

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

Université Abderrahmane Mira Béjaïa

Faculté de Technologie

Département Génie Civil



Mémoire de fin de cycle

En vue de l'obtention de diplôme de Master en Génie Civil

Option : Construction Métallique

Thème

*Etude d'un hôtel R+3
en charpente métallique*

Membres jury :

Président :

Réalisé par :

OUARI . N

RAMLI Djamel

Examinateur :

YAHIAOUI Lounis

BENYESSAD .D

Encadreur :

M.RAMDANI .L

Dédicaces

Ce modeste travail est dédié à nos très chers parents pour tout les sacrifices, et les encouragements durant toute la période de nos études, que Dieu les protège et leur donne tout le bonheur du monde qu'ils méritent.

À nos frères et sœurs en leur souhaitant un avenir radieux et plein de réussite.

À tous nos amis qui nous avons partagés les meilleurs moments de notre vie.

À notre encadreur et à tous les enseignants et le personnel de l'université de Bejaia.

Remerciements

Tout d'abord, nous remercions Dieu le tout-puissant qui nous a donné le courage, la force et la volonté pour mener ce travail.

Un grand merci pour nos familles, surtout nos parents qui nous ont épaulés, soutenus et suivis tout au long de ce projet.

Nous tenons à exprimer notre vive gratitude à notre promoteur pour leur aide précieuse et conseils qu'ils nous ont données tout au long de notre travail.

Nos remerciements vont également aux membres de jury qui nous ont fait l'honneur de juger notre travail.

Enfin, nous remercions toutes les personnes ayant contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

TABLE DES MATIÈRES

Sommaire	VII
Liste des figures	X
Liste des tableaux	XII
Notations	XIII
Introduction générale	1
1 PRESENTATION DE L'OUVRAGE ET HYPOTHESE DE CALCUL.	2
1.1 Introduction	2
1.2 Présentation de l'ouvrage	2
1.2.1 Donnée géométrique de l'ouvrage :	3
1.2.2 Vue de la structure	3
1.2.3 Mode de construction	4
1.2.4 Les façades	5
1.2.5 Les planchers	5

1.2.6	Les escaliers	5
1.2.7	Les fondations	6
1.3	Hypothèse de calcul	6
1.3.1	Règlement utilisé	6
1.3.2	Actions et combinaisons d'actions	6
1.3.2.1	Action élémentaires	6
1.3.2.2	Combinaisons d'actions selon l'Eurocode 3	7
1.3.2.3	Combinaisons aux E.L.U.	7
1.3.2.4	Combinaisons accidentelles [RPA]	10
1.4	Limite des flèches et des déplacements	10
1.4.1	Flèches verticales	10
1.4.2	Flèches horizontales	10
1.5	Matériau choisis	11
1.5.1	Béton armé	11
1.5.2	Acier de construction	11
1.5.3	Assemblage	12
2	EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES	13
2.1	Introduction	13
2.2	Détermination des charges et des surcharges :	14
2.2.1	Charge permanentes :	14
2.2.2	Surcharge d'exploitation(Bâtiment à usage d'habitation)	15
2.3	Etude au vent selon le règlement Algérien (RNVA 99)	15
2.3.1	Principe de calcul	15
2.3.2	Direction du vent (V1)	16
2.3.2.1	Détermination du Coefficient dynamique (Cd)	16

2.3.2.2	Détermination de leur pression dynamique " q_{dyn} "	16
2.3.2.3	Détermination des Coefficients de pression extérieure et intérieure	18
2.3.2.4	Calcul de la force de frottement F_{fr}	22
2.3.2.5	Action d'ensemble	22
2.4	Direction du vent V2	25
2.4.1	Détermination du Coefficient Cd	25
2.4.2	Détermination de la pression dynamique " q_{dyn} "	25
2.4.3	Coefficient de pression intérieur et extérieur " C_{pi} " et " C_{pe} "	26
2.4.3.1	Détermination de la pression statique de vent " q_i " :	28
2.4.3.2	Calcul de la force de frottement f_{Fr}	31
2.4.3.3	Action d'ensemble(V2)	31
2.5	Etude a la neige	34
2.5.1	But	34
2.5.2	Calcul des charges de neige	34
2.5.3	surcharge de neige	34
2.6	Etude sismique	34
2.6.1	Principe de la méthode modale spectrale	35
2.6.2	Calccul des paramètres du spectre	35
2.6.2.1	Spectre de repense de calcul	37
3	CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES	39
3.1	Etude de plancher mixte	39
3.1.1	Les solives	40
3.1.2	Prédimensionnement des solives	41
3.1.2.1	planchers terrasse	41
3.1.2.2	planchers courant	43

3.1.3	Prédimensionnement de la dalle de compression	45
3.1.3.1	Vérification des solives IPE180	46
3.1.3.2	Phase 1(Stade de construction)	46
3.1.3.3	Phase 2(Stade définitif (final))	47
3.1.4	Contraintes additionnelles dues au retrait du béton	53
3.2	Les Connecteurs	54
3.2.1	Calculs de Nombre de connecteurs n	55
3.2.2	Calcul de La résistance de calcul au cisaillement d'un connecteur P_{Rd}	56
3.2.3	Calcul de l'espacement	57
3.2.4	Vérification des soudures	57
3.2.5	Vérification au l'effort de cisaillement	57
3.3	Ferraillage de la dalle selon l'EC04 Chapitre 7 Paragraphe7-2	58
3.4	Calcul des escalier	63
3.4.1	Dimensionnement des escaliers :	63
3.4.2	Prédimensionnement de la cornière du support	65
3.5	Prédimensionnement du limon	67
3.6	Etude de la poutre de palier	70
3.7	Calcul de L'acrotère	73
3.7.1	Combinaisons de charges	74
3.7.2	Détermination du ferraillage de l'acrotère :	75
3.7.2.1	Calcul des armatures à L'ELU :	75
3.7.2.2	Calcul des armatures de répartition	77
3.7.3	Vérification de la contrainte de cisaillement (BAEL Art 5-1-1) :	77
3.7.4	Vérification au séisme (Art 6-2-3 RPA 99 versions 2003) :	79
4	Modélisation et dimensionnement de la structure	81

4.1	Introduction	81
4.2	Pré dimensionnement des poutres secondaires	82
4.2.1	Plancher terrasse	82
4.2.2	Plancher courant	84
4.3	Pré dimensionnement des sommiers	85
4.3.1	Plancher terrasse	86
4.3.2	Plancher courant	89
4.4	Pré dimensionnement des poteaux	92
4.4.1	Détermination de N_{max} par la descente de charges	93
4.4.2	Pré dimensionnement	94
4.4.2.1	poteau niveau 4	94
4.4.2.2	Poteau niveau 3 :	96
4.4.2.3	Poteau niveau 2	97
4.4.2.4	Poteau niveau 1	97
4.5	Présentation du logiciel ROBOT	98
4.6	Présentation des résultats du calcul dynamique	99
4.6.0.5	Analyse des résultats	101
4.6.1	Vérification des déplacements	103
4.6.2	Effet de deuxième ordre	104
4.7	Vérification des éléments principaux	106
4.7.1	Vérification de la poutre principale IPE 300	106
4.7.2	Vérification de la poutre secondaire HEA220	108
4.7.3	Vérification de la Solive IPE180	110
4.7.4	Vérification des poteaux (HEA300)	112
4.8	Vérification des systèmes de contreventement	118

4.9	Palées triangulées en V inversé :	122
4.10	ETUDE DE LA STABILITE	124
4.11	STABILITE VERTICALE	125
4.12	Calcul de la stabilité	126
4.12.1	Calcul des réactions sous l'effet de séisme	126
4.12.2	Le profil 2-4	127
4.13	Conclusion	129
5	Calcul des assemblage	130
5.1	Assemblage poutre (IPE 300) avec poteau (HEA300)	130
5.2	Assemblage poutre secondaire (HEA220- poteau(HEA300)	133
5.2.1	Assemblage poteau - platine	133
5.3	Assemblage platine-poutre	136
5.4	Assemblage poutre principale - solive	138
5.5	Assemblage poteau- poteau	140
5.5.1	Données de calcul	140
5.5.2	Pré dimensionnement des boulons	140
5.5.3	Disposition des boulons	141
5.5.4	Les vérifications	142
5.6	Assemblage poteau-diagonale par gousset	143
5.6.1	Données de calcul	143
5.6.2	nombre des boulons (n)	144
5.6.3	Disposition des boulons	145
5.6.4	Résistance de boulon au cisaillement par plan de cisaillement	145
5.6.5	Résistance de la pression diamétrale	145
5.6.6	Vérification de gousset a la traction	146

5.7	Dimensionnement de la platine	146
5.8	Dimensionnement des tiges d'ancrages	147
5.9	Vérification des contraintes	148
5.10	Dimensionnement de l'épaisseur de la platine	149
5.11	Vérification de la bêche	149
6	Etude de l'infrastructure	150
6.1	Introduction	150
6.2	Choix du type de fondation	150
6.3	Calcul des fondations	151
6.3.1	Dimensionnement de la semelle(DTR-BC 2.3.3.1.)	151
6.3.2	Ferraillage de la semelle(BAEL 91)	153
6.3.3	Ancrage des barres	155
6.4	Calcul des longrines	156
6.4.1	Pré-dimensionnement(RPA99 art 10.1.1.b)	156
6.4.2	Ferraillage	157
6.5	Ferraillage du fût	158
6.5.1	Ferraillage	160
	Conclusion générale	162
	Références bibliographiques	163

TABLE DES FIGURES

1.1	VUE DE STRUCTURE	3
1.2	VUE DE FACE	4
1.3	VUE DE DROITE	4
1.4	escaliers	5
2.1	Schéma du spectre de réponse suivant X.	38
2.2	Schéma du spectre de réponse suivant Y.	38
3.1	Plancher collaborant.	40
3.2	Solive.	40
3.3	Largeur efficace de la dalle de compression	45
3.4	Largeur participante de la dalle.	50
3.5	Répartition des contraintes plastique.	51
3.6	Dimension minimales des goujons à têtes	55
3.7	disposition des connecteurs	57
3.8	Présentations de l'escalier	63

3.9	La coupe A-A de l'escalier	65
3.10	Schéma statique du limon	68
3.11	prédimensionnement de poutre d'appui des limons	72
3.12	Répartition des charges sur la poutre d'appui des limons.	72
3.13	L'acrotère	74
3.14	Coupe A-A de l'acrotère	75
3.15	Plan de ferrailage de l'acrotère	80
4.1	La vue de la structure	99
4.2	Mode de déformation (01).	100
4.3	Mode de déformation (2).	101
4.4	Mode de déformation (3).	101
4.5	La poutre principale la plus sollicitée.	106
4.6	la poutre secondaire la plus sollicitée.	108
4.7	la poutre secondaire la plus sollicitée.	111
4.8	le poteau le plus sollicité.	113
4.9	Propriétés de la section (4CAI80*80*8).	119
4.10	Propriétés de la section (4 CAI 150*90*9).	122
4.11	vue Sens longitudinal	125
5.1	assemblage poutre- poteau (IPE 300- HEA300).	131
5.2	Assemblage poteau-poutre secondaire	134
5.3	Assemblage poutre principale - solive	138
5.4	Représentation de l'assemblage Poteau-Poteau.	141
5.5	Vue de l'assemblage poteau - poteau.	143
5.6	L'attache de la diagonale L150*90*10 avec le poteau HEA300	144

6.1 Ferrailage des semelles	156
6.2 Ferrailage des longrines	158

LISTE DES TABLEAUX

1.1	Coefficients de combinaison γ	8
1.2	Valeurs des coefficients ψ	9
2.1	Valeurs des préssions sur la structure-Direction du vent V_1	20
2.1	Valeur des préssions sur la structure-Direction du vent V_1 .(suite)	21
2.2	Valeurs des préssions sur la structure-Direction du vent V_2	21
2.2	Valeurs des préssions sur la structure-Direction du vent V_2 .(suite)	22
2.3	valeurs des forces horizontales et verticales	23
2.4	valeurs des forces horizontales et verticales et coordonnées des points d'applications	23
2.4	valeurs des forces horizontales et verticales et coordonnées des points d'applications	24
2.5	Valeur Pour les parois verticales et la toiture plate.	29
2.6	Valeur Pour les parois verticales et la toiture plate.	30
2.6	Valeur Pour les parois verticales et la toiture plate.(suite)	31
2.7	Valeur des forces horizontales et verticales	32
2.8	Valeur des forces horizontales et verticale et coordonnées des points d'application	32
2.9	Pénalité de vérification.	37

3.1	Les caractéristiques de l'IPE180.	43
3.2	caractéristiques géométriques de HEA160	71
4.1	Pourcentage de participation de masse.	100
4.2	Combinaisons de calcul.	102
4.3	Vérification de l'effort tranchant à la base.	102
4.4	Déplacement selon le sens X-X.	103
4.5	Déplacement selon le sens Y-Y.	104
4.6	Effet $P-\Delta$ suivant X-X.	105
4.7	Effet $P-\Delta$ suivant Y-Y.	105

A	Aire de la section brute.	A_{net}	Aire de la section nette.
A_{eff}	Aire de la section efficace.	A_V	Aire de cisaillement.
H	Hauteur de la section transversale.	b	Largueur des semelles.
r	Rayon du congé de raccordement.	t_f	Epaisseur des semelles.
t_w	Epaisseur de l'âme.	$I_{y,z}$	Moment d'inertie.
$i_{y,z}$	Rayon de giration de la section.	I_w	Facteur de gauchissement.
I_t	Moment d'inertie de torsion.	$W_{ply,z}$	Module plastique de la section.
$W_{ely,z}$	Module élastique de la section.	W_{eff}	Effort normal résistant plastique.
N_{net}	Effort normal ultime de la section nette.	$M_{ply,z}$	Moment résistant plastique de la section.
$M_{ely,z}$	Moment résistant élastique de la section.	$M_{eff,z}$	Moment résistant de la section efficace.
M_{cr}	Moment critique de déversement.	$\lambda_{y,z}$	Elancement géométrique pour le mode de flambement.
λ_{cr}	Elancement critique d'Euler.	$\chi_{y,z}$	Coefficient de réduction pour le mode de flambement considéré.
ψ_s	Coefficient de scellement relatif a une armature (psi).	τ	Contrainte tangente (tau).
τ_u	Contrainte tangente conventionnelle.	τ_s	Contrainte d'adhérence.
ϕ	Diamètre d'une armature transversale.	μ_{ser}	Moment ultime à L'ELS (mu).
μ_{bu}	Moment réduit à L'ELU.	α	Facteur d'imperfection pour le flambement.
λ_{LT}	Elancement réduit pour le déversement.	χ_{LT}	Coefficient de réduction pour le déversement.
α_{LT}	Facteur d'imperfection pour le déversement.	$\beta_{My,z}$	Facteur de moment uniforme équivalent pour le flambement.
β_{MLT}	Facteur de moment uniforme équivalent pour le déversement.	f_y	Résistance limite d'élasticité.
f_u	Résistance limite de rupture.	V_u	Effort tranchant de calcul ultime.
a,b	Largueur de poteaux.	A,B	Largueur des semelles.

NOTATIONS

G	Action permanente.	Q	Action d'exploitation.
e	L'excentricité de l'effort normal.	h	Hauteur de la poutre et la semelle.
S_t	Espacement des armatures transversales.	L_f	Longueur de flambement

INTRODUCTION GÉNÉRALE

La construction métallique est apparue au moment où le béton armé ne pouvait remplir certaines exigences de construction, telle que les grandes portées dans les bâtiments et les ponts.

Par rapport aux structures en béton armé ou précontraint, les structures métalliques présentent de nombreux avantages, et inconvénients.

Les principaux avantages sont :

- La fiabilité, la capacité portante, la légèreté, et la rapidité d'exécution.

Les principaux inconvénients sont :

- Mauvaise tenue au feu, la corrosion, coût élevé, mains d'œuvres qualifiées et susceptibilité aux phénomènes d'instabilité élastique en raison de la minceur des profils.

L'ensemble de la construction doit être conçu de telle sorte que l'effort extérieur appliqué à la construction s'achemine dans ces différents éléments et les attaches assurant la liaison entre ces éléments, jusqu'aux fondations sans la moindre ruine dans la construction.

L'ouvrage à étudier est un Hôtel en R+3 en ossature métallique.

Pour cela, nous avons suivi le plan de travail suivant :

- Chapitre 1 : Présentation de l'ouvrages et hypothèse de calcul ;
- Chapitre 2 : Evaluation des charges et surcharges ;
- Chapitre 3 : Calcul des éléments secondaires ;
- Chapitre 4 : Modélisation par éléments finis et dimensionnement de la structures ;
- Chapitre 5 : Calcul des assemblages ;
- Chapitre 6 : Etude de l'infrastructure ;

Enfin, nous terminerons par une conclusion générale.

CHAPITRE 1

PRESENTATION DE L'OUVRAGE ET HYPOTHESE DE CALCUL.

1.1 Introduction

Ce chapitre, consacré à des généralités, donne la définition des caractéristiques géométriques de la structure objet de notre étude ainsi que les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés pour sa réalisation. Cette étape est indispensable pour un calcul adéquat.

1.2 Présentation de l'ouvrage

Notre projet consiste à étudier un hôtel R+3 dont la structure est en charpente métallique et sur la base des nouveaux règlements parasismiques algériens RPA 99-version 2003.

- **Les données de site :**

Le bâtiment sera implanté à **GUE DE CONSTANTINE**, le site se classé dans la zone III

1.2.1 Donnée géométrique de l'ouvrage :

En plan le bâtiment est en forme rectangulaire dont les dimensions sont :

- LongueurL = 25.2m
 - Largeur.....l = 11.8m
 - Hauteur totale (y compris l'acrotère)..... H = 15m
 - Hauteur de l'acrotèreh=0.6m
 - Hauteur d'étage :
- Etage 3.....he = 3.6m
 - Etage 2.....he = 3.6m
 - Etage 1.....he = 3.6m
 - Etage RDC.....he = 3.6m

1.2.2 Vue de la structure

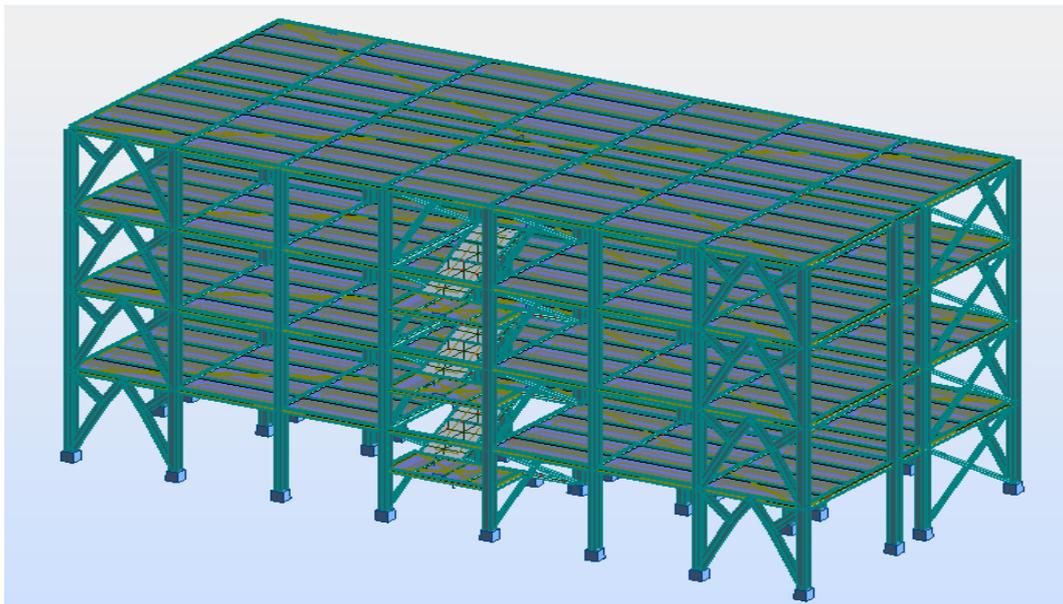


FIGURE 1.1 – VUE DE STRUCTURE

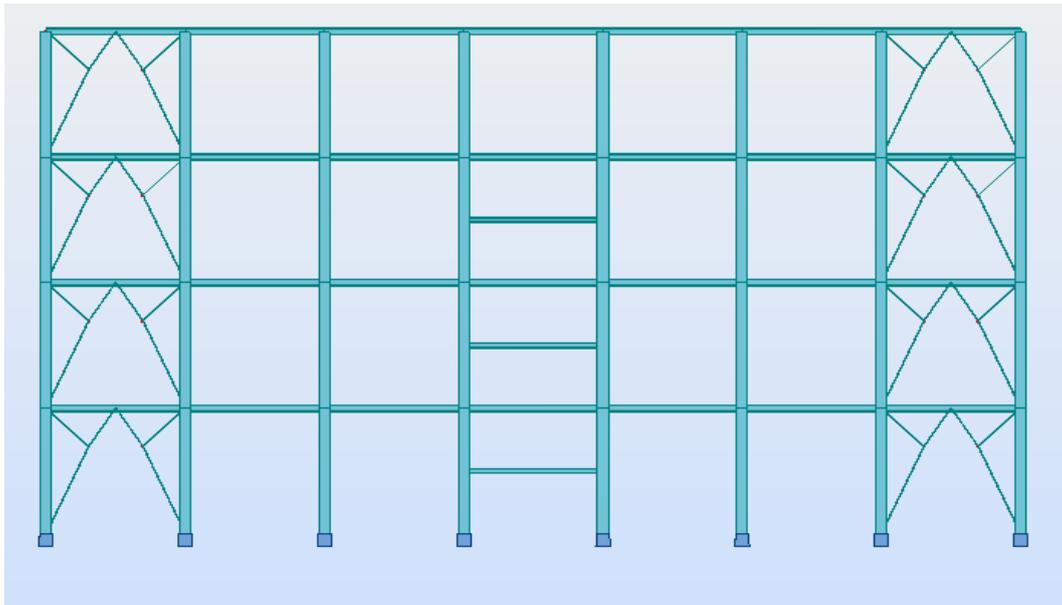


FIGURE 1.2 – VUE DE FACE

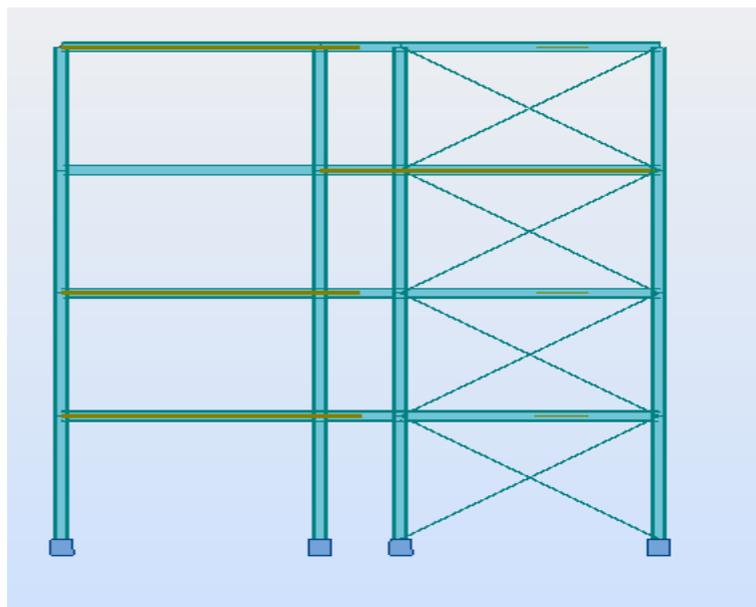


FIGURE 1.3 – VUE DE DROITE

1.2.3 Mode de construction

L'ossature de notre construction est constituée par des portiques (poteaux poutres) en acier dans les deux sens :

- les poteaux en profilés HEA, ou bien HEB en fonction de calcul par la suite
- les poutres en profilés IPE.

1.2.4 Les façades

les murs extérieurs sont en double cloison composés de deux murs en briques creuses de 10 cm d'épaisseur séparés par une lame d'air de 5 cm qui assure l'isolation thermique.

Les murs intérieurs ou murs de séparation sont en briques creuses d'épaisseur égale à 10 cm.

1.2.5 Les planchers

Le plancher sera mixte collaborant en béton armé de 08cm d'épaisseur reposant sur des solives avec un coffrage perdu (TN40) et des connecteurs qui assurent la liaison parfaite entre l'acier et le béton et ils doivent empêcher le glissement des deux matériaux et ils seront fixes sur la membrure supérieure des poutres.

1.2.6 Les escaliers

Les escaliers sont des éléments qui assurent la liaison entre les différents niveaux ils sont composés de deux volets et un palier de repos ils seront en charpente métallique avec remplissage en béton.



FIGURE 1.4 – escaliers

1.2.7 Les fondations

La base des poteaux a pour rôle la transmission des charges aux fondations qui vont à leur tour les transmettre au sol. Les fondations seront réalisées par des semelles isolées sur un sol ayant une contrainte admissible soit $\bar{\sigma} = 2bar$.

1.3 Hypothèse de calcul

1.3.1 Règlement utilisé

Les différents règlements utilisés dans notre travail sont les suivants :

- CCM 97 (D T R B C-2.44)
- RPA 99 version 2003 (D T R B C 2 48)
- RNVA 99 (D T R C 2-4.7)
- Charges permanentes et charges d'exploitations (D T R B C 2.2)
- BAEL 91- CBA 93
- Eurocode 3
- Eurocode 4

1.3.2 Actions et combinaisons d'actions

1.3.2.1 Action élémentaires

Les actions agissant sur une structure sont de trois types :

✓ Les actions permanentes **G**

- Poids propres,
- Actions de précontrainte,
- Déplacement différentiel des appuis,
- Déformation imposée à la construction ;

✓ Les actions variables **Q**

- Charges d'exploitation,
- Action du vent,
- Action de la neige,
- Action des gradients thermiques ;

✓ **Les actions accidentelles A**

- Séisme,
- Explosions,
- Chocs de véhicules.....ext

✓ **Les actions climatique**

- Vent,
- Neige,
- Température,

NOTE

Ce dernier type d'actions est rarement pris en compte ; uniquement s'il est spécifié sur le cahier des charges du marché de construction.

1.3.2.2 Combinaisons d'actions selon l'Eurocode 3

Les actions sont combinées entre elles et leurs valeurs sont affectées de divers coefficients, qui sont :

- Les coefficients partiels de sécurité γ , attachée aux actions tant permanentes que variables (voir plus loin § 4)
- Les coefficients de combinaisons ψ , attachés aux seules actions variables, qui ne sont pas des coefficients de sécurité, mais uniquement des facteurs liés à la probabilité d'occurrence de la combinaison de plusieurs actions variables, dont les valeurs être maximales simultanément (voir plus loin § 5).

1.3.2.3 Combinaisons aux E.L.U.

- **Combinaison fondamentale**

Elle comprend les actions permanentes G, une action variable "de base" Q_1 avec sa valeur nominale et éventuellement d'autres actions variables "d'accompagnement" Q avec leurs valeurs de combinai-

son $\psi_0 \cdot Q$

$$\sum \gamma_G \cdot G + \gamma_{Q1} \cdot Q_{Q1} + \sum \gamma_Q \cdot \psi_0 \cdot Q$$

- **Combinaison simplifiée**

$$\sum \gamma_G \cdot G + \gamma_Q \cdot Q \text{ ou } \sum \gamma_G \cdot G + 0,9 \sum \gamma_Q \cdot Q$$

- **Combinaisons aux E.L.S**

1. **Combinaison rares**

$$\sum \gamma_G + Q_1 + \psi_0 \cdot Q$$

2. **Combinaison fréquentes**

$$\sum G + \psi_1 \cdot Q_1 + \sum \psi_2 \cdot Q$$

3. **Combinaison quasi-permanentes**

$$\sum G + \sum \psi_2 \cdot Q$$

- **Coefficients de combinaison γ**

TABLE 1.1 – Coefficients de combinaison γ

	Actions permanentes	Actions variables
Effet défavorable	$\gamma_G = 1,35$	$\gamma_G = 1,50$
Effet favorable	$\gamma_G = 1,00$	$\gamma_G = 0$

- Une action variable possède plusieurs valeurs (représentatives), qui dépendent de sa durée d'application et sa fréquence. Ce sont :

1. Valeur nominale : Q
2. Valeur de combinaison : $\psi_0 \cdot Q$
3. Valeur fréquence : $\psi_1 \cdot Q$
4. Valeur quasi-permanente : $\psi_2 \cdot Q$

Les valeurs des coefficients ψ figurent dans la TABLE 1.2 :

TABLE 1.2: Valeurs des coefficients ψ .

Charges d'exploitation (Q)	Bâtiment non industriel			
	Nature de calcul	ψ_0	ψ_0	ψ_0
	Locaux à places assises ou couchées Réunion, classes, dortoirs, restaurants	0.67	0.65	0.4
	locaux de transit halles diverses, expo- sitions			0.25
	Locaux à places debout et utilisation périodique Réunion, culte, sport, danse	0.78	0.75	0.65
	autres			
	Parcs de stationnement	0.78	0.90	0.80
	archives			
	Bâtiment industriel			
Nature de calcul	ψ_0	ψ_0	ψ_0	
Poids des installations, unités de pro- ductions (y compris coefficient dyna- mique)	0.87	1	1	
Effet des matériels roulants lourds	0.87	1	0	
Charge uniforme équivalente (person- nel, Approvisionnements, déchets, ma- tériels roulants)	0.67	0.77	0.65	
Neige S	Altitude < 500m	0.67	0.15	0
	Altitude > 500m	0.67	0.3	0.1
Vent W		0.67	0.2	0
Température T		0.53	0.5	0

1.3.2.4 Combinaisons accidentelles [RPA]

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations pour le cas de l'étude sismiques sont :

$$G + Q + E$$

$$0,8 \times G \pm E$$

Pour Les poteaux dans les ossatures autostables (sous contreventement), la combinaison $(G + Q \pm E)$ est remplacée par la combinaison $G + E \pm 1,2 \times E$

1.4 Limite des flèches et des déplacements

1.4.1 Flèches verticales

Les valeurs des flèches admissibles des bâtiments à terrasse non accessible sont données dans le tableau (4.1) du CCM 97 comme suite :

✓ **Plancher terrasse :**

$$f_{adm} = \frac{L}{200} \quad \text{et} \quad \sigma_2 = \frac{L}{250}$$

✓ **Plancher courant :**

$$f_{adm} = \frac{L}{250} \quad \text{et} \quad \sigma_2 = \frac{L}{300}$$

1.4.2 Flèches horizontales

Pour un bâtiment à étages, les flèches horizontales sont comme suite :

✓ **Ente axe :**

$$\frac{h}{200} \quad ; h \text{ est la hauteur d'etage}$$

✓ **Tout la structures :**

$$\frac{h_0}{420} \quad ; h_0 \text{ est la hauteur totale}$$

1.5 Matériau choisis

1.5.1 Béton armé

Pour la réalisation des fondations , des planchers et de l'acrotère on a utilisé un béton CPA dosage à $350 \frac{Kg}{m^3}$ dont les caractéristiques sont :

- Poids volumique : $\rho = 2500 daN/mm^3$
- Résistance caractéristique à la compression : $f_{c28} = 2.5 daN/mm^2$
- Résistance caractéristique à la traction : $f_{t28} = 0,06 f_{c28} + 0,6 = 0,21 daN/mm^2$
- Module d'élasticité : $1400 daN/mm^2$
- Coefficient de retrait : $\varepsilon = 4.10^6$
- Coefficient de dilatation thermique : $\theta = 10^{-4}$ par °C

1.5.2 Acier de construction

Pour la réalisation de notre structure on a utilisé l'acier de construction de nuance E 24 qui a comme caractéristiques :

- Module d'élasticité longitudinale : $E = 2,1 \times 10^4 daN/mm_2$
- La limite élastique : $f_y = 235 Mpa$
- La résistance ultime : $f_u = 360 Mpa$
- Poids volumique : $\rho = 7850 Kg/m^3$
- Coefficient de poisson : $\nu = 0.3$
- Module de cisaillement : $G = 8,1 \times 10^3$
- Teneur en carbone : $0,05\% \leq C \leq 0,3\%$

1.5.3 Assemblage

Les assemblages principaux des systèmes structuraux, assurant la stabilité sont :

- Assemblage rigide :
 - des boulons précontraints à haute résistance type HR 8.8 et 10.9.
 - des soudures effectuées à l'arc électrique
- Assemblage articulés :
 - boulons ordinaires

CHAPITRE 2

EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES

2.1 Introduction

Pour concevoir et calculer une structure, il faut examiner obligatoirement la forme et la grandeur des charges et des actions suivantes :

- Poids propre (structure porteuse et éléments non porteurs).
- Charges utiles dans le bâtiment (charges d'exploitations).
- Actions climatiques directes et indirectes (neige , vent,temperaature).
- Actions accidentelles (les séismes, les explosions).

2.2 Détermination des charges et des surcharges :

2.2.1 Charge permanentes :

Ce terme désigne le poids propre de tous les éléments permanents constituant l'ouvrage terminé. Il s'agit donc non seulement du poids de l'ossature mais aussi de tous les éléments du bâtiment (planchers, plafonds, cloisons, revêtements de sol, installations fixes).

• Plancher terrasse

- asphalte : $60daN/m^2$
- étanchéité multicouche : $22daN/m^2$
- gravillon : $80daN/m^2$
- protection de l'étanchéité : $20daN/m^2$
- dalle BA (e=8cm) : $300daN/m^2$
- forme de pont : $196daN/m^2$
- TN 40 : $15daN/m^2$
- **TOTAL** : $693daN/m^2$

• Plancher étage courant

- dalle BA (e=8cm)..... $300daN/m^2$
- faux plafond $4daN/m^2$
- TN40 $15daN/m^2$
- Cloison..... $115daN/m^2$
- Revêtement carrelage..... $50daN/m^2$
- **TOTAL** : $499daN/m^2$

• Escalier

- Volée :
- Tôle striée ep5 mm..... $65daN/m^2$
- Mortier de pose(2 cm)..... $85daN/m^2$
- **Total**..... $150daN/m^2$

• palier :

- TN40..... $10daN/m^2$
- Dalle en béton $ep=8cm$ $216daN/m^2$
- Mortier de pose..... $44daN/m^2$
- Mortier de pose..... $44daN/m^2$
- **Total**..... $314daN/m^2$

remarque :Le poids de tous les éléments modélisé par éléments finis est pris automatiquement par le logiciel.

2.2.2 Surcharge d'exploitation(Bâtiment à usage d'habitation)

- terrasse inaccessible..... $Q = 100Kg/m^2$
- étage courant..... $Q_{Ec} = 250Kg/m^2$
- escalier $Q_E = 250Kg/m^2$
- acrotère $Q_A = 100Kg/m^2$

2.3 Etude au vent selon le règlement Algérien (RNVA 99)

le présent règlement RNV 99 fournit les procédures et principes généraux pour la détermination des actions de vent sur l'ensemble d'une construction et sur ces différentes parties.

Le document est fondé sur une approche probabilisée les actions normales et extrêmes, les anciennes règles (NV 65) sont remplacées par le concept unique d'action qui caractérise et définit par référence à un zonage territorial lié aux spécificités schématiques locales.

Ce règlement découle principalement du règlement européen unifié (EUROCODE) qui est cohérent avec les méthodes aux états limites.

2.3.1 Principe de calcul

Le calcul doit être effectué séparément pour chacune des directions perpendiculaires aux différentes parois de la construction et suivent la catégorie de la structure.

1. Détermination du Coefficient dynamique " Cd "
2. Détermination de la pression dynamique " q_{dyn} "
3. Détermination du Coefficient de pression intérieur et extérieur " C_i " et " C_e "
4. détermination de la pression statique du vent q
5. Calcul de la force de frottement " f_{Fr} "
6. Action d'ensemble
7. Calcul de la stabilité d'ensemble

Données :

Nous avons une construction rectangulaire donc on considérera les deux directions du vent.

Bâtiment à usage d'habitation et de catégorie " I " longueur : 25.20m, largeur : 11.80, h_a : 3.60m, h_t : 15,00 m

GUE DE CONSTANTINE zones du vent " I " $\implies q_{ref} = 37.50 daN/m^2$

Nature de site : site plat $C_t = 1$

Catégorie du terrain (III) $K_t = 0.22 \implies Z_0 = 0.3m \quad Z_{min} = 0.8m$

2.3.2 Direction du vent (V1)

2.3.2.1 Détermination du Coefficient dynamique (Cd)

La structure du bâtiment mixte (acier- béton) on utilise (la figure (3.3) chapitre 3) (b=25.20m et h=15.00m) $\implies Cd = 0.92$ (par interpolation linéaire).

On à : $Cd = 0.92 < 1.2 \implies$ structure peu sensible aux excitations dynamique.

2.3.2.2 Détermination de leur pression dynamique " q_{dyn} "

Nous avons une structure permanente $\implies q_{dyn} = q_{ref} \times C_{ex}$ (Chapitre 2 -règle (2-12))

Avec :

q_{ref} :Pression dynamique de référence ;

C_{ex} :Coefficient d'exposition.Coefficient de rugosité.

$$C_{ex} = C_t^2 \times C_r^2 \times \left[1 + \frac{7 \times K_T}{C_t \times C_r} \right]$$

C_r :Coefficient de rugosité.

La structure est de hauteur > 10 , il y a lieu donc de subdiviser le maître-couple en élément de surface horizontal (chapitre 2 paragraphe 3.1.1).

On calculera donc " q_{dyn} "

- à mi-hauteur de chaque étage pour ce qui concerne les parois verticales.
- à leur hauteur totale $h_T = 15.00$ pour ce qui concerne leur toiture.

$$\text{Pour le RDC } z = \frac{3.60}{2} = 1.80m$$

$$h = z = 1.80 < z_{min} = 8m$$

$$\Rightarrow C_r = K_t \times \ln\left(\frac{z_{min}}{z_0}\right) = 0.22 \times \ln\left(\frac{8}{0.3}\right)$$

$$C_r = 0.72$$

$$C_{ex} = C_t^2 \times C_r^2 \times \left[1 + \frac{7 \times 0.22}{1 \times 0.72}\right]$$

$$C_{ex} = 1.63$$

$$q_{dyn} = q_{ref} \times C_{ex} = 37.5 \times 1.63$$

$$q_{dyn} = 61.13daN/m^2$$

Pour le 1^{er} étage :

$$Z = 5.40m < Z_{min} = 8m$$

$$\Rightarrow C_r = K_T \times \ln\left(\frac{Z_{min}}{Z_0}\right) = 0.22 \times \ln\left(\frac{0.8}{0.3}\right)$$

$$C_r = 0.72 \Rightarrow C_{ex} = 1.63 \Rightarrow q_{dyn} = 61.13daN/m^2$$

Pour le 2^{me} étage :

$$Z = 9m > Z_{min} = 8m$$

$$\Rightarrow C_r = K_T \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) = 0.22 \times \ln\left(\frac{9}{0.3}\right)$$

$$C_r = 0.74$$

$$C_{ex} = 1^2 \times 0.74^2 \times \left[1 + \frac{7 \times 0.22}{1 \times 0.74}\right]$$

$$\Rightarrow C_{ex} = 1.68 \Rightarrow q_{dyn} = 63daN/m^2$$

Pour le 3^{me} étage :

$$Z = 12.60m > Z_{min} = 8m$$

$$\Rightarrow C_r = K_T \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) = 0.22 \times \ln\left(\frac{12.60}{0.3}\right)$$

$$C_r = 0.82$$

$$C_{ex} = 1^2 \times 0.82^2 \times \left[1 + \frac{7 \times 0.22}{1 \times 0.82}\right]$$

$$\Rightarrow C_{ex} = 1.93 \Rightarrow q_{dyn} = 72.37 \text{ daN/m}^2$$

Pour la toiture :

$$Z = 15.60 \text{ m} > Z_{min} = 8 \text{ m}$$

$$\Rightarrow C_r = K_T \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) = 0.22 \times \ln\left(\frac{15.00}{0.3}\right)$$

$$C_r = 0.86$$

$$C_{ex} = 1^2 \times 0.86^2 \times \left[1 + \frac{7 \times 0.22}{1 \times 0.86}\right]$$

$$\Rightarrow C_{ex} = 2.06 \Rightarrow q_{dyn} = 77.25 \text{ daN/m}^2$$

2.3.2.3 Détermination des Coefficients de pression extérieure et intérieure

- **Coefficient de pression intérieure** C_{pi} : Nous avons un bâtiment avec cloisons à l'intérieur donc : les valeurs suivantes peuvent être utilisées : $C_{pi} = +0.8$ et $C_{pi} = -0.5$ (chapitre 5 paragraphe 2.2.2)
- **Coefficient de pression extérieure** C_{pe} (chapitre 5 paragraphe 1.1.2) Tableau 5.1) pour les parois verticales :

Grande face : $S = b \times h = (25.20 \times 15.00) = 378.00 \text{ m}^2$

$$S > 10 \text{ m}^2 \Rightarrow C_{pe} = C_{pe10}$$

Petite face : $S = b \times h = (11.80 \times 15.00) = 177.00 \text{ m}^2$

$$S > 10 \text{ m}^2 \Rightarrow C_{pe} = C_{pe10}$$

$$e = (b, 2h) = \min(25.20, 2 \times 15.00 \text{ m}) = \min(25.20, 30.00 \text{ m})$$

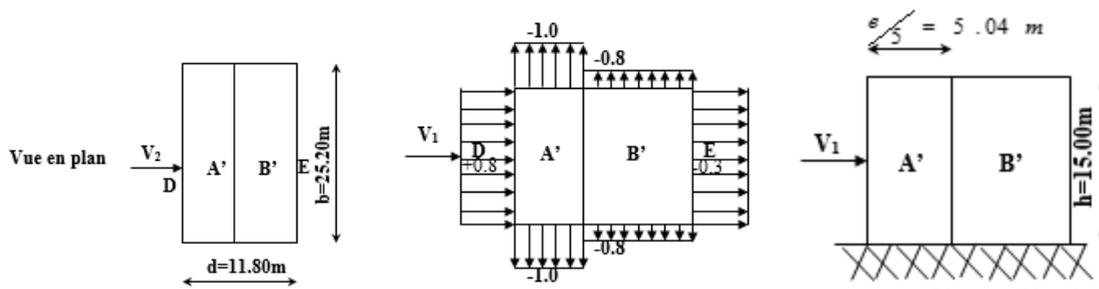
$$e = 25.20 \text{ m}$$

A'	B'	D	E
-1.0	-0.8	+0.8	-0.3

Grande face au vent "D"

Petite face au vent "E"

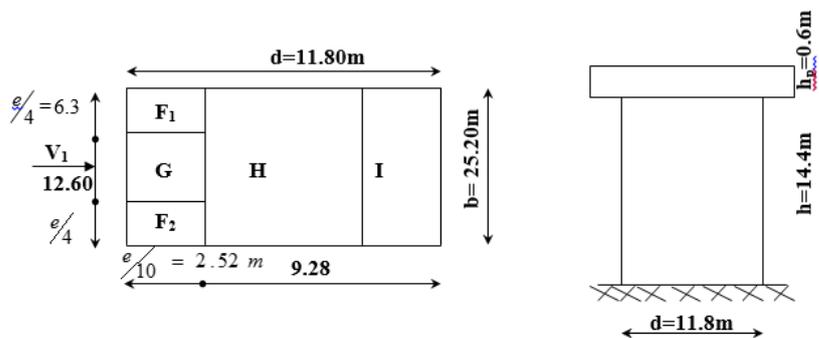
Petite face sous vent "A" et "B"



Pour la toiture plate :(selon le paragraphe (1.1.5) chapitre 5) les différentes zones de pression sont :

$$e = (b, 2h) = \min(25.20, 2 \times 15.00m) = \min(25.20, 30.00m)$$

$$e = 25.20m$$



$$\frac{h_p}{h} = \frac{0.6}{14.40} = 0.041$$

$$0.025 < h_p = 0.041 < 0.5$$

$$S = d \times b = (11.80 \times 25.20) = 197.36m$$

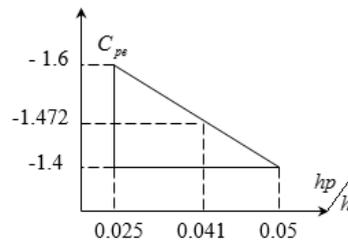
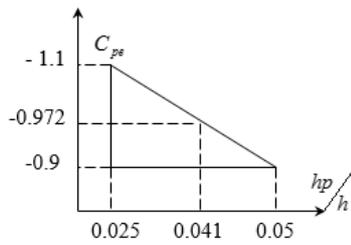
$$S > 10m^2 \Rightarrow C_{pe} = C_{pe10}$$

Par interpolation linéaire la zone F = ?

$$\frac{C_{pe}+1.4}{0.05-0.041} = \frac{-1.6+1.4}{0.05-0.025} \Rightarrow C_{pe} = -1.472$$

$$\text{zone G : } \frac{C_{pe}+0.9}{0.05-0.041} = \frac{0.05-0.041}{0.05-0.025} \Rightarrow C_{pe} = -0.972$$

$$\text{zone H : } C_{pe} = -0.7 \quad \text{zone H : } C_{pe} = \pm 0.2$$



-1.472	F₁	H	-0.7	I
$\frac{V_1}{-0.972}$	G			
-1.472	F₂			

F	G	H	I
-1.472	-0.972	-0.7	± 0.2

Détermination de la pression statique du vent q :

$$q = C_d \times q_{dyn} \times (C_e - C_i) \text{ (Rgle 2.1ch2)}$$

Pour les parois verticale : pour $C_{pi} = +0.8$

TABLE 2.1: Valeurs des pressions sur la structure-Direction du vent

V_1 .

Niveau	C_d	q_{dyn}	Zone	C_{pi}	C_{pe}	$C_{pe} - C_{pi}$	q (daN/m ²)
RDC	0.92	61.13	A'	0.8	-1.00	-1.8	-101.23
			B'	0.8	-0.8	-1.6	-90.00
			D	0.8	+0.8	0.00	0.00
			E	0.8	-0.3	-1.1	-61.86
1 ^{er} étage	0.92	61.13	A'	0.8	-1.00	-1.8	-101.23
			B'	0.8	-0.8	-1.6	-90.00
			D	0.8	+0.8	0.00	0.00
			E	0.8	-0.3	-1.1	-61.86
2 ^{me} étage	0.92	63.00	A'	0.8	-1.00	-1.8	-104.32
			B'	0.8	-0.8	-1.6	-92.73
			D	0.8	+0.8	0.00	0.00
			E	0.8	-0.3	-1.1	-63.75

TABLE 2.1: Valeur des préssions sur la structure-Direction du vent

 V_1 .(suite)

3 ^{me} étage	0.92	72.37	A'	0.8	-1.00	-1.8	-119.84
			B'	0.8	-0.8	-1.6	-106.52
			D	0.8	+0.8	0.00	0.00
			E	0.8	-0.3	-1.1	-73.23
Toiture	0.92	77.25	F	0.8	-1.472	-2.272	-161.47
			G	0.8	-0.972	-1.772	-125.93
			H	0.8	-0.7	-1.5	-106.60
			I	0.8	+0.2	-0.6	-42.64
			I	0.8	-0.2	-1.00	-71.07

Pour les parois verticale : pour $C_{pi} = -0.5$

TABLE 2.2: Valeurs des préssions sur la structure-Direction du vent

 V_2 .

Niveau	Cd	q_{dyn}	Zone	C_{pi}	C_{pe}	$C_{pe} - C_{pi}$	q (daN/m ²)
RDC	0.92	61.13	A'	-0.5	-1.00	-0.5	-28.12
			B'	-0.5	-0.8	-0.3	-16.87
			D	-0.5	+0.8	+1.3	+73.11
			E	-0.5	-0.3	+0.2	+11.25
1 ^{er} étage	0.92	61.13	A'	-0.5	-1.00	-0.5	-28.12
			B'	-0.5	-0.8	-0.3	-16.87
			D	-0.5	+0.8	+1.3	+73.11
			E	-0.5	-0.3	+0.2	+11.25
2 ^{me} étage	0.92	63.00	A'	-0.5	-1.00	-0.8	-28.98
			B'	-0.5	-0.8	-0.3	-17.38
			D	-0.5	+0.8	+1.3	+75.34

TABLE 2.2: Valeurs des préssions sur la structure-Direction du vent

V_2 .(suite)

			E	-0.5	-0.3	+0.2	+11.59
3 ^{me} étage	0.92	72.37	A'	-0.5	-1.00	-0.5	-33.29
			B'	-0.5	-0.8	-0.3	-19.97
			D	-0.5	+0.8	+1.3	+86.55
			E	-0.5	-0.3	-0.2	+13.31
Toiture	0.92	77.25	F	-0.5	-1.472	-0.972	-69.08
			G	-0.5	-0.972	-0.472	-33.54
			H	-0.5	-0.7	-0.2	-14.21
			I	-0.5	+0.2	+0.7	+49.74
			I	-0.5	-0.2	+0.3	+21.32

2.3.2.4 Calcul de la force de frottement F_{fr}

$$F_{fr} = \sum(q_{dyn}(Z_i) \times C_{frj} \times S_{frj} \text{ Règle (2.8) chapitre(2)})$$

Vérification des conditions suivantes :

Le rapport $d/b \geq 3$ ou bien $d/h \geq 3$

$$d = 11.8m, b = 25.20m, h = 15.00m$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{11.80}{25.20} = 0.46 < 3 \Rightarrow C.N.V \\ \frac{11.80}{15.00} = 0.78 < 3 \Rightarrow C.N.V \end{array} \right\} \text{Pas de force de frottement } F_{fr} = 0.$$

2.3.2.5 Action d'ensemble

1. Force résultante "R" :

Force résultante "R" se décompose en deux forces :

- Une force globale horizontale \mathbf{Fw} qui correspond à la résultante des forces horizontales agissant sur les parois verticales de la construction et de la composante horizontale des forces appliquées à la toiture.

- Une force de soulèvement **F_u**, qu'est la composante verticale des forces appliquée à la toiture.

La force résultante "R" est donnée par la formule suivante :

$$R = \sum(q_j \times S_j) + \sum F_{Frj} \text{ (Chapitre (2) règle (2.9))}$$

Avec :

$q_j \Rightarrow$ La pression statique du vent ;

$S_j \Rightarrow$ Surface de l'élément ;

$F_{Frj} \Rightarrow$ Force de frottement.

Dans notre cas $F_{Frj} = 0$.

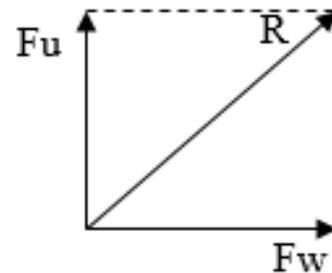


TABLE 2.3: valeurs des forces horizontales et verticales

Zone	Composantes horizontales F _w (daN)	Composantes verticales F _u (daN)
D	$86.55 \times 14.4 \times 25.20 = 31407.26$	0
E	$73.23 \times (14.4 \times 25.2) = 26573.7$	0
F ₁	0	$161.47 \times (6.3 \times 2.52) = 2563.49$
F ₂	0	$161.47 \times (6.3 \times 2.52) = 2563.49$
G	0	$125.93 \times (12.6 \times 2.52) = 3998.52$
H	0	$106.6 \times (9.28 \times 25.2) = 24929.05$
ΣR	$R_x = F_w = 57980.96$	$R_z = F_u = 34054.55$

TABLE 2.4: valeurs des forces horizontales et verticales et coordonnées des points d'applications

Zone	F _w	F _u	X(m)	Y(m)	Z(m)
D	+31407.26	0	0	12.60	7.20
E	+27573.7	0	11.8	12.60	7.20
F ₁	0	+2563.49	1.26	22.05	15.00

TABLE 2.4: valeurs des forces horizontales et verticales et coordonnées des points d'applications

F_2	0	+2563.49	1.26	3.15	15.00
G	0	3998.52	1.26	12.60	15.00
H	0	24929.05	7.16	12.60	15.00
	$F_w=57980.96$	/	$X_{f_w}=5.61$	$Y_{f_w}=12.81$	$Z_{f_w}=7.32$
		$F_u=34054.55$	$X_{f_u}=5.61$	$Y_{f_u}=12.60$	$Z_{f_u}=15.00$

2. Calcul des coordonnées du point d'application

$$X_{F_w} = \frac{\sum F_{wi} \times x_i}{\sum F_{wi}} = \frac{27573.70 \times 11.80}{57980.96}$$

$$\Rightarrow X_{F_w} = 5.61m$$

$$Y_{F_w} = \frac{\sum F_{wi} \times y_i}{\sum F_{wi}} = \frac{(31407.26 \times 12.6) + (27573.7 \times 12.6)}{57980.96}$$

$$\Rightarrow Y_{F_w} = 12.81m$$

$$Z_{F_w} = \frac{\sum F_{wi} \times z_i}{\sum F_{wi}} = \frac{(31407.26 \times 7.20) + (27573.7 \times 7.2)}{57980.96}$$

$$\Rightarrow Z_{F_w} = 7.32m$$

$$X_{F_u} = \frac{\sum F_{ui} \times x_i}{\sum F_{ui}} = \frac{[(2563.49 \times 1.26) \times 2] + (2563.49 \times 3.15) + (3998.52 \times 12.6) + (24929.05 \times 12.6)}{3505455}$$

$$\Rightarrow X_{F_u} = 15.00m$$

$$Y_{F_u} = \frac{\sum F_{ui} \times y_i}{\sum F_{ui}} = \frac{(2563.49 \times 22.05) + (2563.49 \times 3.15) + (3998.52 \times 12.6) + (24929.05 \times 12.6)}{34054.55}$$

$$\Rightarrow Y_{F_u} = 12.60m$$

$$Z_{F_u} = \frac{\sum F_{ui} \times z_i}{\sum F_{ui}} = \frac{(2563.49 \times 15) \times 2 + (3998.52 \times 15) + (24929.05 \times 15)}{3505455}$$

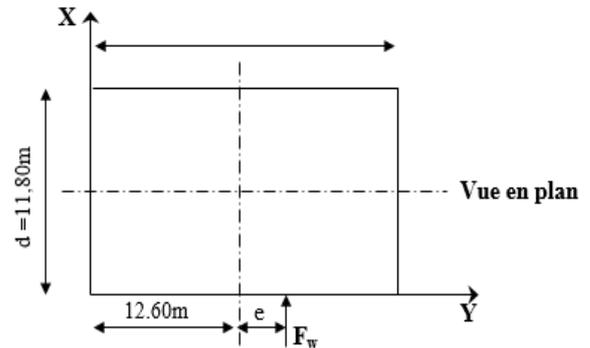
$$\Rightarrow Z_{F_u} = 15.00m$$

3. **Calcul de l'excentricité de la force globale horizontale** Une excentricité "e" de la force globale horizontale F_u doit être introduite pour les constrictions autres que de révolution pour tenir compte de la torsion.

$$e = \pm \frac{b}{10} \text{ Chapitre(2)-règle(2.10)}$$

$$e = \pm \frac{25.20}{10} = \pm 2.52$$

$$e = 2.52$$



2.4 Direction du vent V2

2.4.1 Détermination du Coefficient Cd

La structure est mixte (acier-béton) on utilise les figures 3.3 chapitre 3). $b = 11,8\text{m} \times 15,00\text{m} \Rightarrow Cd = 0.94 < 1.20$ Structure peu être sensible aux extensions dynamiques.

2.4.2 Détermination de la pression dynamique "q_{dyn}"

Structure permanentes $\Rightarrow q_{dyn} = q_{ref} \times C_{ex}$

Pour le RDC : $h = z = \frac{3.60}{2} = 1.80\text{m}$

$$Z = 1.80\text{m} < Z_{min} = 8\text{cm} \Rightarrow C_r = K_i \times \ln\left(\frac{Z_{min}}{Z_0}\right) \Rightarrow C_r = 0.22 \times \ln\left(\frac{8}{0.3}\right) = 0.72$$

$$C_r = 0.72 \Rightarrow C_{ex} = C_t^2 \times C_r^2 \times \left[1 + \frac{K_r \times Z}{C_t \times C_r}\right]$$

$$C_{ex} = (1)^2 \times (0.75)^2 \times \left[1 + \frac{0.22 \times 7}{1 \times 0.22}\right]$$

$$C_{ex} = 1.63$$

$$q_{dyn} = C_{ref} \times C_{ex} = 37.5 \times 1.63$$

$$q_{dyn} = 61.13\text{daN}/\text{m}^2$$

Pour le 1^{er} étage :Z=5.4 < Z_{min} = 8m

$$C_r = 0.22 \times \ln\left(\frac{8}{0.3}\right) = 0.72$$

$$\Rightarrow C_{e2} = 1.63$$

$$q_{dyn} = 61.13 daN/m^2$$

Pour le 2^{me} étage :Z=9 > Z_{min} = 8m

$$C_r = K_T \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) = 0.22 \times \ln\left(\frac{9.00}{0.3}\right)$$

$$C_r = 0.74 \Rightarrow C_{e2} = 1.68$$

$$q_{dyn} = 63 daN/m^2$$

Pour le 3^{me} étage :Z=12.60 > Z_{min} = 8m

$$C_r = K_T \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) = 0.22 \times \ln\left(\frac{12.60}{0.3}\right)$$

$$C_r = 0.88 \Rightarrow C_{e2} = 1.93$$

$$q_{dyn} = 72.37 daN/m^2$$

Pour la toiture plate :Z=15.00 > Z_{min} = 8m

$$C_r = K_T \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) = 0.22 \times \ln\left(\frac{15.00}{0.3}\right)$$

$$C_r = 0.86 \Rightarrow C_{e2} = 2.064$$

$$q_{dyn} = 77.40 daN/m^2$$

2.4.3 Coefficient de pression intérieur et extérieur "C_{pi}" et "C_{pe}"

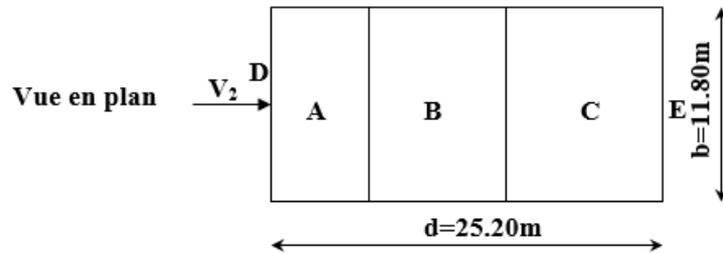
Nous avons un bâtiment avec cloison intérieure donc, les valeurs suivantes peuvent être utilisées : C_{pi} = +0.8, C_{pe} = -0.5

Pour les parois verticales :

$$e = \min(b, 2h) = \min(11.8, 2 \times 14.40)$$

$$e = \min(11.8, 28.8)$$

$$e = 11.8 < d = 25.2$$



1. petites faces au vent "D", "E"

Petite face au vent "D"

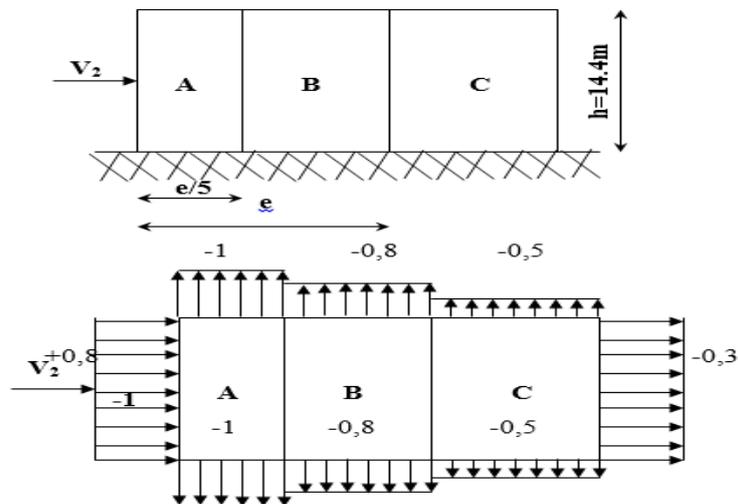
Petite face sous vent "E"

2. grandes faces sous vent "A", "B", "C"

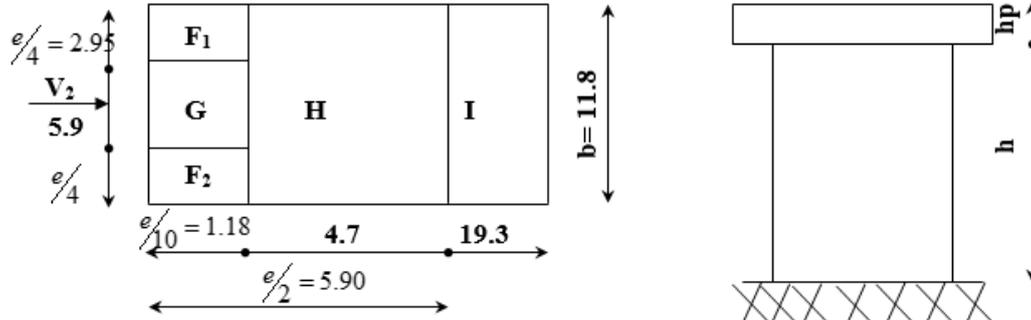
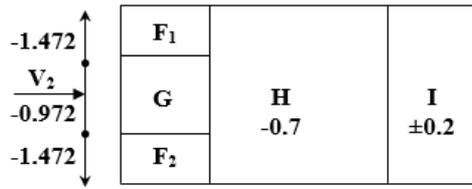
$$S = (11.8 \times 15) = 177m^2$$

$$S > 10m^2, C_{pe} = C_{pe,10}$$

A	B	C	D	E
-1.00	-0.80	-0.50	+0.80	-0.30



3. Pour les toitures plates



h_p : acrotre

$$e = \min(b, 2h) = \min(11.80, 2 \times 14.40)$$

$$e = \min(11.8, 28.80)$$

$$e = 11.8$$

$$h_p/h = \frac{0.6}{14.4} = 0.041$$

Donc

$$0.025 < h_p/h < 0.05$$

$$S = (11.80 \times 25.2) = 297.36m^2$$

Par interpolation linéaire :

F	G	H	I
-1.472	-0.972	-0.7	±0.2

2.4.3.1 Détermination de la pression statique de vent "qi" :

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

Pour les parois verticales la toiture plate : $C_{pi} = +0.8$

TABLE 2.5: Valeur Pour les parois verticales et la toiture plate.

Niveau	Cd	q_{dyn}	Zone	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	q (daN/m ²)
RDC	0.94	61.13	A	-1.00	+0.8	-1.8	-103.43
			B	-0.8	+0.8	-1.6	-91.93
			C	-0.6	+0.8	-1.3	-74.70
			D	+0.8	+0.8	0.00	0.00
			E	-0.3	+0.8	-1.1	-63.20
1 ^{er} étage	0.94	61.13	A	-1.0	+0.8	-1.8	-103.43
			B	-0.8	+0.8	-1.6	-91.93
			C	-0.6	+0.8	-1.3	-74.70
			D	+0.8	+0.8	0.00	0.00
			E	-0.3	+0.8	-1.1	-63.20
2 ^{me} étage	0.94	63.00	A	-1.0	+0.8	-1.8	-106.59
			B	-0.8	+0.8	-1.6	-94.75
			C	-0.6	+0.8	-1.3	-76.98
			D	+0.8	+0.8	0.00	0.00
			E	-0.3	+0.8	-1.1	-65.14
3 ^{me} étage	0.94	72.37	A	-1.0	+0.8	-1.8	-122.45
			B	-0.8	+0.8	-1.6	-108.84
			C	-0.6	+0.8	-1.3	-88.84
			D	+0.8	+0.8	0.00	0.00
			E	-0.3	+0.8	-1.1	-74.83
Toiture plate	0.94	77.4	F	-1.472	+0.8	-2.272	-165.30
			G	-0.972	+0.8	-1.772	-128.92
			H	-0.7	+0.8	-1.5	-109.13
			I+	+0.2	+0.8	-0.6	-43.65
			I-	-0.2	+0.8	-1.0	-72.75

Pour les parois verticales la toiture plate : $C_{pi} = -0.5$

TABLE 2.6: Valeur Pour les parois verticales et la toiture plate.

Niveau	Cd	q_{dyn}	Zone	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	q (daN/m ²)
RDC	0.94	61.13	A	-1.00	-0.5	-1.8	-103.43
			B	-0.8	-0.5	-1.6	-91.93
			C	-0.6	-0.5	-1.3	-74.70
			D	+0.8	-0.5	0.00	0.00
			E	-0.3	-0.5	-1.1	-63.20
1 ^{er} étage	0.94	61.13	A	-1.0	-0.5	-1.8	-103.43
			B	-0.8	-0.5	-1.6	-91.93
			C	-0.6	-0.5	-1.3	-74.70
			D	+0.8	-0.5	0.00	0.00
			E	-0.3	-0.5	-1.1	-63.20
2 ^{me} étage	0.94	63.00	A	-1.0	-0.5	-1.8	-106.59
			B	-0.8	-0.5	-1.6	-94.75
			C	-0.6	-0.5	-1.3	-76.98
			D	+0.8	-0.5	0.00	0.00
			E	-0.3	-0.5	-1.1	-65.14
3 ^{me} étage	0.94	72.37	A	-1.0	-0.5	-1.8	-122.45
			B	-0.8	-0.5	-1.6	-108.84
			C	-0.6	-0.5	-1.3	-88.84
			D	+0.8	-0.5	0.00	0.00
			E	-0.3	-0.5	-1.1	-74.83
Toiture plate	0.94	77.4	F	-1.472	-0.5	-2.272	-165.30
			G	-0.972	-0.5	-1.772	-128.92
			H	-0.7	-0.5	-1.5	-109.13
			I+	+0.2	-0.5	-0.6	-43.65

TABLE 2.6: Valeur Pour les parois verticales et la toiture
plate.(suite)

			I-	-0.2	-0.5	-1.0	-72.75
--	--	--	----	------	------	------	--------

2.4.3.2 Calcul de la force de frottement f_{Fr}

Vérification des conditions suivantes :

$$d/b \geq 3 \text{ ou bien } d/h \geq 3$$

$$d=25.20\text{m}, b=11.8, h=15.00\text{m}$$

$$\left. \begin{aligned} d/b &= \frac{25.20}{11.80} = 2.13 < 3 \Rightarrow C.N.V \\ d/h &= \frac{25.20}{15} = 1.86 < 3 \Rightarrow C.N.V \end{aligned} \right\} \Rightarrow \text{Pas des forces de frottement } F_{FR} = 0$$

2.4.3.3 Action d'ensemble(V2)

1. Force résultante "R"

Les forces résultantes **R** se décomposent en deux forces; Une force globale des forces horizontales agissant sur les parois verticales de la construction et les composantes horizontales des forces appliquées à la toiture. Une force de soulèvement **Fu** qui est la composante verticale des forces appliquées à la toiture. La force résultante **R** est donnée par la formule suivante (règle (2-9) chapitre (2))

$$R = \sum(q_j \times S_j) + \sum F_{f_{rj}}$$

q_j :la pression statique du vent

S_j :surface de l'élément

Avec :

$F_{f_{rj}}$:Force de frottement

Dans notre cas : $f_{fr} = 0$

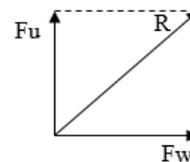


TABLE 2.7 – Valeur des forces horizontales et verticales

Composantes verticales		Composantes horizontales
$88.43(14.4 \times 11.8) = 15026.02$	D	0
$74.86(14.4 \times 11.8) = 12715.11$	E	0
0	F	$165.3 \times (2.95 \times 1.18) \times 2 = 1150.81$
0	G	$128.92 \times (5.9 \times 1.18) = 897.45$
0	H	$109.13 \times (4.72 \times 11.8) = 6078.10$
0	I	$72.75 \times (19.3 \times 11.8) = 16568.08$

TABLE 2.8 – Valeur des forces horizontales et verticale et coordonnées des points d'application

Zone	F_w	F_u	X	Y	Z
D	15026.02	0	5.9	0	7.2
E	12715.11	0	5.9	25.2	7.2
F_1	0	575.40	10.32	0.59	15.00
F_2	0	575.40	1.475	0.59	15.00
G	0	897.54	5.9	0.59	15.00
H	0	6078.10	5.9	3.54	15.00
I	0	16568.08	5.9	15.55	15.00
	$F_w = R_y = 27741.13$	$F_u = R_z = 24694.43$			

2. Calcul des coordonnées des points d'application

$$X_{F_w} = \frac{(15026.02 \times 5.9) + (12715.11 \times 5.9)}{27741.11}$$

$$X_{F_w} = 5.9m$$

$$Y_{F_w} = \frac{12715.11 \times 25.2}{27741.13}$$

$$Y_{F_w} = 11.55m$$

$$Z_{F_w} = \frac{(15026.02 \times 7.2) + (12715.11 \times 7.2)}{27741.13}$$

$$Z_{F_w} = 7.2m$$

$$X_{F_u} = \frac{(575.4 \times 10.32) + (575.4 \times 1.475) + (897.54 \times 5.9) + (6078.10 \times 5.9) + (16568.08 \times 5.9)}{24694.43}$$

$$X_{F_u} = 5.89m$$

$$Y_{F_u} = \frac{(575.4 \times 0.59) + (575.4 \times 0.59) + (897.45 \times 0.59) + (6078.10 \times 3.54) + (16568.08 \times 15.55)}{24694.43}$$

$$Y_{F_u} = 11.35m$$

$$Z_{F_u} = \frac{(575.4 + 575.4 + 897.54 + 6078.10 + 16568.08) \times 15}{24694.43}$$

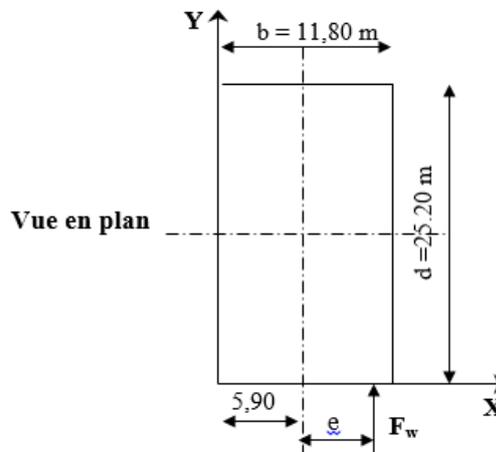
$$Z_{F_u} = 15m$$

3. Calcul de l'excentricité de la force globale horizontale :

Une excentricité de la force globale horizontale F_w doit être introduite pour les constructions outre que de révolution pour tenir compte de la torsion

$$e = \pm \frac{11.80}{10}$$

$$e = \pm 1.18$$



2.5 Etude a la neige

2.5.1 But

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

2.5.2 Calcul des charges de neige

La charger caractéristique de neige **S** par unité de surface en projection horizontale de toiture s'obtient par la formule suivant : $S = \mu \cdot S_k \quad KN/m^2$

Avec :

S_k :charge de neige sur le sol, elle est en fonction de l'altitude et de la zone de neige.

μ : coefficient d'ajustement des charges, il est en fonction de la forme de la toiture.

2.5.3 surcharge de neige

Les valeurs des surcharges de neige sont fixées en fonction de la région et de l'altitude, la construction est implanté à GUE DE CONSTANTINE située en **zone B** a une altitude de 100 m, d'après les régions RNVA (p 16, art 4.2) la surcharge de la neige est déterminée par la loi de variation suivante :

$$S_k = \frac{0.04 \times H + 10}{100} = \frac{0.04 \times 100 + 10}{100}$$
$$S_k = 14daN/m^2$$

2.6 Etude sismique

Parmi les actions qui peuvent agir sur une structure, le séisme reste de loin le plus dangereux. Notre site est classé en zone III, cela nous conduit à respecter certaines dispositions constructives et à faire une estimation de l'action sismique en se basant sur recommandations du nouveau règlement Algérien parasismique RPA 99 version 2003.

La détermination de la réponse de la structure et son dimensionnement peuvent se faire par trois méthodes

de calcul, dont le choix est fonction à la fois du type de structure et de la nature de l'excitation dynamique.

Il s'agit donc de s'orienter vers l'une ou l'autre des méthodes suivantes :

✓ Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

✓ Méthode d'analyse modale spectrale.

✓ Méthode statique équivalente.

Dans notre cas nous allons utiliser la méthode spectrale.

2.6.1 Principe de la méthode modale spectrale

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

2.6.2 Calcul des paramètres du spectre

T_1, T_2 : période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 du [RPA99/ version 2003], site (S3) :

$$\begin{cases} T_1(sec) = 0.15s \\ T_2(sec) = 0.5s \end{cases}$$

(η) : Facteur de correction d'amortissement donnée par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0.7$$

ou ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

ξ : donnée par le tableau 4.2 du RPA99 V 2003

Nous avons une structure en portiques, Donc $\xi = 5\%$

D'où : $\eta = 1 > 0.7$

$\eta = 1$

✓ **Estimation de la période fondamentale :**

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules

empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques. La formule empirique à utiliser est donnée par le **RPA 99/ version 2003 par la formule (4.6)** :

$$T = C_T h_N^{\frac{3}{4}}$$

Avec :

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau : $h_N = 15\text{m}$ C_T : est un coefficient qui est fonction du système de contreventement, du type de remplissage et est donné par le **tableau 4.6 du RPA 99/version 2003**.

"Contreventement assuré par portiques auto stables en acier avec remplissage en maçonnerie"

D'où : $C_T = 0.05$ on prend $C_T = 0.05$

$$D'ou : T = C_T h_N^{\frac{3}{4}} = 0.05 \cdot 15^{\frac{3}{4}} = 0.38s$$

$$0 < T = 0.38s < T_2 = 0.5s$$

Donc la valeur du facteur d'amplification dynamique moyen est égale :

$$D = 2,5\eta \Rightarrow D = 2,5 \times 1 = 2,5$$

R : coefficient de comportement global de la structure, Sa valeur est donnée par le tableau 4.3 de RPA 99/ version 2003, en fonction du système de contreventement.

Sens longitudinal : $R_x = 3$ (Mixte portiques/palées triangulées en V).

Sens transversal : $R_y = 4$ (Portiques auto stables ordinaires).

Donc : $R_y = 4$

$$R_x = 3$$

$R = \min(R_x, R_y) \rightarrow (RPA(\text{tableau 4.3 page 40})$ **Q** : facteur de qualité de la structure, fonction de la redondance, géométrie, régularité en plan et en élévation et la qualité de contrôle de la construction.

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

TABLE 2.9 – Pénalité de vérification.

Critère	P_{qx}	P_{qy}
Condition minimale sur les files de contreventement	0	0
Redondance en plan	0	0
Régularité en plan	0	0
Régularité en élévation	0	0
Contrôle de la quantité des matériaux	0	0
Contrôle de la quantité de l'exécution	0.1	0.1
ΣP_q	0.1	0.1

Donc pour les deux directions on a :

$$Q=1.1$$

2.6.2.1 Spectre de repense de calcul

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul **RPA 99 V2003** :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta (1.25A) \frac{Q}{R} & 0 \leq T_1 \leq T_2 \\ 2.5\eta (1.25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & 0 \leq T_2 \leq 0.3s \\ 2.5\eta (1.25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 0.3s \end{cases}$$

Avec :

Les coefficients A, , R, T1, T2,Q (déjà déterminés plus haut) .

- Schématisation du spectre de réponse suivant X et Y :

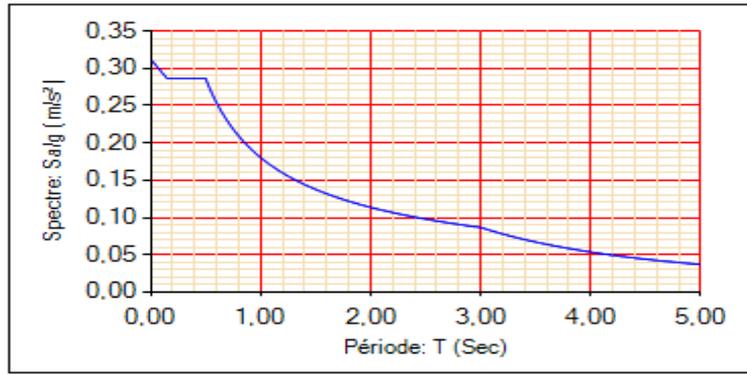


FIGURE 2.1 – Schéma du spectre de réponse suivant X.

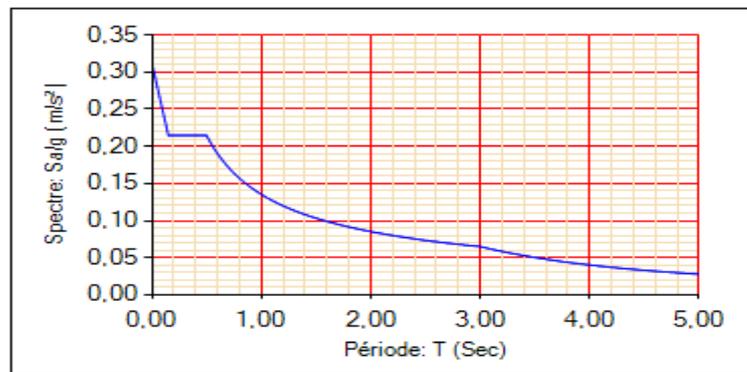


FIGURE 2.2 – Schéma du spectre de réponse suivant Y.

Pour notre étude le spectre de repense est donné par le logiciel (spectre).

CHAPITRE 3

CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

3.1 Etude de plancher mixte

Le plancher est une aire horizontale séparant deux niveaux, son rôle principal est de porter les charges et surcharges du bâtiment et d'assurer l'isolation thermique et phonique entre les niveaux.

L'ossature métallique de notre projet (Hôtel) supporte des dalles en béton armé, dans ce cas, le béton joue un rôle actif dans la résistance de l'ouvrage donc il faut tenir en compte.

Pour obtenir cette association d'élément en acier et en béton il est indispensable de s'assurer qu'ils travaillent solidairement et qu'aucun glissement n'est possible au droit de leur fonction.

L'adhérence parfaite de la dalle en béton avec l'acier est assurée par des connecteurs, c'est ce qu'on appelle un plancher collaborant.

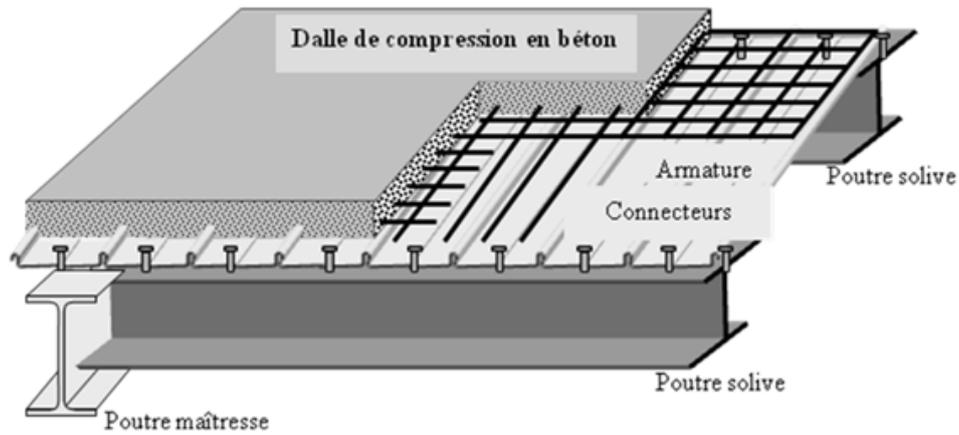


FIGURE 3.1 – Plancher collaborant.

3.1.1 Les solives

Les solives sont des poutres secondaires qui seront placées sur les poutres principales, elles travaillent en flexion sous l'action des charges verticales et seront placées parallèlement à la petite portée à fin de diminuer l'effort de la contrainte de flexion et elles sont pré dimensionnées selon la condition de rigidité (flèche).

Une fois prés dimensionnés elles sont vérifiées selon les conditions suivantes :

- condition de résistance
- condition de rigidité

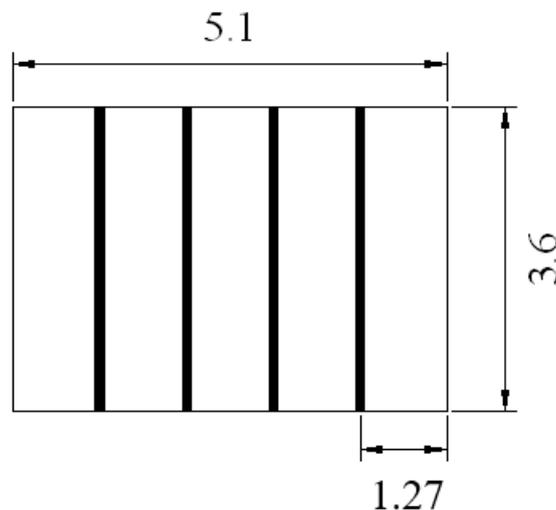


FIGURE 3.2 – Solive.

3.1.2 Prédimensionnement des solives

3.1.2.1 planchers terrasse

$$G = 693 \text{ daN/m}^2$$

$$q = 100 \text{ daN/m}^2$$

$$N_n = 693 \text{ daN/m}^2$$

On a les caractéristiques suivantes : Portée de la solive : $l=3.6\text{m}$

Entre axe de solive : $e=1.275\text{m}$

Les combinaisons de charges à considérées sont :

$$p_{s1} = [G + \max(Q, S)] \times e_{solive} = 10.11 \text{ KN/m}$$

$$p_{s2} = [G + 0.9 \times (Q, S)] \times e_{solive} = 10.143 \text{ KN/m}$$

$$p_s = \max(p_{s1}, p_{s2}) = 10.143 \text{ KN/m}$$

IL faut vérifier : $f_{cal} \leq f_{ad}$

$$f_{cal} = \frac{5}{384} \times \frac{p_s \times l^4}{E_a \times I_y} \leq f_{ad} = \frac{L}{200}$$

Avec :

$$I_y = 200 \times \frac{p_s \times l^3 \times 5}{E_a \times 384} = 200 \times \frac{5 \times 10.143 \times 3.6^3}{2.1 \times 384}$$

$$I_y = 586.846 \text{ cm}^4$$

Soit un IPE 180 avec $I_y = 1317 \text{ cm}^4$

a- Classe de la section

- Vérification de la semelle (comprimée)

$$\frac{b_f}{2 \times t_f} \leq 10 \cdot \varepsilon \Rightarrow \frac{91}{2.8} \leq 10.1 \Rightarrow 5.687 \leq 10$$

Semelle de classe 1, avec :

$$\sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

- Vérification de l'âme

$$\frac{d}{d_w} \leq 72 \cdot \varepsilon \Rightarrow \frac{146}{5.3} \leq 72 \times 1 \Rightarrow 27.547 \leq 72$$

Âme de classe 1

Donc la section de classe 1

b- Vérification en tenant en compte des poids du profil

- La flèche

$$p'_s = p_s + G_{profile} = 10.143 + 0.188 = 10.331 \text{ KN/m}$$

$$f_{cal} = \frac{5 \times 10.331 \times 3.6^4}{384 \times 2.1 \times 1317}$$

- La résistance

Les combinaisons de charges à considérées sont :

$$p_{u1} = 1.35 \times (G \times e_{solive} + G_{profile}) + 1.5 \max(Q, S) \times e_{solive} = 14.094 \text{ KN/m}$$

$$p_{u2} = 1.35 \times (G \times e_{solive} + G_{profile}) + 1.5 \max(Q, S) \times e_{solive} = 14.144 \text{ KN/m}$$

$$p_u = \max(p_{u1}, p_{u2}) = 14.144 \text{ KN/m}$$

$$M_{sd} = \frac{p_u \times l^2}{8} = \frac{14.144 \times 3.6^2}{8} = 22.91 \text{ KN.m}$$

$$M_{rd} = \frac{w_{pl} \times l_y}{\gamma_{m0}} = \frac{166.4 \times 235 \times 10^{-3}}{1} = 39.104 \text{ KN.m} > M_{rd} = 22.91 \text{ KN.m} \Rightarrow \text{Verifie}$$

– Cisaillement

$$V_{sd} = \frac{p_u \times l}{2} = \frac{14.144 \times 3.6}{2} = 25.45KN$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_{vz} \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{m0}} = \frac{11.25 \times 10^{-1} \left(\frac{235}{\sqrt{3}} \right)}{1} = 152.63KN \rightarrow CV$$

Toutes les conditions sont vérifiées, alors on adopte L'IPE 180 comme solive au plancher terrasse.

Soit un IPE180

Les caractéristiques de L'IPE sont présenté sur la table 3.1

TABLE 3.1: Les caractéristiques de l'IPE180.

Désignation abrégées	Poids	Section	Dimensions				Caractéristiques			
	p (Kg/m)	A (cm ²)	h (mm)	b (mm)	t _f (mm)	d (mm)	t _w (cm)	W _{pl-y} (cm ³)	A _{yz} (cm ²)	I _y (cm ⁴)
IPE180	18.8	23.9	180	0.91	8.0	146	5.3	166.4	11.25	1371

3.1.2.2 planchers courant

On suit les mêmes étapes que celles du plancher terrasse.

On a les caractéristiques suivantes :

$$G = 4.99KN/m^2$$

$$Q = 2.5KN/m^2$$

$$S = 0.14KN/m^2$$

Portée de la solive :l=3.6m

Entre axe des solives :e_{solive} = 1.275m

Les combinaisons de charges à considérées sont :

$$p_{s1} = [G \times \max(Q, S)] \times e_{solive} = 9.55 \text{KN/m}$$

$$p_{s2} = [G + 0.9 \times (Q, S)] \times e_{solive} = 9.39 \text{KN/m}$$

$$p_s = \max(p_{s1}, p_{s2}) = 9.55 \text{KN/m}$$

IL faut vérifier : $f_{cal} \leq f_{adm}$

$$f_{cal} = \frac{5}{384} \times \frac{p_s \times l^4}{E_a \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{250}$$

Avec :

$$I_y = 250 \times \frac{p_s \times l^3 \times 5}{E_a \times 384} = 250 \times \frac{5 \times 10.143 \times 3.6^3}{2.1 \times 384}$$

$$I_y = 690.67 \text{cm}^4$$

Soit un IPE 180 avec $I_y = 1317 \text{cm}^4$ ce qui implique que la section est de classe 1.

a- Vérification en tenant en compte des poids du profil

- La flèche

$$p'_s = p_s + G_{profil} = 9.55 + 0.188 = 9.738 \text{KN/m}$$

$$f_{cal} = \frac{5 \times 9.738 \times 3.6^4}{384 \times 2.1 \times 1317} \times 10^2 = 0.77 \text{cm} < f_{adm} = \frac{360}{250} = 1.44 \text{cm} \rightarrow \text{vriefie}$$

- La résistance

Données :

$L=5.10m$, $Q_{ok} = 250KN/m^2$, $e=3.6m$ (entraxe des poutres)

Dalle en béton armé (12cm y compris coffrage)

Profilé en acier IPE 300

Coffrage en tôle 10 dan/ m^2

3.1.3.1 Vérification des solives IPE180

- Largeur de la dalle :

$$\frac{b_1}{2} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{l}{2} = 1.25 \\ \frac{L}{8} = \frac{5.1}{8} = 0.637 \end{array} \right\} \Rightarrow b_{eff} = 2 \times 0.637 = 1.275m$$

3.1.3.2 Phase 1(Stade de construction)

- Vérification de la poutre mixte à la résistance :

$$p_{u1} = 1.35G + 1.5\max(Q, S)$$

$$p_{u1} = 1.35 \times (0.188 + 25 \times 0.12 \times 1.127 + 0.15 \times 1.275) + 1.5 \times (1, 2.1.275)$$

$$p_{u1} = 7.58KN/m$$

$$p_{u2} = 1.35G + 1.35(Q + S)$$

$$p_{u2} = 1.35 \times (0.188 + 25 \times 0.12 \times 1.275 + 0.15 \times 1.275) + 1.35 \times [(1 \times 1.275) + 0.14]$$

$$p_{u2} = 7.58KN/m$$

Donc : $p_u = 7.58KN/m$

IL faut vérifier la condition suivante :

$$M_{y,sd} \leq M_{y,el,rd}$$

$$M_{y,el,rd} = \frac{W_{el,rd} \times f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{146.3 \times 10^3}{1.1}$$

$$M_{y,sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{7.58 \times 3.6^2}{8} = 12.2$$

$M_{y,sd} < M_{y,el,rd} \Rightarrow$ CV la condition est largement vérifiée, profile seul support l'ensemble des charges.

- **Condition de flèche :**

$$p_{s1} = G + \max(Q, S) \rightarrow p_{s1} = (0.188 + 25 \times 0.12 \times 1.275 + 0.15 \times 1.275) + (1 \times 1.1275)$$

$$p_{s1} = 5.48KN/m$$

$$p_{s2} = G + (Q + S)$$

$$p_{u2} = (0.188 + 25 \times 0.12 \times 1.275 + 0.15 \times 1.275) + 1.35 \times [(1 \times 1.275) + 0.14]$$

$$p_{u2} = 5.62KN/m$$

Donc : $p_u = 5.62KN/m$

3.1.3.3 Phase 2(Stade définitif (final))

- **Plancher terrasse :**

Les charges au stade final sont :

$$e_{solvée} = 1.275m$$

$$G = 6.93KN/m^2$$

$$Q = 1KN/m^2$$

$$S = 0.14KN/m^2$$

$$G_{solvée} = 0.188KN/m$$

– **Combinaisons des charges**

ELU

$$p_{u1} = 1.35G + 1.5\max[Q, S]$$

$$p_{u1} = 1.35(0.188 + 6.93 \times 1.275) + 1.5(1.2 \times 1.275)$$

$$p_{u1} = 14.09\text{KN/m}$$

$$p_{u2} = 1.35G + 1.35[Q + S]$$

$$p_{u2} = 1.35(0.188 + 6.93 \times 1.275) + 1.35[(1 \times 1.275) + 0.14]$$

$$p_{u2} = 14.09\text{KN/m}$$

$$\text{Donc : } p_u = 14.09\text{KN/m}$$

ELS

$$p_{s1} = G + \max[Q, S]$$

$$p_{s1} = (0.188 + 6.93 \times 1.275) + (1 \times 1.275)$$

$$p_{s1} = 10.29\text{KN/m}$$

$$p_{s2} = G + Q + S$$

$$p_{s2} = (0.188 + 6.93 \times 1.275) + [(1 \times 1.275) + 0.14]$$

$$p_{s2} = 10.43\text{KN/m}$$

$$\text{Donc : } p_s = 10.43\text{KN/m}$$

– **Plancher courant**

$$e_{solive} = 1.275\text{m}$$

$$G = 4.99\text{KN/m}^2$$

$$Q = 2.5\text{KN/m}^2$$

$$S = 0.14\text{KN/m}^2$$

– **Combinaisons des charges :**

ELU

$$p_{u1} = 1.35G + 1.5\max[Q, S]$$

$$p_{u1} = 1.35(0.188 + 4.99 \times 1.275) + 1.5(2.5 \times 1.275)$$

$$p_{u1} = 12.59\text{KN}/m$$

$$p_{u2} = 1.35G + 1.35[Q + S]$$

$$p_{u2} = 1.35(0.188 + 4.99 \times 1.275) + 1.35[(2.5 \times 1.275) + 0.14]$$

$$p_{u2} = 13.33\text{KN}/m$$

$$\text{Donc : } p_u = 13.33\text{KN}/m$$

ELS

$$p_{s1} = G + \max[Q, S]$$

$$p_{s1} = (0.188 + 4.99 \times 1.275) + (2.5 \times 1.275)$$

$$p_{s1} = 10.29\text{KN}/m$$

$$p_{s2} = G + Q + S$$

$$p_{s2} = (0.188 + 4.99 \times 1.275) + [(2.5 \times 1.275) + 0.14]$$

$$p_{s2} = 9.87\text{KN}/m$$

$$\text{Donc : } p_s = 9.87\text{KN}/m$$

Conclusion : Nous constatant que le plancher terrasse est le plus sollicité, donc la vérification est faite pour ce dernière.

• **Vérification de la résistance à L'ELU :**

$$M_{sq} \leq M_{pl,rd}^+$$

$$M_{sq} = \frac{ql^2}{8} = 14.09 \times \frac{3.6^2}{8} = 22.82\text{KN}.m$$

• **Position de l'axe neutre plastique (ANP)**

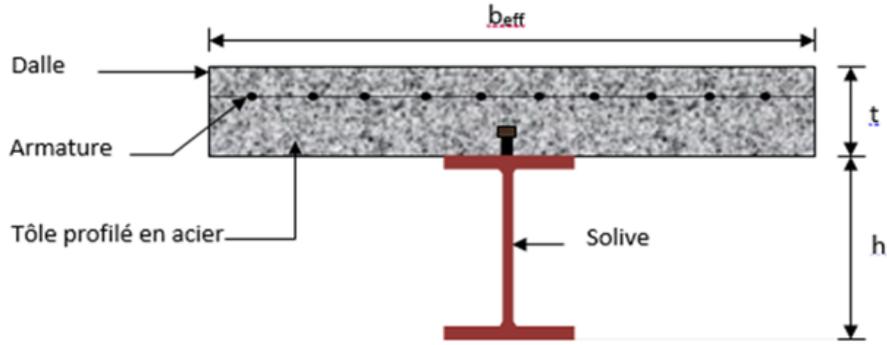


FIGURE 3.4 – Largeur participante de la dalle.

La section est sous moment positif (en travée)

La largeur participante de la dalle est donnée par la relation suivante :

$$b_{eff}^+ = 2 \times \min \left[\frac{l_0}{8}, \frac{b}{2} \right] \rightarrow EC4.2.2.1$$

Avec : L_0 :Longueur de la solive.

b :Entre axe de solive.

$$b_{eff}^+ = 2 \times \min \left[\frac{l_0}{8}, \frac{b}{2} \right] = 0.45 \times 2 = 0.9m$$

$$F_a = \frac{A}{\gamma_{m1}} \times f_a = \frac{23.9 \times 10^2}{1.1} \times 235 \times 10^{-3} = 510.59KN$$

$$F_c = b_{eff}^+ \times h_c \times \frac{0.85 \times f_{c28}}{1.1} = 0.85 \cdot 10^{-3} \times 0.9 \times 10^3 \times \frac{25}{1.5} = 102KN$$

$$(F_a - F_c) = 408.85KN$$

$$2b_f \cdot t_f \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m1}} = 2 \times 91 \times 8 \times \frac{235}{1.1} = 311.054KN$$

$$(F_a < F_c) \text{ et } (F_a - F_c) > 2b_f \cdot t_f \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m1}} \rightarrow L'ANP \text{ dans l'ame}$$

$$Z_w = \frac{F_c}{2 \cdot t_w \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} = \frac{102 \times 10^3}{2 \times 5.3 \cdot \frac{235}{1.1}} = 4.5cm$$

$$M_{apl,rd} = f_y \cdot \frac{W_{pl,y}}{\gamma_{m1}} = 235 \cdot \frac{166.4 \times 10^3}{1.1} = 35.55KN.m$$

$$M_{pl,rd}^+ = M_{apl,rd} + F_c \left(\frac{h_a}{2} + \frac{h_c}{2} + h_p \right) - \frac{F_c \times Z_w}{\gamma_a}$$

$$M_{pl,rd}^+ = 35.549 + 102 \left(\frac{0.18}{2} + \frac{8 \times 10^{-3}}{2} + 0.04 \right) - \frac{102 \times 0.045}{1.1} = 44.95KN.m$$

$$M_{pl,rd}^+ > M_{sd} \rightarrow \text{La section est vrifie en rsistance.}$$

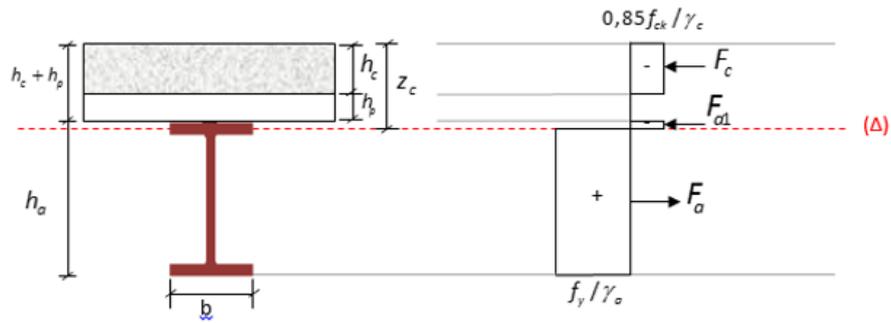


FIGURE 3.5 – Répartition des contraintes plastique.

- Vérification de la flèche :

$$f_{cal} = \frac{5q_{np}l^4}{384EI_y} = \frac{5 \times 10.43 \times 3.6^4}{384 \times 2.1 \times 1317} = 0.82cm$$

$$f_{adm} = \frac{l}{200} = 1.8cm$$

$$\Rightarrow f_{cal} = 0.82 < f_{adm} = 1.8cm \rightarrow OK$$

– Calcul I_m

$$S = A_a + \frac{b_{eff} \times t}{n} = 23.9 + \frac{90 \times 12}{15} = 95.5cm^2$$

$$d = \frac{b_{eff} \times t \times h_a}{n \cdot 2S} = \frac{90 \times 12 \cdot 12 + 18}{15 \cdot 2 \times 95.9} = 11.26cm$$

$$V_s = \frac{h_a}{2} + t - d = \frac{18}{2} + 12 - 11.26 = 9.74cm$$

$$V_i = \frac{h_a}{2} + d = \frac{18}{2} + 11.26 = 20.26cm$$

$$f = \frac{t + h_a}{2} - d = \frac{18 + 12}{2} - 11.26 = 3.74cm$$

$$I_m = I_a + A_a \times d^2 + \frac{b_{eff} \times t^3}{12 \cdot n} + \frac{b_{eff} \times t}{n} \times f^2$$

$$I_m = 1317 + 23.9 \times 11.26^2 + \frac{90 \times 12^3}{12 \times 15} + \frac{90 \times 12}{15} = 6218.33cm^4$$

$$f_{cal} = \frac{5q_s l^4}{384EI_y} = \frac{5 \times 10.43 \times 3.6^4}{384 \times 2.1 \times 6218.33} = 0.17cm$$

$$\Rightarrow f_{cal} = 0.17cm < f_{adm} = 1.8cm \rightarrow La \text{ flche est vrie.}$$

• **Résistance de la section au cisaillement :**

– **Effort tranchant** :Condition à vérifier : $V_{sd} \leq V_{pl,rd}$

$$V_{sd} = \frac{q_l}{2} = \frac{14.09 \times 3.6}{2} = 25.36KN$$

$$V_{pl,rd} = A_y \times \frac{\left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{1.1}$$

$$V_{pl,rd} = 11.25 \times \frac{\left(\frac{235}{\sqrt{3}}\right)}{1.1} = 152.63KN$$

$$\Rightarrow V_{sd} \leq V_{pl,rd}.....OK$$

– **Interaction Moment fléchissant et Effort tranchant :**

$$\frac{v_{pl,rd}}{2} = \frac{152.63}{2} = 76.31KN$$

$$v_{sd} = 25.36KN \leq 76.31KN \Rightarrow Pas \text{ d'influence sur le moment flchissant.}$$

• **contrainte de flexion simple :**

– **contrainte dans la poutre en acier** : Avec :

$$V = 20.26cm \text{ et } V = 9.74cm$$

Le moment fléchissant maximal :

$$M_{sd} = q \frac{L^2}{8}$$

$$M_{sd} = 22.82KN.m$$

$$Traction : \sigma_a = \frac{M \times V}{I}, \text{ compression : } \sigma_a = \frac{M}{I}(V - t)$$

AN :

$$\sigma_a = \frac{M \times V}{I} = 74.35 \text{MPa}$$

$$\sigma_a = \frac{M}{I} \cdot (V - t) = -8.29 \text{MPa}$$

– contrainte dans la dalle en béton :

$$\text{Compression (fibre sup)} : \sigma'_{b2} = \frac{M \times V'}{n_I} = 2.38 \text{MPa}$$

$$\text{Compression (fibre inf)} : \sigma'_{b2} = \frac{M}{n_I} \cdot (V' - t) = -0.55 \text{MPa}$$

3.1.4 Contraintes additionnelles dues au retrait du béton

$$\beta = \frac{h+t}{2} = 15 \text{cm}$$

$$\alpha = \frac{i_a}{AB} = 3.674 \text{cm}$$

$$K = \frac{b_{eff}.t.Ea.\beta.Aa.\varepsilon}{(n.I_y.Aa) + (b_{eff}.t.I_y) + (\beta^2.Aa.b_{eff}.t)} = 0.211 \text{KN/m}^3$$

$$Y_1 = \frac{h}{2} + \alpha = 12.674 \text{cm}$$

$$Y_2 = Y_1 + t = 24.674 \text{cm}$$

$$E_a \varepsilon = 2.1 \times 10^6 \times 2 \times 10^{-4} = 42 \text{MPa}$$

Donc la valeur des contraintes :

$$\sigma_{as} = KY_1 = 26.74 \text{MPa}$$

$$\sigma_{ai} = K(h_a - Y_1) = 11.23 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bi} = \frac{1}{n}(E_a \varepsilon - kY_1) = 1.017 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bs} = \frac{1}{n}(E_a \varepsilon - KY_2) = -0.67 \text{MPa}$$

Donc les contraintes finales :

$$\sigma_{as} = -8.29 + 26.74 = 18.45MPa < f_y = 235MPa \rightarrow \text{verifie}$$

$$\sigma_{ai} = 74.35 + 11.23 = 85.58MPa < f_y = 235MPa \rightarrow \text{verifie}$$

$$\sigma_{bi} = 1.017 - 0.55 = 0.46MPa < f_{bu} = \frac{0.85 \times f_c 28}{\gamma_b} = 14.2MPa \rightarrow \text{verifie}$$

$$\sigma_{bs} = 2.38 - 0.76 = 1.62MPa < f_{bu} = \frac{0.85 \times f_c 28}{\gamma_b} = 14.2MPa \rightarrow \text{verifie}$$

3.2 Les Connecteurs

En règle générale tout type de connecteur est autorisé à condition qu'il possède une résistance et une ductilité suffisante et s'oppose au soulèvement des goujons à tête son d'usage courant Figure 3.6.

Outre les connecteurs doivent être prévus tout le long de la poutre afin de transmettre l'effort de cisaillement longitudinal entre la dalle et la poutre acier à l'état limite ultime.

Le matériau composant le connecteur doit être d'une qualité tenant compte du comportement exigé et de la méthode de fixation sur la structure en acier. Lorsque la fixation se fait par soudage, la qualité du matériau doit tenir compte de la technique de soudage à utiliser.

- **Choix des dimensions des connecteurs suivant EUC4.art 3.5.2 (7) :**

- Le bourrelet doit présenter une forme régulière et une fusion sans défaut avec le fût du goujon.
- Le diamètre ne doit pas être inférieur à $1,25d$.
- La hauteur moyenne ne doit pas être inférieure à $0,20d$ ni la hauteur minimale inférieure à $[0,15 \times d]$.
- Il convient de choisir des goujons soudés tels que la tête de goujon soit d'un diamètre d'au moins $1,5d$ et d'une hauteur d'au moins $0,4d$, où d est le diamètre du fût du goujon. Les autres dimensions sont montrées sur la figure 3.6

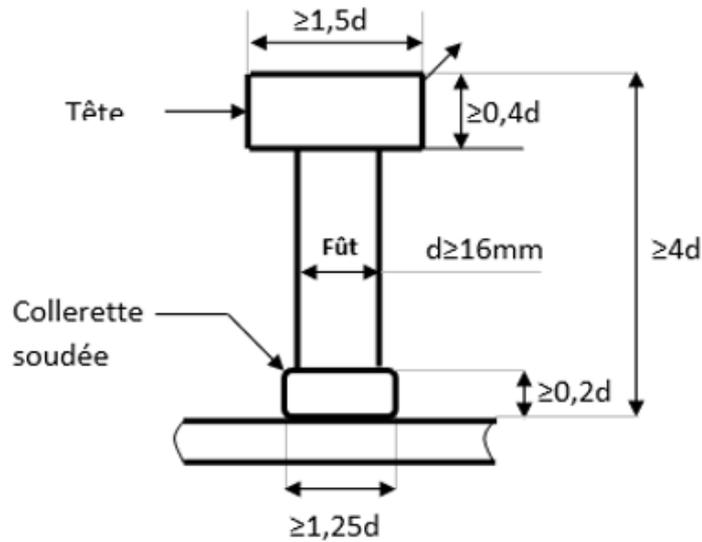


FIGURE 3.6 – Dimension minimales des goujons à têtes

Selon l'EUC4 Les goujons à tête d'une longueur hors tout après soudage d'au moins 4 fois le diamètre, et d'un diamètre de fût d'au moins 16 mm sans dépasser 22 mm, peuvent être considérés comme ductiles c-à-d : $\frac{h}{d} \geq 4$

On choisit des connecteurs de type M16 de classe 4.6 $\frac{h}{d} \geq 4 \rightarrow h > 4 \times d$

on a $d = 16\text{mm} \rightarrow h > 4 \times 16 = 64\text{mm}$

On adopte alors comme connecteurs des goujons à têtes ductiles : de hauteur $h=80\text{ mm}$ et de diamètre du fût $d=16\text{mm}$.

3.2.1 Calculs de Nombre de connecteurs n

Les sections transversales sont de Classe 1, on utilise une connexion. On doit alors déterminer le nombre de connecteurs à l'aide d'une théorie de connexion partielle tenant compte de la capacité de

déformation des connecteurs.

$$P_{rd} = \min\left(0,8 \frac{f_u}{\gamma_v} \cdot \left(\frac{\pi \cdot d^2}{4}\right); 0,29 \frac{\alpha d^2}{\gamma_v \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}}}\right)$$

$$p_{rd} = 51.44KN$$

$$p'_{rd} = r \times p_{rd} = 51.44KN$$

$$N_f \geq \frac{V_{el}}{p_{Rd}}$$

V_{el} :L'effort total de cisaillement longitudinal de calcul.

p'_{Rd} :La résistance de calcul d'un connecteur.

$$\frac{h}{d} = \frac{80}{16} = 5 > 4 \rightarrow \alpha = 1$$

Béton de classe C25/30 $\rightarrow f_{ck} = 25MPa$

$$E_{cm} = 30500MPa; f_u = 400MPa$$

En désignant par :

$$\gamma_a = 1.1, \gamma_c = 1.5, \gamma_s = 1.15, \gamma_v = 1.25$$

3.2.2 Calcul de La résistance de calcul au cisaillement d'un connecteur P_{Rd}

$$V_{el} = \min\left(\frac{A_a \cdot f_y}{\gamma_a}; 0.85 b_{eff}^+ \cdot \frac{t \cdot f_{ck}}{\gamma_c}\right) \rightarrow EC4art6.2.1.1$$

$$V_{el} = \min\left(\frac{23.9 \times 235 \times 10^{-1}}{1.1}; 0.85 \times 90 \cdot \frac{12 \times 25}{1.5}\right) = 510.59KN$$

$$N_f = \frac{V_{el}}{p_{rd}} = \frac{510.59}{51.44} = 9.92 \rightarrow \text{on choisit } N_f = 10 \text{ connecteurs}$$

$$L_{cr} = \frac{l}{2} = \frac{3.6}{2} = 1.8m$$

3.2.3 Calcul de l'espacement

$$S_t = \frac{L_{cr}}{N_f} = \frac{180}{10} = 18cm$$

Chaque 18 cm on a un goujon.

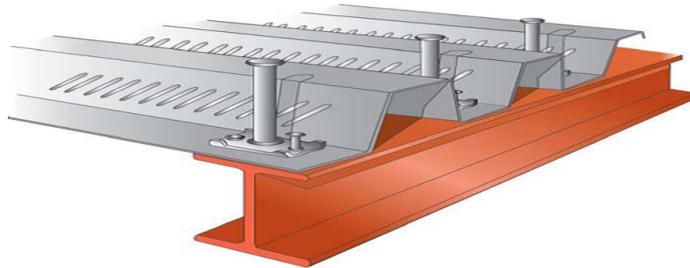


FIGURE 3.7 – disposition des connecteurs

3.2.4 Vérification des soudures

$$\alpha \succ \min(d, t_f) = \min(16, 9.2) = 9.2mm$$

$$\text{On prend } \alpha = 6mm$$

$$l = \pi \cdot d = 3.14 \times 16 = 50.265mm$$

3.2.5 Vérification au l'effort de cisaillement

$$F_{w,rd} = \frac{\pi \cdot (d + 2\alpha) \cdot \alpha \cdot F_e}{\sqrt{3} \cdot \beta_w \times 1.25} = \frac{3.14 \cdot (16 + 12) \cdot 6 \times 360 \times 10^{-3}}{\sqrt{3} \cdot 0.8 \times 1.25} = 109.642KN$$

$$F_{sd} = \frac{510.59}{10} = 51.059KN$$

$F_{w,rd} \succ F_{sd} \rightarrow$ La condition est verifiée.

NB : : Pour la vérification des poutres secondaires et sommier, on suit les mêmes étapes que celles de L'IPE180.

3.3 Ferrailage de la dalle selon l'EC04 Chapitre 7 Paragraphe 7-2

- Plancher terrasse

ELU

$$p_{u1} = 1.35G + 1.5\max[Q, S]$$

$$p_{u1} = 1.35 \times 6.93 + 1.5 \times 1$$

$$p_{u1} = 10.85 \text{KN/m}$$

$$p_{u2} = 1.35G + 1.35[Q + S]$$

$$p_{u2} = 1.35 \times 6.93 + 1.35(1 + 0.14)$$

$$p_{u2} = 10.89 \text{KN/m}$$

$$\text{Donc : } p_u = 10.89 \text{KN/m}$$

ELS

$$p_{s1} = G + \max[Q, S]$$

$$p_{s1} = 6.93 + 1$$

$$p_{s1} = 7.93 \text{KN/m}$$

$$p_{s2} = G + 0.9[Q + S]$$

$$p_{s2} = 6.93 + 0.9(1 + 0.14)$$

$$p_{s2} = 7.65 \text{KN/m}$$

$$\text{Donc : } p_s = 7.95 \text{KN/m}$$

• **Plancher courant ELU**

$$p_{u1} = 1.35G + 1.5\max[Q, S]$$

$$p_{u1} = 1.35 \times 4.99 + 1.5 \times 2.5$$

$$p_{u1} = 10.48 \text{KN/m}$$

$$p_{u2} = G + 0.9[Q + S]$$

$$p_{u2} = 1.35 \times 4.99 + 1.35(2.5 + 0.14)$$

$$p_{u2} = 10.30 \text{KN/m}$$

$$\text{Donc : } p_u = 10.48 \text{KN/m}$$

ELS

$$p_{s1} = G + \max[Q, S]$$

$$p_{s1} = 4.99 + 2.5$$

$$p_{s1} = 7.49 \text{KN/m}$$

$$p_{s2} = G + 0.9[Q + S]$$

$$p_{s2} = 4.99 + 0.9(2.5 + 0.14)$$

$$p_{s2} = 7.36 \text{KN/m}$$

$$\text{Donc : } p_s = 7.36 \text{KN/m}$$

Nous constatons que le plancher terrasse est le plus sollicité, donc on ferraille les panneaux de la dalle de ce dernier et on adopte le même ferrailage pour ceux du plancher courant.

AL'ELU

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.6}{3.6} = 0.444 > 0.4 \rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens}$$

$$M_{0x} = \frac{q_u \cdot L_x^2}{8} = \frac{10.89 \times 1.6^2}{8} = 3.48 \text{KN.m}$$

Moment en travée et en appui sens L_x :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Moment en trave est : } M_{tx} = 0.75 \times M_0 = 2.613KN.m \\ \text{Moment en appui est : } M_{ax} = 0.5 \times M_0 = 1.742KN.m \end{array} \right.$$

$$M_{0y} = \frac{q_u \cdot L_y^2}{8} = \frac{10.89 \times 3.6^2}{8} = 16.97KN.m$$

Moment en travée et en appui sens l_y :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Moment en trave est : } M_{ty} = 0.75 \times M_0 = 12.733KN.m \\ \text{Moment en appui est : } M_{ay} = 0.5 \times M_0 = 8.488KN.m \end{array} \right.$$

• Calcul des armatures en travée

$$b = 1m, h = 8cm, c = 2cm \text{ et } d = 0.9h$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = 0.017 < 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.021$$

$$z = d \cdot (1 - 0.4\alpha) = 7.13cm$$

$$A_t = \frac{M_t}{z \cdot f_{st}} = 1.05cm^2$$

Donc en ferrailer avec : 5HA8 = 2.51 cm^2

– Vérification de condition de non fragilité

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_{c28}} = 0.5cm^2 \rightarrow CV$$

• Calcul les armatures en appui

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = 0.023 < 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.03$$

$$z = d \cdot (1 - 0.4\alpha) = 5.928 \text{ cm}$$

$$A_t = \frac{M_a}{z \cdot f_{st}} = 0.84 \text{ cm}^2$$

Donc en ferrailer avec : 5HA8 = 2.51 cm²

– Vérification de condition de non fragilité

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_{c28}} = 0.51 \text{ cm}^2 < 2.51 \text{ cm}^2 \rightarrow CV$$

• Espacement des barres :

$$s_{t//x} = \min [(3.h); 33] \rightarrow s_{t//x} = 24 \text{ cm}$$

La condition à satisfaire :

$$s_{t//x} = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} < 24 \text{ cm} \rightarrow \text{verifiee}$$

$$s_{t//y} = \min [(4.h); 45] \rightarrow s_{t//y} = 32 \text{ cm}$$

La condition à satisfaire :

$$s_{t//y} = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} < 32 \text{ cm} \rightarrow \text{verifiee}$$

• Vérification de l'effort tranchant :

$$v_x = \frac{q_u \cdot l}{2} = \frac{10.89}{2} = 6.942KN$$

$$\tau = \frac{V_x}{b \cdot d} = 0.096MPa$$

$$\bar{\sigma} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25MPa$$

$$\bar{\sigma} > \sigma \rightarrow CV.$$

A L'ELS :

$$M_{0x} = \frac{q_s \cdot l \cdot x^2}{8} = \frac{7.95 \times 1.6^2}{8} = 2.544KN.m$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Moment en trave est : } M_t = 0.75 \times M_{0x} = 1.908KN.m \\ \text{Moment en appui est : } M_a = 0.5 \times M_{0x} = 1.272KN.m \end{array} \right.$$

$$M_{0y} = \frac{q_s \cdot l \cdot x^2}{8} = \frac{7.95 \times 3.6^2}{8} = 2.544KN.m$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Moment en trave est : } M_t = 0.75 \times M_{0y} = 9.659KN.m \\ \text{Moment en appui est : } M_a = 0.5 \times M_{0y} = 6.439KN.m \end{array} \right.$$

• Vérification des contraintes :

En travée

$$A = 2.51cm^2, \quad b = 100cm, \quad d = 6cm$$

$$\frac{d}{2} \cdot y^2 + 15 \cdot (A + A' \cdot y - 15 \cdot (A \cdot d - A' \cdot d) \Rightarrow y = 1.782$$

$$I = \frac{b}{3} \cdot y^3 \cdot 15 \cdot A' \cdot (y - d)^2 + 15 \cdot A \cdot (d - y)^2 \Rightarrow I = 858.477cm^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y = 2.132MPa \leq \bar{\sigma} = 0.6f_{c28} = 15MPa \rightarrow CV$$

En appui

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y = 2.132MPa \leq \bar{\sigma} = 0.6f_{c28} = 15MPa \rightarrow CV$$

• Etat limite de déformation :

$$\frac{h}{l} = \frac{8}{127.5} = 0.062 \geq \frac{M_t}{20.M_0} = 0.025 \rightarrow CV$$

$$\frac{h}{l} = 0.051 \geq \frac{3}{80} = 0.0375 \rightarrow CV$$

$$\frac{A_s}{b.d} = \frac{2.51}{100 \times 6} \geq \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0.0041 \leq 0.005 \rightarrow CV$$

3.4 Calcul des escalier

Un escalier est une suite de marches qui permet de passer d'un niveau à un autre dont la largeur s'appelle l'emmarchement et largeur des marches s'appelle giron (g) et la hauteur contremarche (h). FIGURE 3.8

✓ Nous avons une cage d'escalier droite avec deux volés et un palier de repos comme montré sur la figure suivante.

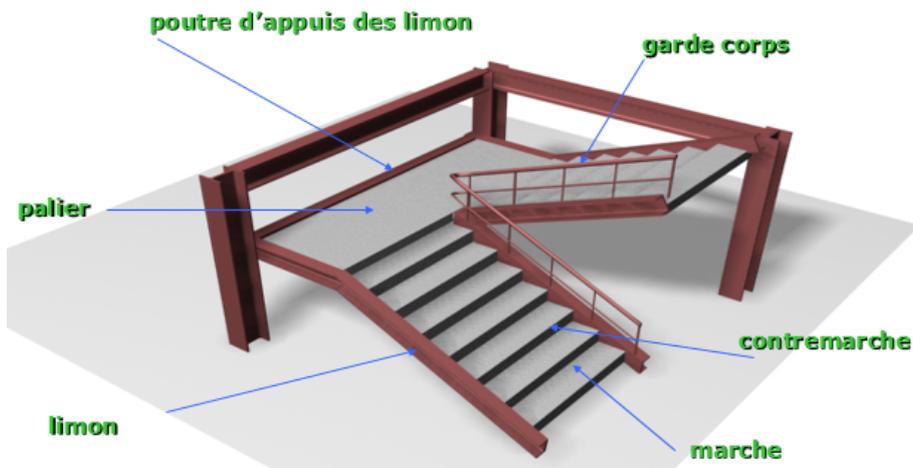


FIGURE 3.8 – Présentations de l'escalier

3.4.1 Dimensionnement des escaliers :

Par la relation de BLONDEL on a : $60 \leq 2 \times h + g \leq 64$

On a aussi : $h = \frac{H}{n}$ et $g = \frac{L}{n-1}$

Avec :

n : nombres de contres marches.

h : Hauteur de la contre marche donné par : $16cm \leq h \leq 18cm$

g : Largeur de la marche (giron) donné par : $16cm \leq h \leq 18cm$

H : Hauteur à franchir avec une volée $H=1,8m$

$$\text{Avec } : h = \frac{H}{n}$$

On prend $h = 17cm \Rightarrow n = \frac{180}{17} = 10,59 \simeq 11$ (contrmarche)

$n - 1 = 10$ (marches)

$60 \leq g + 2 + 17 \leq 64 \Rightarrow 26 \leq g \leq 30 \Rightarrow$ on prend $g = 30cm$

• **Vérification de la relation :**

$$2 \times h + g = 2 \times 2 \times 17 + 30 = 62 \Rightarrow 60cm \leq 64cm \leq 64cm \Rightarrow C.V$$

On adopte 22 contres marches pour deux volés et 20 marches

Les volées sont inclinées avec un angle α

$$\tan \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0,566 \Rightarrow \alpha = 29,54^\circ$$

• **Combinaisons de charges**

1. **L'ELU :**

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

$$q = 1,35 \times 150 + 1,5 \times 250$$

$$q = 577,5daN/m^2$$

2. **L'ELS :**

$$q_o = G + Q$$

$$q_o = 150 + 250$$

$$q_o = 400daN/m^2$$

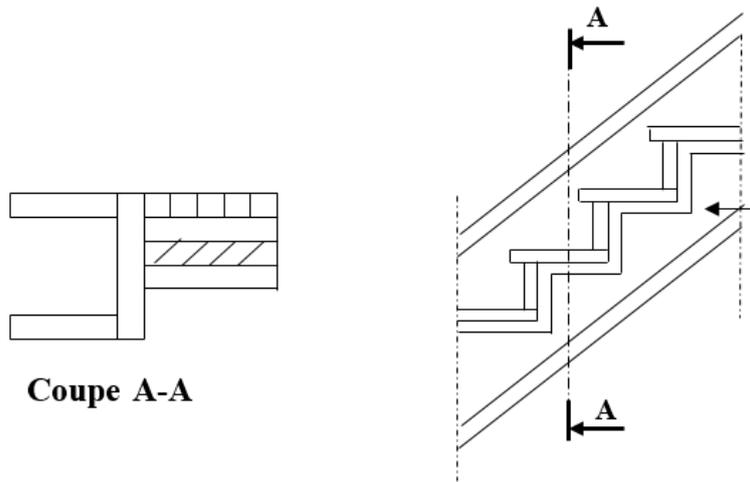


FIGURE 3.9 – La coupe A-A de l'escalier

3.4.2 Prédimensionnement de la cornière du support

Chaque cornière reprend la moitié de la charge permanente et de la surcharge d'exploitation.

$$q = 577,5 \times \frac{g}{2}$$

$$q = 577,5 \times \frac{0,30}{2}$$

$$q = 86,625 \text{ daN/ml}$$

$$q_o = 400 \times \frac{g}{2}$$

$$q_o = 400 \times \frac{0,30}{2}$$

$$q_o = 60 \text{ daN/ml}$$

• Condition de flèche :

$$f = \frac{5 \times q_o \times L^4}{384 \times E_a \times I_y} \leq \bar{f} = \frac{L}{300}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times 60 \times 10^{-2} \times (130)^3 \times 300}{384 \times 2,1 \times 10^6}$$

$$I_y = 2,45 \text{ cm}^4$$

Soit une cornière (40 × 40 × 4)

Avec : $P_c = 2,42 \text{ Kg/ml}$

$$I_y = I_z = 4,47 \text{ cm}^4$$

$$W_{ely} = 1,55 \text{ cm}^3$$

• Vérification de la résistance à L'ELU :

✓ En flexion simple : $M_{sd,y} \leq M_{y,elrd}$

$$q_l = q + 1,35 p_c$$

$$M_{y,sd} = \frac{q_l \times l^2}{8} \text{ Avec : } q_l = 86,625 + 1,35 \times 2,42$$

$$q_l = 89,89 \text{ daN/ml}$$

$$M_{y,sd} = \frac{86,86 \times (1,30)^2}{8} = 18,98 \text{ daN.ml}$$

$$M_{y,elRd} = \frac{W_{Y,el} \times f_y}{\gamma_{Mo}} = \frac{1,55 \times 2350 \times 10^{-2}}{1}$$

$$M_{y,elRd} = 36,42 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd,y} < M_{y,elRd} \Rightarrow C.V$$

✓ Au cisaillement : $V_{y,sd} \leq V_{PLRD}$

$$V_{y,sd} = \frac{q_l \times l}{2} = \frac{89,89 \times 1,30}{2} = 58,42 \text{ daN}$$

$$V_{PLRD} = \frac{A_{VZ} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{Mo}} = \frac{1,664 \times 2350}{1 \times \sqrt{3}} = 2257,67 \text{ daN}$$

$$V_{y,sd} < V_{PLRD} \Rightarrow C.V$$

✓ Vérification de la flèche :

$$f = \frac{5 \times q_{o'} \times L_4}{384 \times E_a \times I_y} \leq \bar{f} = \frac{L}{300}$$

$$q_{o'} = q_o + p_c$$

Avec : $q_{o'} = 60 + 2,42$

$$q_{o'} = 62,42 \text{ daN/ml}$$

$$f = \frac{5 \times 62,42 \times 10^{-2} \times (130)^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 4,47} = 0,24 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{300} = \frac{130}{300} = 0,43$$

$$f < \bar{f} \Rightarrow C.V$$

Toutes les conditions sont vérifiées, alors L40 × 40 × 4 convient comme cornière de support.

3.5 Prédimensionnement du limon

Le limon est une poutre inclinée supporte les marches, les charges permanentes et d'exploitation.

Le limon le plus sollicité c'est le limon de rive.

- **Le chargement sur le limon :**

Le limon est l'élément qui supporte le poids totale de l'escalier et qui permet aux marches de prendre appui.

La charge revenant au limon est :

$$P_1 = \frac{(G_v + Q).E_m}{2} = \frac{(314 + 250) \times 1,3}{2} \implies P_1 = 366,6 \text{ daN/m}$$

$$P_2 = \frac{(G_v + Q).E_m}{2} + G_{cornire} = \frac{(314 + 250).1,3}{2} + 2,42 \implies P_2 = 262,42 \text{ daN/m}$$

$$P = \max(P_1, P_2) \implies P = 366,6 \text{ daN/m}$$

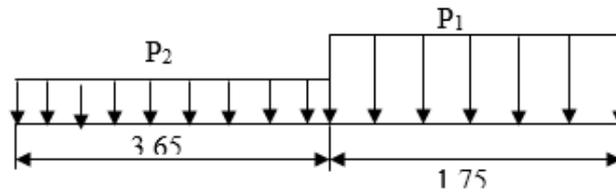


FIGURE 3.10 – Schéma statique du limon

• Condition de flèche

IL faut vérifier : $f_{cal} \leq f_{adm}$

$$f = \frac{5 \times P \times L^4}{384 \times E_a \times I_y} \leq \bar{f} = \frac{L}{300}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times 366,6 \times 10^{-2} \times (550)^3 \times 300}{384 \times 2,1 \times 10^6}$$

$$I_y = 1134,54 \text{ cm}^4$$

Soit un UAP 200

$$I_y = 1946 \text{ cm}^4$$

$$G = 25,1 \text{ Kg/m}$$

• Vérification de la flèche

$$f = \frac{5 \times P' \times L^4}{384 \times E_a \times I_y} \leq \bar{f} = \frac{L}{300}$$

$$P' = P + P_{UAP}$$

Avec :

$$P' = 339,7 \text{ daN/ml}$$

$$f = \frac{5 \times 339,7 \times 10^{-2} \times (550)^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 1946} = 0,99 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{300} = \frac{550}{300} = 1,83 \text{ cm}$$

$$f < \bar{f} \implies C.V$$

• **Condition de la résistance :**

– **En flexion simple :** $M_{Sd,y} \leq M_{y,PLRD}$

$$p_1 = \frac{(1,35G_p + 1,5Q) \cdot E_m}{2} + 1,35G_p$$

$$p_1 = \frac{(1,35 \times 314 + 1,5 \times 250) \times 1,3}{2} + (1,35 \times 25,1)$$

$$p_1 = 553,15 \text{ daN/m}$$

$$p_2 = \frac{(1,35G_v + 1,5Q) \cdot E_m}{2} + 1,35(G_{cor} + G_p)$$

$$p_2 = \frac{(1,35150 + 1,5250) \times 1,3}{2} + 1,35(2,42 + 25,1)$$

$$p_2 = 412,52 \text{ daN/m}$$

Le limon est considéré comme une poutre isostatique, alors on utilise la méthode de la résistance des matériaux pour calculer les réactions d'appuis et le moment maximale.

$$\sum F_y = 0 \implies R_A + R_B = 2473,71 \text{ daN}$$

$$\sum (M/A) = 0 \implies R_A = 1427,50 \text{ daN} \implies R_B = 1046,20 \text{ daN}$$

– **Calcul des efforts internes :**

$$0 \leq X \leq 3,65$$

$$\begin{cases} M_Z = 206,26X^2 + 1046,20X \\ Y_y = -412,52X + 1046,20 \end{cases} \implies \begin{cases} X = 0 \implies M_Z = 0 \text{ daN.m}, & T_y = 1046,20 \text{ daN} \\ X = 1,75 \implies M_Z = 1199,17 \text{ daN.m}, & T_y = 324,2920 \text{ daN} \end{cases}$$

Le moment max pour : $X = \frac{1046,20}{412,52} = 2,53 \geq 1,75 \text{ m}$

$$\implies M_{max} = 1842 \text{ daN.m}$$

Le moment max pour :

$$X = \frac{1427,50}{553,50} = 2,58 < 3,6 \text{ m}$$

– Donc les efforts maximum sont :

$$\begin{cases} M_{Sd} = 1842daN.m \\ V_{Sd} = 1427,50daN \end{cases}$$

$$M_{rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{mo}} = \frac{230,1 \times 235 \times 10^{-1}}{1} = 5407,35daN.m$$

$$M_{rd} = 5407,35daN.m > V_{Sd} = 1842daN \rightarrow \text{verifiee}$$

• **Cisaillement :**

$$V_{pl,rd} = \frac{A_{VZ} \cdot \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{Mo}} = \frac{16,97 \times \left(\frac{235}{\sqrt{3}}\right) \times 10^{-1}}{1} = 23024,44daN$$

$$V_{pl,rd} > V_{sd} \rightarrow \text{vérifiée}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, alors UAP 200 convient comme limon pour la volée.

3.6 Etude de la poutre de palier

La poutre palière est un élément travaille en flexion simple sous l'action des charges verticales.

• **Evaluation des charges :**

– pour le palier de repos :

$$314Kg/m^2 \times 1,75m = 549,5daN/ml$$

– pour les marches :

$$\text{carrelage} + \text{mortier} + \text{tole} + \text{cornire} + \text{limon}$$

$$P_{\text{carrelage}} = 44 \times 0,30 \times 10 + 44 \times 0,17 \times 11 = 214,28daN/ml$$

$$P_{\text{mortier}} = 44 \times 3,65 = 156,64daN/ml$$

$$P_{TN40} = 10 \times 3,65 + 10 \times 1,75 = 54daN/ml$$

$$P_{\text{cornire}} = 2,42 \times 20 = 84,4daN/ml$$

$$P_{\text{limon}} = 25,1 \times 2 = 50,2daN/ml$$

$$G_{\text{Total}} = 1109daN/ml$$

$$Q = 250 \times 5.5 = 1375 \text{ daN/ml}$$

• **Combinaisons de charges**

– **L'ELU**

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

$$q = 1,35 \times 1109 + 1,5 \times 1375$$

$$q = 5359,65 \text{ daN/ml}$$

– **L'ELS**

$$q_0 = G + Q$$

$$q_0 = 1109 + 1375$$

$$q_0 = 2484 \text{ daN/ml}$$

• **Condition de flèche :**

$$I_y \geq \frac{5 \times 2484 \times 10^{-2} \times (314)^4 \times 300}{384 \times 2,1 \times 10^6}$$

$$I_y \geq 1430,47 \text{ cm}^6$$

Pour assurer une bonne liaison entre la poutre, palier et le Limon on prend un profile **HEA160** dont les caractéristiques géométriques sont dans la TABLE 3.2 :

TABLE 3.2 – caractéristiques géométriques de HEA160

$I_z = 615,6 \text{ cm}^4$	$I_y = 1673 \text{ cm}^4$	$H = 152 \text{ mm}$
$i_z = 3,98 \text{ cm}$	$i_y = 6,57$	$A = 38,8 \text{ cm}^2$
$W_{ely} = 220,1 \text{ cm}^3$	$W_{elz} = 76,95 \text{ cm}^3$	$p = 30,4 \text{ Kg/m}$

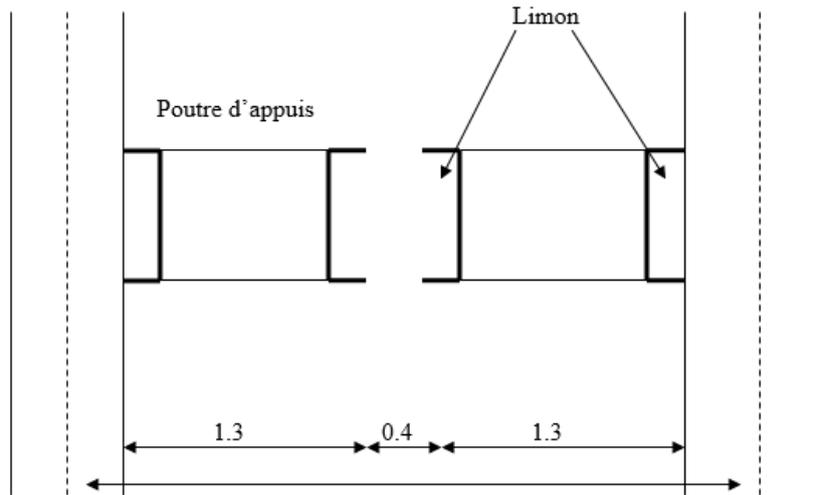


FIGURE 3.11 – prédimensionnement de poutre d'appui des limons

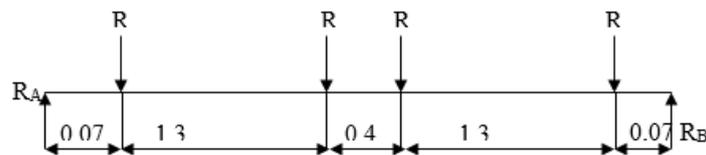


FIGURE 3.12 – Répartition des charges sur la poutre d'appui des limons.

• Vérification de la flèche :

$$f = \frac{5 \times q'_o \times L^4}{384 \times E_a \times I_y} \leq \bar{f} = \frac{L}{300}$$

Avec

$$q_0 = 2484 + P_p$$

$$q_0 = 2514.4 \text{ daN/ml}$$

$$f = \frac{5 \times 2514.4 \times 10^2 \times (314)^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 1673} = 08. \text{cm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{300} = \frac{314}{300} = 1,04 \text{cm}$$

$$f < \bar{f} \Rightarrow C.V$$

• Condition de la résistance :

– En flexion simple : $M_{Sd,y} \leq M_{y,PLRd}$

$$M_{Sd,y} = \frac{q' \times l^2}{2} \text{ Avec}$$

$$q' = 5953,65 + P_p$$

$$q' = 5953,65 + 30,4$$

$$q' = 3590 \text{ daN/ml}$$

$$M_{Sd,y} = \frac{3590 \times (3,14)^2}{8} = 4424,55 \text{ daN/ml}$$

$$M_{y,PLRd} = \frac{W_{y,PLRd} \times f_y}{\gamma_{Mo}} = \frac{245,1 \times 2350 \times 10^{-2}}{1}$$

$$M_{y,PLRd} = 2729,85 \text{ daN/ml}$$

$$M_{Sd,y} < M_{y,PLRd} \Rightarrow C.V$$

– **Au cisaillement** : $V_{y,Sd} \leq V_{PLRd}$

$$V_{PLRd} = \frac{q' \times l}{2} = \frac{3590 \times 3,14}{2} = 5636,3 \text{ daN}$$

$$V_{PLRd} = \frac{A_{vz} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{Mo}} = \frac{13,21 \times 2350}{\sqrt{3} \times 1} = 17923 \text{ daN}$$

$$M_{Sd,y} \ll V_{PLRd} \Rightarrow C.V$$

$$0,5V_{PLRd} = 8961,48 \text{ daN} > V_{Sd} = 5636,3 \text{ daN}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, alors **HEA160** convient comme poutre palière.

3.7 Calcul de L'acrotère

Le calcul se fera comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse. Elle sera soumise à un effort normal N_G à son poids propre et un effort horizontal N_H à la main courante qui engendre un moment de renversement dans la section encastrée, le ferrailage est déterminé en flexion composée pour une bande de 1m de largeur.

– la charge permanente (poids propre de l'acrotère) : $G = 170 \text{ daN/ml}$

– surcharge de la main courante (surcharge d'exploitation)

$$Q = 100 \text{ daN/m}^2 \Rightarrow Q = 100 \times 1 = 100 \text{ daN/ml}$$

- Calcul de l'effort normal dû au poids propre :

$$N_G = G \times 1m = 170 \times 1 = 170daN$$

- Calcul de l'effort normal dû à la main courante :

$$N_H = Q \times 1m = 100 \times 1 = 100daN$$

- Calcul du moment de renversement M_r dû à N_H :

$$M_r = N_H \times h = 100 \times 0,6 = 60daN$$

3.7.1 Combinaisons de charges

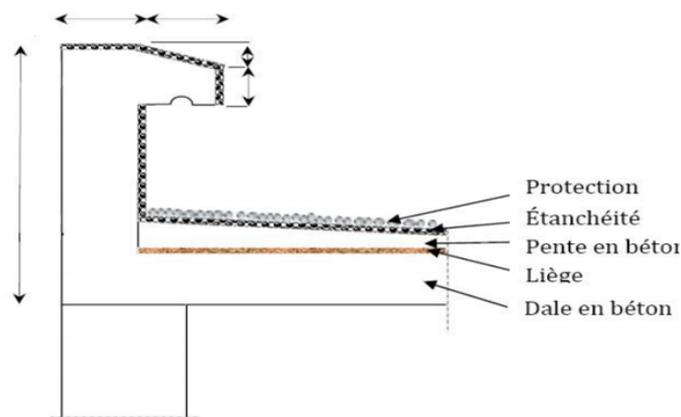


FIGURE 3.13 – L'acrotère

- À L'ELU :(selon le BAEL 91-Article 3.3.21)

$$q = 1,35G = 1,35$$

- Calcul de l'effort N_u (effort de compression) poids propre :

$$N_u = 1,35G = 1,35 \times 170 = 229,50daN$$

- Calcul de l'effort tranchant T_u dû à la main courante

$$T_u = 1,35N_H = 1,35 \times 100 = 150daN$$

- calcul du moment de flexion m_u dû à N_u :

$$M_u = 1,5 \times M_r = 1,5 \times 60 = 90daN.m$$

- À L'ELS :(selon le BAEL 91-Article 3.3.21)

$$q' = G + Q$$

- L'effort normal N_s

$$N_s = N_G = 170daN$$

– Le moment de flexion M_s

$$M_s = M_r = 60 \text{ daN}$$

3.7.2 Détermination du ferrailage de l'acrotère :

Le ferrailage sera déterminé on flexion composé pour une bande de (01m) de longueur, on considère une section rectangulaire avec les données suivantes :

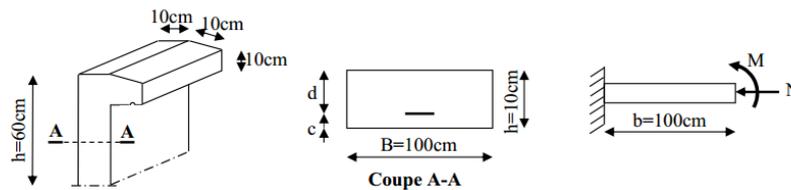


FIGURE 3.14 – Coupe A-A de l'acrotère

• Les dimensions de la section rectangulaire :

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$h = 10 \text{ cm}$$

$$d = h - c = 10 - 2 = 8 \text{ cm}$$

3.7.2.1 Calcul des armatures à L'ELU :

$$\left. \begin{aligned} e_u &= \frac{M_u}{N_u} = \frac{90}{229,50} = 0,39 \text{ m} \\ e_u &= 0,39 \text{ m} > \frac{h}{2} - c = \frac{0,1}{2} - 0,02 = 0,03 \end{aligned} \right\} \Rightarrow e_u > \frac{h}{2} - c \Rightarrow N : \text{compression}$$

Le centre de pression est à l'extérieur de la section, donc la section est partiellement comprimée et dans ce cas on doit calculer la section en flexion simple puis en flexion composée.

Le moment des forces extérieures par rapport au centre de gravité des aciers tendus.

N_u : effort de compression.

M_{uf} : moment fictif.

$$M_{uf} = N_u \cdot g \text{ avec } : g = e_u + \frac{h}{2} - c$$

$$M_{uf} \times g = N_u \left(e_u + \frac{h}{2} - c \right) = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

$$M_{uf} = 90 + 229,50 \times (0,03) = 96,885 \text{ daN.m}$$

$$M_{uf} = 96,885 \text{ daN.m}$$

- en flexion simple :

$$\text{On a : } \mu = \frac{M_{uf}}{b \cdot d^2} \qquad \sigma_{bc} = 0,85 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,85 \frac{25}{1,5} = 14,2 \text{ Mpa}$$

$$\mu = \frac{96,885 \times 10}{1 \times (80)^2 \times 14,2} = 0,0106 \Rightarrow \qquad \mu = 0,0106 < \mu_l \Rightarrow \beta = 0,995$$

$$\mu < \mu_l \Rightarrow S.S.A$$

Donc les armatures comprimées ne son pas nécessaires ($A' = 0$) et ($A = 0$)

$$A_{fu} = \frac{M_{uf}}{\beta \times d^2 \times \sigma_{st}} \qquad \text{avec : } \sigma_{bc} = \frac{f_e}{\gamma_{st}} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$A_f = \frac{96,885 \times 10}{0,995 \times 0,08 \times 348} \qquad \Rightarrow A_f = 0,35 \text{ cm}^2$$

- en Flexion composée :

$$A = A_{uf} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0,35 - \frac{229,50 \times 10}{348} \Rightarrow A = 0,284 \text{ cm}^2$$

$$A = 0,284 \text{ cm}^2$$

• Condition de non fragilité

N_u : Effort de compression

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{ft_{28}}{f_e} \quad \text{avec : } ft_{28} = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$A_{min} = 0,23 \times 100 \times 8 \frac{2,1}{400}$$

$$A_{min} = 0,966 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} > A$$

$$A = 0,284 \text{ cm}^2 < A_{min} : \quad \text{Donc on prend } A_{min} = 0,966 \text{ cm}^2$$

Soit : 5T8/ml avec $A = 2,51 \text{ cm}^2$

3.7.2.2 Calcul des armatures de répartition

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2,51}{4} = 0,630 \text{ cm}^2$$

Soit 4φ6 Avec $A_r = 1,13 \text{ cm}^2$

3.7.3 Vérification de la contrainte de cisaillement (BAEL Art 5-1-1) :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} \quad \Rightarrow \tau = \frac{150}{100 \times 8} = 0,1875 \text{ daN/cm}^2$$

$$\tau = 0,018 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau} = \min[0,10 \times f_{c28}, 3 \text{ Mpa}]$$

$$\bar{\tau} = 2,5 \text{ Mpa}$$

$$\tau < \bar{\tau} \Rightarrow \text{pas de risque de cisaillement}$$

• Calcul des armatures à L'ELS :

$$\left. \begin{aligned} E_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{60}{170} = 0,35m \\ \frac{h}{2} - c = \frac{0,2}{2} = 0,03m \end{aligned} \right\} \Rightarrow e_s > \frac{h}{2} - c \Rightarrow N : \text{compression}$$

Le centre de pression est à l'extérieur de la section, donc la section est partiellement comprimée et dans ce cas on doit calculer la section en flexion simple puis en flexion composée.

• **En flexion simple :**

$$M_{sf} = N_{sf} \times g \quad \text{avec} \quad g = e_u + \frac{h}{2} - c$$

$$M_{sf} = 170 \times (0,39 + 0,03) = 71,40 \text{ daN.m}$$

$$M_{sf} = 71,40 \text{ daN.m} \quad \text{On a : } \mu_1 = \frac{M_{sf}}{b \times d^2} \quad \text{avec : } \sigma_{bc} = 0,85 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,85 \frac{25}{1,5} = 14,20 \text{ Mpa}$$

$$\mu = \frac{71,4 \times 10}{1 \times (80)^2 \times 14,20} = 0,0078$$

$$\Rightarrow \mu_1 = 0,0078 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \beta_1 = 0,866 \quad \text{et} \quad k_1 = 22,30$$

$$\mu_1 < \mu_l \Rightarrow S.S.A$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A' = 0$) et ($A = 0$)

$$A_{sf} = \frac{M_{sf}}{\beta \times d^2 \times \sigma_{st}} \quad \text{avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$A_{sf} = \frac{71,4 \times 10}{0,866 \times 0,08 \times 348} \Rightarrow A_{sf} = 0,2961 \text{ cm}^2$$

• **Flexion composée :**

$$A = A_{sf} - \frac{N_s}{\sigma_{st}} = 0,30 - \frac{1700 \times 10^2}{348} \Rightarrow A = 0,25 \text{ cm}^2$$

$$A = 0,25 \text{ cm}^2$$

• **Condition de non fragilité (BAEL 91) :**

$$A_{min} = 0,23.b.d \frac{f_{t28}}{f_e} \text{ avec : } f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$A_{min} = 0,23 \times 100 \times 8 \frac{2,1}{400}$$

$$A_{min} = 0,966 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} > A$$

$$A = 0,25 \text{ cm}^2 < A_{min} : \text{ Donc on prend } A_{min} = 0,966 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 5T8/ml \text{ avec } A = 2,51 \text{ cm}^2$$

Comme la fissuration est préjudiciable nous devons vérifier les formules suivantes :

$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$ et $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$ Avec :

$$\bar{\sigma}_s = \left\{ \begin{array}{l} \frac{2}{3} f_e = \frac{2}{3} \times 400 = 266,67 \text{ Mpa} \\ 150.n = 150 \times 1,6 = 240 \text{ Mpa} \end{array} \right\} \text{ avec : } n(\text{coeff de fissuration})$$

$$\bar{\sigma}_s = 240 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{K_1} = \frac{240}{22,31} = 10,76 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s \Rightarrow C.V$$

Donc les armatures trouvées à L'ELU conviennent :

$$\left\{ \begin{array}{l} A = 2,51 \text{ cm}^2 \text{ soit } 5T8/ml \\ A_r = 1,13 \text{ cm}^2 \text{ soit } 4\phi 6 \end{array} \right.$$

3.7.4 Vérification au séisme (Art 6-2-3 RPA 99 versions 2003) :

L'action des forces horizontales (F_p) doit être inférieure au égale à l'action de la main courante.

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

Avec :

C_p :Facteur de force horizontale qui varie entre 0,3 et 0,8 selon le (RPA 3003) Tableau (6-1)

A :coefficient d'accélération de zone obtenue à partir du tableau (4-1 du RPA 2003) suivant la zone sismique et le groupe d'usage.

Zone III et groupe 02 $\Rightarrow A = 0,25$

$$F_p = 4 \times 0,25 \times 0,3 \times 170 = 51daN$$

$$F_p = 51daN < P = 100daN$$

Remarque

La force sismique provoque un effort faible par rapport à celui qui est engendré par (P), dans ce cas la vérification au séisme inutile.

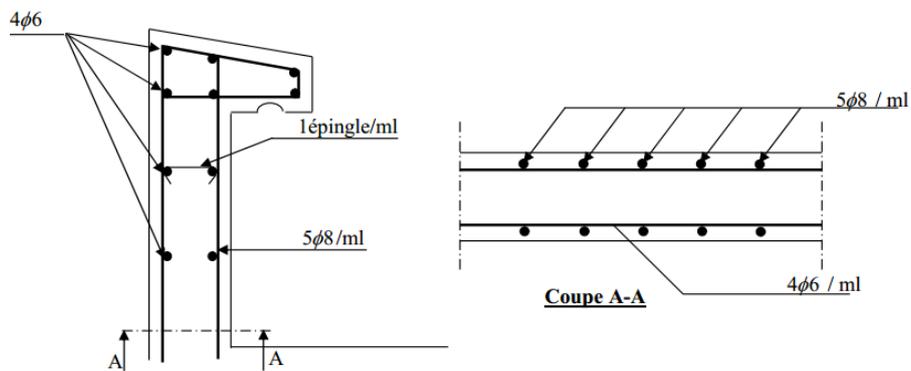


FIGURE 3.15 – Plan de ferrailage de l'acrotère

CHAPITRE 4

MODÉLISATION ET DIMENSIONNEMENT DE LA STRUCTURE

4.1 Introduction

Le but de tout calcul de structures est de vérifier tous les éléments aux sollicitations afin d'assurer la stabilité globale de l'ossature ; la stabilité transversale est assurée par le portique.

L'étude des portiques nécessite au préalable l'évaluation de toutes les charges (permanentes, d'exploitations, sismiques et climatiques) qui les sollicitent. Son calcul est fait sous les combinaisons d'actions les plus défavorables auxquelles ils pourraient être soumis durant toute la période d'exploitation de l'ouvrage.

Les sollicitations obtenues servent à la vérification des éléments (poteaux, traverses) ; elles servent également au calcul des assemblages. Ainsi qu'à celui de l'infrastructure.

Le calcul est effectué par le logiciel ROBOT STRUCTURAL 2015, les notes de calcul sont données par familles, en s'intéressant, pour chaque famille, à l'élément le plus sollicité.

4.2 Pré dimensionnement des poutres secondaires

4.2.1 Plancher terrasse

On a les caractéristiques suivantes :

Portée de poutre secondaire : $l = 3,6m$

Entre axe des solives : $e_{ps} = 1,437m$

$G = 6,93KN/m^2$

$Q = 1KN/m^2$

$S = 0,14KN/m^2$

Les combinaisons de charges à considérées sont :

$P_{s1}[G + \max(Q;S)] \times e_{ps} = 11,40KN/m$

$P_{s2}[G + 0,9 \times (Q;S)] \times e_{ps} = 11,43KN/m$

$P_s = \max(P_{s1}, P_{s2}) = 11,43KN/m$

IL faut vérifier : $f_{cal} \leq f_{adm}$

$f_{cal} = \frac{5}{384} \times P_s \times l^3 E_a \times I_y \leq f_{ad} = \frac{L}{200}$ Avec :

$I_y = 200 \frac{P_s \times l^3 \times 5}{E_a \times 384} = 200 \times \frac{5 \times 11,43 \times 3,6^3}{384 \times 2,1} = 661,30cm^4$

$I_y = 661,30cm^4$ Soit un IPE180 avec $I_y = 1317cm^4$ ce qui implique que la section est de classe 1. $I_y = 690,67cm^4$

★ Classe de la section

– Vérification de la semelle (comprimée)

$$\frac{b_f}{2.t_f} \leq 10.\xi \Rightarrow \frac{91}{2,8} \leq 10 \times 1 \Rightarrow 5,687 \leq 10 \rightarrow \text{Semelle de classe 1}$$

Avec :

$$\sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

– Vérification de l'âme

$$\frac{d}{t_w} \leq 72.\xi \Rightarrow \frac{146}{5,3} \leq 72 \times 1 \Rightarrow 27,547 \leq 75 \rightarrow \text{Semelle de classe 1}$$

Donc la section de classe 1

• Vérification en tenant en compte des poids du profile

– La flèche

$$P'_s = P_s + G_{profile} = 11,43 + 0,188 = 11,618 \text{KN/m}$$

$$f_{cal} = \frac{5 \times 11,618 \times 3,6^4}{384 \times 2,1 \times 1317} \times 10^2 = 0,91 \text{cm} < f_{adm} = \frac{360}{200} = 1,8 \text{cm} \rightarrow \text{verifiee}$$

– La résistance Les combinaisons de charges à considérées sont :

$$P_{u1} = 1,35 \times (G \times e_{solive} + G_{profile}) + 1,5 \max(Q, S) \times e_{solive} = 15,85 \text{KN/m}$$

$$P_{u2} = 1,35 \times (G \times e_{solive} + G_{profile}) + 1,35(Q + S) \times e_{solive} = 15,91 \text{KN/m}$$

$$P_u = \max P_{u1}; P_{u2} = 15,91 \text{KN/m}$$

$$M_{sd} = \frac{p_u \times l^2}{8} = \frac{15,91 \times 3,6^2}{8} = 25,77 \text{KN.m}$$

$$M_{rd} = \frac{p_u \times f_y}{\gamma_{mo}} = \frac{166,4 \times 235 \times 10^{-3}}{1} = 39,104 \text{KN.m} > M_{sd} = 25,77 \text{KN.m} \rightarrow \text{OK}$$

– Cisaillement

$$V_{sd} = \frac{p_u \times l}{2} = \frac{15,91 \times 235 \times 3,6}{2} = 28,63KN$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_{vz}(\sqrt{\frac{f_y}{\sqrt{3}}})}{\gamma_{mo}} = \frac{11,25 \times 10^{-1}(\frac{235}{\sqrt{3}})}{1} = 152,654KN$$

$$V_{sd} = 28,63 < V_{pl,rd} = 152,654KN \rightarrow OK$$

Toutes les conditions sont vérifiées, alors on adopte L'IPE 180 comme poutre secondaire au plancher terrasse.

4.2.2 Plancher courant

On suit les mêmes étapes que celles du plancher terrasse.

On a les caractéristiques suivantes :

$$G = 4,99KN/m^2$$

$$Q = 2,5KN/m^2$$

$$S = 0,14KN/m^2$$

$$\text{Portee de la solive} : l = 3,6m$$

$$\text{Entre axe des solives} : e_{ps} = 1,437m$$

$$P_{s1} = [G + \max(Q;S)] \times e_{ps} = 10,76KN/m$$

$$P_{s2} = [G + 0,9(Q+S)] \times e_{ps} = 10,58KN/m$$

$$P_s = \max(P_{s1}; P_{s2}) = 10,76KN/m$$

$$\text{IL faut verifier} : f_{cal} \leq f_{adm}$$

$$f_{cal} = \frac{5}{384} \times \frac{p_s \times l^3}{E_a \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{200}$$

Avec :

$$I_y = 250 \frac{p_s \times l^3 \times 5}{E_a \times 384} = 250 \frac{5 \times 10,76 \times 3,6^3}{384 \times 2,1} = 778,17cm^4$$

$$I_y = 778,17cm^4$$

Soit un IPE 180 avec $I_y = 1317\text{cm}^4$ ce qui implique que la section est de classe 1.

• **Vérification en tenant en compte des poids du profile**

– **La flèche** Les combinaisons de charges à considérées sont :

$$P'_s = p_s + G_{profile} = 10,78 + 0,188 = 10,96\text{KN/m}$$

$$f_{cat} = \frac{5 \times 10,96 \times 3,6^4}{384 \times 2,1 \times 1317} \times 10^2 = 0,86\text{cm} < f_{adm} = \frac{360}{250} = 1,44\text{cm} \rightarrow OK$$

– **La résistance** Les combinaisons de charges ? considérées sont :

$$P_{u1} = 1,35 \times (G \times e_{ps} + G_{profile}) + 1,5\max(Q;S) \times e_{ps} = 15,32\text{KN/m}$$

$$P_{u2} = 1,35 \times (G \times e_{ps} + G_{profile}) + 1,35(Q + S) \times e_{ps} = 15,62\text{KN/m}$$

$$P_u = \max(P_{u1}, P_{u2}) = 15,62\text{KN/m}$$

$$M_{sd} = \frac{p_u \times l^2}{8} = \frac{15,62 \times 3,6^2}{8} = 25,30\text{KN.m}$$

$$M_{rd} = \frac{p_u \times f_y}{\gamma_{mo}} = \frac{166,4 \times 235 \times 10^{-3}}{1} = 39,104\text{KN.m} > M_{sd} = 25,30\text{KN.m} \rightarrow OK$$

– **Cisaillement**

$$V_{sd} = \frac{p_u \times l}{2} = \frac{15,62 \times 235 \times 3,6}{2} = 28,11\text{KN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_{vz} \left(\sqrt{\frac{f_y}{3}} \right)}{\gamma_{mo}} = \frac{11,25 \times 10^{-1} \left(\frac{235}{\sqrt{3}} \right)}{1} = 152,654\text{KN}$$

$$V_{sd} = 28,11 < V_{pl,rd} = 152,654\text{KN} \rightarrow OK$$

Toutes les conditions sont vérifiées, alors on adopte L'IPE 180 comme poutre secondaire au plancher courant, pour le cas de travée 3,6 m et d'entre axe de 1,437m

4.3 Pré dimensionnement des sommiers

Pour chaque plancher, on a un seul type de poutre principale

4.3.1 Plancher terrasse

On a les caractéristiques suivantes :

$$G = 6,93KN/m^2$$

$$Q = 1KN/m^2$$

$$G_{profile} = 0,188KN/m$$

$$a = 1,275$$

$$b = 2,55m$$

Porte de la sommier : $l = 5,1m$

Les solives exercent des charges concentrees sur le sommier avec :

$$P_{solive} = G_{profile} \times e_{sommier} = 0,188 \times 3,6 = 0,676KN$$

Pour calcul les efforts internes de cette poutre, on utilise le principe de superposition.

Cas N°1

Les combinaisons de charges a considerees sont :

$$P_{s1} = (G + \max(Q : S)) \times e_{sommier} = 28,54KN/m$$

$$P_{s1} = (G + 0,9(Q + S)) \times e_{sommier} = 28,64KN/m$$

$$P_s = \max(P_{s1}; P_{s2}) = 28,64KN/m$$

IL faut verifier : $f_{cal} \leq f_{adm}$

$$f_{cal} = \frac{5}{384} \times \frac{p_s \times l^4}{E_a \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{200}$$

Avec :

$$I_{y1} = 220 \frac{p_s \times l^3 \times 5}{E_a \times 384} = 220 \frac{5 \times 28,64 \times 5,1^3}{384 \times 2,1} = 4711,21cm^4$$

$$I_y = 4711,21cm^4$$

Cas N°2

IL faut vérifier : $f_{cal} \leq f_{adm}$

$$f_{cal} = \frac{P_{solive}}{24 \times E \times I_{y2}} \times [[\alpha(3 \times l^2 - 4 \times \alpha)] + [b(3 \times l^2 - 4 \times b^2)]] \text{ et } f_{ad} = \frac{L}{200}$$

$$I_{y2} = 200 \frac{P_{solive}}{24 \times E \times l} \times [[\alpha \times (3 \times l^2 - 4 \times \alpha)] + [b(3 \times l^2 - 4 \times b^2)]]$$

$$I_{y2} = 200 \frac{0,676}{24 \times 2,1 \times 5,1} \times [[1,275 \times (3 \times 5,1^2 - 4 \times 1,275^2)] + [2,55(3 \times 5,1^2 - 4 \times 2,55^2)]]$$

$$I_{y2} = 117,74 \text{ cm}^2$$

Finalement, L'inertie totale $I_y = I_{y1} + I_{y2} = 4828,95 \text{ cm}^2$

Soit un IPE 300 avec $I_y = 8356 \text{ cm}^4$

• Classe de la section

– Vérification de la semelle (comprimée)

$$\frac{b_f}{2 \times t_f} \leq 10\xi \Rightarrow \frac{150}{2 \times 10,7} \leq 10 \times 1 \Rightarrow 7,00 \leq 10 \rightarrow \text{Semelle de classe 1}$$

$$\text{Avec : } \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

– Vérification de l'âme

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon \Rightarrow \frac{248,6}{7,1} \leq 72 \times 1 \Rightarrow 35,014 \leq 72 \rightarrow \text{Ame de classe 1}$$

Donc la section de classe 1

• Vérification en tenant en compte des poids du profile

– La flèche

$$P'_s = P_s + G_{profile} = 28,64 + 0,422 = 29,06 \text{ KN/m}$$

Cas N°1

$$f_{call} = \frac{5 \times 29,06 \times (5,1)^4}{384 \times 2,1 \times 8356} \times 10^2 = 1,45 \text{ cm}$$

Cas N°2

$$f_{cal1} = \frac{0,676 \times 10^2}{24 \times 2,1 \times 8356} \times [[1,275(3 \times 5,1^2 - 4 \times 1,275^2)] + [2,55(3 \times 5,1^2 - 4 \times 2,55^2)]]$$

$$f_{cal1} = 0,035cm$$

Finalement, la flèche totale calculée est :

$$f_{cal} = f_{cal1} + f_{cal2} = 1,48cm < f_{adm} = \frac{510}{200} = 2,55cm \rightarrow OK$$

– **La résistance** : Les combinaisons de charges ? considérées sont :

Cas N°1

$$P_{u1} = 1,35 \times (G \times e_{sommier} + G_{profile}) + 1,5max(Q;S) \times e_{sommier} = 39,65KN/m$$

$$P_{u2} = 1,35 \times (G \times e_{sommier} + G_{profile}) + 1,35(Q+S) \times e_{sommier} = 39,79KN/m$$

$$P_u = max(P_{u1}; P_{u2}) = 39,79KN/m$$

$$M_{sd1} = \frac{P_u \times l^2}{8} = 129,36KN.m$$

Cas N°2

$$P'_{solive} = 1,35 \times p_{solive} = 0,91KN$$

$$M_{sd} = P'_{solive} \times (a+b) = 0,91(1,275 + 2,55) = 3,825KN.m$$

Finalement, le moment maximum est :

$$M_{sd} = M_{sd1} + M_{sd2} = 133,185KN.m$$

$$M_{rd} = \frac{w_{pl} \times f_y}{\gamma_{mo}} = \frac{628,4 \times 235 \times 10^{-3}}{1} = 147,674KN.m$$

$$M_{rd} = 147,674 > M_{sd} = 133,185KN.m \rightarrow OK$$

– cisaillement

$$V_{sd} = \frac{p_u \times l}{2} + 2 \times p'_{solive} = \frac{39,79 \times 5,1}{2} + 2 \times 0,91 = 103,28KN$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_{vz} \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{mo}} = \frac{25,68 \times 10^{-1} \left(\frac{235}{\sqrt{3}} \right)}{1}$$

$$V_{pl,rd} = 348,42KN > V_{sd} = 103,28KN \rightarrow OK$$

Toutes les conditions sont vérifiées, alors on adopte L'YPE 300 comme des sommiers de plancher terrasse.

4.3.2 Plancher courant

On a les caractéristiques suivantes :

$$\text{Portee du sommier} : L = 5,1m$$

$$\text{Entre axe des sommier} : e_{sommier} = 3,6m$$

$$\text{Entre axe des solive} : e_{solive} = 1,275m$$

$$a = 1,275m$$

$$b = 2,55m$$

Les solives exercent des charges concentrées sur le sommier avec :

$$P_{solive} = G_{solive} \cdot e_{sommier} = 0,188 \times 3,6 = 0,676KN$$

Pour calculer l'inertie et les efforts internes de cette poutre, on utilise le principe de superposition.

Cas N°1 Les combinaisons de charges à considérées sont :

$$p_{s1} = (G + \max(Q; S)) \times e_{sommier} = 26,96 \text{KN/m}$$

$$p_{s2} = (G + 0,9(Q; S)) \times e_{sommier} = 26,51 \text{KN/m}$$

$$p_s = \max(p_{s1}; p_{s2}) = 26,96 \text{KN/m}$$

IL faut vérifier : $f_{cal} \leq f_{adm}$

$$f_{cal} = \frac{5}{384} \times \frac{p_s \times l^4}{E_a \times I_{y1}} \leq f_{ad} = \frac{L}{200}$$

Avec :

$$I_{y1} = 200 \frac{p_s \times l^3 \times 5}{E_a \times 384} = 200 \frac{5 \times 26,96 \times 5,1^3}{384 \times 2,1} = 554,57 \text{cm}^4$$

Cas N°2

IL faut vérifier : $f_{cal} \leq f_{adm}$

Avec :

$$f_{cal} = \frac{P_{solive}}{24 \times E \times l} \times [[\alpha(3 \times l^2 - 4 \times \alpha^2)] + [b(3 \times l^2 - 4 \times b^2)]] \text{ et } f_{ad} = \frac{L}{250}$$

$$I_{y2} = 250 \frac{P_{solive}}{24 \times E \times l} \times [[\alpha(3 \times l^2 - 4 \times \alpha)] + [b(3 \times l^2 - 4 \times b^2)]]$$

$$I_{y2} = 250 \frac{0,676}{24 \times 2,1 \times 5,1} \times [[1,275(3 \times 2,1^2 - 4 \times 1,275^2)] + [2,55(3 \times 5,1^2 - 4 \times 2,55^2)]]$$

$$I_{y2} = 147,14$$

Finalement, L'inertie totale $I_y = I_{y1} + I_{y2} = 5690,74 \text{cm}^4$

Soit un IPE 300 avec $I_y = 8356 \text{cm}^4$

- Classe de la section

- Vérification de la semelle (comprimée)

$$\frac{b_f}{2 \times t_f} \leq 10\xi \Rightarrow \frac{150}{2 \times 10,7} \leq 10 \times 1 \Rightarrow 7,00 \leq 10 \rightarrow \text{Semelle de classe 1}$$

$$\text{Avec : } \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

– Vérification de l'âme

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon \Rightarrow \frac{248,6}{7,1} \leq 72 \times 1 \Rightarrow 35,014 \leq 72 \rightarrow \text{Ame de classe 1}$$

Donc la section de classe 1

• Vérification en tenant en compte des poids du profil

– La flèche

$$P'_s = p_s + G_{profilé} = 26,96 + 0,422 = 27,382 \text{KN/m Cas } N^o 1$$

$$f_{cal1} = \frac{5 \times 27,382 \times 5,1^4}{384 \times 2,1 \times 8356} \times 10^2 = 1,37 \text{cm}$$

Cas $N^o 2$

$$f_{cal2} = \frac{0,676 \times 10^2}{24 \times 2,1 \times 8356} \times [[1,275(3 \times 5,1^2 - 4 \times 1,275^2)] + [2,55(3 \times 5,1^2 - 4 \times 2,55^2)]]$$

$$f_{cal2} = 0,0359 \text{cm}$$

Finalemnt ,la fleche totale calculee est :

$$f_{cal} = f_{cal1} + f_{cal2} = 1,406 \text{cm} < f_{adm} = \frac{510}{250} = 2,04 \text{cm} \rightarrow OK$$

– **La résistance** : Les combinaisons de charges à considérées sont :

Cas $N^o 1$

$$P_{u1} = 1,35 \times (G \times e_{sommier} + G_{profilé}) + 1,5 \max(Q; S) \times e_{sommier} = 38,32 \text{KN/m}$$

$$P_{u2} = 1,35 \times (G \times e_{sommier} + G_{profilé}) + 1,35(Q + S) \times e_{sommier} = 37,65 \text{KN/m}$$

$$P_u = \max(P_{u1}; P_{u2}) = 39,79 \text{KN/m}$$

$$M_{sd1} = \frac{P_u \times l^2}{8} = 124,58 \text{KN.m}$$

Cas N°1

$$p'_s = 1,35 \times p_{solive} = 0,91KN$$

$$M_{sd} = p'_{solive} \times (a + b) = 0,91(1,275 + 2,55) = 3,48KN.m$$

Finalemment, le moment maximum est :

$$M_{sd} = M_{sd1} + M_{sd2} = 128,06KN.m$$

$$M_{rd} = \frac{w_{pl} \times f_y}{\gamma_{mo}} = \frac{628,4 \times 235 \times 10^{-3}}{1} = 147,674KN.m$$

$$M_{rd} = 147,674 > M_{sd} = 128,06KN.m \rightarrow OK$$

– cisaillement

$$V_{sd} = \frac{p_u \times l}{2} + 2 \times p'_{solive} = \frac{38,32 \times 5,1}{2} + 2 \times 0,91 = 99,53KN$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_{vz} \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{mo}} = \frac{25,68 \times 10^{-1} \left(\frac{235}{\sqrt{3}} \right)}{1}$$

$$V_{pl,rd} = 348,42KN > V_{sd} = 99,53KN \rightarrow OK$$

Toutes les conditions sont vérifiées, alors on adopte L'IPE 300 comme des sommiers de plancher courant.

4.4 Pré dimensionnement des poteaux

Les poteaux seront pré dimensionnés à L'ELU en compression simple. Le pré dimensionnement se fera selon la formule suivant :

$$N_{max} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{mo}}$$

Avec : N_{max} :Effort normal de compression déterminé par la descente de charges.

F_y :Limite d'élasticité de l'acier.

γ_{mo} :Coefficient partiel de sécurité.

4.4.1 Détermination de N_{max} par la descente de charges

- **Plancher terrasse :**

Poids du plancher

$$6,93[3,35 \times 3,6] = 60,18 \text{KN}$$

Poids de la poutre principale (sommier)

$$(0,422 \times 3,35) = 1,4137 \text{KN}$$

Poids de la poutre secondaire

$$0,188 \times 3,6 = 0,6768 \text{KN}$$

Poids propre de la solive

$$0,188 \times 3,9 = 0,6768 \text{KN}$$

Surcharges d'exploitation

$$2,5 \times (3,35 \times 3,6) = 12,06 \text{KN}$$

Surcharges de neige

$$0,14(3,35 \times 3,6) = 1,6884 \text{KN}$$

$$N_{Gterrasse} = 86,336 \text{KN}$$

$$N_{Qterrasse} = 12,06 \text{KN}$$

$$N_{Sterrasse} = 1,6688 \text{KN}$$

- **Plancher étage courant :**

–

– Poids du plancher

$$4,99[3,35 \times 3,6] = 60,18 \text{ KN}$$

– Poids de la poutre principale (sommier)

$$(0,422 \times 3,35) = 1,413 \text{KN}$$

– Poids de la poutre secondaire

$$0,188 \cdot 3,6 = 0,6768 \text{ KN}$$

– Poids propre de la solive

$$0,188 \times 3,9 = 0,6768 \text{ KN}$$

– Surcharges d'exploitation

$$2,5 \times (3,35 \times 3,6) = 30,15 \text{ KN}$$

$$N_{Gterrasse} = 86,336 \text{ KN}$$

$$N_{Qage} = 12,06 \text{ KN}$$

4.4.2 Pré dimensionnement

4.4.2.1 poteau niveau 4

L'effort est donnée par le maximum des deux combinaison suivantes :

$$N_1 = 1,35 \times N_{Gterrasse} + 1,35(N_{Qterrasse} + N_{Sterrasse}) = 135,087 \text{ KN}$$

$$N_2 = 1,35 \times N_{Gterrasse} + 1,5 \max(N_{Qterrasse}; N_{Sterrasse}) = 134,643 \text{ KN}$$

$$N_{max} = 165,087 \text{ KN}$$

N_{max} doit verifie la condition suivante :

$$N_{max} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{mo}}$$

$$N_{max} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{mo}} \Rightarrow A = \frac{N_{max} \times \gamma_{mo}}{f_y} = \frac{135,087 \times 1,1 \times 10}{235} = 6,32 \text{ cm}^2$$

On prend un HEA 220 avec $A = 64,3 \text{ cm}^2$

- Vérification au flambement :

a Classe de la section

- Vérification de la semelle (comprimée)

$$\frac{b_f}{2 \times t_f} \leq 10 \times \varepsilon \Rightarrow \frac{220}{2 \times 11} \leq 10 \times 1 \Rightarrow 10 = 10 \rightarrow \text{Semelle de classe 1}$$

$$\text{Avec : } \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

– Vérification de l'âme

$$\frac{d}{t_w} \leq 72 \times \varepsilon \Rightarrow \frac{152}{7} \leq 72 \times 1 \Rightarrow 21,71 \leq 72 \rightarrow \text{Ame de classe 1} \quad \text{Donc la section de classe 1}$$

b Calcul de l'élanement réduit $\bar{\lambda}_i$

$$\lambda_i = \left(\frac{\lambda_i}{\lambda_1} \right) \times \beta_A^{0,5}$$

$a\beta_A = 1 \rightarrow$ pour les sections de classe 1 et 2

$$\lambda_1 = \pi \times \sqrt{E/f_y} = 93,3\varepsilon = 93,9 \times \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 93,9$$

$$\lambda_y = \frac{l_f}{I_y} = \frac{0,7 \times 340}{9 \times 17} = 25,95 \Rightarrow \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{93,9} = 0,27 > 0,2$$

$$\lambda_z = \frac{l_f}{I_z} = \frac{0,7 \times 340}{4,98} = 47,79 \Rightarrow \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{93,9} = 0,51 > 0,2$$

Donc, il ya lieu de tenir compte du risque de flambement autour des deux axes.

Le choix de la courbe de flambement se fait : [tab 55.3 CCM 97]

$$\frac{h}{b} = \frac{210}{220} = 0,954 \leq 1,2 \Rightarrow Y - Y \rightarrow \text{courbe } b \Rightarrow a_y = 0,34 [\text{Tab } 55.2 \text{ CCM97}]$$

$$t_f = 11\text{mm} \leq 100\text{mm}$$

Par interpolation lineaire en a trouve $\chi_y = 0,9748 [\text{Tab } 55.2 \text{ CCM97}]$

$$\frac{h}{b} = \frac{210}{220} = 0,954 \leq 1,2 \Rightarrow Z - Z \rightarrow \text{courbe } c \Rightarrow a_z = 0,49 [\text{Tab } 55.1 \text{ CCM97}]$$

$$t_f = 11\text{mm} \leq 100\text{mm}$$

Par interpolation lineaire en a trouve $\chi_z = 0,8372 [\text{Tab } 55.2 \text{ CCM97}]$

$$\chi = \min(\chi_y; \chi_z) = 0,8372$$

$$N_{brd} = \frac{\beta_A \times f_y \times A \times \chi}{\gamma_{mo}} = \frac{0,8372 \times 1 \times 64,3 \times 235}{10 \times 1} = 1150,046$$

$$N'_{max} = N_{max} + (G_{profile} \times H_{poteau}) = 163,434 + (0,505 \times 3,6) = 136,905\text{KN}$$

IL faut que :

$$N'_{max} \leq N_{brd} \Rightarrow 136,905\text{KN} \leq 1150,046\text{KN} \rightarrow \text{OK}$$

La condition est vérifiée, donc le profilé HEA220 convient comme un poteau 4eme niveau.

4.4.2.2 Poteau niveau 3 :

Dans ce cas, l'effort repris par le poteau est :

$$N_G = N_{Gterrasse} + N_{Getage} + poids\ HEA220 = 149,79KN$$

$$N_Q = N_{Qterrasse} + N_{Qetage} = 42,21KN$$

$$N_S = N_{terrasse} + N_{Setage} = 1,6688KN$$

L'effort est donné par le maximum des deux combinaisons suivantes :

$$N_1 = 1,35N_G + 1,35(N_Q + N_S) = 261,45KN$$

$$N_2 = 1,35N_G + 1,5\max(N_Q; N_S) = 265,53KN$$

$$N_{max} = 265,53KN$$

N_{max} doit vérifier la condition suivante :

$$N_{max} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{mo}}$$

$$N_{max} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{mo}} \Rightarrow A = \frac{N_{max} \times \gamma_{mo}}{f_y} = \frac{265,53 \times 1,1 \times 10}{235} = 12,43cm^2$$

On prend un HEA 220 avec $A = 64,3\text{ Cm}^2$

- **Vérification au flambement**

Les mêmes vérifications que pour le niveau 4 (vérification des semelles et de l'âme)

a Calcul de l'élançement réduit $\bar{\lambda}_i$:

c'est la même chose que pour le niveau 4

$$N'_{max} = N_{max} + (G_{profilé} \times H_{poteau}) = 265,53 + (0,505 \times 3,6) = 267,53KN$$

IL faut que :

$$N'_{max} \leq N_{brd} \Rightarrow 267,53KN \leq 1150,046KN \rightarrow OK$$

La condition est vérifiée, donc le profilé HEA220 convient comme un poteau au 3eme niveau.

4.4.2.3 Poteau niveau 2

Dans ce cas, l'effort repris par le poteau est :

$$N_G = N_{Gterrase} + N_{Gtarge} + 2 \times \text{poidsHEA220} = 213,246KN$$

$$N_Q = N_{Qtterrase} + 2 \times N_{Qtarge} = 72,36KN$$

$$N_S = N_{Stterrase} + 2 \times N_{Starge} = 1,6688KN$$

L'effort est donné par le maximum des deux combinaisons suivantes :

$$N_1 = 1,35 \times N_G + 1,35 \times (N_Q + N_S) = 387,82KN$$

$$N_2 = 1,35 \times N_G + 1,5 \times \max(N_Q; N_S) = 396,42KN$$

$$N_{max} = 396,42KN$$

N_{max} doit vérifier la condition suivante :

$$N_{max} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{mo}}$$

$$N_{max} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{mo}} \Rightarrow A = \frac{N_{max} \times \gamma_{mo}}{f_y} = \frac{396,42 \times 1,1 \times 10}{235} = 18,55cm^2$$

On prend un HEA 220 avec $A = 64,3 \text{ Cm}^2$

- **Vérification au flambement**

Les mêmes vérifications que pour le niveau 4 (vérification des semelles et de l'âme)

a Calcul de l'élanacement réduit $\bar{\lambda}_i$:

c'est la même chose que pour le niveau 4

$$N'_{max} = N_{max} + (G_{profile} \times H_{poteau}) = 265,53 + (0,505 \times 3,6) = 267,53KN$$

IL faut que :

$$N'_{max} \leq N_{brd} \Rightarrow 267,53KN \leq 1150,046KN \rightarrow OK$$

La condition est vérifiée, donc le profilé HEA220 convient comme un poteau au 3eme niveau.

4.4.2.4 Poteau niveau 1

Dans ce cas, l'effort repris par le poteau est :

$$N_G = N_{Gterrase} + N_{Gtarge} + 2 \times \text{poidsHEA220} = 276,7KN$$

$$N_Q = N_{Qtterrase} + 2 \times N_{Qtarge} = 102,51KN$$

$$N_S = N_{Sterrase} + 2 \times N_{Stage} = 1,6688KN$$

L'effort est donné par le maximum des deux combinaisons suivantes :

$$N_1 = 1,35 \times N_G + 1,35 \times (N_Q + N_S) = 514,186KN$$

$$N_2 = 1,35 \times N_G + 1,5 \times \max(N_Q; N_S) = 527,31KN$$

$$N_{max} = 527,31KN$$

N_{max} doit vérifier la condition suivante :

$$N_{max} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{mo}}$$

$$N_{max} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{mo}} \Rightarrow A = \frac{N_{max} \times \gamma_{mo}}{f_y} = \frac{527,31 \times 1,1 \times 10}{235} = 24,68cm^2$$

On prend un HEA 220 avec $A = 64,3 \text{ Cm}^2$

- **Vérification au flambement**

Les mêmes vérifications que pour le niveau 4 (vérification des semelles et de l'âme)

a Calcul de l'élanacement réduit $\bar{\lambda}_i$:

c'est la même chose que pour le niveau 4

$$N'_{max} = N_{max} + (G_{profile} \times H_{poteau}) = 527,31 + (0,505 \times 3,6) = 529,128KN$$

IL faut que :

$$N'_{max} \leq N_{brd} \Rightarrow 529,128KN \leq 1150,046KN \rightarrow OK$$

La condition est vérifiée, donc le profilé HEA220 convient comme un poteau au 3eme niveau.

4.5 Présentation du logiciel ROBOT

Robot, un des produits de ROBOT.BAT, est un logiciel de calcul et d'optimisation des structures, il se base sur la méthode d'analyse par éléments finis pour étudier les structures planes et spatiales de type treillis, portique adaptés au construction en acier, en bois, en béton armé ou mixte, il comprend des modules de dimensionnement, de vérification, d'assemblage, et de ferrailage suivant les différentes normes nationales existantes.

Le logiciel permet d'effectuer les étapes de modélisation (définition de la géométrie, conditions aux limites, chargements des structures, etc.) de façon totalement graphique, numérique ou combinée, en utilisant les

innombrables outils disponibles.

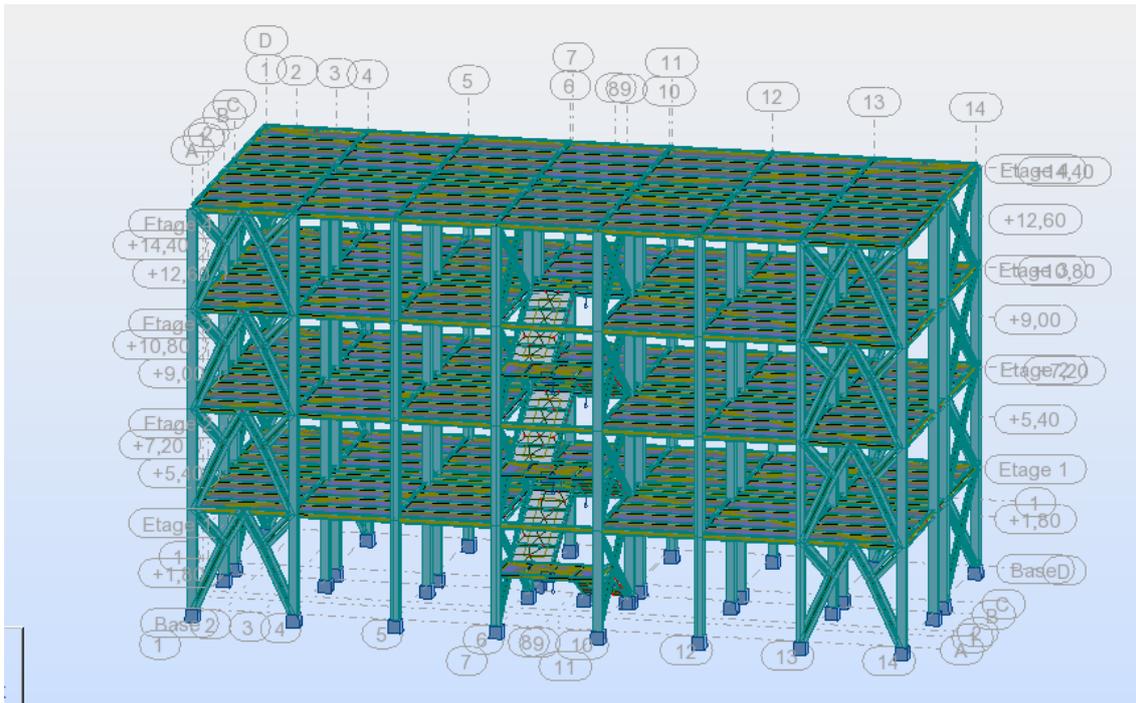


FIGURE 4.1 – La vue de la structure

Avant de passer à la vérification des éléments il faut d'abord valider la structure à toutes les exigences de l'RPA

- tableau de période et participation de masse

4.6 Présentation des résultats du calcul dynamique

- Pourcentage de participation de masse :

Le pourcentage de participation de masse est supérieur à 90% suivant les deux directions, donc les 10 modes de vibrations sont suffisants, pour mieux représenter le comportement de la structure. Dans les trois premiers modes on a :

- Translation suivant (Y) pour le premier mode.
- Translation suivant (X) pour le deuxième mode.
- Rotation pour le troisième mode.

- Les réponses modales de la structure : La déformation de la structure suivant les modes de

TABLE 4.1 – Pourcentage de participation de masse.

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
5/ 1	2,62	0,38	75,66	0,10	0,00	75,66	0,10
5/ 2	2,96	0,34	75,88	77,15	0,00	0,22	77,06
5/ 3	3,98	0,25	76,46	80,43	0,00	0,58	3,28
5/ 4	7,89	0,13	94,89	80,43	0,00	18,43	0,00
5/ 5	9,58	0,10	94,89	92,58	1,54	0,00	12,15
5/ 6	9,72	0,10	94,90	93,31	17,46	0,00	0,72
5/ 7	9,76	0,10	94,95	93,37	17,52	0,05	0,07
5/ 8	9,82	0,10	94,95	93,38	25,62	0,00	0,01
5/ 9	9,84	0,10	94,96	93,74	25,68	0,01	0,36
5/ 10	9,90	0,10	94,96	93,89	26,21	0,00	0,15

vibration les plus prépondérants est illustrés par les figures suivantes :

Mode 1 : Translation suivant X-X, période $T = 0.38s$, taux de participation de la masse

75.66%

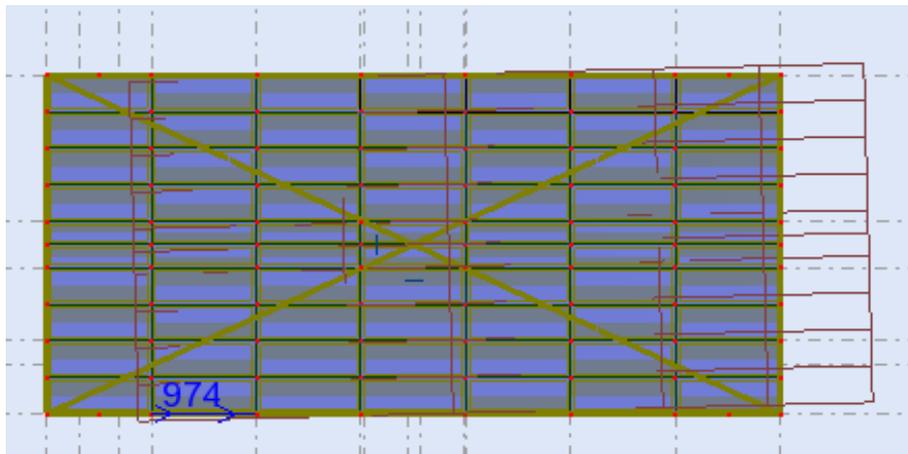


FIGURE 4.2 – Mode de déformation (01).

Mode 2 : Translation suivant Y-Y , période $T = 0.34s$, taux de participation de la masse 75.88%

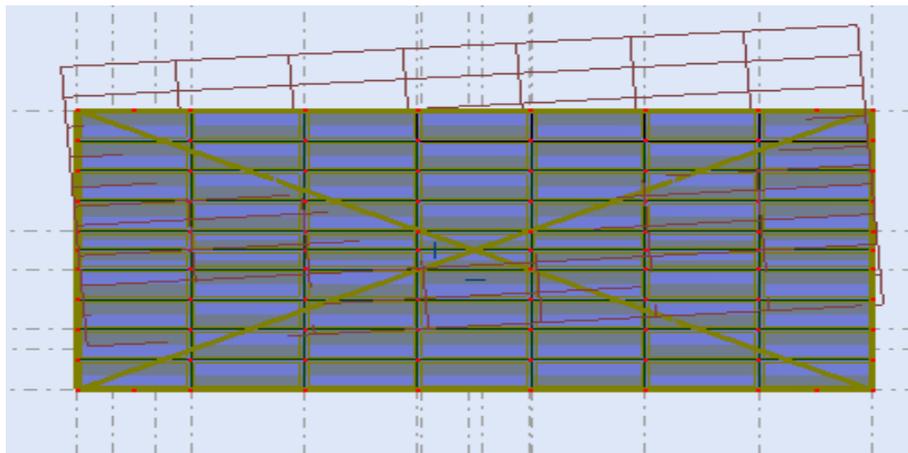


FIGURE 4.3 – Mode de déformation (2).

Mode 3 : Rotation autour de Z-Z, période $T = 0.25s$, taux de participation de la masse 76.46%

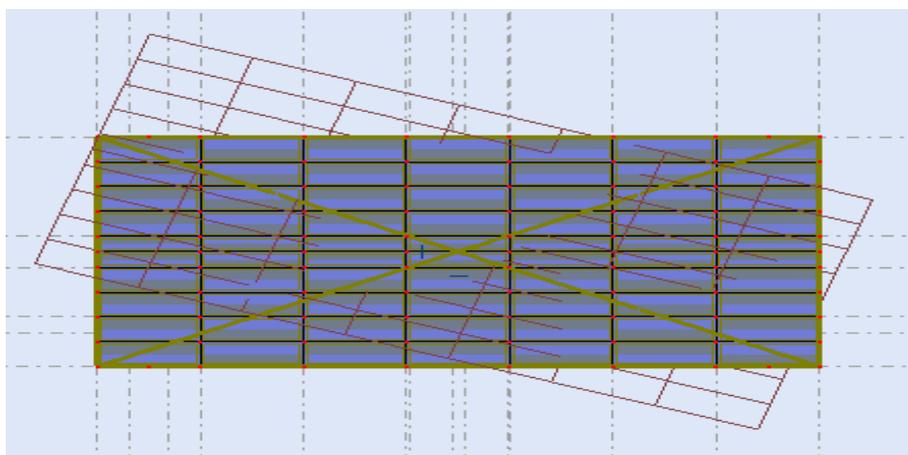


FIGURE 4.4 – Mode de déformation (3).

4.6.0.5 Analyse des résultats

Il y a lieu de constater que la structure présente des translations suivant les deux directions horizontales et une rotation autour de l'axe verticale.

- **Les combinaisons de calcul**

Notation :

G : Poids propre.

Q : Charge d'exploitation.

S : Action de la neige.

E : Action sismique.

Les combinaisons de calcul adoptées selon les règlements en vigueur sont données dans le tableau suivant :

TABLE 4.2 – Combinaisons de calcul.

Combinaisons à l'Etat limite ultime	Combinaisons à l'Etat limite de service	Combinaisons Accidentelles
$1.35G + 1.5Q$	$G + Q$	$G + Q + E_X$
$1.35(G + Q + S)$	$G + S$	$G + Q - E_X$
	$G + 0,9(Q + S)$	$G + Q - E_Y$
		$G + Q + E_Y$
		$0.8G + E_X$
		$0.8G - E_X$
		$0.8G - E_Y$
		$0.8G + E_Y$

La neige n'est pas combinée avec le vent car elle joue un rôle favorable.

• **Résultantes des forces sismiques de calcul :**

Selon l'article **4.3.6 du RPA99 V2003**, la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales doit être supérieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente.

TABLE 4.3 – Vérification de l'effort tranchant à la base.

Forces sismiques	V statique (KN)	0.8Vstatique (KN)	V dynamique (KN)	Observation
Sens xx	2036,22	1628,97	1598,31	Vérifiée
Sens yy	2036,22	1628,97	1542,64	Vérifiée

L'effort tranchant dynamique est supérieur à 80% de l'effort tranchant statique dans les deux sens. Il n'y a pas lieu d'augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacement, moments,...).

4.6.1 Vérification des déplacements

- situation accidentelle :

Le **D.T.R RPA99 V2003** précise que le déplacement horizontal est calculé sous les forces sismique seul (art 4.4.3) et préconise de limiter les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacent à 1% de la hauteur d'étage (**art 5.10**). Le déplacement horizontal à chaque niveau k de la structure est calculé comme suit :

$\delta_k = R\delta_{ek}$ δ : Déplacement dû aux forces sismiques. **R** : coefficient de comportement $R_y = 4$ et $R_x = 3$

TABLE 4.4 – Déplacement selon le sens X-X.

Niveau	Déplacement suivant la direction XX					
	$h_k(m)$	$\delta_{ek}(cm)$	$\delta_{k-1}(cm)$	$\delta_k(cm)$	$\Delta_k(cm)$	$1.0\%h_k(cm)$
RDC	3.6	0.5	0	1.5	1.5	3.6
1ère étage	3.6	1.4	1.5	4.2	2.7	3.6
2ème étage	3.6	2.5	4.2	7.5	3.3	3.6
3ème étage	3.6	3.5	7.5	10.5	3	3.6

TABLE 4.5 – Déplacement selon le sens Y-Y.

Niveau	Déplacement suivant la direction XX					
	$h_k(m)$	$\delta_{ek}(cm)$	$\delta_{k-1}(cm)$	$\delta_k(cm)$	$\Delta_k(cm)$	$1.0\%h_k(cm)$
RDC	3.6	0.5	0	2	2	3.6
1 ^{er} étage	3.6	1.1	2	4.4	2.4	3.6
2 ^{ème} étage	3.6	1.9	4.4	7.6	3.2	3.6
3 ^{ème} étage	3.6	2.5	7.6	10.0	2.4	3.6

★ Les déplacements relatifs sont vérifiés à chaque niveau.

4.6.2 Effet de deuxième ordre

Définition

L'effet($P - \Delta$) est un effet du second ordre (non linéaire) qui se produit pour chaque structure où les éléments sont sujets à une charge axiale (P). Il est associé à l'importance de l'application de la charge axiale (P) et du déplacement (Δ).

L'effet ($P - \Delta$) est lié à :

- La charge axiale (P)
- La rigidité ou la souplesse de la structure dans son ensemble.
- La souplesse des différents éléments de la structure.

Les effets de seconde ordre (ou effet $P - \Delta$) peuvent être négligés si la condition suivante est satisfaite :

$$\theta = \frac{P_K \cdot \Delta_K}{V_K \cdot h_K} \leq 0.1$$

Avec :

$$P_K = \sum_{i=1}^n W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

P_K : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau "k".

Δ_K : Déplacement relatif du niveau "k" par rapport au niveau "k - 1"

V_K : Effort tranchant d'étage au niveau "k".

h_K :Hauteur de l'étage " k ".

- Si $\theta_K > 0.2$: La structure est partiellement instable et doit être redimensionnée. Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

Sens X-X :

TABLE 4.6 – Effet $P-\Delta$ suivant X-X.

Niveau (m)	$\Delta_K(m)$	$P_K(t)$	$V_K(t)$	$h_K(m)$	θ_K
RDC	0.015	1143.517	159.2	3.6	0.0299
Niveau 1	0.027	778.808	145.8	3.6	0.0400
Niveau 2	0.033	414.055	119.3	3.6	0.0318
Niveau 3	0.03	0	78.34	3.6	0.0

Sens y-y :

TABLE 4.7 – Effet $P-\Delta$ suivant Y-Y.

Niveau (m)	$\Delta_K(m)$	$P_K(t)$	$V_K(t)$	$h_K(m)$	θ_K
RDC	0.015	1143.517	161.77	3.6	0.0294
Niveau 1	0.018	778.808	147.16	3.6	0.0264
Niveau 2	0.024	414.055	118.252	3.6	0.0233
Niveau 3	0.018	0	75.08	3.6	0.0

Donc les effets $P-\Delta$ peuvent être négligés

On remarque aussi, que la période fondamentale de vibration est inférieure à celle calculée par les formules empiriques du RPA majorée de 30%. T

$$T_{ROBOT} = 0.38s < 1.3 \times T_{RPA} = 0.504s$$

4.7 Vérification des éléments principaux

4.7.1 Vérification de la poutre principale IPE 300

La longueur de la poutre : $L = 5.10$ m. Les efforts sont tirés à partir du ROBOT sous la combinaison :

$$G+Q+E_x. V_{sd} = 48.65 \text{ KN}$$

$$M_{sd} = 53.69 \text{ KN.m}$$

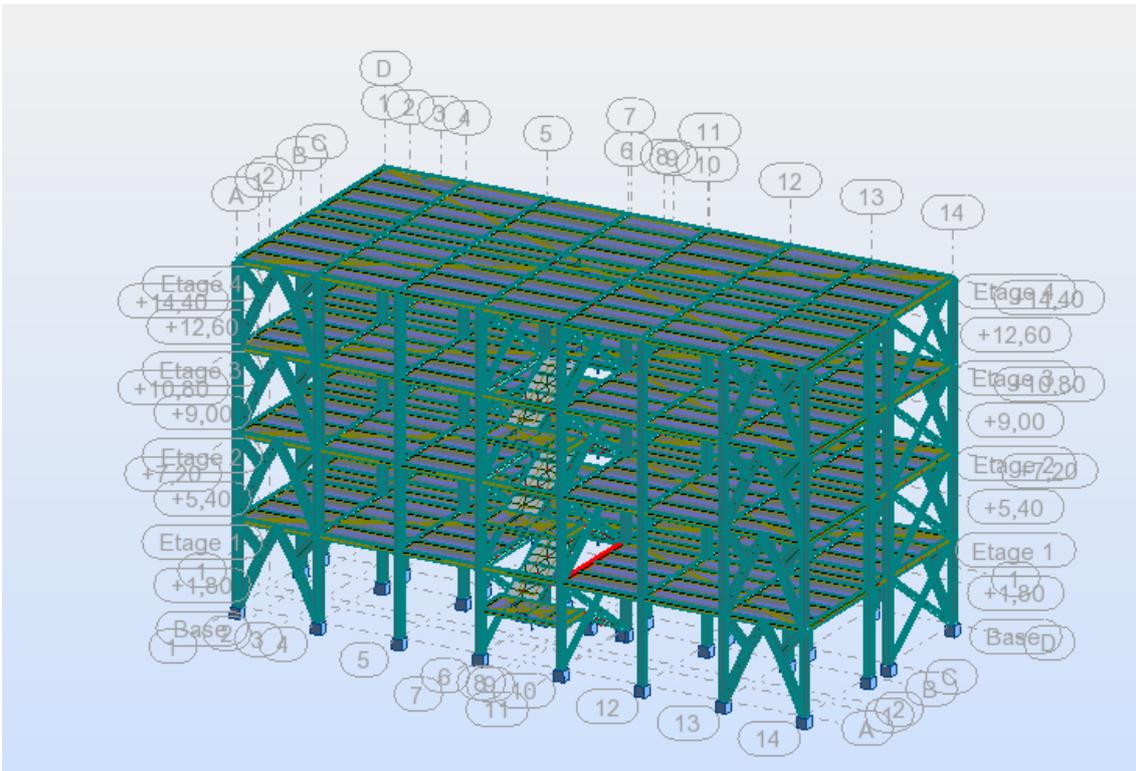


FIGURE 4.5 – La poutre principale la plus sollicitée.

La section IPE 300 est de classe 01 en flexion simple.

1. Vérification à la résistance :

- **Vérification au cisaillement :** Il faut vérifiée que $V_{sd} \leq V_{Rd}$

$$V_{sd} = 48.65 \text{ KN}$$

$$V_{Rd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = \frac{235 \times 25.7 \times 10^2}{1.1 \times \sqrt{3}} \times 10^{-3} = 316.99 > V_{sd}$$

$$V_{sd} = 48.65 \text{ KN} < 0.5 \times V_{Rd} = 158.49 \text{ KN}$$

On remarque que n'y a pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

- Vérification au moment résistant :

$$M_{sd} = 53.69 \text{ KN.m}$$

$$M_{Rd} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{235 \times 628.4 \times 10^{-3}}{1.1} = 134.25 \text{ KN.m} > M_{sd} \rightarrow \text{CV.}$$

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: CM66
TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

PIECE: 843 Poutre_843 **FAMILLE:** **COORDONNEE:** x = 0.00 L = 0.00 m
POINT: 1

CHARGEMENTS:
Cas de charge décisif: 7 ELU 1*1.33+2*1.50

MATERIAU:
ACIER $f_y = 235.00 \text{ MPa}$



PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 300

ht=30.0 cm	Ay=32.10 cm ²	Az=21.30 cm ²	Ax=53.81 cm ²
bf=15.0 cm	Iy=8356.11 cm ⁴	Iz=603.78 cm ⁴	Ix=19.47 cm ⁴
ea=0.7 cm	Wely=557.07 cm ³	Welz=80.50 cm ³	
es=1.1 cm			

CONTRAINTES: SigN = 0.00/53.81 = 0.00 MPa
SigFy = 63.28/557.07 = 113.60 MPa
SigFz = 0.00/80.50 = 0.00 MPa

z=1.00



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

B=1.00	D=1.57	Sig D=56.41 MPa
ID_inf=5.10 m	C=1.00	kD=1.69

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

FORMULES DE VERIFICATION:

SigN + kD*kFy*SigFy + kFz*SigFz = 0.00 + 1.69*1.00*113.60 + 1.00*0.00 = 191.47 < 235.00 MPa (3.731)
 1.54*Tauy = |1.54*-0.00| = |-0.00| < 235.00 MPa (1.313)
 1.54*Tauz = 1.54*29.82 = 45.92 < 235.00 MPa (1.313)

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches

uy = 0.0 cm < uy max = L/200.00 = 2.6 cm Vérifié

Cas de charge décisif: 6 EY

uz = 0.3 cm < uz max = L/200.00 = 2.6 cm Vérifié

Cas de charge décisif: 8 ELS (1+2)*1.00



Déplacements Non analysé

Profil correct !!!

4.7.2 Vérification de la poutre secondaire HEA220

La longueur de la poutre $L= 3.6$ m

Les efforts sont tirés à partir du ROBOT :

$$V_{sd} = 112.51 \text{ KN.}$$

$$M_{sd} = 53.69 \text{ KN.m}$$

Sous la combinaison : $G+Q+E_x$

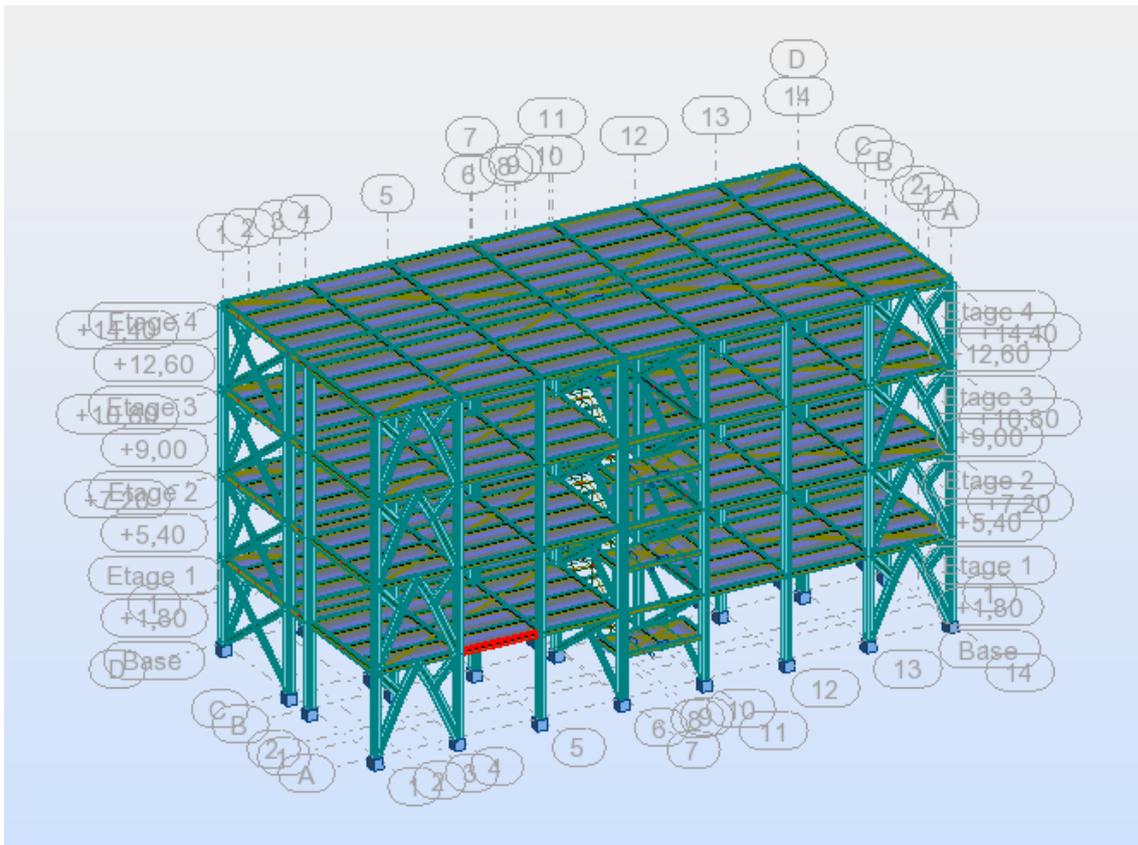


FIGURE 4.6 – la poutre secondaire la plus sollicitée.

La section HEA220 est de classe 01 en flexion simple.

– Vérification à la résistance :

• Vérification au cisaillement :

Il faut vérifier que $V_{sd} \leq V_{Rd}$

$$V_{sd} = 112.51 \text{ KN}$$

$$V_{Rd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = \frac{235 \times 20.7 \times 2}{1.1 \times \sqrt{3}} \times 10^{-3} = 255.32 > V_{sd}$$

$$V_{sd} = 112.51 \text{ KN} < 0.5 \times V_{Rd} = 127.66 \text{ KN}$$

- **Vérification au moment résistant :**

$$M_{sd} = 53.69 \text{ KN.m}$$

$$M_{Rd} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{235 \times 568.5 \times 10^{-3}}{1.1} = 121.45 \text{ KN.m} > M_{sd} \rightarrow \text{CV.}$$

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: CM66
TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

PIECE: 633 Poutre_633 **FAMILLE:** **COORDONNEE:** x = 0.00 L = 0.00 m
POINT: 1

CHARGEMENTS:
Cas de charge décisif: 13 G+Q+EX (1+2+5)*1.00

MATERIAU:
ACIER $f_y = 235.00$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 220

ht=21.0 cm

bf=22.0 cm	Ay=48.40 cm ²	Az=14.70 cm ²	Ax=64.34 cm ²
ea=0.7 cm	Iy=5409.70 cm ⁴	Iz=1954.56 cm ⁴	Ix=27.10 cm ⁴
es=1.1 cm	Wely=515.21 cm ³	Welz=177.69 cm ³	

CONTRAINTES: SigN = 0.00/64.34 = 0.00 MPa
SigFy = 9.47/515.21 = 18.38 MPa
SigFz = 0.00/177.69 = 0.00 MPa



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

z=1.00 B=1.00 D=1.28 Sig D=136.59 MPa
ID_inf=3.60 m C=1.00 kD=1.02

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:

 en y:

 en z:

FORMULES DE VERIFICATION:

SigN + kD*kFy*SigFy + kFz*SigFz = 0.00 + 1.02*1.00*18.38 + 1.00*0.00 = 18.78 < 235.00 MPa (3.731)
 1.54* T_{auy} = 1.54*0.00 = 0.00 < 235.00 MPa (1.313)
 1.54* T_{auz} = 1.54*47.70 = 73.45 < 235.00 MPa (1.313)

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches

uy = 0.0 cm < uy max = L/200.00 = 1.8 cm Vérifié
Cas de charge décisif: 5 EX

uz = 0.2 cm < uz max = L/200.00 = 1.8 cm Vérifié
Cas de charge décisif: 5 EX



Déplacements Non analysé

Profil correct !!!

4.7.3 Vérification de la Solive IPE180

La longueur de la poutre L= 3.6 m Les efforts sont tirés à partir du ROBOT : $V_{sd} = 21.89$ KN. $M_{sd} = 13.53$ KN.m Sous la combinaison : 1.35G+1.5Q

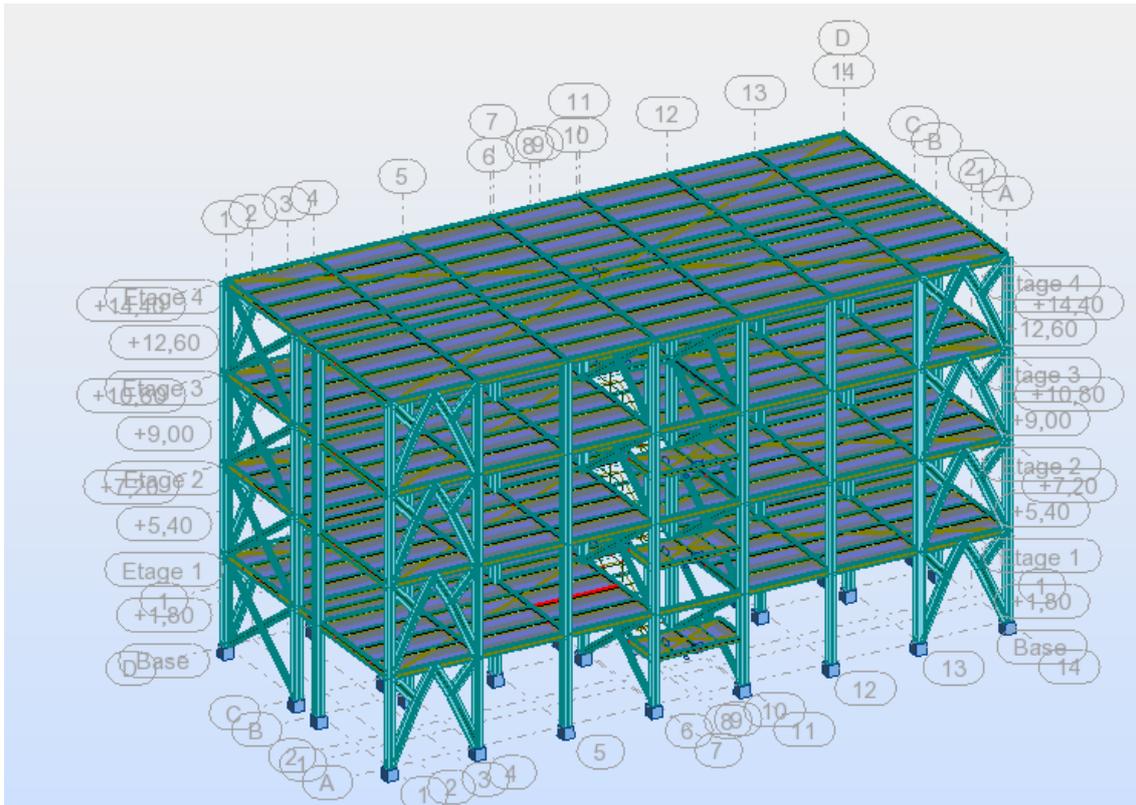


FIGURE 4.7 – la poutre secondaire la plus sollicitée.

La section IPE 180 est de classe 01 en flexion simple.

1. Vérification à la résistance :

• Vérification au cisaillement :

Il faut vérifier que $V_{sd} \leq V_{Rd}$

$$V_{sd} = 21.89 \text{ KN}$$

$$V_{Rd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = \frac{235 \times 11.3 \times 2}{1.1 \times \sqrt{3}} \times 10^{-3} = 139.37 > V_{sd}$$

$$V_{sd} = 21.89 \text{ KN} < 0.5 \times V_{Rd} = 69.68 \text{ KN}$$

• Vérification au moment résistant :

$$M_{sd} = 13.53 \text{ KN.m}$$

$$M_{Rd} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{235 \times 166.4 \times 10^{-3}}{1.1} = 35.54 \text{ KN.m} > M_{sd} \rightarrow \text{CV.}$$

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *CM66*
TYPE D'ANALYSE: *Vérification des pièces*

PIECE: *595 Poutre_595* **FAMILLE:** **COORDONNEE:** *x = 1.00 L = 3.60 m*
POINT: *3*

CHARGEMENTS:
*Cas de charge décisif: 7 ELU 1*1.33+2*1.50*

MATERIAU:
ACIER $f_y = 235.00$ MPa



ht=18.0 cm

PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 180

bf=9.1 cm	Ay=14.56 cm ²	Az=9.54 cm ²	Ax=23.95 cm ²
ea=0.5 cm	Iy=1316.96 cm ⁴	Iz=100.85 cm ⁴	Ix=4.90 cm ⁴
es=0.8 cm	Wely=146.33 cm ³	Welz=22.16 cm ³	

CONTRAINTES:
SigFy = $12.59/146.33 = 86.05$ MPa



z=1.00
ID_inf=3.60 m

PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

B=1.00	D=2.01	Sig D=76.87 MPa
C=1.00	kD=1.65	

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

FORMULES DE VERIFICATION:

$kD * SigFy = 1.65 * 86.05 = 141.96 < 235.00$ MPa (3.611)
 $1.54 * Tauz = |1.54 * -21.85| = |-33.64| < 235.00$ MPa (1.313)

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches

uy = 0.0 cm < uy max = L/200.00 = 1.8 cm Vérifié

Cas de charge décisif: 5 EX



uz = 0.3 cm < uz max = L/200.00 = 1.8 cm Vérifié

*Cas de charge décisif: 8 ELS (1+2)*1.00*

Déplacements Non analysé

Profil correct !!!

4.7.4 Vérification des poteaux (HEA300)

Les éléments poteaux de la structure sont soumis à une compression et une flexion suivant les deux axes (y-y) et (z-z).

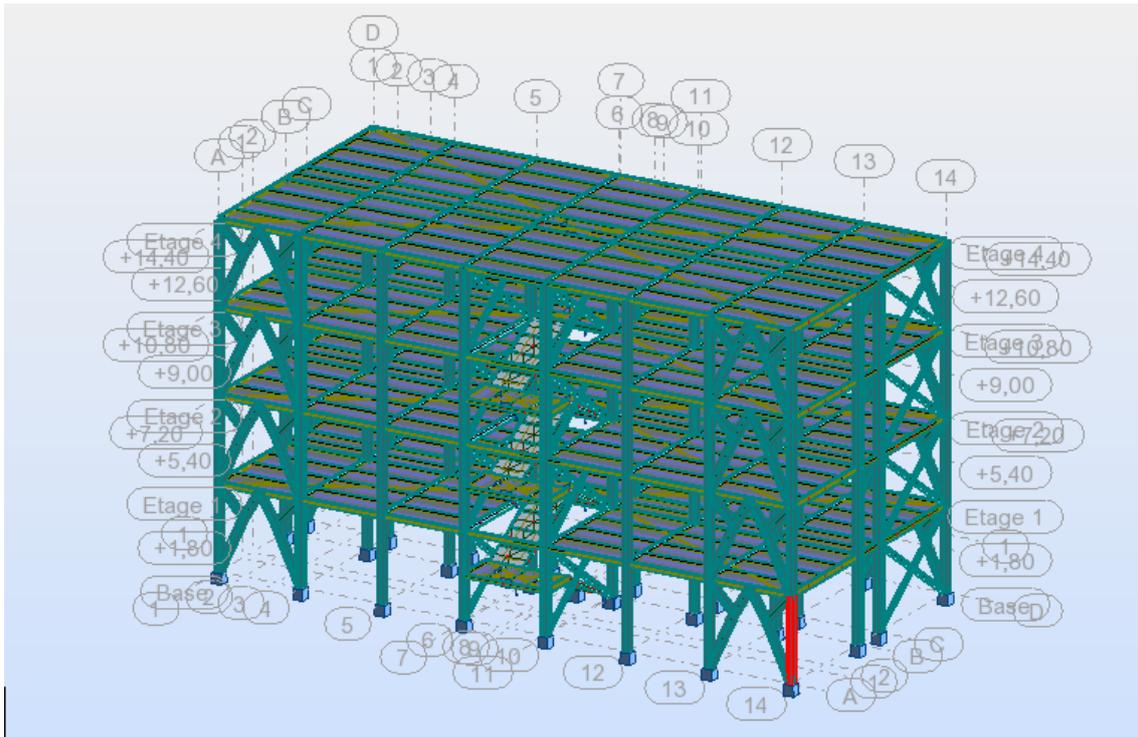


FIGURE 4.8 – le poteau le plus sollicité.

Les sollicitations les plus défavorables tirés à partir du ROBOT sous la combinaison :

$G+Q+E_y$.

$H = 3.6 \text{ m}$.

$N = 888.30 \text{ KN}$.

$M_y = 45.00 \text{ KN.m}$.

$M_z = 13.12 \text{ KN.m}$

$V_z = 29.64 \text{ KN}$

1. Vérification à la résistance :

- **Classe de la section :**

Classification de la semelle

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

Semelle comprimée

$$C = \frac{b}{2} = \frac{300}{2} = 150 \text{ mm}$$

$$\frac{C}{t_f} = \frac{150}{16.5} = 9.09 < 10.\varepsilon$$

Donc la semelle est de classe 1

Ame fléchie :

$$\frac{C}{t_f} = \frac{150}{16.5} = 9.09 < 72.\epsilon$$

Donc l'âme est de classe 1

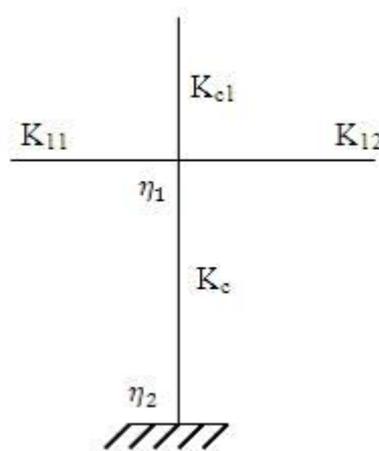
La section globale étant de classe 1.

- **Vérification à l'effort tranchant :** Il faut vérifiée que : $V_{sd} \leq V_{Rd}$

$$V_{sd} = 29.64KN$$

$$V_{Rd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = \frac{235 \times 45 \times 2}{1.1 \times \sqrt{3}} \times 10^{-3} = 555.04KN > V_{sd}$$

$$V_{sd} = 29.64KN < 0.5 \times V_{Rd} = 272.52KN. Pas de rduction du moment plastique$$



- **Vérification au moment fléchissant :**

$$M_{sd} = 45KN.m$$

$$M_{Rd} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{235 \times 1850.5 \times 10^3}{1.1} = 395.33KN.m > M_{sd} \rightarrow CV.$$

- **Vérification à l'effort normal :**

$$N_{pl.sd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{235 \times 133.5 \times 10^2}{1.1} = 2852.045KN$$

$$N_{sd} = 888.30KN < N_{pl,sd}(CV)$$

Il faut vérifier que :

$$0.5N_{pl,sd} = 0.5 \times 2852.045 = 1426.022KN > N_{sd} = 888.30KN(CV)$$

Pas d'interaction entre le moment et l'effort normal.

2. Vérification à la stabilité :

- Vérification au flambement :

- L'axe Y-Y :

$$K_{11}(IPE300) = \frac{I_y}{L} = \frac{8356.11}{510} = 16.38cm^3$$

$$K_{12}(IPE300) = \frac{I_y}{L} = \frac{8356.11}{160} = 52.22cm^3$$

$$K_c = K_{c1} = \frac{I_y}{h} = \frac{27693.1}{360} = 76.92cm^3$$

Avec :

K_{11}, K_{12} :Rigidité des poutres supérieures.

K_{22}, K_{21} :Rigidité des poutres inférieures.

K_c :Rigidité du poteau considéré.

K_{c1} :Rigidité du poteau supérieure.

K_{c2} :Rigidité du poteau inférieure.

$$\eta_1 = \eta_2 = \frac{\Sigma K_{poteaux}}{\Sigma K_{poteaux} + \Sigma K_{poutres}}$$

η_1, η_2 :Facteurs de distribution pour poteaux continus.

$$\eta_1 = \frac{K_c + K_{c1}}{K_c + K_{c1} + K_{11} + K_{12}} = 0.69$$

$$\eta_2 = \frac{K_c + K_{c2}}{K_c + K_{c2} + K_{22}} = 1$$

– **Détermination de la longueur de flambement :**

$$l_f = 3.6 \times \frac{1 + 0.145 \times (0.88 + 1) - 0.265 \times 0.88 \times 1}{2.0364 \times (0.88 + 1) - 0.247 \times 0.88 \times 1}$$

– **Calcul de $\bar{\lambda}_z$**

$$\lambda_z = \frac{L_f}{i_z} = \frac{340}{7} = 48.66$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda}{\lambda_1} \sqrt{\beta_A}$$

$$\lambda_1 = 93.9 \cdot \varepsilon$$

Avec :

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}, f_y = 235 \text{MPa} \rightarrow \varepsilon = 1$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{93.9 \cdot \varepsilon} = 0.5 > 0.2$$

il y'a un risque de flambement suivant l'axe (z-z).

– **Choix de la courbe de flambement :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{290}{300} = 0.96 \leq 1.2 \\ t_f = 14 \text{mm} < 100 \text{mm} \end{array} \right. \Rightarrow \text{Courbe de flambement } c$$

– **Calcul de χ_z :**

$$\bar{\lambda}_z = 0.5 \Rightarrow \chi_z = \chi_{min} = 0.843$$

- **Vérification au déversement :** Le phénomène de déversement n'est à prendre en compte que pour des élancements réduits.

$$\bar{\lambda}_{LT} > 0.4$$

Avec $\bar{\lambda}_{LT}$ donné par :

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[\beta_w \times W_{pl,y} \times \frac{f_y}{M_{cr}} \right]^{0.5} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] (\beta_w)^{0.5}$$

$\beta_w = 1$ (section de classe 1)

$$\lambda_1 = 93.9 \times \varepsilon = 93.9$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{L}{i_z}}{\sqrt{C_i \left[1 + \frac{1}{20} \times \left(\frac{\frac{L}{i_z}}{\frac{h}{i_y}} \right) \right]}}$$

C_i :Facteur dépend des conditions de charge et d'encastrement ($C_1= 1,132$).

$$\lambda_{LT} = 37.12$$

Donc $\overline{\lambda_{LT}} = \frac{37,12}{93,3} = 0.39 \leq 0.4 \rightarrow$ pas de risque de déversement. Alors, on doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_y \cdot M_{y,sd}}{W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_z \cdot M_{z,sd}}{W_{pl,z} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

$$K_y = 0.90$$

$$K_z = 0.56$$

$$N_{sd} = 888.30 \text{ KN}$$

$$M_{y,sd} = 45 \text{ KN}$$

$$M_{z,sd} = 19.12 \text{ KN}$$

Donc on aura : $0.41 < 1$ (condition vérifiée).

Toutes les conditions sont vérifiées, donc le profilé HEA convient comme poteau au RDC.

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *CM66*
 TYPE D'ANALYSE: *Vérification des pièces*

PIECE: *5 Poteau_5* FAMILLE: POINT: *3* COORDONNEE: *x = 1.00 L = 3.60 m*

CHARGEMENTS:
*Cas de charge décisif: 13 G+Q+EX (1+2+5)*1.00*

MATERIAU:
 ACIER $f_y = 235.00 \text{ MPa}$



PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 300

ht=29.0 cm	$A_y=84.00 \text{ cm}^2$	$A_z=24.65 \text{ cm}^2$	$A_x=112.53 \text{ cm}^2$
bf=30.0 cm	$I_y=18263.50 \text{ cm}^4$	$I_z=6309.56 \text{ cm}^4$	$I_x=75.30 \text{ cm}^4$
ea=0.9 cm		$W_{ely}=1259.55 \text{ cm}^3$	$W_{elz}=420.64 \text{ cm}^3$
es=1.4 cm			

CONTRAINTES: $\text{SigN} = 882.15/112.53 = 78.39 \text{ MPa}$

$\text{SigF}_y = 15.50/1259.55 = 12.30 \text{ MPa}$
 $\text{SigF}_z = 4.47/420.64 = 10.63 \text{ MPa}$



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:

	en y:		en z:
$L_y=3.60 \text{ m}$	$M_{uy}=33.11$	$L_z=3.60 \text{ m}$	$M_{uz}=11.44$
$L_{fy}=3.60 \text{ m}$	$k_{1y}=1.01$	$L_{fz}=3.60 \text{ m}$	$k_{1z}=1.03$
$\text{Lambda } y=28.26$	$k_{Fy}=1.05$	$\text{Lambda } z=48.08$	$k_{Fz}=1.15$

FORMULES DE VERIFICATION:

$k_1 \cdot \text{SigN} + k_{Fy} \cdot \text{SigF}_y + k_{Fz} \cdot \text{SigF}_z = 1.03 \cdot 78.39 + 1.05 \cdot 12.30 + 1.15 \cdot 10.63 = 105.88 < 235.00 \text{ MPa} \quad (3.731)$
 $1.54 \cdot \text{Tau}_y = 1.54 \cdot 0.20 = 0.30 < 235.00 \text{ MPa} \quad (1.313)$
 $1.54 \cdot \text{Tau}_z = |1.54 \cdot -2.14| = |-3.29| < 235.00 \text{ MPa} \quad (1.313)$

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches Non analysé



Déplacements

$v_x = 0.5 \text{ cm} < v_x \text{ max} = L/150.00 = 2.4 \text{ cm}$ Vérifié
Cas de charge décisif: 5 EX

$v_y = 0.2 \text{ cm} < v_y \text{ max} = L/150.00 = 2.4 \text{ cm}$ Vérifié
Cas de charge décisif: 6 EY

Profil correct !!!

4.8 Vérification des systèmes de contreventement

La vérification des palées de stabilités se fera en compression et a la traction simple.

1. Palées triangulées en croix de Saint-André :

Pour ce type de contreventement on utilise des CAI

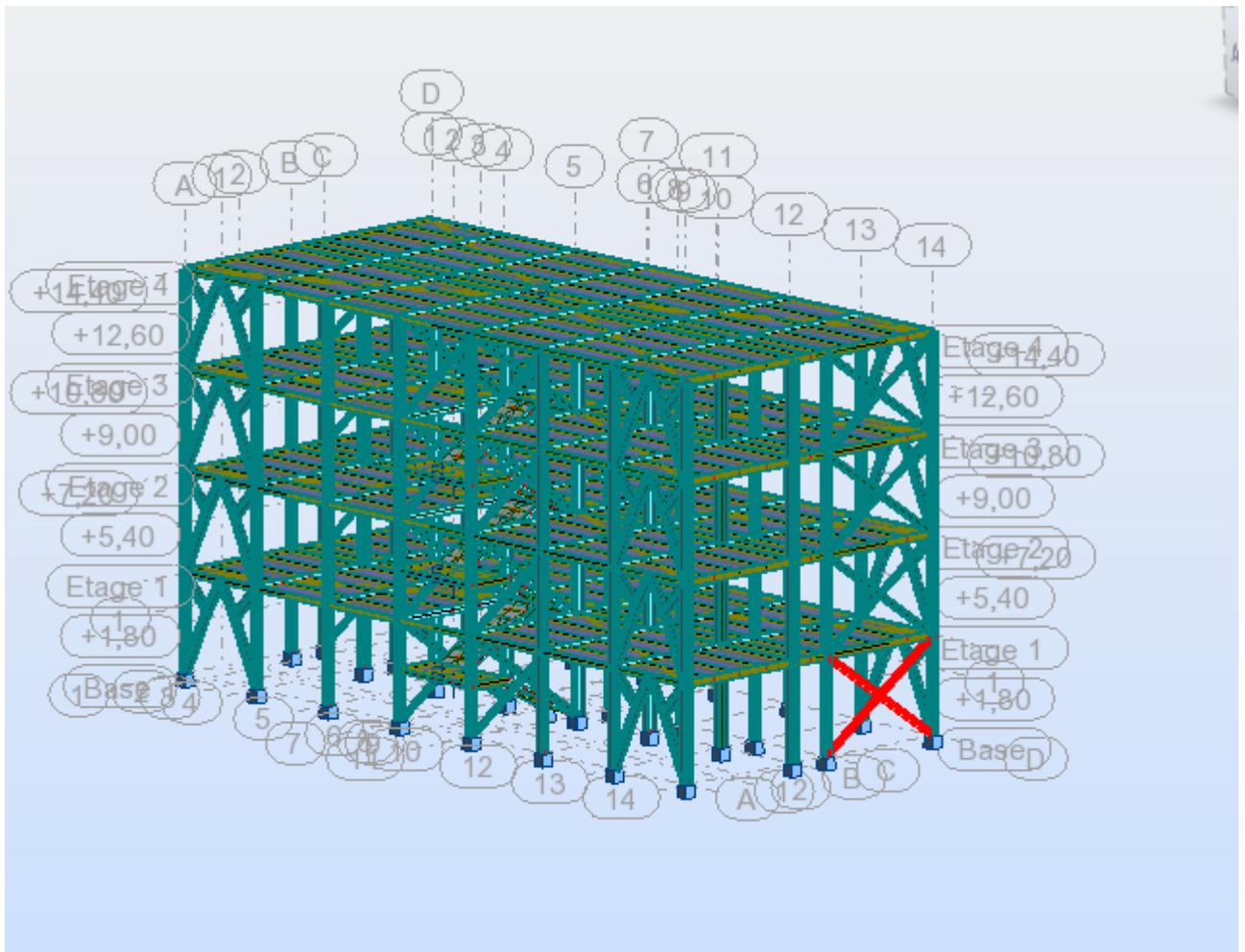


FIGURE 4.9 – Propriétés de la section (4CAI80*80*8).

• **Vérification a la traction :**

L'effort sollicitant $N_{t.sd} = 112.51$ KN, obtenu sous la combinaison : $G+Q+E_y$.

On doit vérifier que :

$$N_{t.sd} \leq N_{t.Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}}$$

Section brute : $A = 42.51 \text{ cm}^2$

$$N_{t.Rd} = \frac{42.51 \times 10^2 \times 235}{1.1} \times 908.16 \text{ KN}$$

$$N_{t.sd} = 112.51 \text{ KN} \leq N_{t.Rd} = 908.16 \text{ KN} (CV)$$

Section nette : $A_{net} = (A_{brute} - 2 * t * d_0)$

d_0 :Diamètre des boulons (M16).

t : épaisseur de la cornière.

$$A_{net} = 39.95 \text{ cm}^2$$

$$N_{t,Rd} = \frac{39.95 \times 10^2 \times 235^{-3}}{1.1} = 853.47 \text{ KN}$$

$$N_{t,sd} = 112.51 \text{ KN} < N_{t,Rd} = 853.47 \text{ KN} \dots (\text{CV})$$

• **Vérification a la compression :**

Les diagonales sont sollicités a la compression $N_{c,sd} = 112.51$ KN, donné par la combinaison :

G+Q- E_y .

On doit vérifier que :

$$N_{c,sd} \leq N_{c,rd} = \chi_{min} \cdot A \cdot \beta_A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

La classe de la section 4CAI $80 \times 80 \times 8$ est (1) $\rightarrow \beta_A = 1$

– **Calcul de χ :**

selon (y-y)

$$L_{ky} = L_0 = 5.1 \text{ M}$$

$$\lambda_y = \frac{L_{ky}}{t_y} = \frac{510}{3.12} = 163.46$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z \cdot \sqrt{\beta_A}}{\lambda_z} = 0.88$$

Courbe de flambement C : $\chi_z = 0.612$

$$\chi_{min} = \min(\chi_y, \chi_z) = 0.273$$

Section brute : $A = 42.51 \text{ cm}^2$.

$$N_{c,rd} = 0.273 \times 42.51 \times 10^2 \times 1 \times \frac{235}{1.1} \times 10^{-3} = 247.92 \text{ KN}$$

$$N_{c,sd} = -112.51 \text{ KN} < N_{c,Rd} = 247.92 \text{ KN} \dots (\text{CV})$$

Section nette : $A = 25.60 \text{ cm}^2$.

$$N_{c,rd} = 0.273 \times 25.60 \times 10^2 \times 1 \times \frac{235}{1.1} \times 10^{-3} = 149.30 \text{ KN}$$

$$N_{c,sd} = 112.51 \text{ KN} < N_{c,Rd} = 149.30 \text{ KN} \dots (\text{CV})$$

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: **CM66**

TYPE D'ANALYSE: **Vérification des pièces**

PIECE: **235 Poutre_235** FAMILLE: POINT: **3** COORDONNEE: **x = 1.00 L = 3.12 m**

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: **13 G+Q+EX (1+2+5)*1.00**

MATERIAU:

ACIER $f_y = 235.00 \text{ MPa}$



PARAMETRES DE LA SECTION: **4 CAI 80x80x8**

ht=26.0 cm	$A_y=19.20 \text{ cm}^2$	$A_z=25.60 \text{ cm}^2$	$A_x=42.51 \text{ cm}^2$
bf=22.0 cm	$I_y=2688.65 \text{ cm}^4$	$I_z=1956.76 \text{ cm}^4$	$I_x=9.01 \text{ cm}^4$
ea=0.8 cm		$W_{ely}=206.82 \text{ cm}^3$	$W_{elz}=177.89 \text{ cm}^3$
es=0.8 cm			

CONTRAINTES: $\text{SigN} = 68.67/42.51 = 16.15 \text{ MPa}$
 $\text{SigFy} = 2.27/206.82 = 10.99 \text{ MPa}$
 $\text{SigFz} = 0.05/177.89 = 0.12 \text{ MPa}$



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

FORMULES DE VERIFICATION:

$$\text{SigN} + k_D * k_{Fy} * \text{SigFy} + k_{Fz} * \text{SigFz} = 16.15 + 1.00 * 1.00 * 10.99 + 1.00 * 0.12 = 27.26 < 235.00 \text{ MPa} \quad (3.731)$$

$$1.54 * \text{Tau}_y = 1.54 * 0.08 = 0.12 < 235.00 \text{ MPa} \quad (1.313)$$

$$1.54 * \text{Tau}_z = |1.54 * -0.32| = |-0.49| < 235.00 \text{ MPa} \quad (1.313)$$

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches

$$u_y = 0.0 \text{ cm} < u_y \text{ max} = L/200.00 = 1.6 \text{ cm} \quad \text{Vérfié}$$

Cas de charge décisif: **5 EX**

$$u_z = 0.0 \text{ cm} < u_z \text{ max} = L/200.00 = 1.6 \text{ cm} \quad \text{Vérfié}$$

Cas de charge décisif: **8 ELS (1+2)*1.00**



Déplacements Non analysé

Profil correct !!!

4.9 Palées triangulées en V inversé :

Pour ce type de contreventement on utilise aussi des CAI

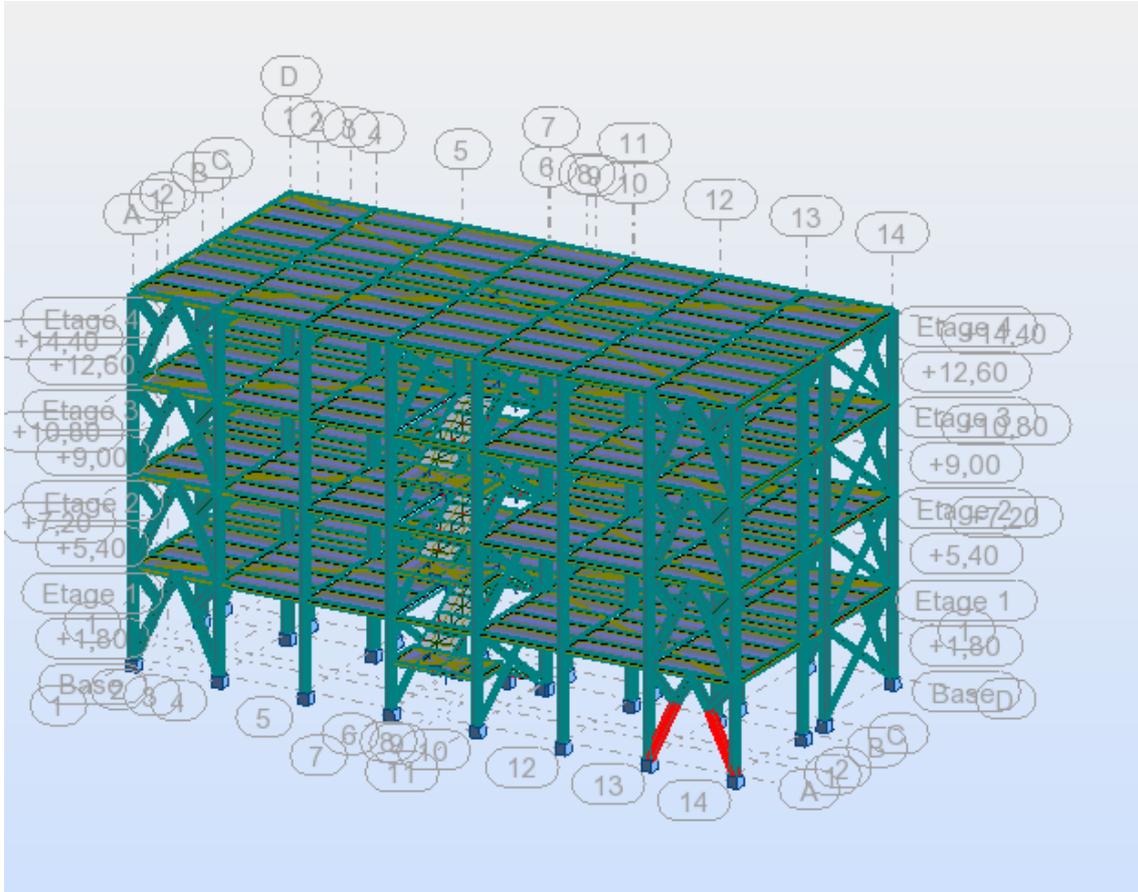


FIGURE 4.10 – Propriétés de la section (4 CAI 150*90*9).

1. Vérification a la traction :

L'effort sollicitant $N_{t,sd} = 444.55$ KN obtenu sous la combinaison : $G+Q+E_x$.

On doit vérifier que :

$$N_{t,sd} \leq N_{t,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}}$$

Section brute :

$$A = 92.62 \text{ cm}^2$$

$$N_{t,Rd} = 92.62 \times 10^2 \times \frac{235}{1.1} \times 10^{-3} = 1978.7 \text{ KN}$$

$$N_{t,sd} = 444.55 \text{ KN} < N_{t,Rd} = 1978.7 \text{ KN} \dots (\text{CV})$$

2. **Vérification a la compression :**

Les diagonales sont sollicités a la compression $N_{c,sd} = 325.44$ KN, donné par la combinaison :

G+Q- E_x .

On doit vérifier que :

$$N_{c,sd} \leq N_{c,Rd} = \chi_{min} \cdot A \cdot \beta_a \cdot \frac{f_y}{\gamma_{MM1}}$$

La classe de la section 2CAE est (1) $\rightarrow \beta_A = 1$

– **Calcul de χ**

Selon (y-y)

$$L_{ky} = L_0 = 4.03m$$

$$\lambda_y = \frac{L_{ky}}{i_y} = \frac{403}{6.78} = 59.43$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y \cdot \sqrt{\beta_A}}{\lambda_k} = \frac{59.43}{93.9} = 0.63$$

Pour les profilés en CAE, on à courbe de flambement C, on trouve : $\chi_y = 0.767$

Selon (y-y)

$$L_{ky} = L_0 = 4.03m$$

$$\lambda_y = \frac{L_{ky}}{i_y} = \frac{403}{5.82} = 69.24$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y \cdot \sqrt{\beta_A}}{\lambda_k} = \frac{69.24}{93.9} = 0.73$$

Pour les profilés en CAE, on à courbe de flambement C, on trouve : $\chi_y = 0.706$

$$\chi_{min} = \min(\chi_y, \chi_z) = 0.706$$

Section brute : $A = 60 \text{ cm}^2$.

$$N_{c,Rd} = 0.706 \times 60 \times 10^2 \times \frac{235}{1.1} \times 10^{-3} = 995.46KN$$

$N_{c,sd} 325.44KN < N_{c,Rd} = 995.46KN \dots (CV)$ Donc y'a pas de risque de flambement.

–

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: *CM66*
TYPE D'ANALYSE: *Vérification des pièces*

PIECE: *207 Poutre_207* **FAMILLE:** **COORDONNEE:** *x = 1.00 L = 1.63 m*
POINT: *3*

CHARGEMENTS:
*Cas de charge décisif: 13 G+Q+EX (1+2+5)*1.00*

MATERIAU:
 ACIER $f_y = 235.00 \text{ MPa}$



PARAMETRES DE LA SECTION: 4 CAIP 150x90x10

ht=40.0 cm	Ay=36.00 cm ²	Az=60.00 cm ²	Ax=92.62 cm ²
bf=28.0 cm	Iy=11384.68 cm ⁴	Iz=5179.45 cm ⁴	Ix=30.67 cm ⁴
ea=1.0 cm	Wely=569.23 cm ³	Welz=369.96 cm ³	
es=1.0 cm			

CONTRAINTES: SigN = 70.49/92.62 = 7.61 MPa
 SigFy = 10.91/569.23 = 19.17 MPa
 SigFz = 0.16/369.96 = 0.15 MPa

PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

en y:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:

en z:

FORMULES DE VERIFICATION:

SigN + kD*kFy*SigFy + kFz*SigFz = 7.61 + 1.00*1.00*19.17 + 1.00*0.15 = 26.93 < 235.00 MPa (3.731)
 1.54*Tauy = 1.54*0.63 = 0.96 < 235.00 MPa (1.313)
 1.54*Tauz = |1.54*-0.32| = |-0.49| < 235.00 MPa (1.313)

DEPLACEMENTS LIMITES

Flèches

uy = 0.0 cm < uy max = L/200.00 = 0.8 cm Vérifié
*Cas de charge décisif: 8 ELS (1+2)*1.00*

uz = 0.0 cm < uz max = L/200.00 = 0.8 cm Vérifié
Cas de charge décisif: 5 EX

Déplacements Non analysé

Profil correct !!!

4.10 ETUDE DE LA STABILITE

Les stabilités et les contreventements, ont pour fonction principale de reprendre et transmettre aux fondations les efforts dus aux forces horizontales sollicitant un ouvrage. Les principaux efforts horizontaux sont :

- Les effets du vent ;
- Les effets éventuels dus au séisme.

La vérification de la sécurité structurale d'une barre tenue consiste à contrôler la fomule suivante :

$$aN_{sd} \leq N_{t,rd} = \frac{A_{fy}}{\gamma_{Mo}}$$

N_{sd} :Valeur de dimensionnement de l'effort de traction

$N_{t,rd}$: Résistance ultime à la traction de barre.

γ_{Mo} : Facteur de résistance.

La vérification de la sécurité structurale d'une barre comprimée soumise au flambage consiste à contrôler la relation suivante :

$$N_{sd} \leq \frac{N_k}{\gamma_{Mo}}$$

N_k : la résistance ultime au flambage

4.11 STABILITE VERTICALE

- **Sens longitudinal**

Dans ce sens la stabilité verticale est assurée par des palées de stabilité en V.

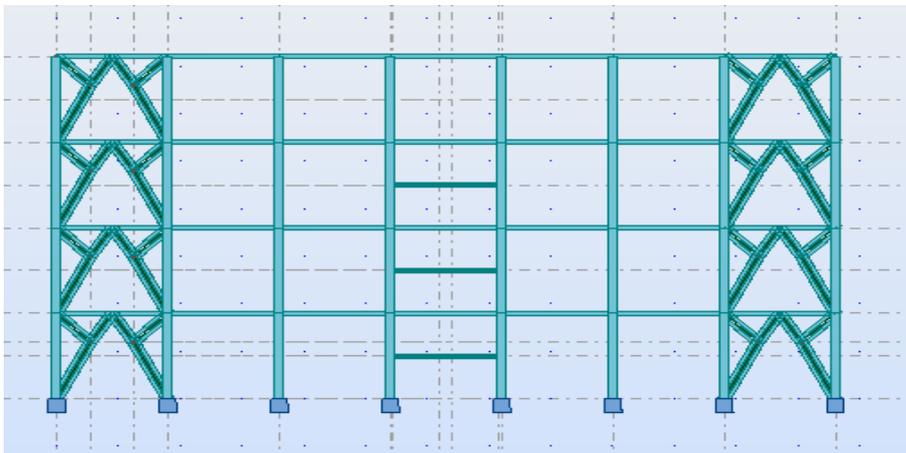


FIGURE 4.11 – vue Sens longitudinal

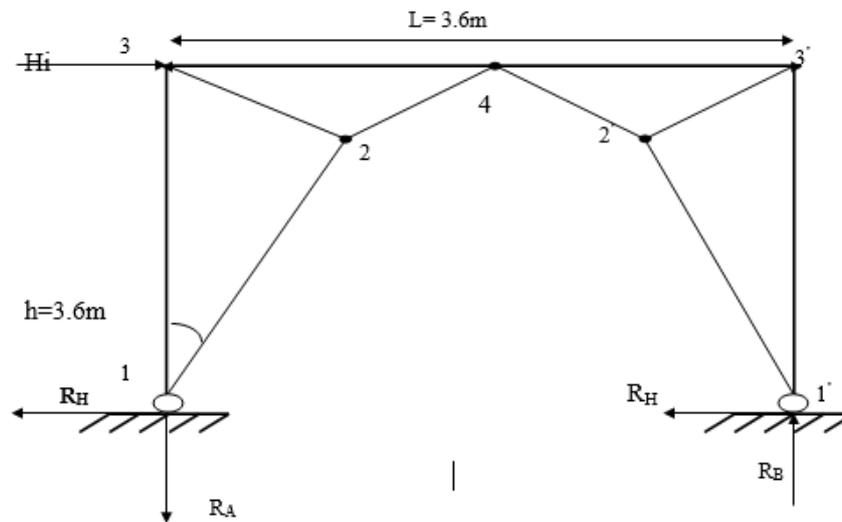
4.12 Calcul de la stabilité

4.12.1 Calcul des réactions sous l'effet de séisme

Les valeurs des efforts sismiques sont données par le tableau suivant :

Niveau	1 ^{er} Niveau	2 ^{eme} Niveau	3 ^{eme} Niveau	4 ^{eme} Niveau
$H_i(KN)$	39.63	110.43	200.90	299.92

H_i : effort sismique correspondant au niveau i.



$$R_A = R_B = \frac{H_i \cdot h}{l}$$

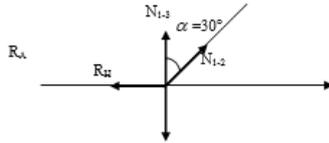
$$\frac{39.63 \times 3.6 + 110.43 \times 7.2 + 200.90 \times 10.8 + 299.92 \times 14.4}{2 \times 1.8} = 2283.73KN$$

Donc :

$$R_A = -\frac{650.88}{4} = -162.72KN$$

Remarque : On utilise la méthode des nœuds pour déterminer les efforts dans les barres.

$$\left. \begin{aligned} \sum F/y = 0 &\Rightarrow N_{1-3} - R_A + N_{1-2} \cos \alpha = 0 \\ \sum F/x = 0 &\Rightarrow -R_H + N_{1-2} \cos \beta = 0 \end{aligned} \right\}$$

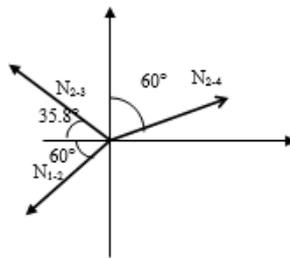


D'ou

$$\left. \begin{aligned} N_{1-2} &= 325.44KN \\ N_{1-3} &= 444.55KN \end{aligned} \right\}$$

Noeud 2 :

$$\left. \begin{aligned} \sum F / y = 0 &\Rightarrow N_{2-4} \cos \beta + N_{2-3} \cos \beta - N_{1-2} \cos \alpha = 0 \\ \sum F / x = 0 &\Rightarrow N_{1-2} \cos \beta - N_{2-3} \cos \alpha + N_{2-4} \cos \alpha = 0 \end{aligned} \right\}$$



D'ou

$$\left. \begin{aligned} N_{1-2} &= 173.87KN \\ N_{2-3} &= 247.71KN \end{aligned} \right\}$$

4.12.2 Le profil 2-4

Il travail en traction :

$$N_{2-4} \leq N_{trd} = \frac{A f_y}{\gamma_{Mo}}$$

Dou :

$$A \geq \frac{N_{2-3}}{f_y} \times \gamma_{Mo} = \frac{247.71}{235} \times 1.1 = 1159.49mm^2$$

D'où

$$A \geq \frac{N_{2-3}}{f_y} \times \gamma_{Mo} = \frac{247.71}{235} \times 1.1 = 1159.49 \text{mm}^2$$

Don, on prend la cornière $L150 \times 90 \times 10$

• **Vérification du flambement :**

Il travail en compression.

$$\lambda = \frac{l_b}{i_z} = \frac{204}{3.98} = 51.25$$

$$\lambda_1 = 93.9\epsilon \Rightarrow \epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

Dou

$$\lambda = 93.9$$

$$\bar{\lambda} = \left(\frac{\lambda}{\lambda_1} \beta_A \right)^{0.5} = \frac{51.25}{93.9} (1)^{0.5} = 0.58$$

▷ **Courbe c de flambement :**

$\alpha = 0.49$Eurocode 3 tableaux 5.3

$$\varphi = 0.5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2] = 0.5[1 + 0.49(0.58 - 0.2) + 0.58^2] = 0.76$$

$$x = \frac{1}{(\varphi^2 - \bar{\lambda}^2)^{0.5}} = \frac{1}{0.76^2 - 0.58^2} = 0.8$$

▷ **La résistance de calcul au flambage :**

$$N_{2-4} = 347.78 \text{KN} \text{ et } N_{b,Rd} = \frac{x\beta_A A f_y}{\gamma_{M1}}$$

▷ **Classe de section :**

$$\frac{b}{2t_f} = \frac{90}{2 \times 9} = 5 \leq 10\epsilon = 10$$

Donc on à une cornière de classe 1.

D'où β_A : pour les profils en classe 1,2et 3.

$$N_{b,Rd} = \frac{0.8 \times 1 \times 3100 \times 235}{1.1} = 529.02KN$$

Le profilé choisi convient car :

$$N_{2-4sd} = 347.78KN \leq N_{b,Rd} = 529.34KN$$

4.13 Conclusion

Dans l'étude des contreventements nous avons calculé les forces sismiques et les charges correspondantes à chaque étage pour choisir les profilés qui les supportent et aussi pour bien maintenir la structure.

CHAPITRE 5

CALCUL DES ASSEMBLAGE

Introduction

Un assemblage est un dispositif ayant pour rôle de réunir est de solidariser plusieurs pièces entres elles, en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations entre les pièces.

5.1 Assemblage poutre (IPE 300) avec poteau (HEA300)

On tire les valeurs suivantes à partir du **ROBOT**version 2015

$$\left. \begin{array}{l} M_{sd} = 53.69KN.m \\ U_{sd} = 112.5KN \end{array} \right\} \text{sous } G + Q + E_x$$

Avec M_{sd}, U_{sd} sont respectivement le moment fléchissant et l'effort tranchant sur la poutre

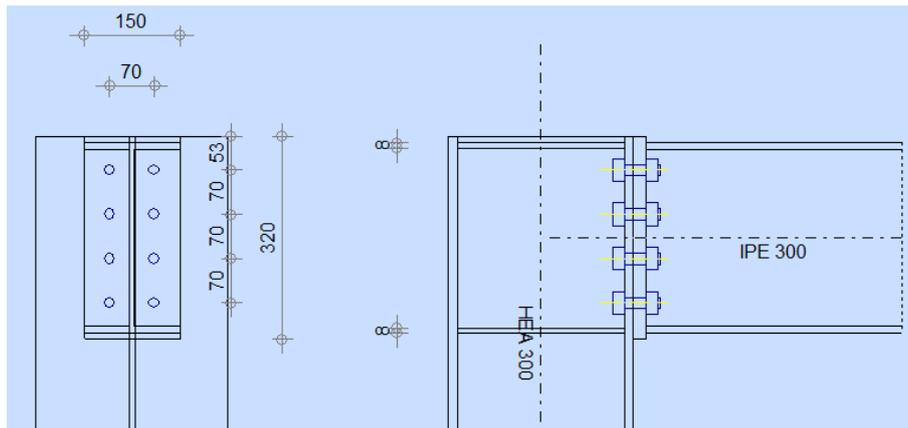


FIGURE 5.1 – assemblage poutre- poteau (IPE 300- HEA300).

Soit un boulon de diamètre $\theta 18(8.8)$ **Condition :**

$$e_1 \geq 1.2d_o = 24mm$$

$$p_1 \geq 2.2d_o = 44mm$$

$$p_2 \geq 3d_o = 60mm \text{ on prend } p_2 = 75mm$$

$$e_2 \geq 1.5d_o = 30mm \text{ on prend } e_2 = 37mm$$

on peut prendre les valeurs suivantes;

$$d_1 = 267mm, d_2 = 197mm, d_3 = 127mm, d_4 = 57mm$$

$$\gamma_{Ms} = 1.25, \gamma_{Mo} = 1.1, \mu = 0.3$$

$K_s = 1$: Coefficient fonction de la dimension des trous de perçage.

• **Détermination des efforts dans les boulon :** Nous considérons uniquement les boulons tendus

c'est -à- dire les trois rangées supérieures de boulons, soit

$$N_i = \frac{M \cdot d_i}{\sum d_i^2}$$

$$\left. \begin{array}{l} d_1 = 267mm \\ d_2 = 197mm \\ d_3 = 127mm \end{array} \right\} \Rightarrow \sum d_i^2 = 126227mm^2$$

$$N_1 = \frac{M.d_1}{\sum d_i^2} = 113.56KN$$

$$N_2 = \frac{M.d_2}{\sum d_i^2} = 83.79KN$$

$$N_3 = \frac{M.d_3}{\sum d_i^2} = 54.018KN$$

- l'effort de précontrainte autorisé dans les boulons sont : $F_p = 0.7f_{ub} \times A_s$

Il faut que $N_1 \leq n \times 0.7f_{ub}A_s = 215.04KN$ Soit :

n :Nombre de boulons par rangée.

A_s : $192mm^2$ (section)

Donc $N_1 \leq n \times 0.7 \times f_{ub} \times A_s = 215.04KN$

D'où le choix du boulon : $HR\phi 18(8.8)$

- Résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant :

$$\text{par boulon : } U_1 = \frac{U_{sd}}{n} = \frac{112.5}{8} = 14.06KN$$

Il faut vérifier que

$$U_1 \leq \frac{F_s = K_s \cdot m \cdot \mu \cdot F_p}{\gamma_{Ms}}$$

$$U_1 = 14.06KN < F_s = 51.6KN$$

Alors la résistance de l'assemblage à l'effort tranchant est vérifiée.

- Résistance de l'âme du poteau en traction :

$$F_t = \frac{f_y \times t_w \times b_{eff}}{\gamma_{Mo}} = 190.67KN, b_{eff} = 1.275m$$

$$F_t = 190.67KN$$

$$F_v = \frac{M_{sd}}{(h - t_f)_{poutre}} = \frac{53.69}{300 - 11} = 185.77 < F_t = 190.67KN \dots \text{Non vérifiée}$$

D'où la nécessité d'un raidissage : raidisseur d'épaisseur 20mm

- Résistance de l'âme du poteau en compression :

$$F_c < F_{c,Rd} = f_y t_{wc} \left[1.25 - 0.5 \gamma_{Mo} \frac{\psi}{f_y} \right] \frac{b_{eff1}}{\gamma_{Mo}}$$

$$b_{eff1} = t_{fb} + 2t_p + 5(t_{fc} + r_c)$$

$$t_{fb} = 11mm \text{ (Epaisseur semelle poutre)}$$

$$t_{fc} = 14mm \text{ (Epaisseur semelle poteau)}$$

$$t_p = 20mm \text{ (Epaisseur platine extremite)}$$

$$r_c = 27mm \text{ (Rayon de raccordement ame /semelle du poteau)}$$

$$b_{eff} = 256mm$$

$$t_w = 9mm$$

$$\psi = \frac{U_{sd}}{A} + \frac{M_{sd}}{\frac{I}{v}} = 137.62 \frac{N}{mm^2}$$

$$\text{Avec : } A = 112.53cm^2, W_{el} = \frac{I}{v} = 420.7cm^3$$

$$F_{c,Rd} = \frac{M_{sd}}{b_{eff1}} = 209.72KN$$

$$F_{c,Rd} = 198.1KN \leq F_c = 209.72KN \dots OK$$

- Résistance de l'âme du poteau au cisaillement :

$$V_R = \frac{0.58 f_y \times h \times t_w}{\gamma_{Mo}} \Rightarrow V_R = 522.98KN$$

$$F_v = 185.77KN < V_R = 522.98KN \Rightarrow \text{La condition est verifiee.}$$

5.2 Assemblage poutre secondaire (HEA220- poteau(HEA300))

5.2.1 Assemblage poteau - platine

Cet assemblage sera réalisé avec des boulons de type *HR* de Classe 8.8, caractérisés par :

$$\text{classe 8.8} \Rightarrow \begin{cases} f_u = 640Mpa \\ f_{ub} = 800Mpa \end{cases}$$

On calculera l'assemblage le plus sollicité dans la structure avec les sollicitations suivantes :

on tire les valeurs suivants à partir du **ROBOT**

$$\left\{ \begin{array}{l} M = 56.518KN.m \\ V = 112.36KN \end{array} \right. \rightarrow a \text{ L'ELU}$$

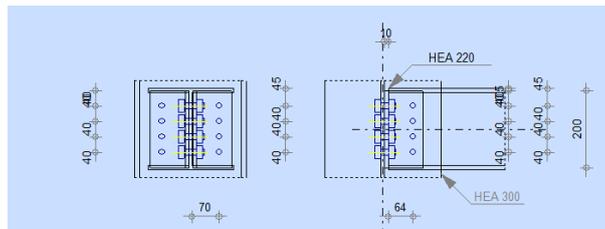


FIGURE 5.2 – Assemblage poteau-poutre secondaire

Soit un boulon de diamètre $\emptyset 14(8.8)$ **Condition**

$$e_1 \geq 1.2d_0 = 24mm$$

$$e_2 \geq 1.5d_0 = 30mm$$

$$p_1 \geq 2.2d_0 = 44mm$$

$$p_2 \geq 3d_0 = 60mm$$

On prend :

$$\left\{ \begin{array}{l} d_1 = 29.6cm \\ d_2 = 24.3cm \\ d_3 = 17.3cm \\ d_4 = 11.3cm \end{array} \right.$$

▷ **Détermination des efforts dans les boulons :**

On considère que la platine est suffisamment épaisse de façon que la totalité des efforts appliquée se destitue entre les rangés de boulon tendus, par ailleurs l'effort de compression sera supposé concentré au centre de gravité de la semelle comprimée de la poutre.

$$N_1 = \frac{M \cdot d_1}{\sum d_i^2} = \frac{56.518 \times 29.6}{29.6^2 + 24.3^2 + 17.3^2 + 11.3 \times 10^{-2}} = 87.44 \text{KN}$$

$$N_2 = \frac{N_1 \cdot d_2}{d_1} = \frac{87.44 \times 24.3}{29.6} = 71.79 \text{KN}$$

$$N_3 = \frac{N_2 \cdot d_3}{d_1} = \frac{71.79 \times 17.3}{29.6} = 41.95 \text{KN}$$

$$N_4 = \frac{N_3 \cdot d_4}{d_1} = \frac{41.95 \times 11.3}{29.6} = 16.018 \text{KN}$$

▷ **Prédimensionnement des boulons :**

$$N_1 \leq n \cdot F_p$$

n : Nombre de boulon par rangee ($n = 2$).

$$f_p = 0.7 A_s \cdot f_{ub}$$

$$A_s \geq \frac{N_1}{n \times 0.7 \times f_{ub}} = \frac{87.44}{2 \times 0.7 \times 800} \times 10 = 0.78 \text{cm}^2$$

On opte pour un boulon de type M14 $\Rightarrow A_s = 1,15 \text{cm}^2$

▷ **Calcul du moment résistant effectif de l'assemblage :**

$$N_{t,Rd} = n \times 0.7 \times A_s \times f_{ub} = 2 \times 0.7 \times 1.15 \times 800 \times 10^{-1} = 128.8 \text{KN}$$

$$M_R = \frac{N_{t,Rd} \cdot \sum d_i^2}{d_1} = \frac{128.8 \times (29.6^2 + 24.3^2 + 17.3^2 + 11.3^2)}{29.6} \times 10^{-2} = 82.39 \text{KN.m}$$

$$M_R = 82.39 > M = 56.518 \text{KN} \rightarrow \text{condition verifiée}$$

▷ **Vérification au cisaillement plus traction dans chaque boulon :**

$$V = 112.36 \text{KN} \rightarrow \text{sur } 8 \text{ boulons}$$

$$F_{v,sd} = \frac{V}{8} = 14.045 \text{KN}$$

Il faut vérifier que : $F_{v,sd} \leq F_{s,Rd}$

$$F_{s,Rd} = K_s \cdot \mu \cdot m \cdot \frac{F_p - 0.8 \cdot \frac{N_1^2}{\gamma_{Ms}}}{2} \text{ CCM97 art 6.5.6.4}$$

$$F_p = 0.7 \cdot A_s \cdot f_{ub} = 0.7 \times 1.15 \times 800 \times 10^{-1} = 64.4 \text{KN}$$

$$F_{s,Rd} = 1.0 \cdot 3.1 \cdot \frac{64.4 - 0.8 \cdot \frac{87.44^2}{2}}{1.25} = 7.29 \text{KN} < F_{v,sd}$$

Alors la résistance de l'assemblage à l'effort tranchant est vérifiée

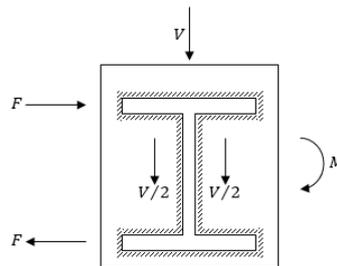
5.3 Assemblage platine-poutre

Cette attache se fera au moyen de cordons de soudure.

Le dimensionnement des cordons se fait suivant l'hypothèse suivante :

On supposera que le moment est repris uniquement par les cordons reliant les semelles à la platine, on supposera également que l'effort tranchant est repris uniquement par les cordons reliant l'âme à la platine.

Cet assemblage est soumis au système de forces suivantes :



L'assemblage est soumis aux sollicitations suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} M = 56.518KN.m \\ V = 112.36KN \end{array} \right.$$

On prend $e = 22mm$ épaisseur de la platine

▷ **Gorge reliant l'âme :**

$$3mm \leq \alpha \leq 0.5.t_w \rightarrow 3mm \leq \alpha \leq 0.5 \times 8 \rightarrow 3mm \leq \alpha \leq 4 \rightarrow \text{soit } \alpha = 4mm$$

▷ **Gorge reliant la semelle à la platine :**

$$3mm \leq \alpha \leq 0.5.t_f \rightarrow 3mm \leq \alpha \leq 0.5 \times 12.7 \rightarrow 3mm \leq \alpha \leq 6.35 \rightarrow \text{soit } \alpha = 5mm$$

▷ **Distribution des efforts sur les différents cordons :**

- **Cordon âme-platine :** Chaque cordon reprend $V/2$

$$\frac{112.36}{2} = 56.36KN$$

La longueur du cordon est : $L_w = h - 2.t_f = 360 - 2 \times 12.7 = 334.6mm$

- **Cordon semelle - platine :**

La longueur du cordon est : $L_f = 2.b - t_w = 2 \times 170 - 8 = 332mm$

Chaque cordon reprend F

$$F = \frac{M}{h - t_f} = \frac{56.518}{360 - 12.7} \times 10^{-3} = 162.735KN$$

▷ **Vérification :**

- **Cordon âme-platine :**

Il faut vrifier la condition suivante :

$$\frac{V}{2} \leq F_{w,Rd}$$

Avec :

$F_{w,Rd}$: Rsistance d'un cordon de soudure.

$$F_{w,Rd} = \alpha.L_w \frac{F_u}{\beta_w \cdot \gamma_{Mw} \cdot \sqrt{3}} \rightarrow CCM97 \text{ art } 6.6.5.3$$

Ona :

$$S235 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} f_u = 640Mpa \\ \beta_w = 0.8 \\ \gamma_{Mw} = 1.25 \end{array} \right.$$

$$\frac{V}{2} = 56.18KN$$

$$F_{w,Rd} = 4 \times 334.6 \times \frac{360}{0.8 \times 1.25 \times \sqrt{3}} \times 10^{-3} = 278.181KN > 56.18KN \rightarrow \text{verifie}$$

- **Cordon semelle - platine :**

Il faut vérifier la condition suivante :

$$F \leq F_{w;Rd}$$

$$F_{w;Rd} = 5 \times 332 \frac{360}{0.8 \times 1.25 \times \sqrt{3}} \times 10^{-3} = 345.025 > 162.735KN \rightarrow \text{verifiee}$$

5.4 Assemblage poutre principale - solive

Les solives sont articulées aux sommiers par des cornières d'attache L'effort tranchant V repris par l'assemblage est celui que transmet la solive à la poutre.

$$v = 34.639KN$$

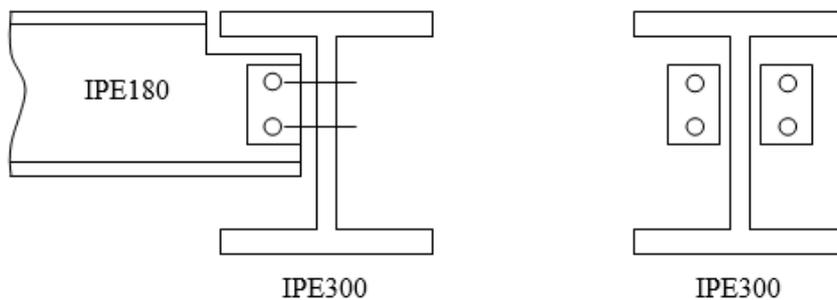


FIGURE 5.3 – Assemblage poutre principale - solive

Cet assemblage sera réalisé avec des boulons de type HR de Classe 8.8, caractérisés par :

$$\text{classe 8.8} \Rightarrow \begin{cases} f_u = 640Mpa \\ f_{ub} = 800Mpa \end{cases}$$

▷ **Dimensionnement des boulons :**

1. **Coté solive :**

$$F_{s;Rd} = (K_s \times n \times \mu / \gamma_{Ms} = \times F_{p;cd} \rightarrow \text{CCM97art6.5.6.1}$$

$$F_{p;cd} = 0.7 \times f_{ub} \times A_s \rightarrow \text{97art6.5.6.2}$$

Avec :

$F_{s;Rd}$: Résistance de calcul au glissement d'un boulon précontraint ;

$F_{p;cd}$: Force de précontrainte dans le boulon (force de serrage) ;

n :Nombre d'interface de frottement ;

μ :Coefficient de frottement ;

K_s :Facteur de forme.

Il faut vérifier la condition suivante :

$$\frac{v}{n_b} \leq F_{s.Rd}$$

Avec :

n_b :Nombre des boulons

$$A_s \geq \frac{v \times \gamma_{Ms}}{K_s \cdot n_b \cdot n \cdot \mu \cdot 0,7 \cdot f_{ub}} = \frac{34.639 \times 1.25}{1 \times 2 \times 2 \times 0,3 \times 0,7 \times 800} \times 10 = 0.644 \text{ cm}^2$$

On adopte des boulons de type $M12 \Rightarrow A_s = 0.843 \text{ cm}^2$

2. Coté poutre principale :

Soit des boulons de type $M12 \Rightarrow A_s = 0.843 \text{ cm}^2$

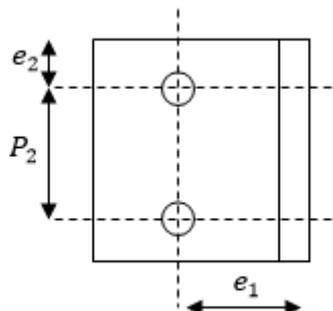
Le choix de cornière dépend de type du boulon, pour notre cas, on a des boulons $M12$, donc on prend une cornière $L40 \times 40 \times 4$

▷ Disposition géométrique :

$$3 \cdot d_o \leq p_2 \leq 14 \cdot t \Rightarrow 3 \cdot 13 \leq p_2 \leq 14 \cdot 4 \Rightarrow 39 \leq p_2 \leq 56 \rightarrow \text{soit } p_2 = 45 \text{ mm}$$

$$1,5 \cdot d_o \leq e_2 \leq 12 \cdot t \Rightarrow 1,5 \cdot 13 \leq e_2 \leq 12 \cdot 4 \Rightarrow 19,5 \leq e_2 \leq 48 \rightarrow \text{soit } e_2 = 35 \text{ mm}$$

$$1,2 \cdot d_o \leq e_1 \leq 12 \cdot t \Rightarrow 1,2 \cdot 13 \leq e_1 \leq 12 \cdot 4 \Rightarrow 15,6 \leq e_1 \leq 48 \rightarrow \text{soit } e_1 = 30 \text{ mm}$$



▷ **Vérification des boulons au cisaillement** : L'assemblage est réalisé avec des boulons de classe 8.8

alors, la résistance au cisaillement d'un boulon est donnée par : $F_{s,Rd} = (K_s \cdot n \cdot \mu / \gamma_{Ms} \cdot F_{p,cd})$

Il faut vérifier la condition suivante :

$$\frac{v}{n_b} \leq F_{s,Rd}$$

$$\frac{v}{n_b} = \frac{34.639}{2} = 17.32KN$$

$$F_{s,Rd} = \frac{1 \times 2 \times 0.3 \times 0.7 \times 800 \times 0.843}{1.25} \times 10^{-1} = 22.66KN > 17.32 \rightarrow \text{Verifiee}$$

5.5 Assemblage poteau- poteau

5.5.1 Données de calcul

$$N_{sd} = 888.30kN$$

$$M_{sd} = 53.69KN$$

$$V_{sd} = V_z = 112.51KN$$

5.5.2 Pré dimensionnement des boulons

On choisit le nombre de boulons $n = 10$ boulons de classe **HR8.8**.

Donc :

$$F_{v,sd} = \frac{v}{n \cdot m} = \frac{112.51}{5 \times 1} = 22.50KN$$

n : Le nombre de boulons par rangée.

m : nombre de plan de cisaillement.

$$a_s = \frac{1.5 F_{v,sd}}{0.9 \times f_{ub}} = \frac{1.5 \times 22.50}{0.9 \times 80} = 0.46cm^2$$

Boulon de classe 8.8 (haute résistance) $f_{ub} = 800 \text{ MPa}$ A partir du tableau des caractéristiques géométriques on choisit des boulons de diamètre M18.

$$\text{Avec : } \begin{cases} d = 18\text{mm} \\ d_o = d + 2 = 20\text{mm} \end{cases}$$

5.5.3 Disposition des boulons

$$e_1 = 100\text{mm} \quad e_2 = 75\text{mm}$$

$$p_1 = 150\text{mm} \quad p_2 = 100\text{mm}$$

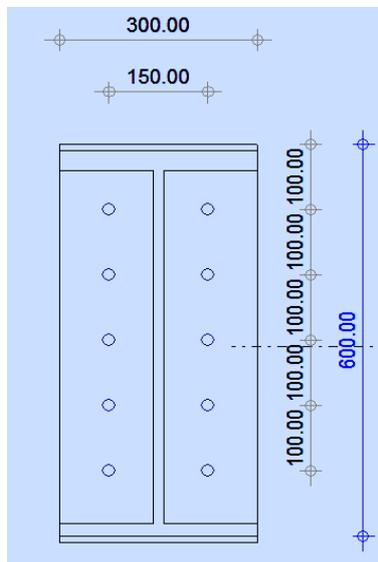


FIGURE 5.4 – Représentation de l'assemblage Poteau-Poteau.

5.5.4 Les vérifications

- Vérification de la résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant :

$$V = \frac{V_{sd}}{n} = \frac{112,51}{10} = 11,25KN$$

Avec :

V_{sd} : Effort de cisaillement.

$$V_1 \leq F_s = K_s \times m \times \mu \times \frac{F_p}{\gamma_{ms}}$$

F_p : effort de prcontrainte.

K_s : facteur de forme;trous nominaux $K_s = 1$

m : nombre de plan de contact $n = 2$

μ : Coefficient de frottement $\mu = 0,3$ surfacebrossee

$$F_p = 0,7 \times 800 \times 192 \times 10^{-3} = 107,52KN$$

$$F_s = 51,60KN$$

$$V = 11,25 < F_s = 51,60KN \dots\dots\dots verifiee$$

- : Vérification de la résistance de l'âme du poteau en traction :

$$f_t = \frac{f_y \times t_w \times b_{eff}}{\gamma_{mo}}$$

$$b_{eff} = t_f + 2 \times \alpha_p \sqrt{2} + 5(t_f + r) + 2t_p$$

$t_p=20mm$: Épaisseur de la platine d'extrémité.

t_f : Épaisseur de la semelle du poteau.

a_p : Épaisseur de la gorge de la soudure (estimée à 5mm).

r : Rayon de raccordement âme/semelle du poteau.

Donc : $b_{eff} = 369.14 \text{ mm}$

$$f_t = 235 \times 15.5 \times 369.141.1 = 1222.35KN$$

$$F_v = \frac{M_{sd}}{(h - t_f)} = \frac{803.14}{0.57} = 1409.01KN$$

$$f_t = 1222.35KN < f_v = 1409.01 \dots \dots \dots \text{vefifiee}$$

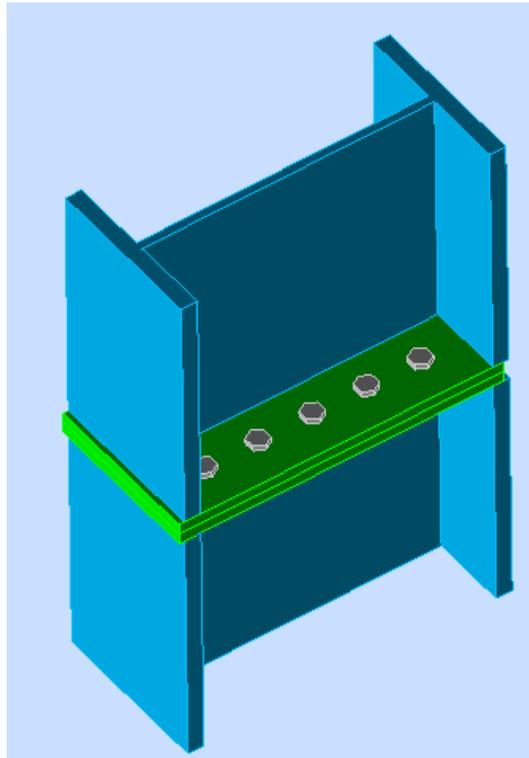


FIGURE 5.5 – Vue de l'assemblage poteau - poteau.

5.6 Assemblage poteau-diagonale par gousset

5.6.1 Données de calcul

- Effort tranchant : $V_{sd} = 444.55KN$

5.6.3 Disposition des boulons

$$150 \geq e_1 \geq 1.2d_o = 1.2 \times 22 = 26.4mm \Rightarrow e_1 = 35mm$$

$$200 \geq p_1 \geq 2.2d_o = 2.2 \times 22 = 48.4mm \Rightarrow p_1 = 60mm$$

5.6.4 Résistance de boulon au cisaillement par plan de cisaillement

Il faut vérifier que :

$$F_{v,sd} \leq F_{v,Rd} = \frac{0.6f_{ub} \times A_s}{\gamma_{Mb}}$$

Avec :

$$F_{v,sd} = \frac{V_{,sd}}{2n} = \frac{444.55}{8} = 55.56KN$$

$$F_{v,Rd} = \frac{0.6 \times 80 \times 157}{1.25} = 60.28KN$$

$$\Rightarrow 55.56 \leq 60.28 \Rightarrow F_{v,sd} \leq F_{b,Rd} \dots \dots \dots ok$$

5.6.5 Résistance de la pression diamétrale

Il faut vérifier que :

Avec :

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{2n} = \frac{444.55}{8} = 55.56KN$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2.5\alpha \times f_u \times t_d}{\gamma_{Mo}}$$

$$d_o = d + 2 = 18mm; t = 10mm; \gamma_{Mb} = 1.25; f_u = 36 \frac{daN}{mm^2}; e_1 = 35mm; p_1 = 70mm$$

$$\alpha = \min\left[\frac{e_1}{3d_o}; \frac{p_1}{3d_o} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}\right] = \min[0.64; 1.04; 2.22; 1] = 0.64$$

$$\Rightarrow F_{b,Rd} = \frac{2.5 \times 0.64 \times 36 \times 10 \times 16}{1.25} = 73.72KN$$

$$\Rightarrow 55.56 < 73.72 \Rightarrow F_{v,sd} \leq F_{b,Rd} \dots \dots \dots ok$$

5.6.6 Vérification de gousset a la traction

Il faut vérifier que :

$$N_{sd} \leq N_{u,Rd}$$

Avec :

$$N_{sd} = 444.55KN$$

$$N_{u,Rd} = \frac{\beta_3 \times f \times A_{net}}{\gamma_{M2}}, \text{Ou est coefficient minoritaire fonction de l'entraxe } P_1.$$

$$A_{net} = A - td_o = 250 \times 120 = 29910mm^2, \text{Avec : } t = 5mm$$

$$N_{u,Rd} = \frac{0.55 \times 36 \times 29910}{1.25} = 4737.74KN$$

$$\Rightarrow 444.55 < 4737.74 \Rightarrow N_{sd} < N_{u,Rd} \dots \dots \dots ok$$

Donc : la diagonale L150*90*10 est attacher par des boulons $\phi = 16mm$ de classe 8, 8, avec gousset d'épaisseur $t = 5mm$.

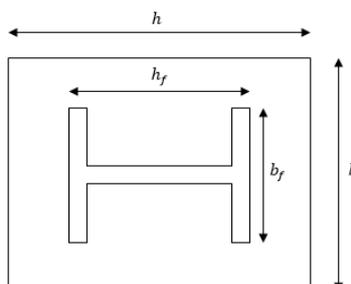
5.7 Dimensionnement de la platine

La platine sera dimensionnée par la relation suivante :

$$\sigma \leq \bar{\sigma} \Rightarrow \frac{N}{b.h} + \frac{6.M}{b.h^2} \leq \bar{\sigma}$$

Avec :

$$\bar{\sigma} = \frac{0.85.f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.167MPa$$



On fixe b et on calcul h, Soit $b=50\text{cm}$ $b \cdot \bar{\sigma} \cdot h^2 - N \cdot h - 6 \geq 0$

$h \geq 11.06\text{cm}$

On prend $h=50\text{cm}$

5.8 Dimensionnement des tiges d'ancrages

La tige d'ancrage sera dimensionnée avec l'effort de traction le plus défavorable

$N_t = 236.674\text{KN}$

L'effort admissible par scellement, dans le cas des goujons avec crosse, fixé par les règles CM66 (art 5.123)

vaut :

$$N_a = 0.1 \times \left(1 + \frac{7 \times g_c}{1000} \right) \times \frac{\phi}{\left(1 + \frac{\phi}{d_1} \right)^2} \times (l_1 + 6.4 \times r + 3.5 \times l_2) \geq \frac{N_t}{n_b}$$

Avec :

g_c : Dosage en ciment du béton (Kg/m^3)

d_1 : Enrobage.

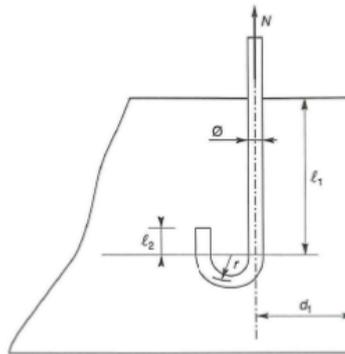
ϕ : Diamètre du goujon.

n_b : Nombre des goujons

$r = 3 \times \phi$

$l_1 = 20 \times \phi$

$l_2 = 2 \times \phi$



On choisit 4 boulons, le diamètre des goujons est donné par l'équation suivante :

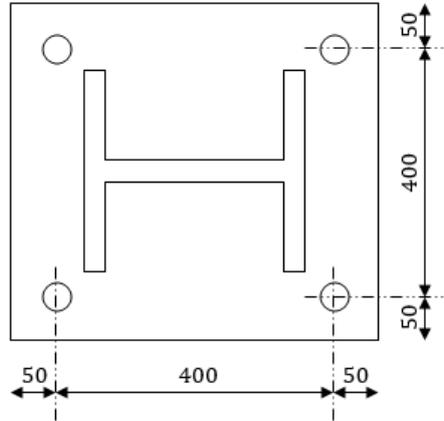
$$N_a = 0.1 \times \left(1 + \frac{7 \times 350}{1000} \right) \times \frac{\phi}{\left(1 + \frac{\phi}{700} \right)^2} \times (20 \cdot \phi + 19.2 \cdot \phi + 3.5 \times \phi) \geq \frac{236.674}{4}$$

Après développement de l'équation, on trouve :

$$\phi \geq 19.812\text{mm}$$

Donc on choisit des tiges de diamètre $\phi=22\text{mm}$

Donc la disposition des goujons sera comme suit :



5.9 Vérification des contraintes

$$e = \frac{M}{N} = \frac{4.873}{514.90} = 0.94\text{cm}$$

$$\frac{h}{6} = \frac{50}{6} = 8.33$$

$$e < \frac{h}{6} \rightarrow \text{La section est entièrement comprimée}$$

Dans ce cas la, on vérifie uniquement la contrainte dans le béton.

$$\sigma_b = \frac{2.N.l}{b.h' \cdot \left(h - \frac{h'}{3}\right)} \leq f_{ub}$$

$$h' = h = 45\text{cm}$$

$$l=24.04\text{cm}$$

Avec : $b=50\text{cm}$

$$N=666.24\text{KN}$$

$$\sigma_b = \frac{2 \times 514.9 \times 24.04}{50 \times 45 \left(45 - \frac{45}{3}\right)} \times 10 = 3.66\text{MPa} < 14.167\text{MPa} \rightarrow \text{vri fie}$$

Les contraintes sous la platine sont données par les deux expressions suivantes :

$$\sigma_M = \frac{N}{A.B} \cdot \left(1 + \frac{6.e}{A}\right) = \frac{514.90}{0.5^2} \cdot \left(1 + \frac{6 \times 4.873}{0.5 \times 514.90}\right) \times 10^{-3} = 2.29 \text{MPa}$$

$$\sigma_m = \frac{N}{A.B} \cdot \left(1 - \frac{6.e}{A}\right) = \frac{514.90}{0.5^2} \cdot \left(1 - \frac{6 \times 4.873}{0.5 \times 514.90}\right) \times 10^{-3} = 1.864 \text{MPa}$$

5.10 Dimensionnement de l'épaisseur de la platine

$$M = C_1.d_1 + C_2.d_2$$

$$d_1 = u/2 = 10,5/2 = 5,25 \text{cm}$$

$$d_2 = 2.u/3 = 2.10,5/3 = 7 \text{cm}$$

$$C_1 = (1.864 + 0,24).u.b = 1.864 * 10,5 * 50.10^{-1} = 97.86 \text{KN}$$

$$C_2 = 0,06.(u.b)/2 = 0,06((10,5 * 50)/2)10^{-1} = 1,575 \text{KN}$$

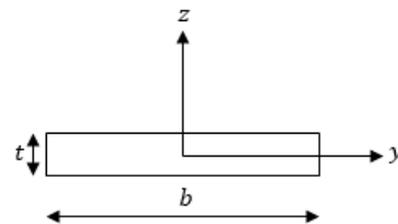
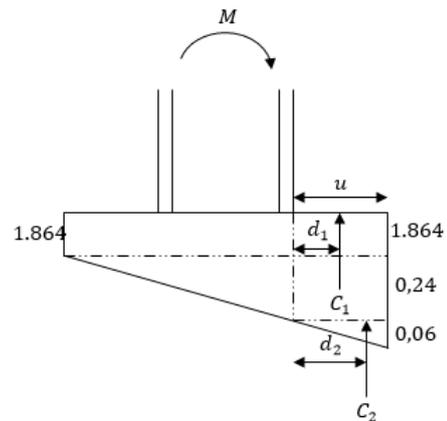
$$M = (97.86 * 5,25 + 1,575 * 7) * 10^{-2} = 5.247 \text{KN.m}$$

$$M_{ely} = ((b * t^2)/6) * f_y / \gamma_{M0}$$

Il faut vérifier la condition suivante :

$$M < M_{ely} \Rightarrow t \geq \sqrt{\frac{6 * M * \gamma_{M0}}{b * f_y}} = \sqrt{\frac{6 * 5.247 * 1.1}{50 * 235}} * 10^5 = 17.169 \text{mm}$$

Donc, on adopte une platine d'épaisseur $t=20\text{mm}$



5.11 Vérification de la bèche

Si : $0,3 * N < V \rightarrow$ La bèche est nécessaire

On a :

$$\begin{cases} N = 666.11 \text{KN} \rightarrow (ELU) \\ V = 34.78 \text{KN} \rightarrow (G + Q + 1.2 * E) \end{cases}$$

$0,3 * N = 0,3 * 514.90 = 154.47 \text{KN} > V = 34,78 \text{KN} \rightarrow$ La bèche est inutile

CHAPITRE 6

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

6.1 Introduction

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure, elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

6.2 Choix du type de fondation

Le type de fondation est choisi essentiellement selon les critères suivants :

- ✓ La résistance du sol.
- ✓ Le tassement du sol
- ✓ Le mode constructif de la structure.

Le choix porté sur le type de fondation, doit aussi satisfaire certains critères qui sont :

- ✓ La stabilité de l'ouvrage (rigidité).
- ✓ La facilité d'exécution (coffrage).

✓ L'économie.

6.3 Calcul des fondations

Les fondations seront calculées suivant les deux sens, longitudinal et transversal, Sous les combinaisons suivantes :

Selon le R.P.A 99

G+Q+E

0,8*G±E Selon le BAEL91

ELS→G+Q

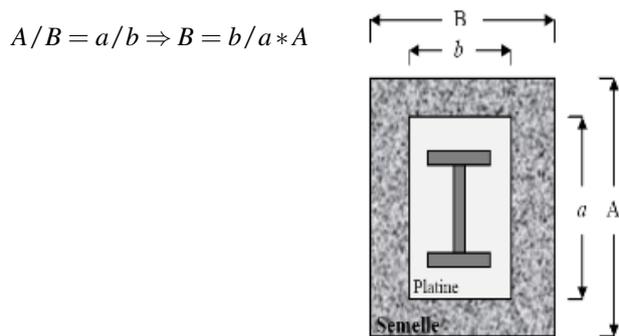
ELU→1,35*G+1,5*Q

6.3.1 Dimensionnement de la semelle(DTR-BC 2.3.3.1.)

Les semelles sont soumises à :

- Un effort normal centré N
- Un moment de flexion M rapporté au centre de gravité de la section de béton seul à la base du poteau.

Les dimensions de la semelle doivent être homothétiques avec celles de la plaque d'assise (platine), soit :



Le pré dimensionnement de la semelle se fait avec la relation suivante :

$$\sigma \leq \bar{\sigma} \Rightarrow \frac{N}{A.B} \cdot \left(1 + \frac{6 * e}{A} \right)$$

Les sollicitations les plus défavorables sont :

$$\begin{cases} M = 48.73 \text{KN.m} \\ N = 666.11 \text{KN} \end{cases} \rightarrow (ELU)$$

On a :

$$a = b = 50 \text{cm} \Rightarrow A = B$$

$$\bar{\sigma} = 0,2 \text{MPa}$$

L'équation à résoudre est la suivante :

$$A^3 - 3.225 \times A - 0.073 \geq 0 \Rightarrow A \geq 1.84 \text{m}$$

On choisit $A=B=2\text{m}$

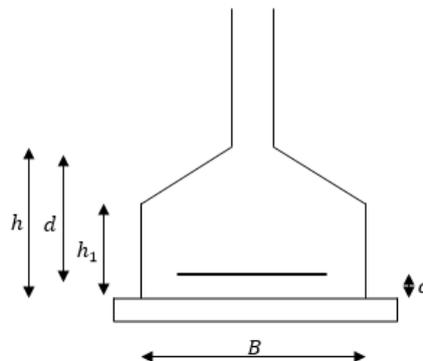
La hauteur est donnée par la condition de rigidité :

$$h \geq \max\left(\frac{A-a}{4}; \frac{B-b}{4}\right) + c$$

$$h \geq \max\left(\frac{200-50}{4}; \frac{200-50}{4}\right) + 5 = 42.5$$

On prend : $h=45\text{cm}$

$$h_1 \geq \min\left(\frac{h}{4}; 12 * \phi + 6\text{cm}; 20\text{cm}\right) = 11.25\text{cm}$$



a- Verification en tenant compte du poids de la semelle :

$$\text{On a : } N_t = N + P_s$$

Avec :

P_s : Poids de la semelle.

$$P_s = \gamma_b \cdot V_{semelle} = 25 \cdot (2 \cdot 2 \cdot 0.45) = 45 \text{ KN}$$

$$N_t = N + P_s = 666,11 + (1,35 \cdot 45) = 726,86 \text{ KN}$$

Il faut vérifier la condition suivante : $\sigma \leq \bar{\sigma}$

Avec :

$$\sigma = \frac{N_t}{A \cdot B} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot e_0}{A} \right)$$

$$e_0 = \frac{M}{N_t}$$

$$\sigma = \frac{736,86}{2^2} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot 84,73}{2 \cdot 575,65} \right) \cdot 10^{-3} = 0,18 \text{ MPa}$$

$\sigma = 0,179 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma} = 0,2 \text{ MPa} \rightarrow$ Les dimensions choisies sont bonnes

b Vérification de la stabilité au renversement :

Selon BAEL

$$e_0 = \frac{A}{6} \Rightarrow \frac{M}{N_t} \leq \frac{A}{6}$$

$$\frac{M}{N_t} = \frac{48,73}{726,86} = 28,13 \text{ cm}$$

$$\frac{A}{6} = \frac{200}{6} = 33,33 \text{ cm} > 28,13 \rightarrow \text{CV.}$$

Selon RPA 99 (art 10.1.5)

$$e = \frac{B}{4} \Rightarrow \frac{M_{0,8 \cdot G \pm E}}{N_{0,8 \cdot G \pm E}} \leq \frac{B}{4}$$

$$\frac{M_{0,8 \cdot G \pm E}}{N_{0,8 \cdot G \pm E}} = \frac{21,17}{240,1} = 8,8 \text{ cm}$$

$$\frac{B}{4} = \frac{200}{4} = 50 \text{ cm} > 8,8 \text{ cm} \rightarrow \text{CV.}$$

6.3.2 Ferrailage de la semelle (BAEL 91)

ELU :

$$e = \frac{48.73}{575.65} = 8.4\text{cm} \leq \frac{A}{6} = 33,33\text{cm} \rightarrow \text{Diagramme trapézoïdale}$$

$$\sigma_M = \frac{N_t}{A \cdot B} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot e}{A}\right) = \frac{575.65}{2^2} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot 48.73}{2 \cdot 575.65}\right) \cdot 10^{-3} = 0,180\text{MPa}$$

$$\sigma_m = \frac{N_t}{A \cdot B} \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot e}{A}\right) = \frac{575.65}{2^2} \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot 48.73}{2 \cdot 575.65}\right) \cdot 10^{-3} = 0,123\text{MPa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \cdot \sigma_M + \sigma_m}{4} = \frac{3 \cdot 0,180 + 0,123}{4} = 0,165\text{MPa}$$

$$N' = \sigma_{moy} \cdot A \cdot B = 0,165 \cdot 2^2 \cdot 10^3 = 663\text{KN}$$

$$A_S^{//A} = A_S^{//B} = \frac{N' \cdot (B - b)}{8 \cdot d \cdot \sigma_{St}} = \frac{663 \cdot (2 - 0,5)}{8 \cdot 0,4 \cdot 348} \cdot 10 = 8,93\text{cm}^2$$

ELS :

$$N_t = 575.65 + 45 = 559.65\text{KN}$$

$$e = \frac{2,25}{559.65} = 0,40\text{cm} \leq \frac{A}{6} = 33,33\text{cm} \rightarrow \text{Diagramme trapézoïdale}$$

$$\sigma_M = \frac{N_t}{A \cdot B} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot e}{A}\right) = \frac{559.65}{2^2} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot 2,25}{2 \cdot 559.65}\right) \cdot 10^{-3} = 0,141\text{MPa}$$

$$\sigma_m = \frac{N_t}{A \cdot B} \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot e}{A}\right) = \frac{559.65}{2^2} \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot 2,25}{2 \cdot 559.65}\right) \cdot 10^{-3} = 0,138\text{MPa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \cdot \sigma_M + \sigma_m}{4} = \frac{3 \cdot 0,141 + 0,138}{4} = 0,146\text{MPa}$$

$$N' = \sigma_{moy} \cdot A \cdot B = 0,146 \cdot 2^2 \cdot 10^3 = 560\text{KN}$$

$$A_S^{//A} = A_S^{//B} = \frac{N' \cdot (B - b)}{8 \cdot d \cdot \sigma_{St}}$$

Avec :

$$\sigma_{St} = \min\left(\frac{2}{3} \cdot f_e; 110 \cdot \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}\right) = \min\left(\frac{2}{3} \cdot 400; 110 \cdot \sqrt{1,6 \cdot 2,1}\right) = 201,63 \text{MPa}$$

$$A_S^{//A} = A_S^{//B} = \frac{N' \cdot (B - b)}{8 \cdot d \cdot \sigma_{St}} = \frac{560 \cdot (2 - 0,5)}{8 \cdot 0,4 \cdot 201,63} \cdot 10 = 11,89 \text{cm}^2$$

Le calcul à l'ELS est le plus défavorable, alors on choisit :

$$A_x = A_y = 8\text{HA}14 = 12,32 \text{cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 200 \cdot 40 \cdot \frac{2,1}{400} = 9,66 \text{cm}^2$$

$$St = \frac{100}{8} = 12,5 \text{cm}$$

6.3.3 Ancrage des barres

La longueur d'ancrage est donnée par la formule suivante :

$$l_s = \frac{f_e \cdot \emptyset}{4 \cdot \tau_s}$$

$$\tau_s = 0,6 \cdot \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \cdot 1,5^2 \cdot 2,1 = 2,835 \text{MPa}$$

$$l_s = \frac{f_e \cdot \emptyset}{4 \cdot \tau_s} = \frac{400 \cdot 1,4}{4 \cdot 2,835} = 49,38 \text{cm}$$

On a :

$$0,25 \cdot A = 0,25 \cdot 200 = 50 \text{cm}$$

$$0,125 \cdot A = 0,125 \cdot 200 = 25 \text{cm}$$

$$0,125 \cdot A \leq l_s \leq 0,25 \cdot A$$

Donc, toutes les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités de la semelle mais peuvent ne pas comporter des crochets.

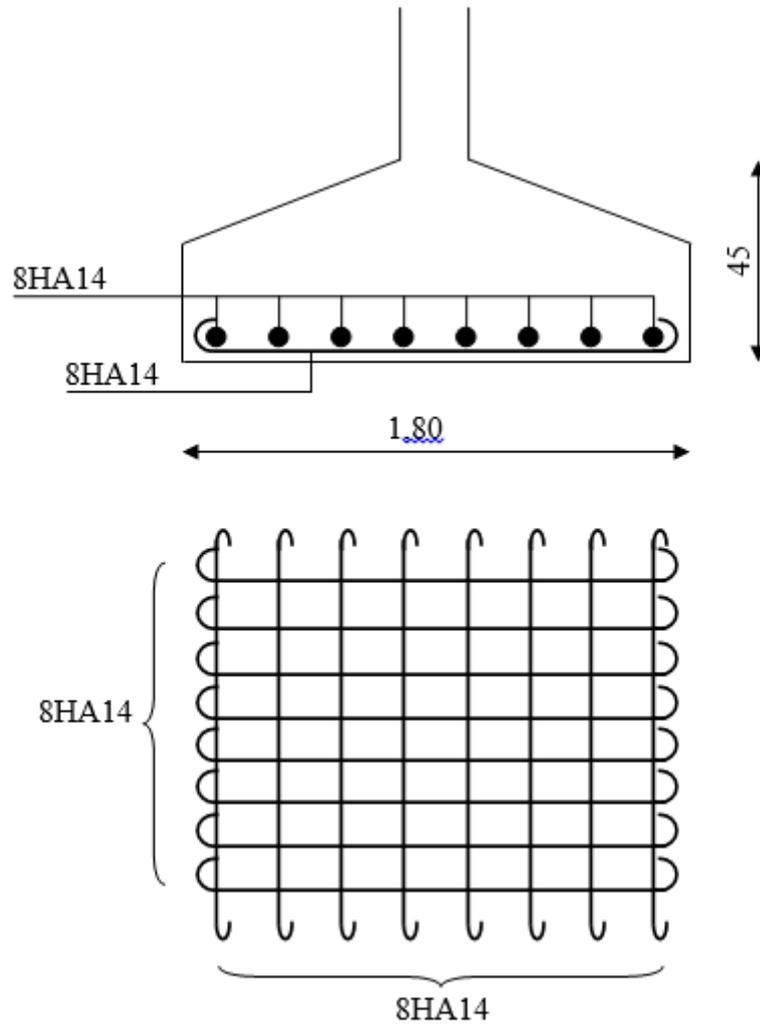


FIGURE 6.1 – Ferraillage des semelles

6.4 Calcul des longrines

Les longrines sont des éléments appartenant à l'infrastructure et qui servent à rigidifier l'ensemble des semelles. Et elles sont soumises à des forces axiales de traction.

6.4.1 Pré-dimensionnement (RPA99 art 10.1.1.b)

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont : $25\text{cm} \times 30\text{cm} \rightarrow S_2$
 Pour notre cas on optera pour des longrines de section $30\text{cm} \times 30\text{cm}$.

6.4.2 Ferrailage

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20KN \rightarrow \text{RPA art 10.1.1. b}$$

Avec :

N : Effort normale ultime du poteau le plus sollicité.

α Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considéré

Dans notre cas, on a un site ferme (S_2) et une zone $II_\alpha \Rightarrow \alpha = 15$

$$ELU \rightarrow N_t = \frac{514.90}{15} = 34.32KN$$

$$ELS \rightarrow N_t = \frac{559.65}{15} = 37.31KN$$

$$ELU \rightarrow A_s = \frac{N_t}{\sigma_{St}} = \frac{34.32}{348} \cdot 10 = 0.98cm^2$$

$$ELS \rightarrow A_s = \frac{N_t}{\sigma_{St}} = \frac{37.31}{201.63} \cdot 10 = 1.85cm^2$$

$$A_{min} = 0,6\% \cdot b \cdot h = 0,6\% \cdot 30 \cdot 30 = 5,4cm^2$$

Armatures transversales :

Soit des cadres de diamètre $\emptyset 8$ dont l'espacement maximal est donné par le RPA,

$$St = \min(20cm, 15 \cdot \emptyset_l) = 20cm$$

On prend $St = 15cm$

Les cadres sont espacés de 15cm en travée et de 10cm en zone nodale.

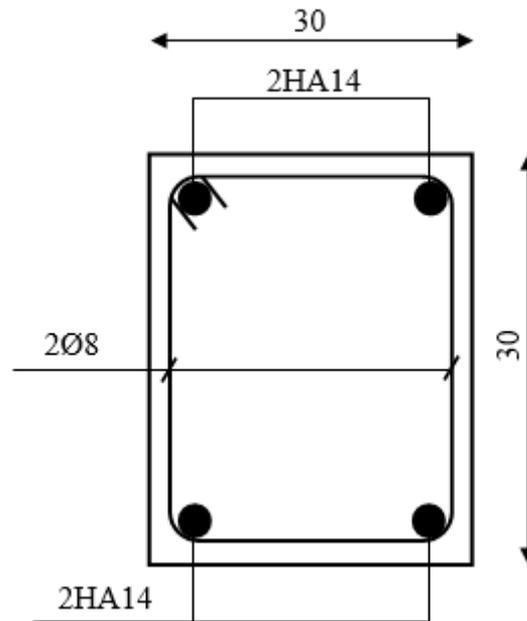


FIGURE 6.2 – Ferrailage des longrines

6.5 Ferrailage du fût

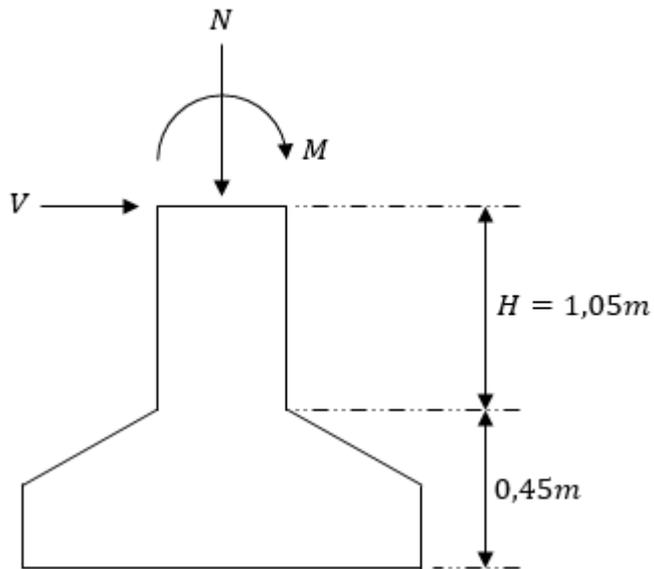
Les fondations sont ancrées à $D = 1,5m$; l'assemblage platine massif doit être au dessus du sol, donc on prévoit un poteau en B.A (fût) de dimension $1m \times 1m$.

Le fût est soumis à un effort normal et un effort tranchant plus un moment .il est sollicité en flexion composée.

Le fût est soumis à des sollicitations suivantes :

$$\begin{cases} M = 48.73KN \cdot m \\ N = 514.9KN \end{cases} \rightarrow (ELU)$$

$$V = 34,78KN \rightarrow (G + Q + 1,2 \cdot E)$$



Les sollicitations de calculs sont :

$$N' = N + 1,35 \cdot P$$

P : Poids propre du fût.

$$N' = 514,90 + 1,35 \cdot (25 \cdot 1^2 \cdot 1,05) = 550,33KN$$

$$M' = M + V \cdot H \Rightarrow M' = 48,73 + 34,78 \cdot 1,05 = 85,25KN \cdot m$$

6.5.1 Ferrailage

$$\begin{cases} M = M' = 85.25KN \cdot m \\ N = N' = 550.33KN \\ V = 34,78KN \end{cases}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{85.25}{550.33} \cdot 100 = 15.49cm$$

$$\frac{h}{6} = \frac{100}{6} = 16,67cm$$

$$e < \frac{h}{6} \rightarrow \text{Section entièrement comprimée}$$

$$M_{ua} = M + N \cdot \left(d - \frac{h}{2}\right) = 85.25 + 550.33 \cdot \left(0,95 - \frac{1}{2}\right) = 332.89KN \cdot m$$

$$N \cdot (d - c') - M_{ua} = 550.33 \cdot (0,95 - 0,05) - 332.89 = 162.40KN \cdot m$$

$$(0,5 \cdot h - c') \cdot f_{bu} \cdot b \cdot h = (0,5 \cdot 1 - 0,05) \cdot 14,167 \cdot 10^3 \cdot 1 \cdot 1 = 6375,15KN \cdot m$$

$$6375,15 > 2162.40 \Rightarrow \begin{cases} A' = \frac{N - \psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bu}}{f_{st}} \\ A = 0 \end{cases}$$

$$\psi = \frac{0,357 + \frac{N \cdot (d - c') - M_{ua}}{b \cdot h^2 \cdot f_{bu}}}{0,857 - \frac{c'}{h}} = \frac{0,357 + \frac{550.33 \cdot (0,95 - 0,05) - 332.89}{1 \cdot 1^2 \cdot 14,167 \cdot 10^3}}{0,857 - \frac{0,05}{1}} = 0,466$$

$$A' = \frac{550.33 - 0,466 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 14,167 \cdot 10^3}{332.89 \cdot 10^3} \cdot 10^4 = -170,24cm^2 < 0$$

$$A_s^{min} = 0,8\% \cdot b \cdot h \rightarrow \text{RPA art 7.4.2.1}$$

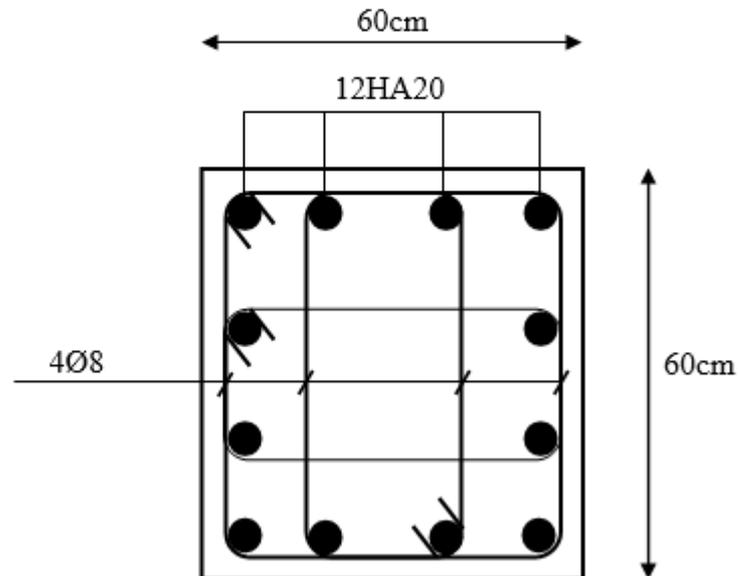
$$A_s^{min} = 0,8\% \cdot 100 \cdot 100 = 80cm^2$$

Armatures transversales

Soit des cadres de diamètre $\varnothing 8$ dont l'espacement maximal est donné par le RPA,

$$St \leq 15 \cdot \varnothing_t = 30cm$$

On prend $St = 20cm$



CONCLUSION GÉNÉRALE

L'ingénieur en génie civil est censé concevoir des édifices et garantir leur bon fonctionnement, tout en respectant les règles parasismiques en vigueur, il doit en outre tenir compte de plusieurs critères dont la sécurité, l'économie et l'aspect architectural.

Dans ce contexte ; Notre projet de fin d'études nous a permis d'avoir un aperçu sur la construction métallique et surtout d'appliquer les connaissances acquises durant notre cursus sur un projet réel.

Par cette démarche, certains points importants sont à soulever à savoir :

- ▶ l'acier permet de construire des ouvrages très importants du point de vue capacité portante, légèreté, rapidité d'exécution ce qui permet de construire sur des sols ayant une faible capacité portante.
- ▶ les actions du vent sont les plus défavorables dans les structures métalliques mais la présence du plancher mixte rend la structure sensible aux actions sismiques.
- ▶ L'agression sismique constitue un vrai test qui met le bâtiment à l'épreuve ; pour cela, tout ouvrage doit être réalisé conformément aux normes et règles parasismiques en vigueur
- ▶ L'utilisation du logiciel **ROBOT STRUCTURAL ANALYSES** dans notre étude nous a permis de faire un calcul tridimensionnel et dynamique, dans le but de faciliter les calculs, d'avoir une meilleure approche de la réalité ainsi qu'un gain de temps très important dans l'analyse de la structure, de tirer les efforts et enfin de vérifier les éléments aux différents phénomènes d'instabilité conformément aux règlements en vigueur.
- ▶ La disposition des contreventements joue un rôle très important dans le comportement global de la structure.
- ▶ La bonne conception des assemblages est essentielle pour la stabilité des structures métalliques. néanmoins, un assemblage bien conçu est mieux qu'une structure bien dimensionnée.

Enfin, notre objectif final lors de cette étude est l'obtention d'un ouvrage résistant et garantissant la sécurité des vies humaines et de leurs biens, nous souhaitons que ce travail serve comme support pour nos futurs étudiants qui seront intéressés par cette voie.

Références bibliographiques

- Règlements neige et vent Algérien (RNV99). DTR C2-47.
- Règlements parasismiques (RPA 99 /version 2003).
- Règles et calcul des constructions en acier (Euro code 3 et 4).
- Charges et surcharges d'exploitation (DTR).
- Règles BAEL91 modifiées 99.
- Conception et calcul des structures métalliques.
- Règles de calcul des constructions en acier (CM66), édition Eyrolles 1979.
- Règles définissant les effets de la neige et du vent sur les constructions (NV65) édition Eyrolles 1979.
- Règles parasismiques algériennes (RPA99 version 2003).
- Traité de génie civil, volume 10 constructions métalliques, Manfred A.Hirt et Rolf Bez (Ecole polytechnique de Lausanne) 2001.
- Traité de génie civil, volume 11 charpentes métalliques, Manfred A.Hirt et Michel Crisinel (Ecole polytechnique de Lausanne) 2001.
- Documents téléchargés d'Internet.