beaucoup plus complexes.

Le moment est équilibré par un couple constitué d'un effort de compression sur le béton et d'un effort de traction dans les tiges. Plus les moments sont importants, plus il faut augmenter le bras de levier afin que les contraintes dans les tiges et sur le béton demeurent admissibles. Comme par ailleurs, la section acier-béton doit rester plane, il faut que le pied de poteau soit très raidie, ce qui nécessite le recours à de nombreux raidisseurs.

➤ **1-Définition platine d'extrémité :**

C'est un plat en acier rectangulaire soudé à la base du poteau par un cordon de soudure appliqué sur le pourtour de la section du profilé. Elle est percée sur sa ligne médiane pour recevoir les extrémités filetées de deux tiges d'ancrages scellées dans la fondation. Sous l'action du serrage des écrous, la platine prend directement appui sur la surface du béton de fondation, la platine peut être renforcée par un raidisseur.

➤ **2-Les tiges d'ancrage :**

Les tiges d'ancrage servent uniquement à reprendre les efforts verticaux de traction. Leur dimensionnement (diamètre et longueur de la tige) dépend :

- De la résistance à la traction de la section résistante de la tige.
- Des caractéristiques d'adhérence et de résistance du béton.

VI.I.2-pied de poteau encastré :

Dans ce cas le poteau est sollicité en pied par un effort normal centré N et un moment de flexion M . tirés du calcul fais par le logiciel ROBOT (chapitre 3 étude sismique)

$$N=2512,99\text{KN}$$

$$M=212,62 \text{ KN.m}$$

La contrainte admissible du béton dosé 350Kg/m^3

Le moment de $212,62\text{kN.m}$ est équivalent à un effort N excentré de :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{212,62}{2512,99} = 84,61\text{mm}$$

Donc le centre de poussé se trouve hors du tiers central de la section, et la platine est soulevée à gauche, donc les boulons de gauche sont sollicité en traction.

VI.I.2.1-Vérification de la contrainte de compression du béton :

$$L=350+84,61=434,61\text{mm}$$

$$h=350+350+50=750\text{mm}$$

$$b=400\text{mm}$$

L'équation du 3^{eme} degré en h' s'écrit alors :

$$h'^3 + 3(l-h)h'^2 + 90A \frac{l}{b} h' - 90A \frac{l}{b} h = 0$$

$$h'^3 - 72,66h'^2 + 692,3853h' - 5192889 = 0$$

et a pour solution $h'=730\text{mm}$

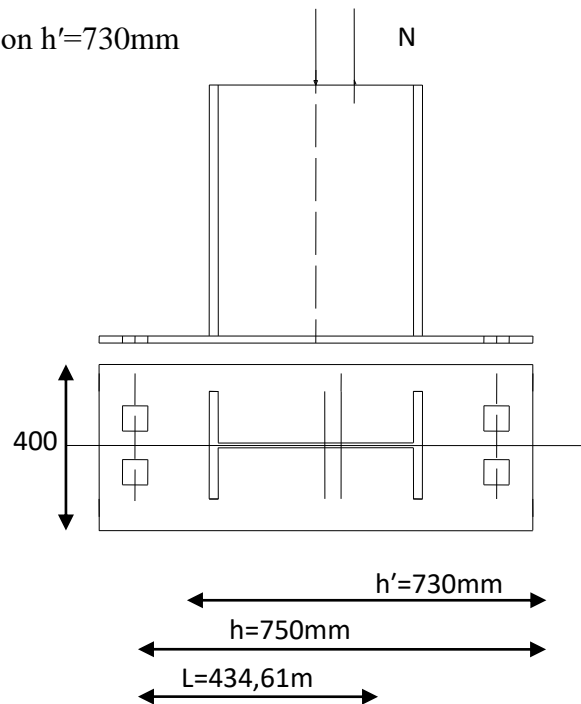


Figure VI.2.1 : Dimensionnement de platine

$$\sigma_b = \frac{2.N.l}{b.h\left(h - \frac{h'}{3}\right)} \leq f_y$$

$$\sigma_b = \frac{2 \times 251299 \times 43,46}{40 \times 73 \left(75 - \frac{73}{3}\right)} = 1,47\text{Mpa} < f_y = 0,85.25/1,5 = 14,17\text{Mpa} ; \text{Condition vérifiée.}$$

Vérification du tige d'ancrage à la traction :

L'ancrage des tiges doit être conforme aux clauses correspondantes de l'ENV 1992-1-1 Eurocode2 :partie 1.1.

$$\sigma_a = \frac{N}{A} \cdot \frac{l-h + \frac{h'}{3}}{\left(h - \frac{h'}{3}\right)} \leq f_{by}$$

$$\sigma_a = \frac{2512,99}{6,06} \cdot \frac{43,46 - 75 + \frac{73}{3}}{\left(75 - \frac{73}{3}\right)} = 58 \text{Mpa} < 235 \text{Mpa} ; \text{Condition vérifiée.}$$

VI.I.2.2-Calcul l'épaisseur de la platine :**▪ Vérification dans la section 1-1 :**

Le moment dans la section 1-1 est obtenu grâce au diagramme trapézoïdal des contraintes situé à droite de la section, que l'on peut décomposer en un diagramme rectangulaire (1) et diagramme triangulaire (2).

Les moments correspondants, pour une bande de largeur unité (=1cm) et d'épaisseur " t », sont :

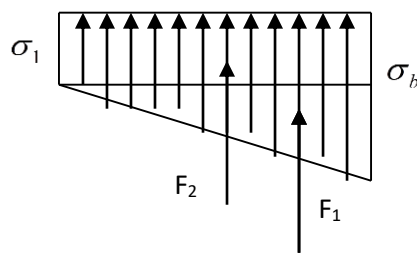


Figure VI.2.2 : diagramme des contraintes

$$\frac{\sigma_b}{h'} = \frac{\sigma_1}{h' - 305} \Rightarrow \sigma_1 = \frac{\sigma_b (h' - 305)}{h'} = \frac{1,47(730 - 305)}{730} = 0,86 \text{Mpa}$$

$$M_1 = F_1 \cdot \frac{2}{3} \cdot 305$$

$$F_1 = \frac{\sigma_b - \sigma_1}{2} \cdot 10,5 \cdot 1 = \frac{1,47 - 0,86}{2} \cdot 10,5 \cdot 1 = 320N$$

$$M_1 = 320 \times \frac{2}{3} \times 10,5 = 2240N.cm$$

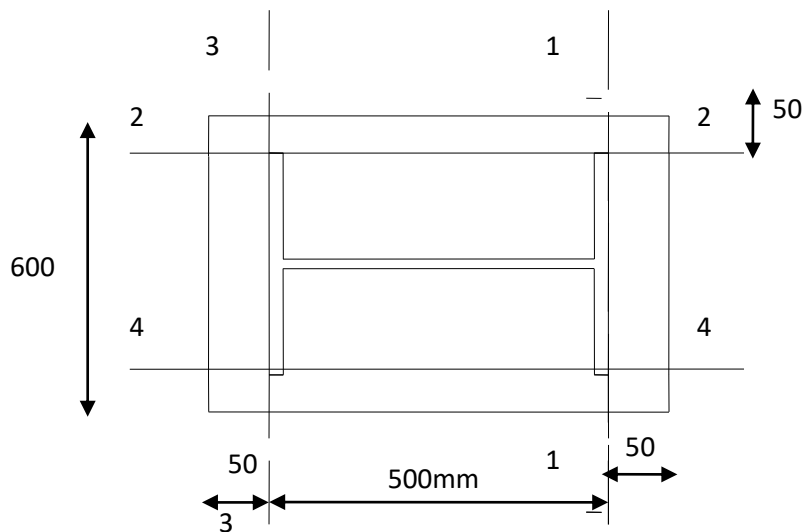
$$M_2 = \sigma_1 \cdot \frac{10,5}{2} \cdot 10,5 \cdot 1 \cdot 100 = 47407,5N.cm$$

$$M_t = M_1 + M_2 = 49647,5N.cm$$

Le module d'inertie de la platine est : $\frac{I}{v} = \frac{b \cdot t^2}{6}$

$$\sigma = \frac{M_t \cdot v}{I} \leq f_y \Rightarrow t \geq \sqrt{\frac{6 \cdot M_t}{10 \cdot f_y}}$$

$$t_1 \geq \sqrt{\frac{6 \times 49647,5}{1 \times 235}} \Rightarrow t_1 \geq 35mm$$



▪ **Vérification dans les sections 2-2 et 4-4:**

Le même raisonnement conduit au moment maximal :

$$M = \sigma_b \cdot 5 \cdot 1 \cdot \frac{5}{2} = 18375N.cm$$

$$t_2 \geq \sqrt{\frac{6 \times 18375}{1 \times 235}} \Rightarrow t_2 \geq 21,7mm$$

▪ **Vérification dans la section 3-3 :**

$$M = T(105 - 50)$$

$$T = A \cdot \sigma_a \Rightarrow T = 6,06 \times 100 \times 58 = 35148N$$

$$M = 35148(305 - 100) = 7205340N \cdot mm$$

$$t_3 \geq \sqrt{\frac{6 \times 7205340}{1 \times 100 \times 235}} \Rightarrow t_3 \geq 4,3mm$$

En conclusion, on sélectionnera une platine de 35 mm d'épaisseur (section 1-1 la plus défavorable).

Pour des raisons purement pratiques sur le marché on préconise deux platines de 20mm et de 15mm respectivement, soit 35mm.

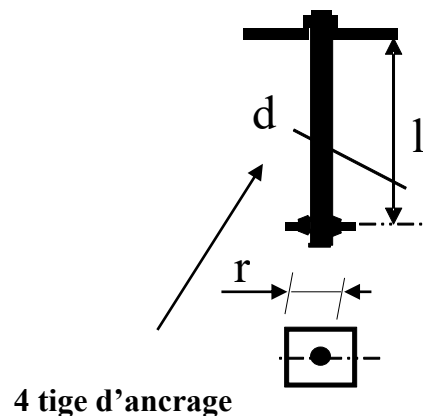
VI.I.3-calcul de la tige d'ancrage :

Vu qu'il n'ya pas d'effort de soulèvement sur les poteaux, et à l'aide de logiciel robot on adopte des goujons de diamètre $d=22mm$ a HR10.9 (tige droite terminée par une plaque circulaire).

$$d=22mm$$

$$r = 66 mm$$

$$l=440mm$$



VI.II.Etude de l'infrastructure

VI.II.1 DESCRIPTION DU BATIMENT

Le sous-sol de bâtiment sera utilisé comme un parking de stationnement des voitures légères dont leurs charges sont définies sur le DTR BC 2,2.

Le parking exploite environ 45 places de stationnement pour voitures au premier sous-sol, 52 places au second sous-sol et environ 42 places au troisième sous-sol. Le déplacement des voitures entre les trois niveaux se fait par une rampe à double sens. La rampe est située au centre du bloc.

Le premier niveau hors sol sera utilisé comme un marché pour fruits et légumes. Les autres niveaux seront utilisés comme un centre commercial.

La partie du sous-sol est entouré par un voile périphérique.

Nous avons opté à réaliser ce bâtiment dont leurs largeurs sont consécutivement 36m et 18m et leurs longueur est de l'ordre de 42.25m avec des voiles de contreventements, le bâtiment sera justifier sous l'action thermique.

HYPOTHESE DE CALCUL

LES NORMES UTILISEES POUR LE CALCUL ET LE DIMENSIONNEMENT SONT :

REGLEMENT DE PONDERATION SUIVANT **B.A.E.L 91 Mod 99**

REGLEMENT PARASISMIQUE : **RPA 99 (VERSION 2003)**

VI.II.2.DESCENTES DES CHARGES

1-Etage c

charges permanente :

carrelage+morties de pose +enduit sous plafond :	1.30 KN/m ²
murs cloisons	0.75 KN/m ²
corps creux (20+5)	2.00 KN/m ²
	<hr/>
	4.05 KN/m ²
ascenseur	6.00 KN/m ²

charges d'exploitations :

parking :	3.75 KN/m ²
marche et centre commercial	4.00 KN/m ²
ascenseur	8.00 KN/m ²

2-Escalier :

charges permanente :

carrelage+morties de pose +enduit sous plafond :	1.30 KN/m ²
marche et les contre marches	1.90 KN/m ²
	<hr/>
	3.20 KN/m ²

charges d'exploitations :

escalier	4.00 KN/m ²
----------	------------------------

Matériaux

L'ensemble de la structure porteuse est constitué d'éléments en béton armé. Tous les éléments seront coulés en place avec l'utilisation d'un béton de 25MPA
la nuance de l'acier HA utiliser est de 400MPA

VI.II.3.Verification de la résistance du voile périphérique contre les poussées des terres

calcul les moments extrêmes dans la dalle continue portée sur deux sens [B.A.E.L 91]

l'élanement $\alpha=L_x/L_y$
 $\alpha=2,89/5,70= 0,5$

les moments de flexion par unité de longueur au centre de la plaque, valent :

Dans le sens de la petite portée $M_x = \mu_x \cdot L_x^2 \cdot q = 0,0966 \cdot 2,89^2 \cdot 46,5 = 37,51 \text{ KN/ml}$

Dans le sens de la grande portée $M_y = \mu_y \cdot M_x = 0,25 \cdot 37,51 = 9,38 \text{ KN/ml}$

le cas le plus défavorable : panneau de 3 sous sol

- Dans le sens de la petite portée:

* En travée : $M_{tx} = 0,85 \cdot M_x = 0,85 \cdot 37,51 = 32,00 \text{ KN.ml}$

$A_s = 4,28 \text{ cm}^2/\text{ml}$

on prend T14 esp $25\text{cm}^2 = 6,15\text{cm}^2$

* En appuis : $M_{ac} = -0,50 \cdot M_x = -0,50 \cdot 37,51 = -18,75 \text{ KN.ml}$

$A_s = 2,48 \text{ cm}^2/\text{ml}$

on prend T14 esp $25\text{cm}^2 = 6,15\text{cm}^2$

- Dans le sens de la grande portée :

* En travée : $M_{ty} = 0,85 \cdot M_y = 0,85 \cdot 9,38 = 7,97 \text{ KN.ml}$

$A_s = 1,04 \text{ cm}^2/\text{ml}$

on prend T10 esp $25\text{cm} = 3,92\text{cm}^2$

* En appuis : $M_{ay} = -0,50 \cdot M_y = -0,50 \cdot 9,38 = -4,68 \text{ KN.ml}$

$A_s = 0,61 \text{ cm}^2/\text{ml}$

on prend T10 esp $25\text{cm} = 3,92\text{cm}^2$

VI.II.4.Vérification de la capacité portante de la dalle pleine :

$$Q_u = 13,05 \text{ kN/ml}$$

calcul les moments extrêmes dans la dalle continue

$$\begin{aligned} \text{l'élanement} \quad \alpha &= L_x / L_y \\ \alpha &= 5,70 / 5,70 = 1 \end{aligned}$$

les moments de flexion par unité de longueur au centre de la plaque, valent :

$$\text{Dans le 1er sens } M_x = \mu_x \cdot L_x^2 \cdot q = 0,0368 \cdot 5,70^2 \cdot 13,05 = 15,60 \text{ kN/ml}$$

$$\text{Dans l'autre sens } M_y = \mu_y \cdot M_x = 1 \cdot 15,60 = 15,60 \text{ kN/ml}$$

le cas le plus défavorable : panneau de rive

$$\text{* En travée : } M_{tx} = 0,85 \cdot M_x = 0,85 \cdot 15,60 = 13,26 \text{ kN.ml}$$

$$A_s = 2,59 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{on prend T14 esp } 20 \text{ cm}^2 = 7,65 \text{ cm}^2$$

$$\text{* En appuis : } M_{ac} = -0,50 \cdot M_x = -0,50 \cdot 15,60 = -7,80 \text{ kN.ml}$$

$$A_s = 1,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{on prend T12 esp } 20 \text{ cm}^2 = 5,65 \text{ cm}^2$$

VI.II.4.1.vérification aux poinçonnements de la dalle pleine :

(exemple crique de voiture charge ponctuelle)

il faut vérifier que

$$T \leq 0,045 \cdot U_c \cdot h \cdot f_{cj} / \gamma_b$$

$$U_c = 4(h \cdot \tan 45^\circ / 2 + 10)$$

$$U_c = 1000 \text{ cm}$$

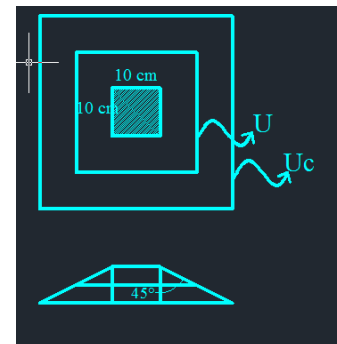
$$U = 160 \text{ cm}$$

$$0,045 \cdot 1000 \cdot 150 \cdot 25 / 1,5 = 112,5 \text{ kN} =$$

$$11,25 \text{ t}$$

$$T \leq 11,25 \text{ t}$$

tandis que la voiture pèse entre 2,50 t et 3,50t



VI.II.5.verification de la capacité portante de la dalle de la rampe (sur un seule sens)

On considère que la dalle de la rampe est une poutre continue de 1m de largeur, repose sur 5 appuis

dont les charges :

permanente : poids propre de la dalle ep22cm et les revêtements

$$G = 0,22 \times 25 + 2,5 = 8 \text{ kN/ml}$$

D'exploitation : $Q = 3,75 \text{ kN/ml}$

résultat de calcul des moments

A ELU : $M_t = 32,10 \text{ kN.m}$, $M_{ap} = 64,20 \text{ kN.m}$

A ELS : $M_t = 23,21 \text{ kN.m}$, $M_{ap} = 46,42 \text{ kN.m}$

VI.II.5.1.Calcul de ferrailage

* En travée : $M_t = 32,10 \text{ KN.ml}$

$$A_s = 3,9 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ on prend T12 esp } 15 \text{ cm}^2 = 6,78 \text{ cm}^2$$

* En appuis : $M_t = 64,20 \text{ KN.ml}$

$$A_s = 8,1 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ on prend 2T12 esp } 15 \text{ cm}^2 = 13,56 \text{ cm}^2$$

vérification a ELS

contrainte du beton : $\sigma_{bc} = 0,3 \text{ MPa}$

contrainte de L'acier : $\sigma_s = 134 \text{ MPa}$

VI.II.5.2.Calcul de l'effort de compression due à l'inclinaison de la dalle

pour une angle formé de $\alpha = 7^\circ$ l'effort de compression vaut

$$F_c = (1,35G + 1,5Q) / \sin \alpha = 14,55 / \sin 7 = 119,39 \text{ kn}$$

la contrainte de compression : $\sigma_{bc} = F_c / S = 119390 / (1000 \times 220) = 0,54 \text{ MPa}$

VI.II.5.3.Vérification de l'effort tranchant

la contrainte de cisaillement doit être inférieure au $\text{Min} \{ 0,06 f_{cj} / \gamma_b , 1,5 \text{ MPa} \}$

l'effort tranchant $T = 67,57 \text{ kN}$

la contrainte de cisaillement : $\tau_u = T / (b_0 \times d) = 67570 / (220 \times 1000) = 0,30 \text{ MPa}$

VI.II.6. Etude sismique

1. Introduction

Le présent travail traite une étude du comportement des murs de contreventement en béton armé,

Sous sollicitations sismiques. Des séismes de fortes accélérations (El Centro, Hachinohe et San Fernando) étaient testés.

Les divers résultats numériques obtenus sont discutés et les facteurs essentiels influençant la réponse sismique

des murs en béton armé réhabilités sont mis en relief. Des perspectives sont en cours d'étude.

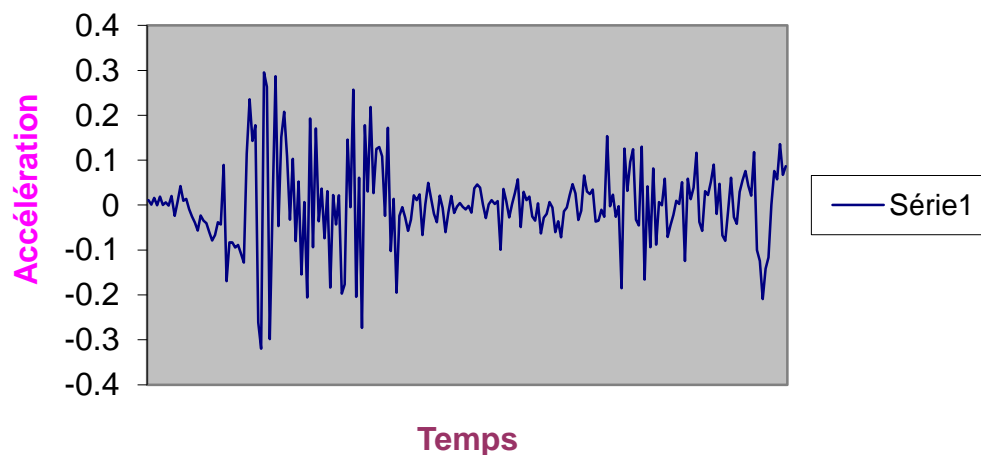
Accélérographes des séismes record

En général, les séismes se différencient par leurs accélérations pouvant influencer le comportement des structures. Dans notre étude (R. Yeghneim et al., 2009), pour mener l'étude dynamique, une excitation sismique a été choisie : El-Centro, dont le accélérographe est donné par la figure 12.

Temps s	Accélération m/s ²
0	0.0108
0.042	0.001
0.097	0.0159
0.161	-0.0001
0.221	0.0189
0.263	0.0001
0.291	0.0059
0.332	-0.0012
0.374	0.02
0.429	-0.0237
0.471	0.0076
0.581	0.0425
0.623	0.0094
0.665	0.0138
0.72	-0.0088
0.7201	-0.0256
0.789	-0.0387
0.7891	-0.0568
0.872	-0.0232
0.8721	-0.0343
0.941	
.	
.	
.	
.	-0.0402
10.77	0.0903
10.839	-0.0194
11.074	0.0608
11.725	-0.2094
11.7251	-0.1418
11.78	-0.1163
11.808	0
11.877	0.0762
11.919	0.057
11.988	0.1354
12.043	0.0673
12.113	0.0865

Maximum	0.2952	m/s ²
Minimum	-0.3194	m/s ²

Séisme d' EL CENTRO



Conclusion

L'intérêt principal de la présente analyse est d'étudier l'effet de la réhabilitation des murs de contreventement en béton armé. En effet, les structures étaient analysées sous un types de séisme (El Centro) une structure de 3 sous-sol contreventées par murs en béton armé étaient testées. Il a été démontré que les performances escomptées dépendent des dimensions et des propriétés géométriques des plaques composites utilisées, sous les séismes record étudiés. Les résultats obtenus étaient satisfaisants, prouvant l'efficacité du renforcement par les plaques composites face aux excitations sismiques. Cette étude peut être étendue au calcul sismique des structures contreventées par des murs en béton armé, situées dans une zone sismique IIa.

VI.II.8.Vérification d'une semelle filante rigide :

VI.II.8.1.Vérification d'une semelle filante rigide selon RPA 99 v 2003 et le logiciel robot structural d'après le plan architecturale on a pris

Suivant l'axe (x) longitudinal :

SEMELLE : AXE 2

Poids volumique du béton	ρ	2.5	t/m ³
Poids volumique du remblai	γ	1.7	t/m ³
Capacité portante du sol	σ_s	16.0	t/m ²
Profondeur d'ancrage	D	2.00	m
Porte à faux gauche	PFG	1.50	m
Porte à faux droite	PFD	1.50	m

Largeur de la semelle	B	1.50	m
Hauteur de la semelle	h	0.35	m
Largeur du libage	b	0.50	m
Hauteur du libage	H	1.00	m
Largeur du poteau	a	0.75	m

Li	Xi	Ni	Mi	Ni*Xi
1.50	1.5	3.6	-2.3	5.5
6.93	8.4	34.9	-2.1	293.8
5.70	14.1	18.4	-2.0	260.5
5.70	19.8	17.9	-1.8	355.0
5.70	25.5	17.4	-1.3	444.0
5.70	31.2	16.7	-0.9	520.3
5.70	36.9	14.9	0.0	548.8
0.00	0.0	0.0	0.0	0.0
0.00	0.0	0.0	0.0	0.0
0.00	0.0	0.0	0.0	0.0
0.00	0.0	0.0	0.0	0.0
0.00	0.0	0.0	0.0	0.0

Longueur de la semelle	L	38.4	m
Aire du béton	Ab	0.9	m ²
Aire du remblai	Ar	2.2	m ²
Poids semelle et libage	PSL	81.7	t
Poids du remblai	PR	140.5	t

Li : Entre axes de gauche à droite
 Ni : Efforts normaux de gauche à droite
 Mi : Moments de gauche à droite

Excentricité	e	14.4	cm
Effort normal total	Nt	345.9	t
Moment total	Mt	39.6	tm

ΣNi	ΣMi	$\Sigma Ni*Xi$	Xr
t	tm	tm	m
123.8	-10.3	2427.9	19.36

Moment d'inertie	I	7094.5	m ⁴
Sigma 1	σ_1	6.1	t/m ²
Sigma 2	σ_2	5.9	t/m ²
Sigma moyenne	σ_{moy}	<u>6.1</u>	t/m ²

Portée maximale	Lmax	6.9	m
Charge linéaire résultante	Qlin	3.3	t/ml
Moment en travée libre	Mo	19.8	tm
Moment en travée	Mtr	14.9	tm
Moment en appui	Map	-9.9	tm

VI.II.8.2 Vérification de la longueur élastique suivant (x) longitudinal :

SEMELLE : AXE 2

Largeur de la semelle	B	150	cm
-----------------------	---	-----	----

Hauteur de la semelle	h	35	cm
-----------------------	---	----	----

Largeur du libage	b	50	cm
-------------------	---	----	----

Hauteur du libage y compris semelle	H	100	cm
-------------------------------------	---	-----	----

Largeur du poteau	a	75	cm
-------------------	---	----	----

Aire 1	A1	5000	cm ²
Aire 2	A2	3500	cm ²
Ordonnée centre gravité 1	y1	50	cm
Ordonnée centre gravité 2	y2	18	cm
Ordonnée centre gravité	y	37	cm
Distance 1	d1	13	cm
Distance 2	d2	19	cm

Moment d'inertie	I	0.07	m ⁴
------------------	---	------	----------------

Module de réaction	K	3.20	kg/cm ³
--------------------	---	------	--------------------

Entre axes appuis	L	5.70	m
-------------------	---	------	---

Module de Young	E	3450000	t/m ²
-----------------	---	---------	------------------

Longueur élastique	Le	3.73	m
--------------------	----	------	---

Longueur seuil	$3,14/2 * Le + a$	6.60	m
----------------	-------------------	------	---

SEMELLE RIGIDE

VI.II.8.3. Vérification d'une semelle filante rigide selon RPA 99 v 2003 et le logiciel robot structural d'après le plan architecturale on a pris
 Suivant l'axe (y) transversal :

**AXE
 SEMELLE : D**

Poids volumique du béton	ρ	2.5	t/m3
Poids volumique du remblai	γ	1.7	t/m3
Capacité portante du sol	σ_s	16.0	t/m2
Profondeur d'ancrage	D	2.00	m
Porte à faux gauche	PFG	1.50	m
Porte à faux droite	PFD	1.50	m

Largeur de la semelle	B	1.80	m
Hauteur de la semelle	h	0.35	m
Largeur du libage	b	0.50	m
Hauteur du libage	H	1.00	m
Largeur du poteau	a	0.75	m

Longueur de la semelle	L	44.0	m
Aire du béton	Ab	1.0	m2
Aire du remblai	Ar	2.6	m2
Poids semelle et libage	PSL	105.0	t
Poids du remblai	PR	197.8	t

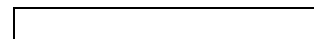
Excentricité	e	-44.9	cm
Effort normal total	Nt	1169.3	t
Moment total	Mt	-392.6	tm

Moment d'inertie	I	12760.2	m4
Sigma 1	σ_1	15.4	t/m2
Sigma 2	σ_2	14.1	t/m2
Sigma moyenne	σ_{moy}	<u>15.1</u>	t/m2

Portée maximale	Lmax	6.7	m
Charge linéaire résultante	Qlin	20.3	t/ml
Moment en travée libre	Mo	114.0	tm
Moment en travée	Mtr	85.5	tm
Moment en appui	Map	-57.0	tm

Li	Xi	Ni	Mi	Ni*Xi
1.50	1.5	29.5	-4.2	44.3
1.28	2.8	35.3	-3.5	98.0
5.00	7.8	102.3	0.4	795.8
5.70	13.5	169.2	-0.1	2281.2
5.70	19.2	178.6	1.8	3425.9
6.70	25.9	86.5	7.5	2239.9
5.70	31.6	73.5	1.7	2321.8
5.70	37.3	156.7	31.0	5843.5
5.20	42.5	34.8	98.3	1479.6
0.00	0.0	0.0	0.0	0.0
0.00	0.0	0.0	0.0	0.0
0.00	0.0	0.0	0.0	0.0

Li : Entre axes de gauche à droite
 Ni : Efforts normaux de gauche à droite
 Mi : Moments de gauche à droite



ΣNi	ΣMi	$\Sigma Ni*Xi$	Xr
t	tm	tm	m
866.6	132.9	18530.0	21.54

VI.II.8.4. Vérification de la longueur élastique suivant (y) transversal :

SEMELLE : AXE D

Largeur de la semelle	B	180	cm
-----------------------	---	------------	----

Hauteur de la semelle	h	35	cm
-----------------------	---	-----------	----

Largeur du libage	b	50	cm
-------------------	---	-----------	----

Hauteur du libage y compris semelle	H	100	cm
-------------------------------------	---	------------	----

Largeur du poteau	a	75	cm
-------------------	---	-----------	----

--	--	--	--

Aire 1	A1	5000	cm ²
Aire 2	A2	4550	cm ²
Ordonnée centre gravité 1	y1	50	cm
Ordonnée centre gravité 2	y2	18	cm
Ordonnée centre gravité	y	35	cm
Distance 1	d1	15	cm
Distance 2	d2	17	cm

Moment d'inertie	I	0.07	m ⁴
------------------	---	------	----------------

Module de réaction	K	3.20	kg/cm ³
--------------------	---	-------------	--------------------

Entre axes appuis	L	5.70	m
-------------------	---	-------------	---

Module de Young	E	3450000	t/m ²
-----------------	---	----------------	------------------

Longueur élastique	Le	3.62	m
--------------------	----	------	---

Longueur seuil	$3,14/2 * Le + a$	<u>6.43</u>	m
----------------	-------------------	-------------	---

SEMELLE RIGIDE

CONCLUSION

Dans le cadre du projet de fin d'étude, on a réalisé un travail qui consiste à faire la conception et l'étude d'un bâtiment à usage administratif en sous sol (R-3) + RDC + 3 niveaux

Nous avons opté pour une superstructure en charpente métallique avec des dalles mixtes (acier-béton) et une infrastructure en béton armé avec des voiles périphériques.

Ce projet nous a permis de dimensionner et de vérifier les éléments de notre structure sous toutes les combinaisons d'actions possibles, par le règlement Eurocode 3, l'Eurocode 4, et le règlement parasismique RPA99 version 2003, le règlement BAEL91 pour les calculs des éléments en béton armé.

Nous avons tenté d'étudier les phénomènes d'instabilité élastique et plastique qui sont très fréquents du fait de l'utilisation d'éléments de grand élancement, et assurant la transmission et la réparation des diverses sollicitations par des assemblages. Dans nos calculs, on a pris en compte l'aspect économiques, la sécurité et le confort.

Durant l'établissement de cette étude, deux logiciels ont été utilisés à savoir :

-le logiciel de calcul des structures ROBOT2018.

-le logiciel de dessin AUTOCAD2014.

Il est à signaler que nous avons rencontré, durant notre travail quelques problèmes tels que : Manque de la documentation dans le domaine de calcul des structures acier et mixtes (acier- béton) et la maîtrise de calcul des structures en aciers et mixtes (acier-béton).

Vu les problèmes suscités, on recommande d'introduire, dans le cursus de formation, un module réservé pour l'enseignement des logiciels (ROBOT et AUTOCAD).

En fin ; nous espérons que ce modeste travail soit un bon document pour des futures études et une référence bibliographique pour d'autres projets.

BIBLIOGRAPHIE

- [1] : Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-BC-2-48 ; REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES « RPA 99/ VERSION 2003 ». Par le centre national algérien de recherche appliquée en génie parasismique, 2003, (Algérie)
- [2] : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et des constructions en béton armé suivant la méthode des états limites « BAEL 91 révisées 99 » MINISTERE DE L'HABITAT ET DE L'URBANISME, Ed : CSTB 2000, (Algérie).
- [3] : Conception et calcul des structures métalliques <Jean Morel > Edition Eyrolles 1995.
- [4] : Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-BC-2.2 ; CHARGE PERMANENTE ET CHARGE D'EXPLOITATION, Centre national de recherche appliquée en génie parasismique, (Algérie).
- [5] : manuel calcul construction mixte acier-béton selon ENV 1994-1-1 (12 /2004) .
- [6] : Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-BC-2-44 ; REGLES DE CONCEPTION ET DE CALCUL DES STRUCTURES EN ACIER « CCM 97 », Centre national algérien de recherche appliquée en génie parasismique, 1997, (Algérie).
- [7] : Eurocode 4, calcul des structures mixte acier-béton et document d'application national.
- [8] : Selon access steel eurocodes made easy Ref [SN003b-FR-EU] 02/2005 .
- [9] : suivant l'échelle européenne <http://www.echelle-europeenne.com/pages/loi-de-blondel-confort-descalier>.
- [10] : Documents « access steel eurocodes made easy ».
- [11] : Lahlou Dahmani « CALCUL DES ELEMENTS DE CONSTRUCTION METALLIQUE SELON L'EUROCODE 3 ».
- [12] : Ph. Beguin « NOTIONS DE CONSTRUCTION MIXTE ACIER-BETON ».
- [13] : FAKIR Imadeddine, GOURMALA Ismail, 2016, étude d'un bâtiment en charpente métallique (R.D.C + 4) a remchi (bloc angle en u) Université Abou Bekr Belkaid de Tlemcen.

ANNEXES