

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



UNIVERSITE ABOU BEKR BELKAID – TLEMEN-
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil

MEMOIRE DE MASTER

SPECIALITE : GENIE CIVIL

OPTION : CONSTRUCTION METALLIQUE

Thème :

**Modification de la Toiture de la Gare Ferroviaire de
Tlemcen en Toiture Mixte acier-béton**

Présenté par :

BECHAR Salah Eddine

CHIKHAOUI MOHAMMED

Soutenu le 25/05/2016 devant le jury composé de:

Pr. F.GHOMARI	Président	Univ. Tlemcen
Dr. K.HAMDAOUI	Examineur	Univ. Tlemcen
Mr. O.MAACHOU	Examineur	Univ. Tlemcen
Dr. A.RAS	Encadreur	Univ. Tlemcen
Dr. L.SAIL	Encadreur	Univ. Tlemcen

Année Universitaire 2015/2016

Remerciements

Nous adressons nos plus sincères sentiments de reconnaissance et de remerciement envers le bon Dieu, le clément et le miséricordieux, qui nous a accordé la force et le courage de mener à bien ce modeste travail.

Nous exprimons toutes nos profondes reconnaissances à nos encadreurs *Dr. RAS.A*, et *Dr SAIL.L* qui nous ont témoigné de leurs confiance et de leur aide scientifique et par leurs expériences et compétences.

Nos vifs remerciements vont également aux membres de jury pour l'intérêt qu'ils ont porté à notre travail en acceptant de l'examiner et de l'enrichir par leurs propositions.

Nous adressons également nos remerciements à tous les enseignants du département du Génie Civil qui nous ont enrichis de leur savoir durant notre parcours universitaire.

Enfin nos remerciements vont également à toutes les personnes qui ont, de près ou de loin, apporté aide et encouragement.

Merci à tous.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail a

A ma chère mère, qui m'a toujours soutenu le long de mes études, et que Dieu la protège.

A mon père le défunt, ABDELLAH que Dieu bénit son âme.

A mes frères et sœurs, ABDESSAMED, YACINE, FATIHA, ZINEB, ASSMA, et KHADIDJA, et qui je leur souhaite plein de succès et de réussites dans la vie.

A tous mes grands-parents.

A toutes les familles CHIKHAOUI et HENANI.

A mon binôme et mon frère, BECHAR Salah-Eddine, et sa famille.

A tous mes amis, Ainsi qu'à toutes les personnes que je connais de près ou de loin et que j'ai omis de citer.

A toute la promotion de Génie Civil 2016, en particulier mes collègues et mes frères étudiants de la promotion Charpente Métallique.

CHIKHAOUI Mohammed

Je dédie ce modeste travail à

A mes chères parents, qui m'ont toujours soutenu le long de mes études, et que Dieu les protèges.

A mes frères, Mohamed, Ahmed, et Ibrahim el Khalil, et qui je leur souhaite plein de succès et de réussites dans la vie.

A tous mes grands-parents.

A toutes les familles BECHAR ET DJELIL.

A mon binôme et mon frère, CHIKHAOUI Mohammed, et sa famille.

A tous mes amis, Ainsi qu'à toutes les personnes que je connais de près ou de loin et que j'ai omis de citer.

A toute la promotion de Génie Civil 2016, en particulier mes collègues et mes frères étudiants de la promotion Charpente Métallique.

BECHAR Salah-Eddine

Résumé

Ce projet de fin d'étude consiste à modifier la toiture de la gare ferroviaire de Tlemcen construite en béton armé en une toiture mixte (Acier-Béton), dans cette étude nous avons proposé l'utilisation de deux types de poteaux qui sont: les Profilés métalliques (HEA220), et les poteaux mixtes (tube remplis de béton armée).

La vérification du dimensionnement des éléments structuraux mixtes a été réalisée selon le règlement de l'Eurocode4 et à l'aide du logiciel SAP2000. Une étude sismique a été effectuée en parallèle suivant le règlement RPA99 Version 2003.

En outre, une analyse comparative entre la réalisation d'une toiture en béton armé avec poteaux métalliques et poteaux mixtes acier béton a été effectuée en prenant en compte les paramètres cout et délais d'exécution.

Mots clés : Dimensionnement, Eurocode4, Profilés métalliques, Toiture Mixte acier-béton.

Abstract

This final project study consist to modify the roof of the Tlemcen railway station built with reinforced concrete to mixed roof (steel-concrete), in this study we proposed the use of two types of columns: metal profiles (HEA220) and composite columns (tube filled with reinforced concrete).

The verification of the design of composite structural elements was performed according to the regulation Eurocode4 and using the SAP2000 software.

A seismic study was realized in parallel following the RPA99 Version 2003. In addition, a comparative analysis of the realization of a concrete roof steel mixed with metal columns and composite columns was carried out taking into account the cost parameters and time.

Keywords: Sizing, Eurocode4, Metal profiles, Roofing, Mixed steel-concrete.

ملخص

هذا المشروع النهائي يهتم بتغيير سقف محطة السكك الحديدية لتلمسان المنجز بالخرسانة المسلحة الى سقف مختلط (فولاذ-خرسانة) , هذه الدراسة تجرى باستعمال نوعين من الأعمدة: الفولاذية HEA220 و المختلطة باستعمال أنابيب معبأة بالخرسانة المسلحة.

تم اجراء التحقق من تصميم العناصر الإنشائية المركبة وفقا نظام ، الكود الأوربي 4 وباستخدام برنامج SAP2000. كما أجريت دراسة مقاومة الزلازل استنادا الى نظام RPA99 الإصدار 2003.

بالإضافة إلى ذلك، تم إجراء تحليل مقارنة بين انشاء سقف من الخرسانة المختلطة فولاذ و خرسانة مع اعمدة معدنية وكذا مع اعمدة مختلطة مع الأخذ بعين الاعتبار معايير التكاليف و المدة الزمنية.

كلمات مفتاحية: أبعاد، الكود الأوربي 4، سقف مختلط، عمود مختلط، عمود فولاذي.

Table des matières

Résumé.....	i
Abstract.....	ii
ملخص.....	iii
Liste des figures.....	x
Liste des tableaux.....	xiii
Notation et symboles.....	xv
INTRODUCTION GENERALE	1
Introduction générale :	2
CHAPITRE 1: Recherche bibliographique sur les constructions mixtes (Acier-béton)	4
1.1 Introduction :.....	5
1.2 Historique des constructions mixtes :	5
1.3 Définition d'une construction mixte :	9
1.4 Matériaux utilisés dans un élément mixte :.....	10
1.4.1 L'acier de construction :.....	11
1.4.2 Acier d'armature:.....	13
1.4.3 Le Béton:.....	13
1.4.4 Les Tôles profilés:.....	14
1.5 Types d'éléments mixtes :.....	16
1.5.1 Les poutres mixtes acier-béton:.....	16
1.5.2 Les dalles mixtes acier-béton :	18
1.5.3 Poteaux mixtes acier-béton:	20
1.6 Avantages des structures mixtes:	21
1.6.1 Aspects Architecturaux :.....	21
1.6.2 Aspects Economiques :.....	21

1.6.3 Aspects structuraux :	21
1.6.4 Fonctionnalité :	22
1.6.5 Equipements et utilisation flexible du bâtiment :	23
1.7 Les Assemblages dans les structures mixtes:	24
1.7.1 Assemblages simples :	25
1.7.2 Assemblages poutres sur poteaux par tasseau :	26
1.7.3 Assemblages par gousset d'âme :	27
1.7.4 Assemblages par platine d'about et boulons supérieurs:	27
1.8 Conclusion :	28
CHAPITRE 2 : Description du projet	29
2.1. Introduction :	30
2.2. Histoire de la réalisation de la gare ferroviaires de Tlemcen :	30
2.3 Description du projet	31
2.3.1 Données géométrique :	32
2.3.2 Localisation et données concernant le site :	32
2.3.3. Structure proposée :	34
2.4. Règlement techniques utilisés :	34
2.5. Logiciels utilisés :	35
2.6. Matériaux utilisés :	35
2.6.1. Acier :	35
2.6.2. Béton :	35
2.6.3. Les aciers d'armatures :	36
2.7 Conclusion	36
CHAPITRE 3 : Calcul des descentes de charges	37
3.1 Introduction :	38
3.2. Charges permanentes et d'exploitation :	38
3.2.1. Charges permanentes G :	38

3.2.2. Charges d'exploitation Q :.....	39
3.3. Charges de la neige :.....	39
3.3.1. Calcul des charges de la neige :.....	39
3.3.2. Valeurs caractéristiques de la neige S_k :.....	40
3.3.3. Coefficients de forme de la toiture μ (toiture a un versant):	40
3.4. Charges du vent :	41
3.4.1. Données relatives au site conformément aux règles RNV2013 :	41
3.4.2. Calcul de pression dynamique de pointe q_p :	44
3.4.3. Calcul de coefficient dynamique C_d :	45
3.4.4. Valeurs des coefficients de pression nette $C_{p, net}$:	45
3.4.5. Détermination des pressions :.....	47
3.5 Conclusion.....	49
CHAPITRE 4: Etude sismique et analyse dynamique.....	50
4.1 Introduction :.....	51
4.2 Critères de classification par le RPA99 version2003 :.....	51
4.2.1 Classification des zones sismiques:.....	51
4.2.2 Classification de l'ouvrage :.....	51
4.2.3 Méthode utilisée :	52
4.3. Analyse dynamique de la structure :	53
4.3.1 Spectre de réponse de calcul :.....	53
4.3.2 Analyse modale :	55
4.4 Vérification de la structure :.....	56
4.4.1 Caractéristiques dynamiques de la structure :.....	56
4.4.2 Vérification de la période fondamentale de la structure :	57
4.4.3 Calcul du poids total de la structure :	59
4.4.4 Calcul de la force sismique V :	59

4.4.5	Vérification de la force sismique à la base :	60
4.4.6	Vérification des déplacements :	61
4.4.7	Justification vis-à-vis de l'effet $p - \Delta$:	62
4.5	Conclusion.....	63
CHAPITRE 5 : Dimensionnement des éléments structuraux		64
5.1.	Introduction :	65
5.2.	Dalle mixte :	64
5.2.1.	Calcul de la dalle.....	65
5.2.2.	Poutres mixtes :	68
5.2.3.	Les connecteurs :	81
5.3.	Vérification des poteaux.....	85
5.3.1.	Vérification des Poteaux métalliques :	85
5.3.2.	Vérification des poteaux mixtes :	88
5.4.	Les contreventements :	94
a.	Résistance plastique de calcul de la section brute :	95
b.	Résistance plastique de calcul de section nette :	95
c.	Résistance ultime de calcul de la section nette :	96
5.5	Conclusion.....	96
CHAPITRE 6 : Etude des assemblages		97
6.1	INTRODUCTION:	98
6.2	Fonctionnement des assemblages :	98
6.3	Calcul des assemblages :	100
6.3.1	Assemblage poutre/solive :	101
6.3.2	Assemblage poteau/ poutre principale :	104
6.3.2	Assemblage poteau/ poutre secondaire:	108
6.3.5.	Assemblage pied de poteau :	112

6.3.6. Assemblage contreventement :.....	115
6.4 Conclusion.....	118
CHAPITRE 7: Calcul des fondations	120
7.1. INTRODUCTION.....	121
7.2. DIMENSIONNEMENT DES SEMELLE ISOLEE SOUS POTEAU METALLIQUE HEA220:	121
7.2.1. Charges à prendre en considérations :.....	121
7.2.2. Calcul de semelle sous poteau P1:.....	122
7.2.3. Calcul des faux-puits :	124
7.2.4. Calcul des longrines :	125
7.3. Dimensionnement des semelles isolées sous poteaux mixtes acier- béton.....	127
7.3.1. Charges à prendre en considérations :.....	127
7.3.2. Calcul de semelle sous poteau P1:.....	127
7.3.3. Calcul des faux-puits :	130
7.3.4. Calcul des longrines :	131
7.4 Conclusion.....	132
CHAPITRE 8 :Comparaison entre la conception avec poteaux métallique et poteaux mixtes	133
8.1. Introduction :.....	134
8.2. Construction avec poteaux métalliques :.....	134
8.2.1. Les Avantages des éléments métalliques :.....	134
8.2.2. Les inconvénients de La Construction Métallique :.....	135
8.2.3. Estimation de coût :.....	135
8.2.4. Estimation de délai :	136
8.3. Construction avec poteaux mixtes (Acier-Béton):	136
8.3.1. Les Avantages des éléments mixtes (Acier-Béton) :.....	136

8.3.2. Inconvénients de la construction mixte.....	137
8.3.3. Estimation de coût :	137
8.4. Comparaison :	139
8.4.1. Comparaison des coûts :.....	139
8.4.2. Comparaison des délais :.....	139
8.5. Conclusion :.....	139
CONCLUSION GENERALE	140
Références bibliographiques :	142

Liste des Figures

Figure 1.1 :	Pont du détroit (Japon, 1998).....	6
Figure 1.2:	Pont Bailey (France, 1970).....	6
Figure 1.3 :	Pont Baltimore (USA, 2008).....	7
Figure 1.4 :	Mise en place des goujons.....	7
Figure 1.5 :	Importance de la construction des ponts mixtes acier - béton par rapport à la construction totale de ponts en France.....	8
Figure 1.6 :	(a): Poutre non mixte, (b): et poutre mixte.....	10
Figure 1.7 :	Diagramme contrainte-déformation spécifique des aciers FeE235 et FeEE355.....	11
Figure 1.8 :	Diagramme contrainte-déformation spécifique d'un béton mesuré sur cube.....	14
Figure 1.9 :	Éléments d'une structure mixte.....	16
Figure 1.10 :	Éléments d'une poutre mixte.....	17
Figure 1.11 :	connexion entre la dalle en béton et le profilé.....	17
Figure 1.12 :	Exemple de connexion par adhérence.....	18
Figure 1.13 :	Exemples de type de profilés métalliques.....	18
Figure 1.14 :	Schéma d'un plancher mixte.....	19
Figure 1.15 :	Types de dalles Mixtes.....	19
Figure 1.16 :	Coupe transversale d'une dalle mixte.....	20
Figure 1.17 :	Sections transversales de poteaux mixtes.....	20
Figure 1.18 :	Comparaison entres éléments mixtes et éléments en béton armé....	22
Figure 1.19 :	Les assemblages dans les constructions mixtes.....	25
Figure 1.20 :	Assemblage poteau-poutre.....	25
Figure 1.21 :	Assemblage solive-poutre.....	26
Figure 1.22 :	Assemblage poutre-poutre, montrant la nécessité du grugeage de la poutre secondaire.....	26
Figure 1.23 :	Assemblage poutre-poteau par tasseau.....	27

Figure 1.24 :	Assemblage par gousset d'âme.....	27
Figure 1.25 :	Assemblages par platine d'about et boulons.....	28
Figure 2.1 :	Vue de la gare de Tlemcen en 1937.....	31
Figure 2.2 :	Photo de la gare de Tlemcen pendant la période coloniale.....	32
Figure 2.3 :	Vue en profil de la toiture existante.....	32
Figure 2.4 :	Vue intérieure de la toiture existante.....	33
Figure 2.5 :	plan de situation.....	34
Figure 2.6 :	Carte de zonage sismique selon RPA99/version 2003.....	34
Figure 2.7 :	Carte de zones de neige selon RNV2013.....	35
Figure 3.1 :	Coefficient de forme-toiture a un versant.....	41
Figure 3.2 :	Paramètre pour la détermination de $C_t(z)$ aux alentours des plateaux.....	44
Figure 3.3 :	Direction V1 du vent.....	46
Figure 3.4 :	Direction V2 du vent.....	47
Figure 4.1 :	Spectre de réponse suivant X.....	58
Figure 4.2 :	Spectre de réponse suivant Y.....	58
Figure 5.1 :	Schéma des composants des planchers mixtes.....	68
Figure 5.2 :	Vue en coupe du profil PCB 60.....	68
Figure 5.3 :	Schéma d'une poutre mixte.....	71
Figure 5.4 :	Largeur participante de la dalle.....	73
Figure 5.5 :	Poutre secondaire mixte.....	73
Figure 5.6 :	Goujons à tête soudée avec la dalle mixte.....	83
Figure 5.7 :	Profilé métallique HEA220.....	85
Figure 5.8 :	Coupe transversale d'un poteau mixte (tube métallique carré creux).....	91
Figure 5.9 :	Les contreventements en V dans le sens y.....	95
Figure 6.1 :	Assemblage poutre/solive.....	100
Figure 6.2 :	Dispositions constructives des espacements.....	102

Figure 6.3 :	Positionnement des tiges d'ancrage.....	113
Figure 6.4 :	Assemblage contreventement poteau par gousset.....	114
Figure 7.1 :	Plan de fondation.....	119
Figure 7.2 :	Schéma d'une semelle isolée.....	120
Figure 7.3 :	Schéma d'une semelle isolée sous poteau P1.....	125
Figure 7.4 :	Coupe transversale de la longrine.....	129

Liste des Tableaux

Tableau 1.1:	Caractéristique des principaux aciers de construction.....	12
Tableau 1.2:	Caractéristiques des aciers d’armatures.....	13
Tableau 1.3:	Principales caractéristiques des bétons.....	14
Tableau 1.4:	Les tôles profilées conformes à la norme EN10147.....	15
Tableau 2.1:	Les règlements techniques utilisés.....	36
Tableau 3.1:	Charges permanentes pour plancher.....	40
Tableau 3.2:	Définition des catégories de terrain.....	43
Tableau 3.3:	paramètre relatifs à la détermination de $C_t(z)$	44
Tableau 3.4:	Valeurs du coefficient d’exposition $C_e(z)$ pour $C_t(z) = 1$	45
Tableau 3.5:	Valeurs de $C_{p,net}$ pour toiture a un versant (direction v1 du vent).....	47
Tableau 3.6:	Valeurs de $C_{p,net}$ pour toiture à un versant (direction v2 du vent)....	48
Tableau 3.7:	Les valeurs de la pression aérodynamique $W(z_j)$ et la force de frottement F_w . (Direction v1 du vent).....	49
Tableau 4.1:	valeurs des pénalités P_q	54
Tableau 4.2:	Caractéristiques dynamiques de la structure avec poteaux mixtes.....	58
Tableau 4.3:	Caractéristiques dynamiques de la structure avec poteaux métalliques.....	59
Tableau 4.4:	Poids de la structure.....	61
Tableau 4.5:	Les forces sismiques suivant les deux sens pour la structure avec poteaux mixtes.....	62
Tableau 4.6:	Les forces sismiques suivant les deux sens pour la structure avec poteaux mixtes.....	62
Tableau 4.7:	Comparaison V_t par rapport à V pour la structure avec poteaux mixtes.....	63
Tableau 4.8:	Comparaison V_t par rapport à V pour la structure avec poteaux métalliques.....	63
Tableau 4.9:	Les déplacements dans le sens X et Y pour la structure avec poteaux	

	mixtes.....	64
Tableau4.10 :	Les déplacements dans le sens X et Y pour la structure avec poteaux métallique.....	64
Tableau 4.11:	Vérification dans le sens X et Y de l'effet $p - \Delta$ pour la structure avec poteaux mixtes.....	65
Tableau 4.12:	Vérification dans le sens X et Y de l'effet $p - \Delta$ pour la structure avec poteaux mixtes.....	65
Tableau5.1:	Charges du plancher par 1m de largeur	69
Tableau 5.2:	Caractéristique du profilé utilisé.....	72
Tableau 5.3:	Caractéristique du profilé utilisé.....	76
Tableau 5.4:	Caractéristique du profilé utilisé.....	78
Tableau 5.5:	Caractéristique du profilé utilisé.....	85
Tableau 5.6:	Dimensions de tube 200 × 200 × 16	90
Tableau 6.1:	Caractéristiques des boulons.....	99
Tableau 6.2:	Dimensions des différents boulons.....	100
Tableau 7.1:	Les différentes sollicitations transmises aux fondations cas poteaux métalliques.....	119
Tableau 7.2:	Les différentes sollicitations transmises aux fondations cas de poteaux mixtes.....	122
Tableau 7.3:	Les différentes sollicitations transmises aux fondations.....	124
Tableau 7.4:	Les dimensions des fondations.....	127
Tableau 8.1:	Récapitulatif des délais de taches réalisées (poteaux métalliques).	133
Tableau 8.2:	Récapitulatif des délais de taches réalisées (poteaux mixtes).....	136

NOTATIONS ET SYMBOLS

G : Action permanente.

Q : Action d'exploitation.

S_k : Valeur caractéristique de la neige en Kn/m^2 donné au paragraphe 4 du RNV 2013 en fonction de l'altitude et de la zone de la neige.

μ : Coefficient de forme de la toiture dépendant de l'angle d'inclinaison du versant.

K_t : Facteur de terrain.

$Z_0(m)$: Paramètre de rugosité.

$Z_{min}(m)$: Hauteur minimale.

ε : Coefficient utilisé pour le calcul de coefficient C_d .

$C_t(z)$: Coefficient topographique.

\emptyset : est la pente du versant au vent .

L_u (En m) : est la longueur du versant au vent.

H (en m) est la hauteur de l'obstacle.

L (en m) est une longueur caractérisant le versant au vent et prenant la valeur :
 $L = \max(0,5L_u ; 2H)$.

X (en m) est la distance horizontale entre le lieu considéré et la crête de l'obstacle ;

Z (en m) est la distance verticale mesurée a partir du niveau du sol au lieu considéré ;

S_{max} ; ∞ et **K_{red}** Sont des coefficients données selon RNV2013 ; en fonction de la forme de l'obstacle et du rapport H/L .

$C_e(z)$: Coefficient d'exposition.

q_p : Pression dynamique de pointe.

q_{ref} : (en N/m^2) est la pression dynamique de référence donnée par le RNV2013 en fonction de la zone de vent.

C_e : est le coefficient d'exposition au vent.

z_e : (en m) est la hauteur de référence.

C_d : Coefficient dynamique .

$C_{p,net}$: est le coefficient de pression nette.

q_j : Pression due au vent.

C_d : est le coefficient dynamique de la construction.

$W_{en} (N/m^2)$: est la pression nette exercée sur l'élément de surface, calculé a la hauteur z_j relative à l'élément de surface j .

$W(z_j)$: La pression aérodynamique.

$q_p (N/m^2)$: est la pression dynamique de pointe calculée à la hauteur z_e relative à l'élément de surface j .

$C_{p,net}$: est le coefficient de pression nette.

F_w : La force exercée par le vent.

C_d : est le coefficient dynamique.

C_f : est le coefficient de force.

A : Coefficient d'accélération de zone, qui tient en compte la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

η : Facteur de correction d'amortissement.

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

T_1, T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site.

R : Coefficient de comportement global de la structure.

Q : facteur de qualité.

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non".

h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par RPA99.

D : Facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par RPA99.

W : Poids total de la structure.

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par RPA99.

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i .

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k ». $\sum(W_{Gi} + \beta W_{Qi})$.

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau "k". $V_k = \sum F_i$.

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h_k : Hauteur de l'étage « k ».

M_{sd}^+ : Moment maximal en travée.

M_{sd}^- : Moment maximal sur appui.

M_{plRd} : Moment plastique résistant de la tôle donnée par le fabricant.

I_{eff} : Inertie efficace (valeur donnée par le fabricant).

G_p : Poids propre de la tôle.

G_B : Poids du béton frais.

d : le diamètre du fut de goujon

f_u : la résistance ultime en traction spécifiée du matériau du goujon

E_{cm} : la valeur moyenne du module sécant du béton

γ_v : facteur partiel de sécurité.

V_l : Effort de cisaillement longitudinal.

P_{Rd} : Résistance de calcul des connecteurs.

χ : Coefficient de réduction au flambement.

α : Facteur d'imperfection dépendant de la courbe de flambement approprié.

A_a : L'aire de la section transversale du profilé.

A_c : L'aire du béton.

A_s : L'aire de l'armature.

L_b : Longueur de flambement.

$(EI)_e$: La rigidité en flexion de la section mixte.

E_a, E_s : modules d'élasticité de l'acier.

E_{cd} : module d'élasticité efficace du béton.

$I_a I_c$ et I_s : moments d'inertie de l'acier, du béton et des armatures.

α : Facteur d'imperfection dépendant de la courbe de flambement approprié.

$N_{b,Rd}$: est la valeur de calcul de la résistance au flambement du poteau.

μ : est le rapport des moments résistants obtenu au moyen de la courbe d'interaction.

f_{yb} : La résistance à la traction.

f_{ub} : Limite d'élasticité.

INTRODUCTION GENERALE

Introduction générale :

La construction mixte acier-béton n'est pas récente, son utilisation dans le bâtiment, le plus souvent industriel, et dans les ponts repose sur des qualités complémentaires connues depuis de nombreuses années.

La particularité d'un élément mixte repose sur l'association mécanique de deux matériaux de natures et de propriétés différentes, l'acier et le béton, par l'intermédiaire d'une connexion située à l'interface des matériaux et qui permet d'accroître à la fois la rigidité et la résistance de l'élément. Les nombreux avantages structuraux qui peuvent être tirés de cette collaboration ont permis l'application à grande échelle de ce type de structures aussi bien dans la catégorie du bâtiment que dans la catégorie des ouvrages d'art. Actuellement, on retrouve de nombreuses applications dans les ponts routiers et ferroviaires dans différents planchers utilisés dans la construction des parkings et dans la réhabilitation des structures.

En Algérie, jusqu'à l'apparition du code DTR-BC (Document Technique Règlementaire de Conception), on ne disposait pas de documentation spécifique relative à l'analyse et au dimensionnement des structures mixtes dans le bâtiment. La version actuellement applicable est intitulée: Conception et dimensionnement des structures mixtes acier-béton, parue en juillet 2005. Cette version est proche de la norme Européenne l'Eurocode 4.

Dans cette étude, nous proposons une modification du système structurel existant de la toiture de la gare ferroviaire de Tlemcen, qui est réalisé en béton armé, en système mixte acier-béton, cette modification est proposée avec deux types de poteaux, le premier repose sur des planchers mixtes avec poteaux métalliques et le second comprend des planchers mixtes avec poteaux mixtes.

Dans ce projet de fin d'études, nous allons appliquer et compléter les connaissances et les informations acquises le long de notre formation, en utilisant les règles de construction actuellement en vigueur en Algérie, ainsi que le moyen de calcul informatique.

Le document est organisé en huit chapitres :

Le premier chapitre donne une présentation générale de la construction mixte ainsi que les avantages acquis par ce type de structures.

Le deuxième consiste à la présentation du projet qui se focalise sur la modification de la toiture existante de la gare ferroviaire de Tlemcen réalisée actuellement en béton armé en une toiture mixte acier béton, tout en exposant les différents caractéristiques liés au site de l'étude.

Le troisième chapitre a trait à l'évaluation des différentes charges et surcharges appliquées sur la structure faite.

Une étude sismique et analyse dynamique ont été réalisées dans le quatrième chapitre suivant le règlement RPA99 Version 2003.

Le cinquième chapitre est consacré au dimensionnement des éléments structuraux qui a été réalisé et vérifié suivant le règlement de l'EUROCODE 4.

Le sixième chapitre comprend l'étude des assemblages des différents éléments structuraux,

Dans le septième chapitre, on s'intéresse à l'étude des fondations adéquates susceptibles de résister aux charges et surcharges appliquées,

Le dernier chapitre, est consacré à une étude comparative entre les conceptions proposées tout en intégrant les paramètres cout et délais d'exécutions,

Notre mémoire est ainsi finalisé par une conclusion générale du travail réalisé.

CHAPITRE 1 :
Recherche Bibliographique sur
les Constructions Mixtes (acier-
béton)

1.1 Introduction :

La spécificité d'une structure mixte est due à l'association mécanique de deux matériaux de natures et de propriétés différentes, durant ces deux dernières décennies la structure mixte acier-béton, a vécu une évolution considérable grâce aux avantages requis par ce type de constructions; bien que ces deux matériaux sont de nature complètement différente, ils sont en outre complémentaires, le béton résiste à la compression et l'acier à la traction.

Dans un élément structurel mixte, la liaison entre l'acier et le béton est assurée par l'intermédiaire d'une connexion située à l'interface de ces deux matériaux et dont résulte la formation d'un seul élément monolithique résistant à l'ensemble des efforts qui le sollicitent, ce qui permet d'accroître à la fois la rigidité et la résistance de l'élément structurel. Il ne s'agit donc pas d'une simple juxtaposition d'éléments porteurs indépendants.

Dans la pratique courante de la construction mixte, on peut distinguer trois types principaux d'éléments mixtes (les poutres mixtes; les dalles mixtes et les poteaux mixtes).

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

1.2 Historique des constructions mixtes acier-béton:

La construction mixte acier-béton est connue depuis longtemps pour la réalisation des éléments structuraux poutres, poteaux mixtes classiques utilisées pour les bâtiments et pour les ponts.

Dès que la production et la mise en œuvre du béton furent maîtrisées vers le milieu du XIX siècle, les ingénieurs et constructeurs ont rapidement associé les deux nouveaux matériaux de l'époque – l'acier et le béton – pour obtenir des constructions performantes et donner lieu à des nouvelles formes bâties. Le résultat fut un bouleversement radical de l'architecture et de l'ingénierie, particulièrement bien illustré par le mouvement moderne du siècle passé.

Comme on peut souvent l'observer lors de l'avènement d'une nouvelle technique ou technologie, de nombreuses expérimentations et une créativité

remarquable virent naître quasi simultanément les deux grandes familles de cette association de matériaux, le béton armé et la construction mixte [11].

Noyer des profilés métalliques dans une masse de béton fut logiquement le premier réflexe qui permit d'observer un meilleur comportement de l'ensemble par rapport à la simple poutrelle. La «*slim-floor*» naquit ainsi en 1852 grâce à François Coignet; c'est le résultat de près de deux siècles d'expérimentation, d'abord empirique et par la suite scientifique, d'ingénieurs et de chercheurs [11].

Les premiers ouvrages réalisés à l'aide d'éléments mixtes étaient les ponts, La fin du XVIIIe siècle a vu l'essor de l'acier dans la construction d'ouvrages d'art tels que les ponts suspendus (Fig1.1), ou les ponts en treillis (Fig1.2), permettant de révolutionner les longueurs de travées jusqu'alors relativement limitées.



Figure1.1: Pont du détroit (Japon, 1998) Figure1.2: Pont Bailey (France, 1970)

Ils étaient très prisés de par leurs avantages financiers et de rapidité de mise en œuvre face aux ponts à voûtes qui ne permettaient pas de telles caractéristiques techniques et qui nécessitaient des travaux importants face à certains emplacements comme des vallées ou des brèches profondes [12].

Ces ponts en acier ont alors occupé une large place jusqu'aux années 1960, avant l'expansion du béton précontraint qui suscita un grand engouement, tant la vitesse de construction et l'amointrissement des quantités de matériaux étaient améliorés.

Depuis les années 1980, les ponts mixtes acier/béton sont en constante progression, en 2004, ces constructions représentaient 80 % des ouvrages de portées moyennes, entre 35 et 80 m (Fig1.3).

Dans les ponts mixtes acier-béton, la connexion entre la charpente métallique et la dalle en béton armé est très souvent obtenue au moyen de goujons en acier soudés sur la structure métallique.

Une fois la structure métallique en place, la dalle est coffrée puis bétonnée noyant ainsi dans le béton les goujons ce qui, une fois le béton durci, solidarise de façon très efficace la charpente métallique et la dalle (Fig1.4).



Figure1.3: Pont Baltimore (USA, 2008)

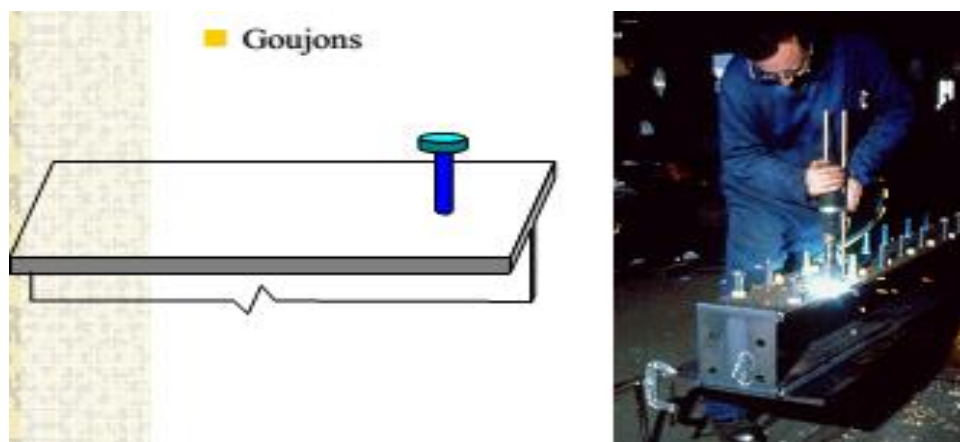


Figure 1.4: Mise en place des goujons

En France, dans le domaine des ouvrages d'art le concept de pont mixte de type « bipoutres » a permis, dès les années 1980, un essor remarquable des ponts routiers, puis ensuite des ponts rails. Les ponts mixtes acier - béton

constituaient il y a 10 ans environ 25 % de la surface de la construction de ponts en France (Fig1.5).

Comme cela peut être observé sur cette même figure, ce taux est en augmentation régulière depuis plusieurs années. La même tendance existe dans la majorité des pays européens. En 2005, en France toujours, environ 80 % de la surface totale des nouveaux ponts-routes dont les portées sont comprises entre 50 et 80 mètres sont réalisés en construction mixte acier - béton [13].

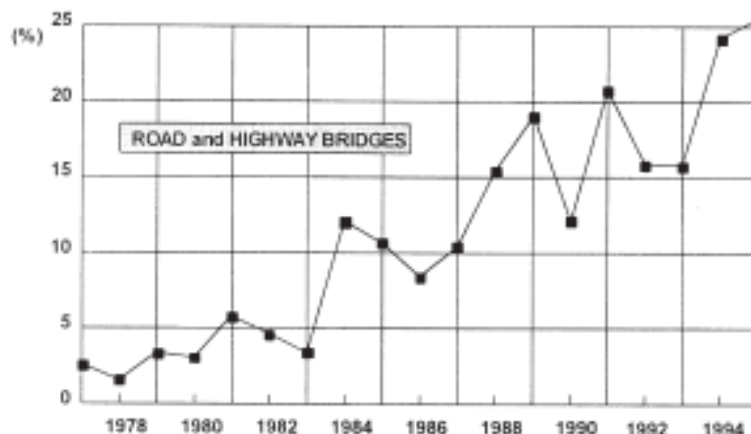


Figure1.5: Importance de la construction des ponts mixtes acier - béton par rapport à la construction totale de ponts en France [5].

En pratique, un pont mixte acier/béton comporte des éléments structurels en acier et en béton armé ou précontraint, dont la particularité réside dans le fait de faire fonctionner ces matériaux selon leurs aptitudes optimales, notamment en compression pour le béton et en traction pour l'acier. Ses éléments présentent une solidarisation entre eux, sous forme de liaisons mécaniques, de façon à créer un ensemble monolithique.

Les ouvrages composés uniquement de béton armé ou précontraint, malgré l'acier qu'ils possèdent, ne sont pas considérés comme éléments mixtes.

Le secteur du bâtiment en revanche n'a pas vu la réalisation d'un grand nombre de structures mixtes, ce type de construction n'apparaissant le plus souvent que ponctuellement sous forme de planchers ou de poteaux mixtes au sein d'une construction à ossature majoritairement en acier [3].

On peut trouver plusieurs explications à cette situation, entre autres l'attitude des entreprises françaises du béton d'une part, de la construction

métallique d'autre part, consistant à rester profondément attaché à l'habitude de réalisations spécifiques et traditionnelles, contrairement à ce qui s'est passé, ces dernières décennies, avec d'autres pays européens comme les pays scandinaves, l'Allemagne, l'Angleterre, la Pologne, la Hongrie, etc. où les entreprises pratiquent couramment les métiers à la fois du béton et de l'acier.

Par ailleurs, à la décharge des maîtres d'ouvrage français, il convient de souligner l'absence totale de réglementation officielle dans le domaine du bâtiment mixte jusqu'en 2005, date de publication de la norme française NF EN 1994-1-1 (traduite de l'Eurocode 4) [3].

En fait, la version de l'Eurocode actuellement applicable est l'Eurocode 4 - Partie 1-1, paru en mars 1992 en tant que norme expérimentale (ENV). Sa traduction en français et son adaptation en tant que document d'application nationale (DAN) ont été effectuées en 1994.

La version finale, en tant que norme européenne (EN), a été disponible pratiquement à partir de septembre 2002 en langue anglaise. En France, c'est la version française associée à l'annexe nationale qui est utilisée.

Elle a été complétée seulement en 2007 par cette annexe Nationale. On pourrait souligner qu'il y a bien eu, de 1994 à 2005, une période transitoire avec la norme expérimentale de l'ENV 1994-1-1 [6].

1.3 Définition d'une construction mixte :

Un élément structural est défini comme mixte lorsqu'il est composé de deux ou plusieurs matériaux de nature et de propriétés différentes, liés entre eux et résistant ensemble aux efforts appliqués.

La construction mixte acier-béton n'est pas récente, elle est connue depuis longtemps pour son utilisation dans le bâtiment, Dans le domaine industriel, ainsi que Dans la réalisation des ponts.

Dans ce type de construction, le plus important est d'assurer la parfaite homogénéité dans le comportement des deux matériaux ainsi liés, pour satisfaire à cette exigence, des moyens mécaniques (connecteurs de cisaillement) sont utilisés généralement, au niveau de l'interface des deux matériaux, afin de permettre une parfaite connexion. (Fig1.6).

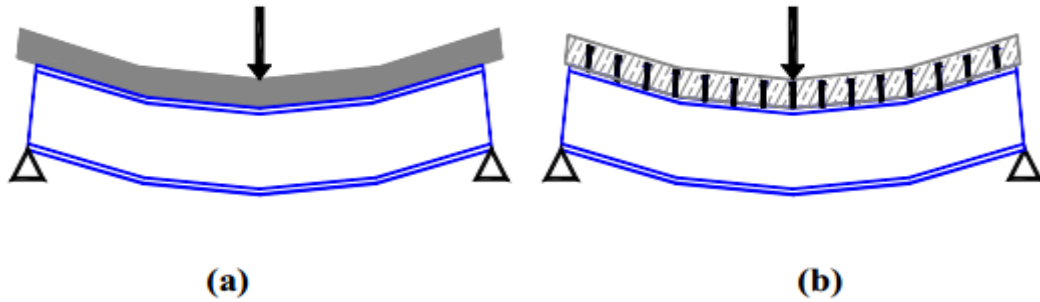


Figure 1.6: (a): Poutre non mixte, (b): et poutre mixte [3].

L'association de l'acier et du béton repose sur des qualités complémentaires de ces deux matériaux à savoir :

- Les éléments métalliques sont de faibles épaisseurs et sont aussi relativement élancés ce qui les rend susceptibles aux phénomènes d'instabilités élastiques (voilement,...).
- Le béton empêche par exemple le voilement des panneaux d'âme des éléments métalliques.
- En outre, le béton assure à l'acier une protection contre la corrosion et l'incendie grâce à sa plus grande inertie thermique, l'acier s'échauffe moins rapidement et une redistribution des efforts s'opère de l'acier (plus chaud) vers le béton (plus froid);
- L'acier augmente la ductilité de la structure.
- La nécessité de réaliser des grandes portées (plus de 12m) à fait appel à l'introduction des structures mixtes surtout pour les grandes surfaces sans poteaux intermédiaires comme les halls d'exposition.

Dans les constructions mixtes, une précaution supplémentaire est à tenir en compte lors du calcul des assemblages de ces éléments mixtes hautement résistants. Pour cette raison, L'Eurocode 4 à considérer dans ses méthodes avancées que l'assemblage est un élément séparé et qui nécessite une étude particulière [12].

1.4 Matériaux utilisés dans un élément mixte :

La connaissance des matériaux utilisés dans les constructions mixtes est nécessaire pour définir les caractéristiques mécaniques et intrinsèques de chaque matériau qui sont indispensables dans les phases de conception et de calcul.

Les principaux caractéristiques des matériaux cités ci-dessus sont examinés dans ce qui suit.

1.4.1 L'acier de construction :

L'acier de construction utilisé représente les profilés et tôles conçus dans les structures mixtes), l'Eurocode4 se réfère à l'Eurocode3 parallèlement à ce qui est réalisé pour le béton.

Il existe plusieurs types de classification des aciers, basés soit sur leurs composition chimique (aciers alliés, aciers non alliés, etc.), ou bien sur leurs caractéristiques mécaniques (résistance à la traction, limite d'élasticité).

Fig1.7 définit la relation contrainte-déformation spécifique des deux principaux types d'acier utilisés dans la construction (Fe E235 et Fe E355), où l'on admis un comportement parfaitement linéaire du matériau jusqu'à la limite d'élasticité [1].

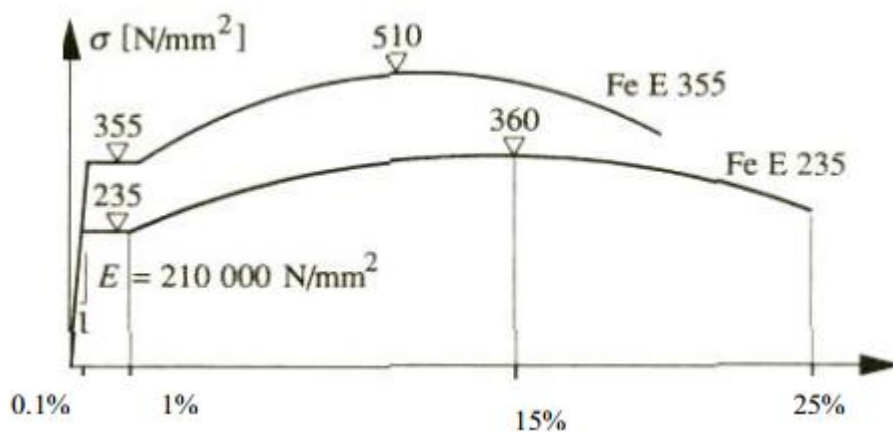


Figure 1.7: Diagramme contrainte-déformation spécifique des aciers FeE235 et FeEE355 [1].

L'Eurocode. 4 couvre le calcul des structures mixtes fabriquées à partir des matériaux en acier relevant des nuances courantes S235, S275, S355, S460, définies dans les normes européennes EN10025 et EN10113 [1].

Les valeurs de calcul des principaux caractéristiques des aciers de construction sont les suivantes :

- Module d'élasticité longitudinale : $E_a = 210000 \text{ N/mm}^2$.
- Module de cisaillement : $G_a = \frac{E_a}{2 \times (1 + \nu_a)} = 80769 \text{ N/mm}^2 \approx 81 \text{ kN/mm}^2$.
- Coefficient de Poisson: $\nu_a = 0.3$.
- Masse volumique: $\rho_a = 7850 \text{ Kg/m}^3$.

La classification couramment utilisée en construction métallique se réfère à la nuance de l'acier qui est définie par sa limite d'élasticité F_y (Tableau 1.1) (Tebbakh, 2011).

Tableau 1.1: Caractéristique des principaux aciers de construction.

SIA161 (1989)	Nuance d'acier selon	Limite d'élasticité f_y [N/mm²]	Allongement de rupture ϵ_r [%]	Désignations ou utilisation
FeE 235	S235	235	26	Acier doux
FeE 275	S275	275	22	Acier - profilés creux
FeE 355	S355	355	22	Acier haute résistance
FeE 460	S460	460	17	Acier à grain fin

La gamme des aciers usuels de construction S235, S275 et S355 est complétée par les qualités supérieures S420 et S460, disponibles à partir du procédé QST (poutrelles HISTAR) et particulièrement intéressantes pour des éléments soumis à de fortes charges [2].

Le profilé en acier peut être :

- une section en I ou H laminée à chaud ;
- une section en I reconstituée par soudage ;
- une poutre intégrée, c'est-à-dire noyée dans l'épaisseur du plancher ;
- une poutrelle à âme évidée, appelée aussi poutre alvéolaire;
- une poutre en treillis.

Grâce à sa ductilité, l'acier confère à la construction mixte une très bonne capacité de déformation plastique [12].

1.4.2 Acier d'armature:

La section d'acier du profilé métallique est généralement suffisante pour résister au moment de flexion positif. Des armatures supplémentaires peuvent être présentes dans la dalle pour résister au retrait, aux mouvements dus à la température ou afin d'assurer une continuité aux appuis (moment négatifs) [4].

Les aciers d'armatures se distinguent des aciers de construction non seulement par leurs formes, mais également par leurs modes de fabrication, leurs compositions chimiques et leurs propriétés mécaniques; Ils sont caractérisés par leur limite supérieure ou apparente d'élasticité correspondante dans ce dernier cas à un allongement permanent de 0.2%.

Le module d'élasticité est peu différent. Il peut être admis comme égal à celui de l'acier de construction [1].

La nuance S220 concerne les ronds lisses laminés à chaud, alors que la nuance S400 et S500 concernent les barres et les fils à verrous (y compris treillis soudés) conférant une haute adhérence (Tableau1.2) [15].

Tableau1.2:caractéristiques des aciers d'armatures.

Type d'acier		Limite		Surface
		Valeur de calcul f_y [N/mm ²]	Valeur d'essai f_{yk} [N/mm ²]	
Acier d'armature	S325	220	235	Lisse
	S500	460	500	nervurée
	S550	520	550	nervurée

1.4.3 Le Béton:

Une structure mixte doit sa capacité portante à la collaboration structurale entre l'acier et le béton, qui exploite les caractéristiques favorables respectives de ces matériaux de façon optimale.

Les bétons utilisés dans les éléments mixtes peuvent être de granulats normaux ou légers. Les classes de béton les plus souvent utilisées (classes selon l'Eurocode2) sont données au tableau1.3 qui contient également les résistances caractéristiques du béton.

Tableau 1.3: principales caractéristiques des bétons [16].

Classe de	C20/25	C25/30	C30/37	C35/45	C40/50	C45/55	C50/60
f_{ck} (N/mm ²)	20	25	30	35	40	45	50
f_{ctm} (N/mm ²)	2.2	2.6	2.9	3.2	3.5	3.8	4.1
E_{cm} (KN/mm ²)	29	30.5	32	33.5	35	36	37

- f_{ck} : la résistance caractéristique à la compression sur cylindre mesurée à 28 jours.
- f_{ctm} : la résistance moyenne à la traction, à la même période.
- E_{cm} : le modulesécant d'élasticité à prendre en compte pour les actions ayant les efforts à court terme.

Fig1.8 présente le diagramme contrainte-déformation spécifique d'un béton normal ayant une résistance à la compression à 28 jours sur cube de $f_{ck}=30$ MPa [11].

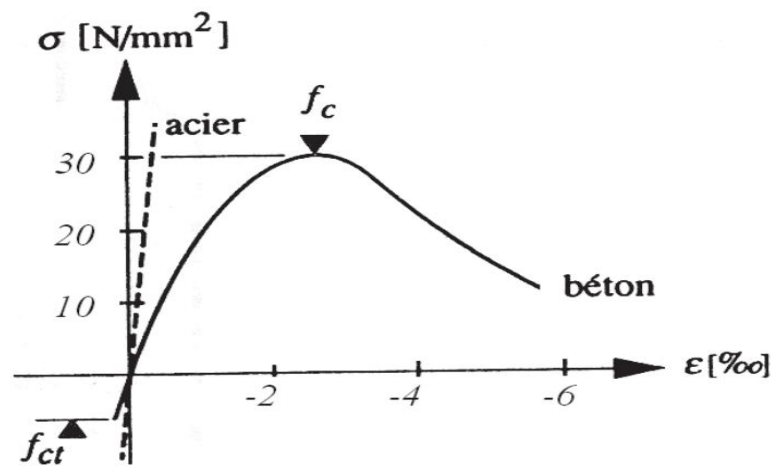


Figure 1.8: Diagramme contrainte-déformation spécifique d'un béton mesuré sur cube [16].

1.4.4 Les Tôles profilés:

Les tôles nervurées ou tôles profilées sont des feuilles en acier laminées à chaud et façonnées à froid pour obtenir des formes très variées. Ces tôles sont généralement galvanisées à chaud pour améliorer leur résistance à la corrosion. Les tôles jouent le rôle de plateforme de travail pendant la construction de l'ouvrage, de coffrage lors de bétonnage de la dalle et comme armature

inférieure de la dalle mixte qui permet d'accélérer le processus de construction d'autres éléments [2].

En outre, la tôle profilée porte de poutre à poutre et sert de coffrage permanent au béton tel que généralement des étais provisoires ne sont pas nécessaires. La tôle profilée constitue également une barrière efficace à la vapeur. La retombée de la poutre reste propre après le bétonnage et l'utilisation de tôles peintes peut donner un bon aspect au plafond mais la peinture peut causer des difficultés en cas de soudage des goujons à travers la tôle [4].

L'acier utilisé pour la fabrication des tôles nervurées présente une limite d'élasticité minimale garantie de 220 MPa. En général, les dalles mixtes sont construites avec des tôles nervurées en acier galvanisé de nuance 280 à 350 selon la norme européenne EN10147. Les valeurs nominales des limites d'élasticité de ces aciers sont données dans le tableau 1.4.

Tableau1.4: les tôles profilées conformes à la norme EN10147 [1].

Norme	Nuance		f_{yb} (N/mm ²)
	Ancienne dénomination	Nouvelle dénomination NF EN 10027	
EN 10147	Fe E 220 G	SE 220 GD	220
	Fe E 250 G	SE 250 GD	250
	Fe E 280 G	SE 280 GD	280
	Fe E 320 G	SE 320 GD	320
	Fe E 350 G	SE 350 GD	350

Les idéalizations de la relation entre la contrainte et la déformation pour l'acier de construction laminé à chaud s'applique aux tôles profilées en acier (comportement élasto-plastique parfait).

En général, l'épaisseur des tôles profilées est comprise entre 0.75 et 1.5mm (selon la norme 10143, il est recommandé de choisir une épaisseur nominale de la tôle qui ne doit pas être inférieure à 0.75).

Chaque face de la tôle profilée étant protégée contre la corrosion par une couche de zinc d'épaisseur environ 0.02mm.

Le module d'élasticité longitudinal est égal à 210KN/mm^2 .

1.5 Types d'éléments mixtes :

Figure 1.9 illustre les différents éléments structuraux composant une structure mixte. Les dalles portant poutres à poutres s'appuyant sur des poteaux constituant ainsi un plancher mixte.

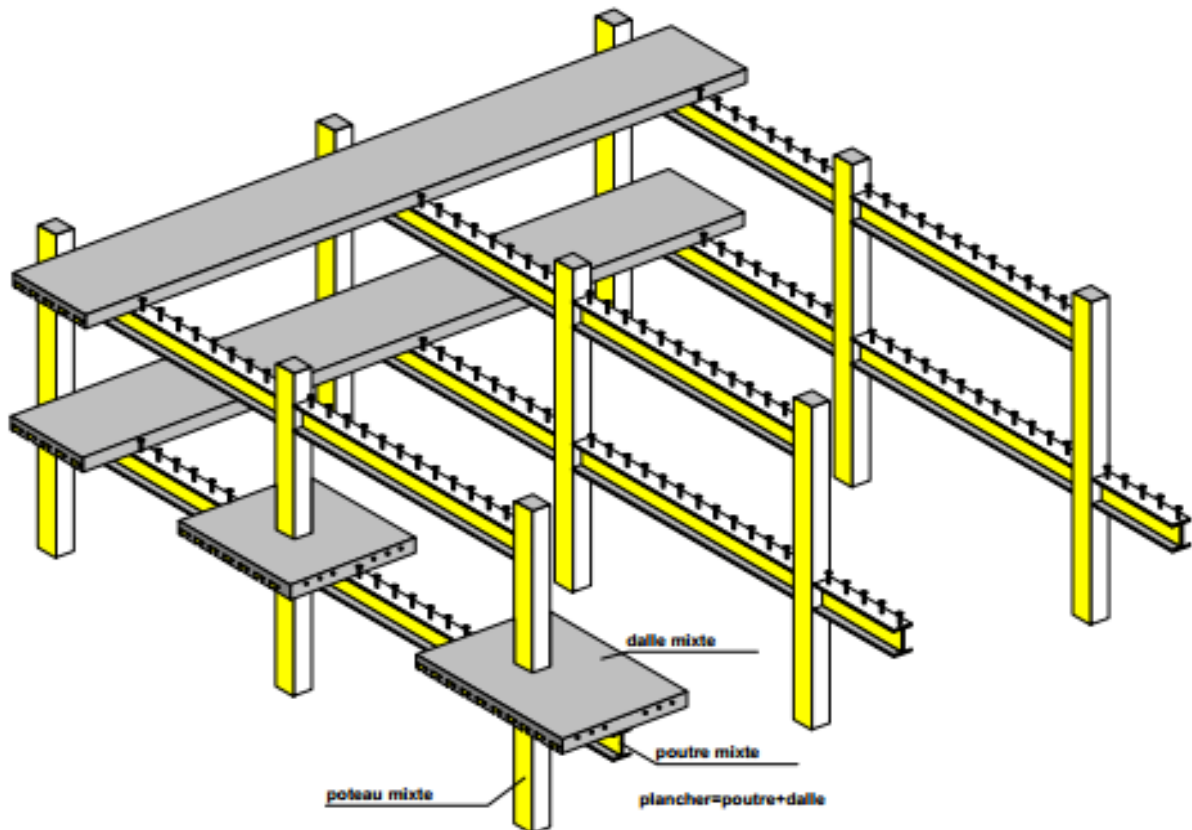


Figure 1.9: Eléments d'une structure mixte.

1.5.1 Les poutres mixtes acier-béton:

Les poutres mixtes acier-béton sont des éléments porteurs fléchis composés d'une poutre métallique connectée à une dalle en béton armé; elles peuvent être de la forme illustrée sur Fig1.10

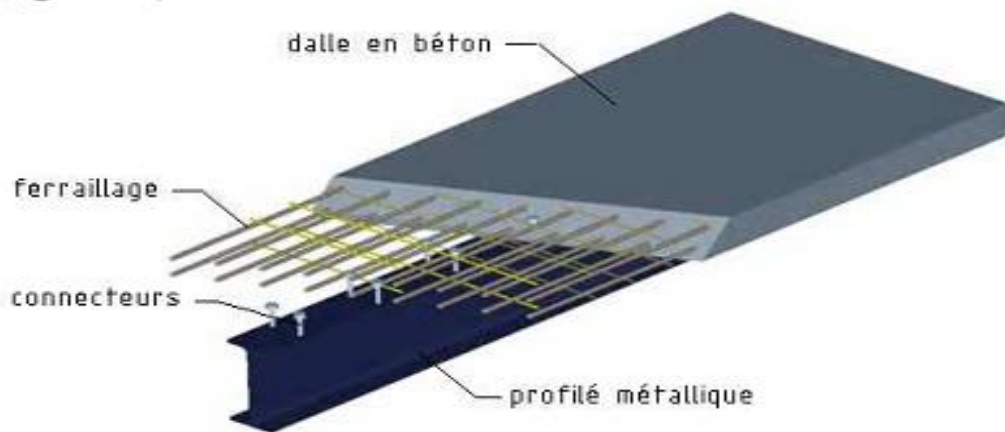


Figure 1.10: Eléments d'une poutre mixte [14].

La solidarisation acier-béton est assurée par :

- L'assemblage classique ou mécanique par connecteurs (goujons, équerres,..) (Fig. 1.11)
- L'assemblage innovant par des joints adhésifs (colle époxy, polyuréthane, ...) (Fig. 1.12)

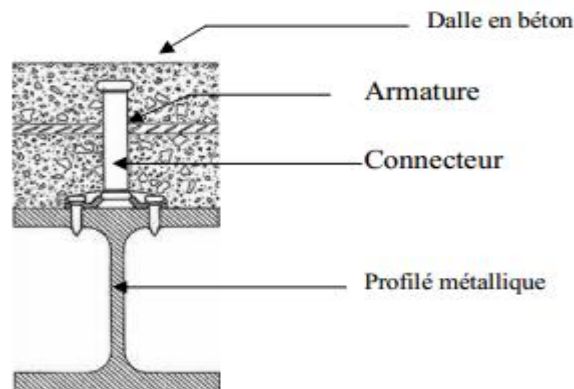


Figure 1.11: connexion entre la dalle en béton et le profilé [1].

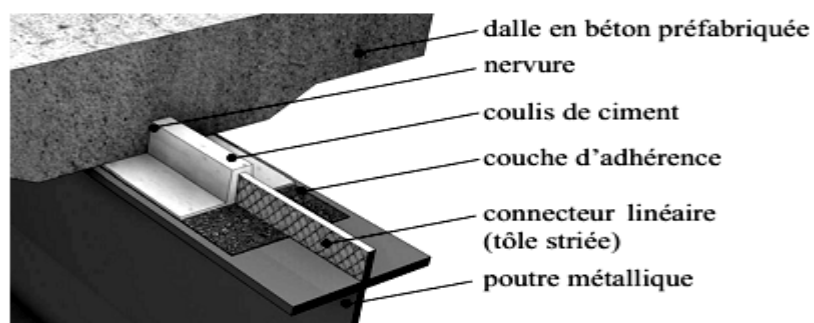


Figure 1.12: Exemple de connexion par adhérence [17].

Le type de profilé métallique peut varier suivant le type d'application, on peut utiliser soit :

- * un profilé seul constituant une poutrelle support de la dalle mixte, Fig. 1.13 a),
- * un profilé métallique enrobé de béton avec ou sans armatures de renfort Fig.1.13 b),
- * un tube carré ou rond rempli de béton Fig. 1.13 c),

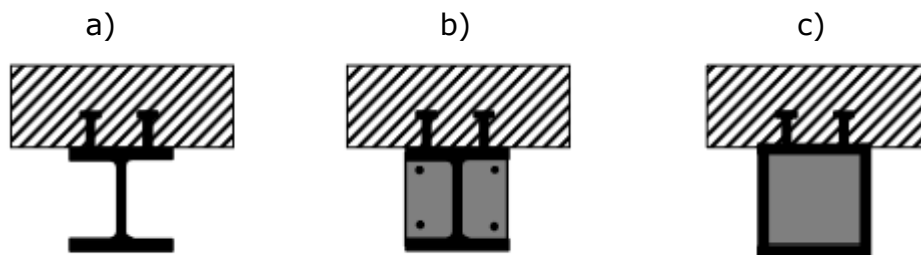


Figure 1.13: exemples de type de profilés métalliques

1.5.2 Les dalles mixtes acier-béton :

Les ossatures de planchers mixtes sont constituées de solives supportant plus souvent des tôles profilées de forme généralement trapézoïdale, recouverte d'une dalle en béton, la liaison acier-béton est assurée soit par les nervures et les bossages soit par les connecteurs dans le cas des planchers collaborants (Fig1.14).

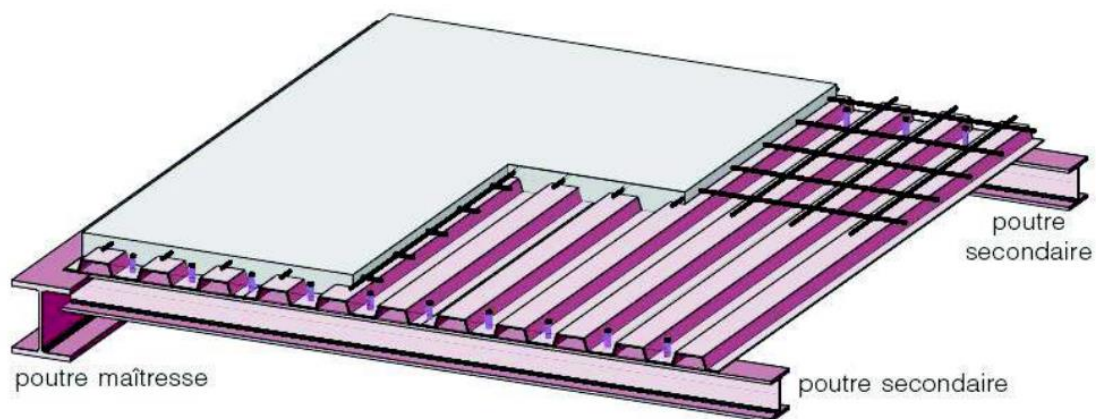


Figure 1.14 : Schéma d'un plancher mixte

Différentes dalles mixtes peuvent être utilisées en combinaison avec une poutre en acier (Fig1.15), Il s'agit :

- Soit d'une dalle coulée in situ sur un platelage
- Soit d'une dalle composée d'éléments préfabriqués en béton (prédalles ou hourdis) et de béton coulé sur chantier.

La hauteur totale des dalles mixtes varie en général de 120 à 180mm; elle est fonction notamment de la résistance au feu exigée. La hauteur classique des nervures (de la tôle) est entre 40 et 85mm. Les entraxes varient de 150 à 300mm. L'épaisseur de la tôle utilisée varie entre 0.75 et 2mm [14].

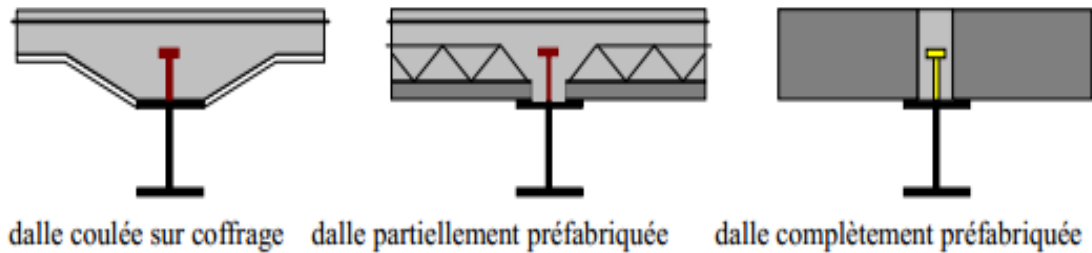


Figure 1.15: Types de dalles mixtes

Fig1.16 illustre une coupe transversale dans une dalle mixte avec deux genres de tôles profilées.

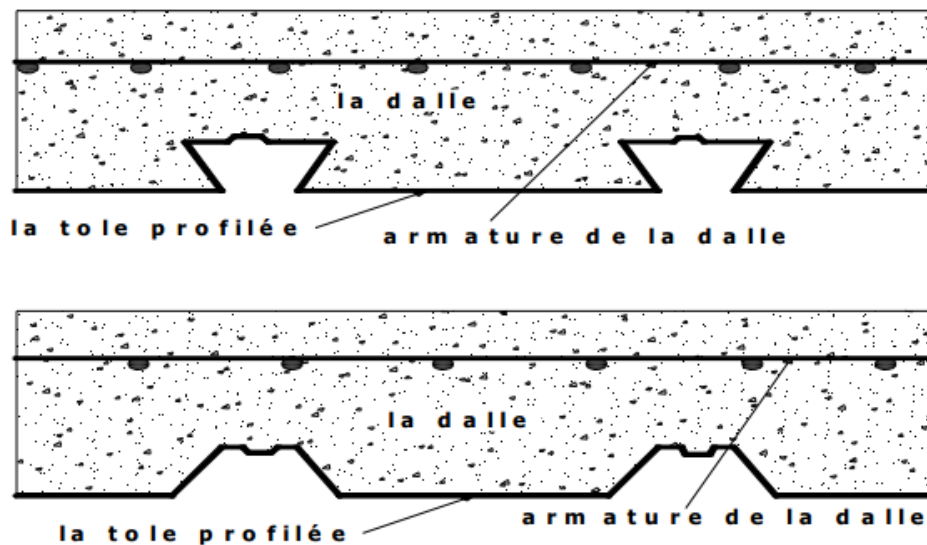


Figure 1.16 : Coupe transversale d'une dalle mixte

1.5.3 Poteaux mixtes acier-béton:

Ce sont les éléments qui reprennent les charges verticales, ils sont composés essentiellement d'un profilé métallique enrobé totalement ou partiellement de béton, ou d'un tube en acier rempli de béton (Fig. 1.17). La liaison acier-béton est assurée soit par le frottement dû au confinement du béton par le tube, soit par des connecteurs mécaniques [16].

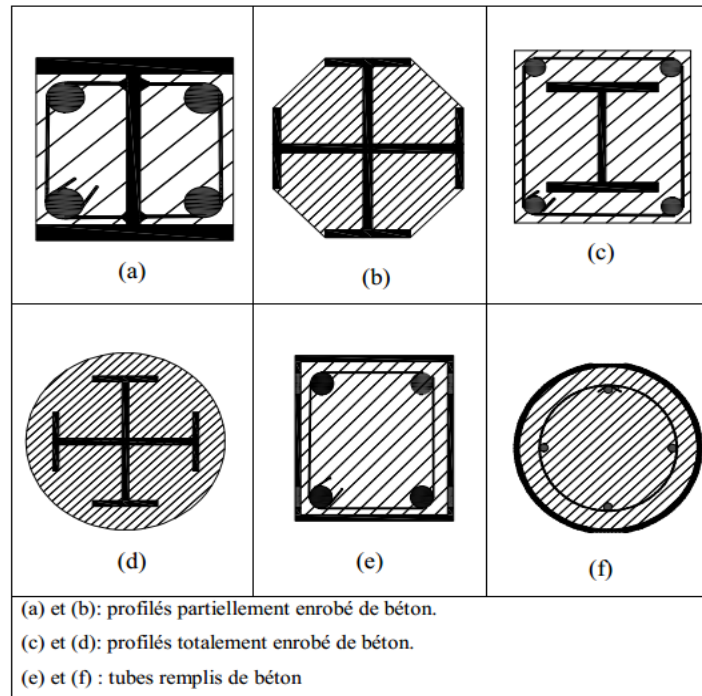


Figure 1.17: Exemples de sections transversales de poteaux mixtes [16].

1.6 Avantages des structures mixtes:

Les constructions mixtes présentent plusieurs avantages selon les différents aspects:

1.6.1 Aspects Architecturaux :

- Des portées importantes (grande surface sans poteaux intérieurs).
- Des épaisseurs réduites (dalles minces).
- Des poteaux plus élancés (un poteau par 2 étages) [15].

1.6.2 Aspects Economiques :

Les planchers mixtes sont maintenant la solution privilégiée pour une grande variété de structures car ils offrent aux concepteurs et aux clients les avantages suivants:

Avec des dimensions plus réduites et une construction plus rapide provient l'intérêt économique des structures mixtes.

- la réduction de la hauteur totale du bâtiment et la hauteur d'étage, donc pour une même hauteur de bâtiment les constructions mixtes offrent plus d'étages.
- Des portées plus grandes permettent de réduire le nombre de poteaux.
- Economie de coûts suite à la réalisation plus rapide du bâtiment (la tôle profilée est utilisée comme coffrage) [15].

1.6.3 Aspects structuraux :

- L'amélioration sensible de la résistance à l'incendie des éléments métalliques à l'aide de la présence du béton, de ce fait les éléments mixtes peuvent être utilisés sans protection à l'incendie.
- Les constructions mixtes offrent une bonne flexibilité pour de futures transformations.
- Elles offrent plusieurs possibilités pour faire passer les équipements.
 - ✓ Dans les faux plafonds
 - ✓ Dans l'espace entre la retombée et la semelle inférieure d'une poutre mixte [15].
- Les éléments métalliques et même mixtes des structures mixtes sont fabriqués et contrôlés en usine, ce qui augmente la précision dans la construction.
- La collaboration acier-béton peut se traduire par une réduction du poids de la construction.
- Les éléments mixtes présentent une rigidité et une capacité de charge plus grande qu'un élément métallique par rapport à un élément en béton armé présentant les mêmes dimensions (Fig. 1.18) [12].

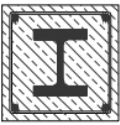
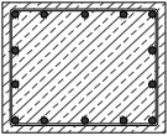
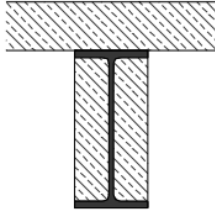
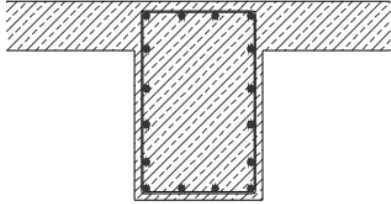
	Mixte	Béton armé
Poteau		
Dimensions [cm]	70/70	80/120
Poutre		
Dimensions [cm]	160/40	160/120

Figure 1.18: Comparaison entre éléments mixtes et éléments en béton armé [12].

1.6.4 Fonctionnalité :

Les structures métalliques traditionnelles présentent des systèmes de protection au feu rapportés qui permettent d'isoler l'acier de la chaleur due à l'incendie. Les structures métalliques et mixtes actuelles peuvent présenter une résistance au feu en utilisant les principes des constructions en béton armé dans lesquelles le béton protège l'acier grâce à sa masse élevée et sa conductivité thermique relativement faible.

Tout comme les planchers mixtes qui peuvent résister au feu, les poutres mixtes peuvent également être utilisés sans protection des semelles mais avec un enrobage de béton armé entre les semelles. Ce béton ne sert pas uniquement à maintenir des températures relativement basses dans la semelle supérieure et dans l'âme mais également à apporter de la résistance flexionnelle compensant la perte de résistance de la semelle inférieure portée à haute température [4].

1.6.5 Equipements et utilisation flexible du bâtiment :

Les structures mixtes s'adaptent aisément aux modifications susceptibles de se produire durant la vie d'un bâtiment. Cela est particulièrement le cas lorsque la dalle est en présence de structures en portiques.

Il est alors toujours possible de créer une nouvelle cage d'escalier entre deux planchers en ajoutant simplement les poutres de renvoi nécessaires. Les évolutions récentes dans les technologies informatiques, de communication et d'information ont montré l'importance d'être capable de modifier rapidement l'organisation des équipements d'un bâtiment. De plus, dans les bâtiments commerciaux ou en copropriété, il doit être possible de modifier les équipements sans occasionner d'inconvénient aux autres occupants [3].

Pour résoudre ces problèmes, les ingénieurs doivent choisir entre plusieurs solutions. Il y a généralement trois manières d'installer les équipements :

- dans les faux plafonds
- dans un faux-plancher
- des caissons situés le long des murs

L'espace entre la retombée et la semelle inférieure d'une poutre mixte constitue une zone idéale dans laquelle les équipements peuvent être installés [4].

Une structure mixte offre l'avantage de réaliser des éléments structuraux préfabriqués en usine et montés sur place, elle offre une vitesse et simplicité de construction remarquable par rapport aux autres modes de construction, pour cette raison, on opte pour réaliser des ponts mixtes acier-béton.

Les tôles profilées combinant une rigidité élevée et un faible poids rendent aisé le transport et le stockage du matériel sur chantier. Un camion est souvent capable de transporter jusqu'à 1500m² de plancher. Une équipe de quatre hommes peut installer 400m² de plancher par jour. Les panneaux sont légers et sont des éléments préfabriqués qui peuvent être aisément transportés et installés par deux ou trois hommes.

Les éléments métalliques des structures mixtes sont fabriqués et contrôlés en usine. Cela permet l'établissement de procédures de qualités strictes qui diminuent l'incertitude liée au travail sur chantier. Le résultat en est une précision de construction plus élevée [4].

1.7 Les Assemblages dans les structures mixtes:

Les assemblages mixtes en bâtiment sont généralement de type solive-poutre, poutre-poutre, pied du poteau et des assemblages de type poutre-poteau [14].

Ces assemblages sont des ensembles constitués de plusieurs composants:

- Les abouts des éléments structurels assemblés: la section courante de ces éléments doit généralement être aménagée pour permettre l'assemblage (par exemple: réalisation de perçages, complétée ou renforcée localement...).
- Les pièces accessoires de liaison: il s'agit généralement de plats, de cornières, de platines, de tasseaux, d'échantignolles, d'équerres d'attache.....
- Les organes de fixation: assurent la solidarisation effective entre les composants en présence (boulons ordinaires, boulons HR, cordon de soudure.....) [15].

En raison de la grande variété de typologies d'assemblages, il est essentiel de choisir le type d'assemblage dès le début du projet. Fig.1.19 montre quelques types d'assemblages poutre-poteau rencontrés dans les bâtiments en construction mixte acier-béton.

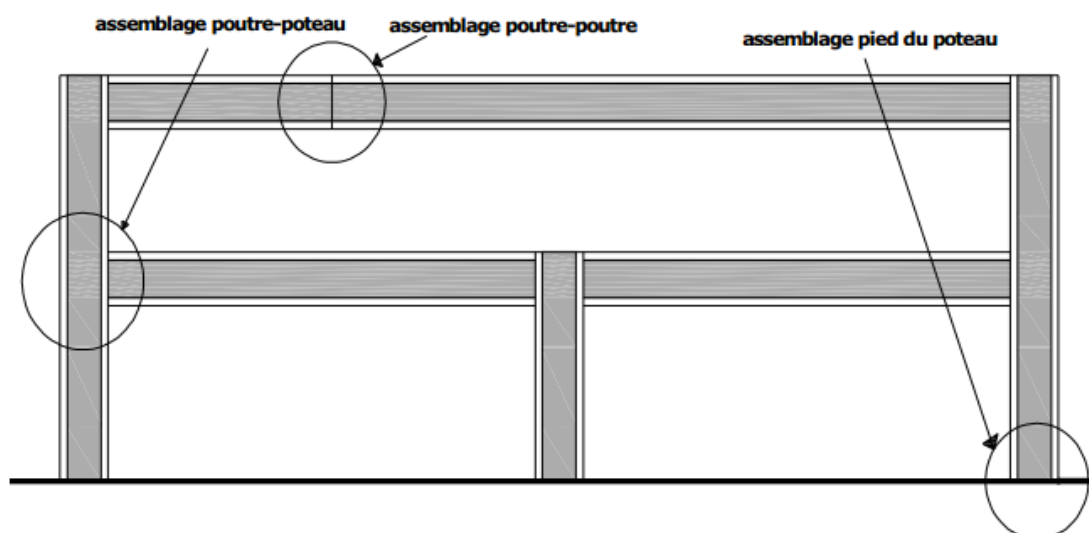


Figure 1.19: Les assemblages dans les constructions mixtes [4].

Des assemblages à platines d'about pleine hauteur (soudées sur les semelles des poutres) sont nécessaires, étant donné que les poutres résistent aux efforts de torsion pendant la phase de construction (Fig.1.20).

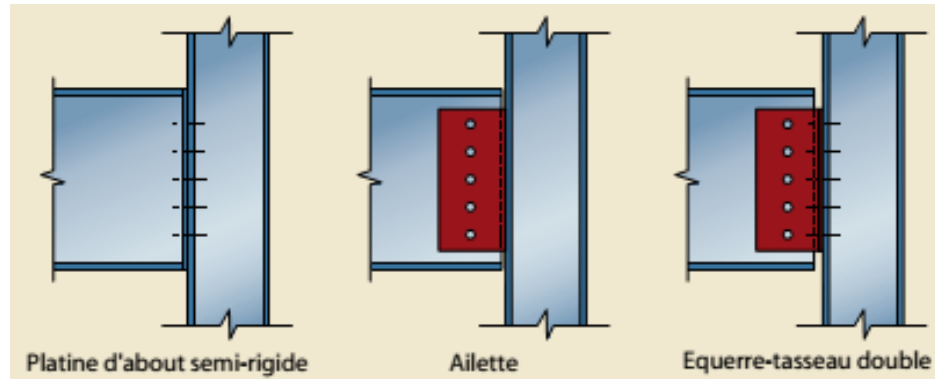


Figure 1.20: Assemblage poteau-poutre [7].

1.7.1 Assemblages simples :

La stabilité globale de la structure est normalement assurée par un contreventement en acier ou par un noyau en béton. Dans ce cas, il n'est pas utile que les assemblages entre les éléments en acier transmettent des moments fléchissant importants.

Sous réserve que les assemblages ne soient pas soumis à la torsion, on réalise habituellement des assemblages simples (résistant à l'effort tranchant uniquement).

On utilise des assemblages courants, le choix des détails constructifs est défini par l'entreprise de construction métallique. Les assemblages courants utilisent des platines minces ou des cornières (Fig. 1.21) [7].

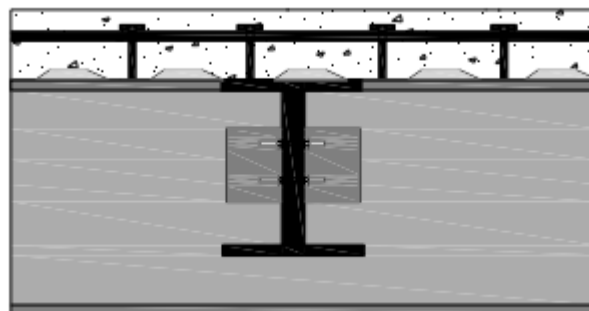


Figure 1.21: Assemblage solive-poutre.

En général, on utilise des platines d'about pour les assemblages poutre-poteau suffisamment minces pour ne pas transmettre de moments importants (Fig.1.21).

Les assemblages poutre-poutre utilisent le même genre de dispositions, les poutres secondaires nécessitant un grugeage, comme l'indique l'exemple d'assemblage par platine d'about mince (Fig. 1.22).

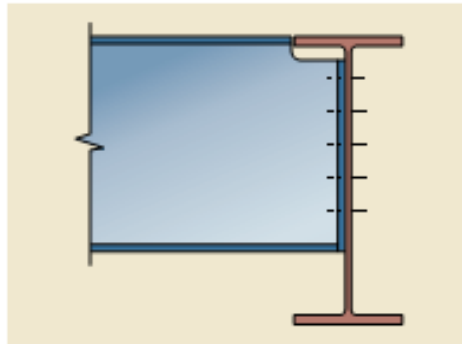


Figure 1.22: Assemblage poutre-poutre, montrant la nécessité du grugeage de la poutre secondaire [7].

1.7.2 Assemblages poutres sur poteaux par tasseau :

Le tasseau peut se trouver sous la poutre ou dans la hauteur de poutre. Une liaison de montage est ajoutée dans l'épaisseur de la dalle (Fig. 1.23).

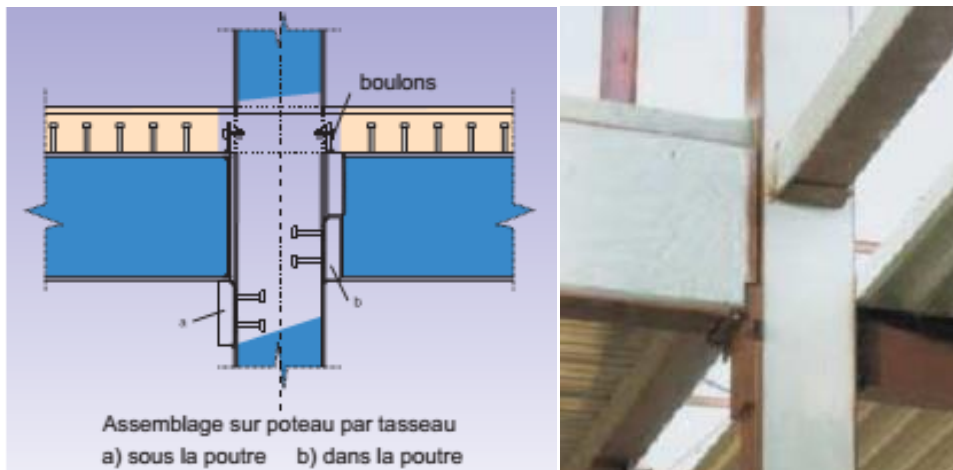


Figure 1.23: Assemblage poutre-poteau par tasseau [7].

S'il est assez épais, le tasseau ne doit pas être protégé du feu à condition de renforcer le cordon de soudure supérieur non exposé à la radiation d'un incendie, ou de le munir de goujons pénétrant dans le béton intérieur du poteau à travers des perçages pratiqués dans l'aile. En service normal, ces goujons assureront

une répartition des charges introduites dans le poteau entre les constituants, et ils compenseront la perte de résistance des soudures en cas d'incendie [7].

1.7.3 Assemblages par gousset d'âme :

L'assemblage boulonné doit être protégé du feu après montage, par des matériaux isolants ou par un remplissage au béton (Fig. 1.24).

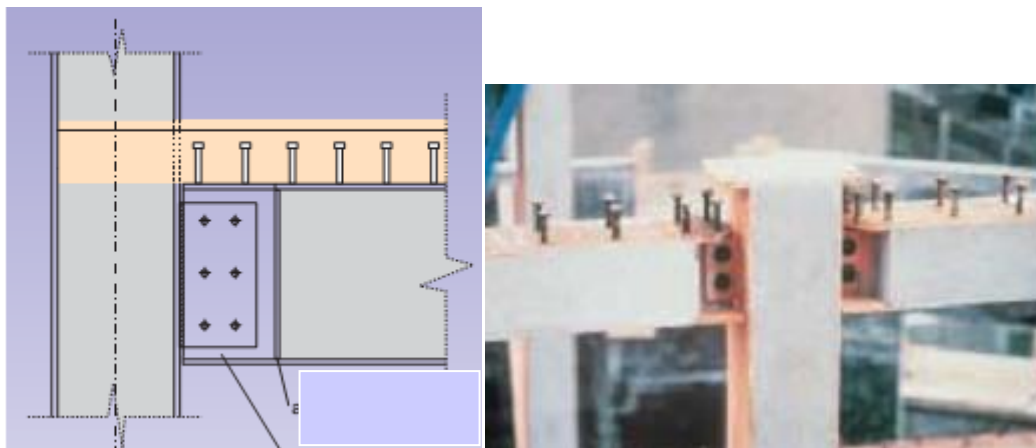


Figure 1.24: Assemblage par gousset d'âme [7].

Cette dernière opération est facilitée par les coupes obliques de l'aile supérieure du profilé permettant un remplissage de la cavité lors du coulage de la dalle.

1.7.4 Assemblages par platine d'about et boulons supérieurs:

Lorsque les assemblages sont soumis à la torsion ou doivent résister à la flexion, ils sont habituellement réalisés au moyen d'une platine d'about rigide (Fig. 1.25). Dans ces assemblages, la platine d'about est soudée sur toute la périphérie du profil de l'élément.

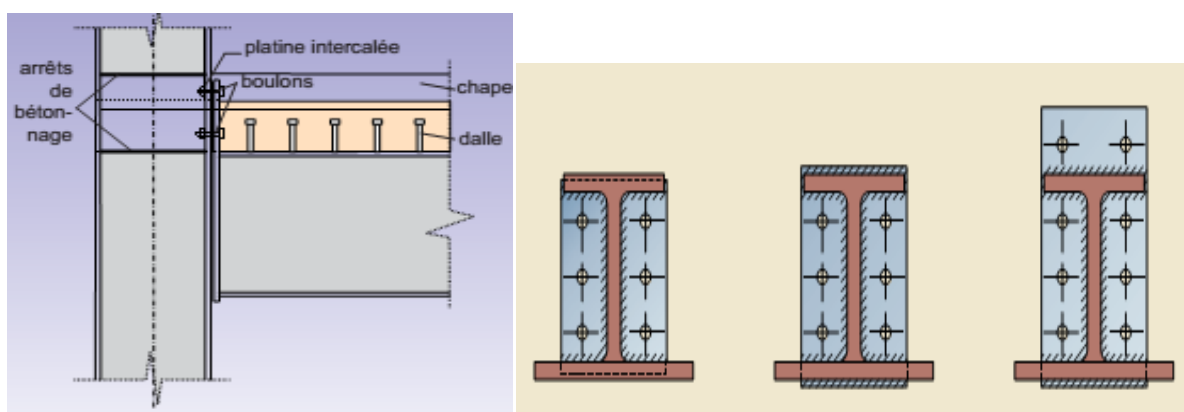


Figure 1.25: Assemblages par platine d'about et boulons supérieurs [7].

En outre, si les conditions le permettent, on peut concentrer des boulons dans l'épaisseur de la dalle, ou au moins en nombre et diamètre suffisants pour garantir la résistance ultime pour la situation accidentelle d'incendie sous la combinaison d'actions correspondante. Une platine d'écartement peut être intercalée pour laisser libre la rotation d'appui [2].

1.8 Conclusion :

La construction mixte s'est rapidement développée grâce à sa flexibilité dans la conception et la rapidité d'exécution, notamment dans le cadre de réfection de parties de ponts dégradées et qui reste en effet la solution idéale.

La connaissance des matériaux utilisés en construction mixte est nécessaire pour définir les caractéristiques mécaniques et intrinsèques de chaque matériau qui demeure indispensable dans les phases de conception et de calcul.

Le mode de réalisation de par ses possibilités de construction avec l'acier et le béton offre de nombreux avantages économiques et techniques (rapidité de montage, précision d'assemblage, création des éléments monolithiques, ...) [4].

la construction mixte, ouvre une large porte vers la modernisation et l'industrialisation de la construction. Mais cette nouvelle méthode de construction nécessite une précaution supplémentaire au niveau de l'assemblage de ses éléments.

Dans le chapitre suivant, on s'intéressera à la description de notre projet d'étude

CHAPITRE 2:

Description du projet

2.1. Introduction:

Notre projet d'étude consiste à la modification de la toiture de la gare ferroviaire de Tlemcen réalisée en béton armé qui présente actuellement quelques dégradations, et qui a subit plusieurs phases de réfection, en une toiture mixte acier béton.

On présentera dans ce chapitre les caractéristiques de la toiture existante ainsi que les propositions de nouvelles toitures du type mixte acier-béton.

2.2. Histoire de la réalisation de la gare ferroviaire de Tlemcen :

Il reste opportun de donner un historique sur la réalisation de la gare ferroviaire à Tlemcen avant d'entamer la phase descriptive de notre projet.

La réalisation du réseau de chemin de fer algérien s'est faite par étapes successives durant la période coloniale, la ligne de Tlemcen est concédée en 1908 à l'Ouest Algérien et par suite au titre de l'intérêt général; la construction fut fort longue et la ligne, de 69 km, ne fut ouverte qu'en 1924 (Fig2.1).

Distincte géographiquement du réseau oranais de l'Etat, les mesures de coordination ne lui enlevèrent que son trafic voyageurs et elle resta ouverte au trafic marchandises jusqu'en 1949 (Site internet).



Figure 2.1: Vue de la gare de Tlemcen en 1937



Figure 2.2 : Photo de la gare de Tlemcen pendant la période coloniale.

2.3 Description du projet

Notre projet est situé donc au centre de la ville de Tlemcen, nous avons proposé une nouvelle conception de la toiture qui est actuellement en béton armé en proposant deux variantes de toitures mixtes :

- La première consiste à modifier la toiture existante en toiture mixte acier béton avec des poteaux métallique,
- La deuxième conception réside en modifiant toujours le plancher de toiture existant toiture mixte acier béton avec des poteaux mixtes.

Une vue générale et une vue intérieure de la toiture existante qui s'étend sur une surface de 627.64 m² sont illustrées sur Fig2.3 & Fig2.4 respectivement.



Figure 2.3: Vue en profil de la toiture existante



Figure 2.4: Vue intérieure de la toiture existante

2.3.1 Données géométrique :

Les dimensions de la structure existe sont :

- ✓ Longueur en plan : 44.20 m
- ✓ Largeur en plan : 14.20 m
- ✓ Hauteur des poteaux : 6 m
- ✓ Hauteur en voute : 9.5 m

Un plan de la gare ferroviaire de Tlemcen est annexé à la fin du document.

2.3.2 Localisation et données concernant le site :

La gare ferroviaire de Tlemcen est désignée dans le plan de situation illustré en Fig2.5.

Le projet en question est donc situé dans une zone classée par le RPA99/version 2003 comme zone à sismicité faible (Zone I) voir Fig2.6.



Figure 2.5 : plan de situation

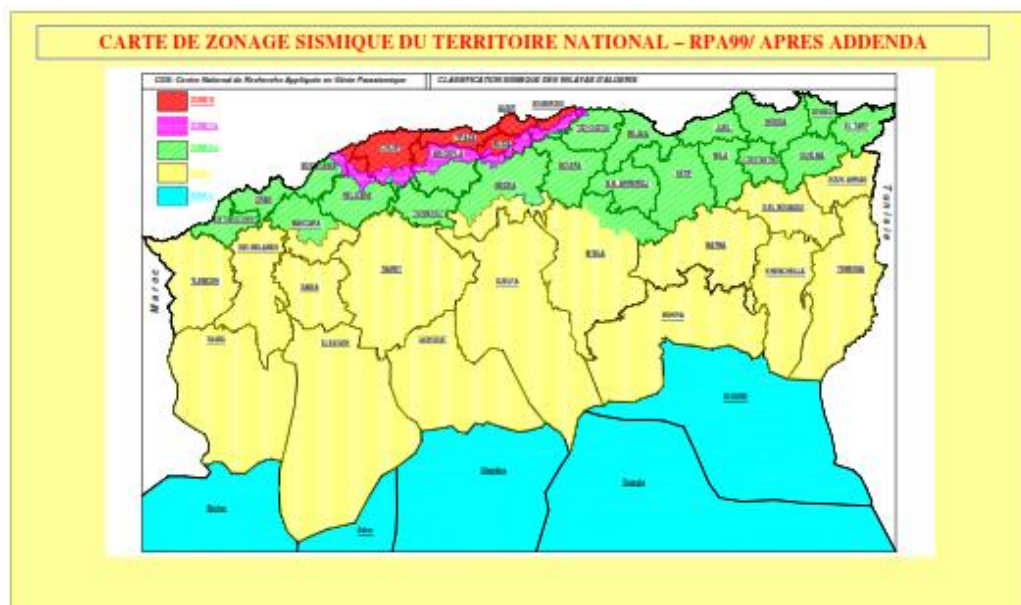


Figure 2.6 : carte de zonage sismique selon RPA99/version 2003

- ✓ Ainsi cette zone est classée par RNV2013 (Règles de la neige et vent en Algérie) dans la **zone A** pour la neige et la **zone II** pour le vent (Fig2.7)

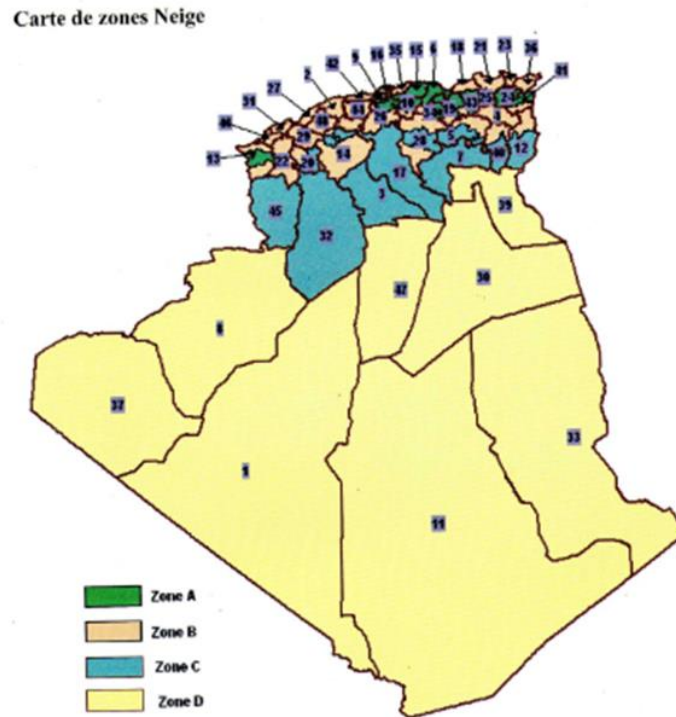


Figure 2.7 : carte de zones de neige selon RNV2013

2.3.3. Structure proposée :

Les dimensions de la structure proposée sont :

- ✓ Longueur en plan : 44.20 m
- ✓ Largeur en plan : 14.20 m
- ✓ Hauteur : 9 m

2.4. Règlements techniques utilisés :

Les règlements techniques utilisés dans cette étude sont définis dans tableau 2.1:

Tableau 2.1: Les règlements techniques utilisés

Types de règlements	Définition
RPA99/VERSION 2003	Règles parasismique algérien version 2003
RNV2013	Règles définissant les effets de la neige et du vent
L'Eurocode 4	Conception et dimensionnement des structures mixtes acier-béton
BAEL91	Béton armé aux états limites
DTR BC 2.2	Charges et surcharges

2.5. Logiciels utilisés :

- Sap2000.
- Tekla structure.
- AUTOCAD.

2.6. Matériaux utilisés :

2.6.1. Acier :

L'acier de construction utilisé représente les profilés et tôles utilisées dans les structures mixtes.

La nuance d'acier utilisée est S360 qui a comme caractéristiques :

- La résistance à la traction : $f_u = 360 \text{ N/mm}^2 \text{ (Mpa)}$
- La limite élastique : $f_y = 235 \text{ N/mm}^2$
- Le module de Young : $E = 210000 \text{ N/mm}^2$
- Le coefficient de poisson : $\nu = 0,3$
- Module d'élasticité transversale : $G = 84000 \text{ N/mm}^2$
- Le coefficient de dilatation thermique : $\alpha = 12 \times 10^{-6} \text{ m/}^\circ\text{C}$

2.6.2. Béton :

- Le béton utilisé est dosé à : 350 Kg/m^3
- Le béton de propreté est dosé à : 150 Kg/m^3

a. Les caractéristiques mécaniques du béton :

- ❖ La résistance à la compression à 28 jours : $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$.
- ❖ La résistance caractéristique à la traction : $f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28}$.
- ❖ Poids volumique : $\rho = 2500 \text{ Kg/mm}^2$.

b. Contraintes limites :

- ❖ La contrainte admissible de compression f_{bu} à l'état limite ultime (ELU) est donnée par :

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{cj}}{\gamma_c}$$

Avec γ_c : coefficient de pondération du béton = 1,5

- ❖ La contrainte de compression à l'état limite de service est donnée par : $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$.
- ❖ La contrainte limite de cisaillement prend les valeurs suivantes:
 - ✚ Fissuration peu nuisible : $\bar{\tau} = \min(0,13 f_{c28} ; 14 \text{ Mpa})$
 - ✚ Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :
$$\bar{\tau} = \min(0,10 f_{c28} ; 3 \text{ Mpa}).$$

2.6.3 Les armatures :

Les armatures utilisées sont ceux employés généralement dans les structures en béton armé avec les caractéristiques mentionnées dans le chapitre précédent, suivant l'étude adaptée.

2.7 Conclusion:

Nous avons présenté le projet de notre étude qui consiste à la modification de la toiture de la gare ferroviaire composée d'éléments en béton armé en une structure mixte acier béton tout en introduisant les différents paramètres à prendre en compte dans cette étude, le chapitre suivant se focalisera sur le calcul des charges et surcharges appliquées à la structure.

CHAPITRE 3 :

Calcul des descentes de charge

3.1 Introduction :

L'évaluation des charges et surcharges appliquées sur une structure constitue l'étape fondamentale à partir de laquelle le dimensionnement des différents éléments de la structure commence, ces charges constituent l'ensemble suivant :

- Le poids propre de la structure (éléments porteurs et secondaires).
- Les charges utiles dans le bâtiment (selon la destination de l'ouvrage).
- Les actions climatiques (Neige et Vent).
- Les actions accidentelles (séisme, chocs, ...).

Les charges sont de deux catégories : permanentes et d'exploitation.

❖ Charge permanente :

Cette charge constitue l'ensemble du poids des éléments constituant la structure finale incluant le poids des éléments porteurs et secondaires ainsi que les cloisons, les plafonds, les différentes installations, ...

❖ Charge d'exploitation :

C'est l'ensemble des charges variables dans le temps que supporte la structure et qui désignent l'ensemble des équipements, des matériels et des personnes que reçoit la structure. ces charges sont définies à partir d'un **DTR** (document technique réglementaire) dont l'intitulé « Charges et surcharges ».

Pour le dimensionnement de toute structure métallique **les charges climatiques** qui constituent les effets des charges de la neige et du vent sur la structure et qui sont évalués selon le **D.T.R. C 2-4.7** intitulé « Règlement Neige et Vent '**RNV 2013**' » (Rekkab, 2013).

3.2. Charges permanentes et d'exploitation :

3.2.1. Charges permanentes G :

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 (structure porteuse ; structures non porteur). Ils sont donnés dans les documents techniques fournis

par le fournisseur. Tableau 3.1 donne les valeurs des charges permanentes pour la dalle de la structure :

Tableau 3.1 : Charges permanentes pour la dalle de couverture

Composants	Poids volumique Kn/m^3	Epaisseur (m)	Charges (G) Kn/m^2
Protection en gravillon roulés	17	0,05	0,85
Etanchéité multicouches	6	0,05	0,3
Dalle en béton armé	25	0,12	3
Tôle PCB60	/	/	0,2
Béton de pente	22	0,1	2,2
Faux plafond	/	/	0,1
		$\sum G$	6,65

3.2.2. Charges d'exploitation Q :

Les charges d'exploitation (actions variables) Q_i , sont des charges dont l'intensité varie fréquemment et de façon importante dans le temps. Ils sont déterminés suivant le document technique réglementaire Charges et surcharges d'exploitations (D.T.R-B.C-2.2). Donc : $Q = 1 Kn/m^2$

3.3. Charges de la neige :

L'accumulation de la neige sur la toiture produit une surcharge qu'il faut prendre en compte pour les vérifications des éléments de cette structure. Le règlement **RNV2013** s'applique à l'ensemble des constructions en Algérie situées à une altitude inférieure à 2000 mètres. Le présent projet se trouve à une altitude de 772,152 m.

3.3.1. Calcul des charges de la neige :

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

$$S = \mu . S_k \dots\dots\dots [Kn/m^2] \quad (\text{DTRC 2-47})$$

S_k : Valeur caractéristique de la neige en Kn/m^2 donné au paragraphe 4 du RNV 2013 en fonction de l'altitude et de la zone de la neige.

μ : Coefficient de forme de la toiture dépendant de l'angle d'inclinaison du versant.

3.3.2. Valeurs caractéristiques de la neige S_k :

La charge de la neige sur le sol S_k par unité de surface est fonction de la localisation géographique et de l'altitude du site.

L'annexe I (page 36-RNV 2013) donne la zone à considérer pour chaque commune du pays.

Le site du projet est classé en **zone A** (Tlemcen) selon la classification de RNVA2013, donc S_k est donné par la formule suivante :

$$S_k = \frac{0,07 \times H + 15}{100} = 0,6905 \text{ Kn/m}^2$$

H : l'altitude du lieu d'implantation par rapport à la mer (pour notre site $H=772,152$ m).

3.3.3. Coefficients de forme de la toiture μ (toiture a un versant):

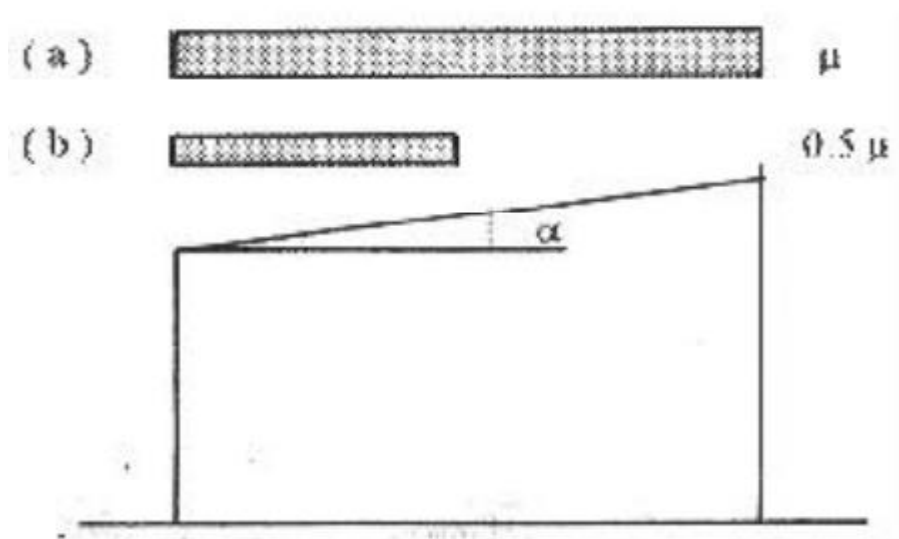


Figure 3.1 : Coefficient de forme-toiture a un versant. (D.T.R-C-2-47)

Pour cette toiture l'inclinaison est $\alpha = 0^\circ$.

On a : $0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ \Rightarrow \mu = 0,8$ (selon le RNV 2013),

Donc : $S = \mu \cdot S_k = 0,8 \times 0,6905 = 0,5524 \text{ Kn/m}^2$

3.4. Charges du vent :

L'effet du vent sur une construction est assez prépondérant et a une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage. Pour cela, une étude approfondie doit être élaborée pour la détermination des différentes actions dues au vent et ceci dans toutes les directions possibles.

Le calcul sera mené conformément au Règlement **Neige et Vent 2013**. Ce document technique réglementaire (DTR) fournit les procédures et principes généraux pour la détermination des actions du vent sur l'ensemble d'une construction et sur ses différentes parties et s'applique aux constructions dont la hauteur est inférieure à 200m.

Les actions du vent appliquées aux parois dépendent de :

- La direction.
- L'intensité.
- La région.
- Le site d'implantation de la structure et leur environnement.
- La forme géométrique et les ouvertures de la structure.

3.4.1. Données relatives au site conformément aux règles RNV2013 :

➤ Catégorie du terrain **III** :

Les catégories de terrain sont données dans Tableau 3.2; RNV2013; ainsi que les valeurs des paramètres suivantes :

- K_t : facteur de terrain.
- $Z_0(m)$: paramètre de rugosité.
- $Z_{min}(m)$: hauteur minimale.
- ε : coefficient utilisé pour le calcul de coefficient C_d .

Tableau 3.2 : Définition des catégories de terrain (D.T.R-C-2-47).

Catégorie du terrain	K_t	Z_0 (m)	Z_{min} (m)	ε
Zones à couverture végétale régulière ou des bâtiments, ou avec des obstacles isolés séparés d'au plus 20 fois leur hauteur III .	0,215	0,3	5	0,61

➤ Coefficient topographique $C_t(z)$:

Le coefficient topographique $C_t(z)$ prend en compte l'accroissement de la vitesse du vent lorsque celui-ci souffle sur des obstacles tels que les collines, les dénivellations isolées, etc.

On distingue les sites suivants :

- Site plat,
- Site aux alentours des vallées et oueds sans effet d'entonnoir,
- Site aux alentours des vallées et oueds avec effet d'entonnoir,
- Site aux alentours des plateaux,
- Site aux alentours des collines,
- Site montagneux.

✚ $C_t(z)$ est déterminé comme suit : (D.T.R-C-2-47)

$$\left\{ \begin{array}{l} C_t(z) = 1 \text{ pour } \varnothing < 0,05 \\ C_t(z) = 1 + S_{max} \times \left(1 - \frac{|x|}{K_{red} \times L}\right) \times e^{-\alpha(z/L)} \text{ pour } \varnothing \geq 0,05 \end{array} \right.$$

Où :

\varnothing : est la pente du versant au vent : $\varnothing = H/L_u$ avec :

L_u (en m) est la longueur du versant au vent (voir figures) ;

H (en m) est la hauteur de l'obstacle (voir figure) ;

L (en m) est une longueur caractérisant le versant au vent et prenant la valeur : $L = \max(0,5L_u ; 2H)$.

X (en m) est la distance horizontale entre le lieu considéré et la crête de l'obstacle ;

Z (en m) est la distance verticale mesurée a partir du niveau du sol au lieu considéré ;

S_{max} ; α et K_{red} Sont des coefficients données dans le tableau 3.3 selon RNV2013 ; en fonction de la forme de l'obstacle et du rapport H/L .

Tableau 3.3 : paramètre relatifs à la détermination de $C_t(z)$

Forme de l'obstacle	S_{max}	α	K_{red}	
			$X < 0$	$X > 0$
Falaises et escarpement	$1,3 H/L$	2,5	1,5	4

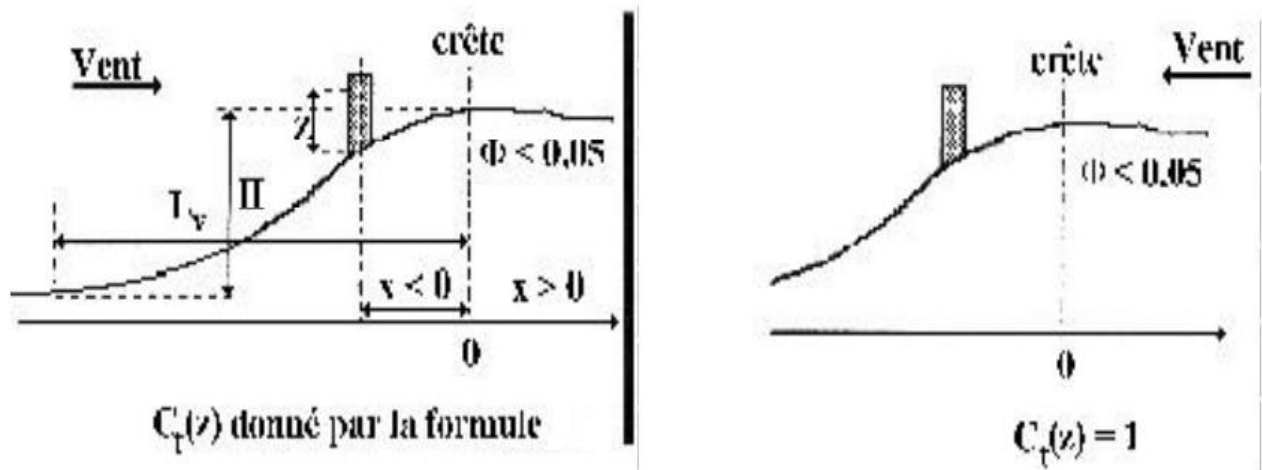


Figure 3.2 : Paramètres pour la détermination de $C_t(z)$ aux alentours des plateaux (D.T.R-C-2-47)

D'où :

$$\phi = \frac{H}{L_u} \text{ Avec : } H = 10 \text{ m et } L_u \approx 0 \Rightarrow \phi \rightarrow +\infty \Rightarrow \phi > 0,05.$$

$$L = \max(0,5L_u ; 2H) = \max(0 ; 20) \Rightarrow L = 20 \text{ m.}$$

$$S_{max} = 1,3 \times \frac{H}{L} = 1,3 \times \frac{10}{20} = 0,65$$

On a : $\phi > 0,05$ alors :

$$C_t(z) = 1 + S_{max} \times \left(1 - \frac{|x|}{K_{red} \times L}\right) \times e^{-\alpha(z/L)} = 1 + 0,65 \times \left(1 - \frac{30}{1,5 \times 20}\right) \times e^{-2,5(9/20)}$$

$$C_t(z) = 1 + 0 \times 0,3246 \Rightarrow C_t(z) = 1.$$

Donc la valeur du coefficient d'exposition $C_e(z)$ tirée par le tableau 3.4 est donnée comme suit :

Tableau 3.4 : valeurs du coefficient d'exposition $C_e(z)$ pour $C_t(z) = 1$

Hauteur Z(m)	Catégorie du terrain				
	0	I	II	III	IV
≤ 10	2,983	2,776	2,352	1,703	1,173

On a : $Z = 9m < 10m$ avec catégorie du terrain III $\Rightarrow C_e(z) = 1,703$

Donc : on calcule la pression due au vent q_j (construction de catégorie I) :

3.4.2. Calcul de pression dynamique de pointe q_p :

La pression dynamique de pointe $q_p(z_e)$, à la hauteur de référence z_e est donnée par :

$$q_p(z_e) = q_{ref} \times C_e(Z_e) \dots \dots \dots [N/m^2] \text{ (D.T.R-C-2-47)}$$

q_{ref} : (en N/m^2) est la pression dynamique de référence donnée par le RNV2013 en fonction de la zone de vent. La structure se trouve en zone de vent II donc : $q_{ref} = 435 N/m^2$.

C_e : est le coefficient d'exposition au vent ; avec $C_e(z) = 1,703$.

z_e : (en m) est la hauteur de référence ; avec : $Z_e = 9m$. (RNV2013).

Alors : $q_p(z_j) = 435 \times 1,703 = 740,805 N/m^2$

3.4.3. Calcul de coefficient dynamique C_d :

Le coefficient dynamique C_d tient compte des effets de réduction dus à l'imparfaite corrélation des pressions exercées sur les parois ainsi que des effets d'amplification dus à la partie de turbulence ayant une fréquence proche de la fréquence fondamentale d'oscillation de la structure. Il dépend de la hauteur et la largeur de la structure, ainsi que du matériau de la structure.

D'après les données liés à notre projet d'étude, On a notre structure a une hauteur inferieure a 15 m. donc :

$$Z = 9 \text{ m} < 15 \text{ m} \Rightarrow C_d = 1.$$

$C_{p,net}$: est le coefficient de pression nette.

3.4.4. Valeurs des coefficients de pression nette $C_{p,net}$:

✚ Direction V1 du vent :

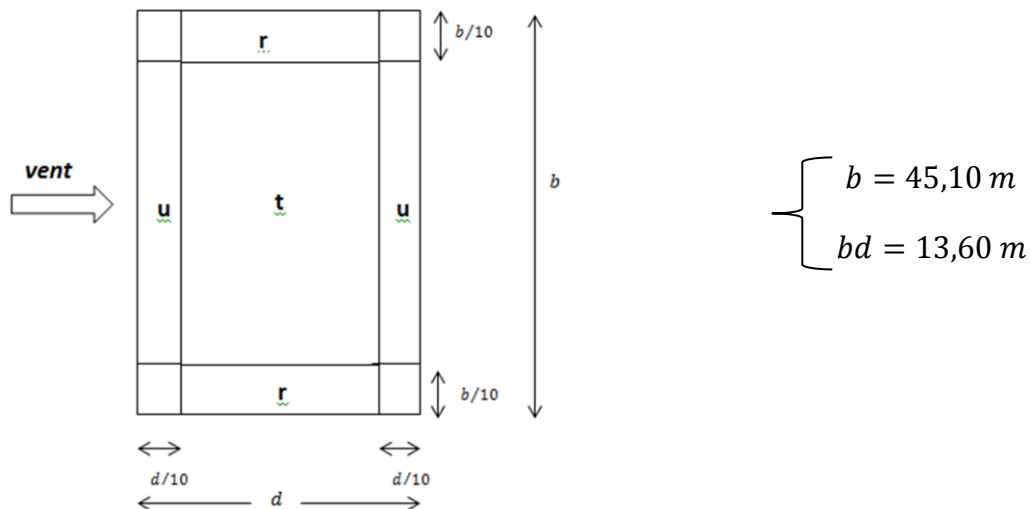


Figure 3.3: Direction V1 du vent.

Tableau 3.5 donne les valeurs de $C_{p,net}$ pour une toiture a un versant.

Tableau 3.5 : Valeurs de $C_{p,net}$ pour toiture a un versant (direction v1 du vent)

Angle de la toiture (degré)	Obstruction		Coefficients globaux C_f	Coefficients locaux $C_{p,net}$		
				Zone t	Zone r	Zone u
$\alpha = 0^\circ$	surpression	φ	+ 0,2	+0,5	+1,8	+1,1
	dépression	$\varphi = 1$	-1,3	-1,5	-1,8	-2,2
surface				392,5504	61,336	61,336

Pour les zones de chevauchements on prend les valeurs les plus élevés c'est à dire max (zone t ; zone r ; zone u) donc :

$$C_{p,net} = \begin{cases} +1,8 \text{ cas de surpression.} \\ -2,2 \text{ cas de dépression.} \end{cases}$$

➦ Direction V2 du vent :

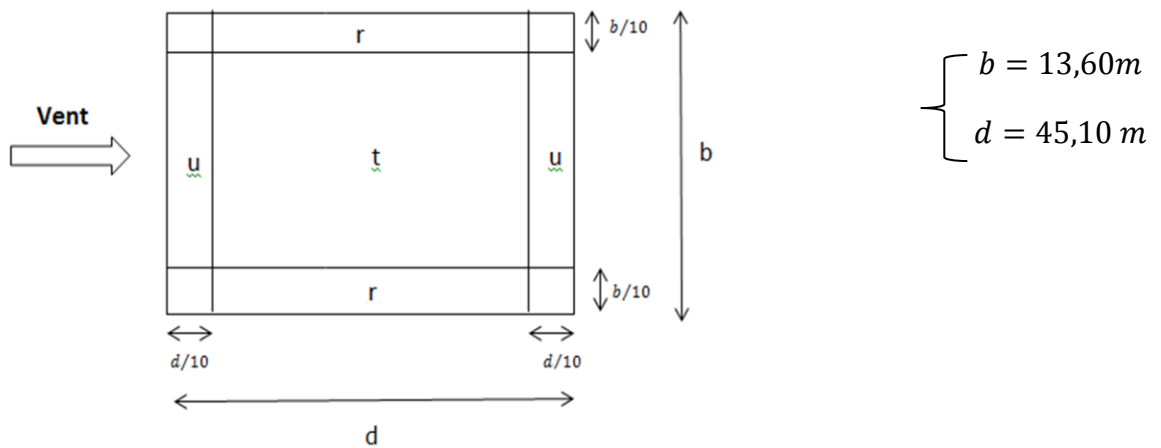


Figure 3.4: Direction V2 du vent.

Tableau 3.6 donne les valeurs de $C_{p,net}$ pour une toiture a un versant (direction v2 du vent).

Tableau 3.6 : Valeurs de $C_{p,net}$ pour toiture a un versant (direction v2 du vent)

Angle de la toiture (degré)	Obstruction		Coefficients globaux C_f	Coefficients locaux $C_{p,net}$		
				Zone t	Zone r	Zone u
$\alpha = 0^\circ$	surpression	φ	+ 0,2	+0,5	+1,8	+1,1
	dépression	$\varphi = 1$	-1,3	-1,5	-1,8	-2,2
surface			392,5504	61,336	61,336	

Alors les zones de chevauchements on prend les valeurs plus élevés c'est à dire max (zone t ; zone r ; zone u) donc :

$$C_{p,net} = \begin{cases} +1,8 & \text{cas de surpression.} \\ -2,2 & \text{cas de dépression.} \end{cases}$$

3.4.5. Détermination des pressions :

a. Pression due au vent q_j :

Les démarches suivantes permettent de définir la pression due au vent qui s'exerce sur la structure. Les valeurs sont détaillées dans le tableau3.7.

La pression due au vent q_j qui s'exerce sur un élément de surface j est donné par :

$$q_j = C_d \times W(z_j) \dots \dots \dots [N/m^2].$$

Avec :

C_d :est le coefficient dynamique de la construction

W en (N/m^2) : est la pression nette exercée sur l'élément de surface, calculé à la hauteur z_j relative à l'élément de surface j .

b. La pression aérodynamique $W(z_j)$:

Les démarches suivantes permettent de définir la pression aérodynamique qui s'exerce sur la structure. Les valeurs sont détaillées dans le tableau 3.7.

Dans Notre cas on a une toiture isolée, donc :

$$W(z_j) = q_p(z_e) \times C_{p,net} \dots \dots \dots [N/m^2]. \text{ (D.T.R-C-2-47)}$$

$W(z_j)$: la pression aérodynamique.

q_p : (N/m^2) est la pression dynamique de pointe calculée à la hauteur z_e relative à l'élément de surface j .

$C_{p,net}$: est le coefficient de pression nette.

c. La force exercée par le vent F_w :

La force exercée par le vent F_w est donnée par l'expression suivante : (les valeurs sont détaillées dans le tableau 3.7).

$$F_w = C_d \times C_f \times q_p(Z_j) \times A_{ref} \text{ (D.T.R-C-2-47)}$$

Avec :

C_d : est le coefficient dynamique. ($C_d = 1$)

C_f : est le coefficient de force.

Tableau 3.7 : les valeurs de la pression aérodynamique $W(z_j)$ et la force de frottement F_w . (Direction v1 du vent)

zone	Aire	q_p	C_f		$C_{p,net}$		$W(N/m^2)$		$F_w (Kn)$	
			surp	dépr	surp	dépr	surp	dépr	surp	dépr
t	392,550 4	740,805	+0,2	-1,3	0,5	-1,5	370,4025	-1111,2075	59,514	-386,845
r	61,336	-	-	-	1,8	-1,8	1333,449	-1333,449	7,439	-48,3557
u	61,336	-	-	-	1,1	-2,2	814,8855	-1629,771	7,439	-48,3557
Chevauchement	1,992	-	-	-	1,8	-2,2	1333,449	-1629,771	0,930	-6,0444

3.5 Conclusion :

Après le calcul des différentes charges et surcharges appliquées sur la toiture proposée, le chapitre suivant traitera une étude sismique et dynamique complémentaire nécessaire pour la vérification des contraintes tout en prenant en considération les paramètres liés à la zone d'étude.

CHAPITRE 4 :
**Etude sismique et analyse
dynamique**

4.1 Introduction :

Les actions sismiques sur un bâtiment sont des actions dynamiques complexes. Elles se manifestent par des mouvements essentiellement horizontaux imposés aux fondations. Les constructions résistent à ces mouvements par des forces d'inertie dues à leur masse qui s'opposent aux mouvements. Ce qui entraîne bien entendu des efforts dans la structure.

L'objectif visé dans ce chapitre est la détermination des efforts sismiques susceptibles à solliciter la structure.

Le calcul sismique se fait selon le "Règlement parasismique Algérien" – RPA99/version2003- (D.T.R-B.C-2.48).

4.2 Critères de classification par le RPA99 version2003 :

4.2.1 Classification des zones sismiques:

Le territoire national est divisé en quatre (04) zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de séismicité (voir Fig2.3) et le tableau associé qui précise cette répartition par wilaya et par commune, soit :

- ❖ Zone O : sismicité négligeable.
- ❖ Zone I : sismicité faible.
- ❖ Zone II: sismicité moyenne.
- ❖ Zone III : sismicité élevée.

Le projet se situant à Tlemcen est donc classé par le RPA99/version 2003 dans une zone à sismicité faible (**Zone I**)

4.2.2 Classification de l'ouvrage :

- ❖ Groupe 1A : Ouvrages d'importance vitale.
- ❖ Groupe 1B : Ouvrages de grande importance.
- ❖ Groupe 2 : Ouvrages courant ou d'importance moyenne.
- ❖ Groupe 3 : Ouvrages de faible importance.

L'ouvrage représente une toiture de la gare ferroviaire, donc il est considéré comme ouvrage de moyenne importance, groupe2.

Selon le rapport géotechnique relatif à cet ouvrage, on est en présence d'un sol très meuble de catégorie S4.

4.2.3 Méthode utilisée :

Selon le "Règlement parasismique Algérien" –RPA99/version2003- le (D.T.R-B.C-2.48) met à notre disposition trois méthodes de calcul :

- ❖ Méthode statique équivalente.
- ❖ Méthode d'analyse spectrale.
- ❖ Méthode d'analyse dynamique par accélérographe.

Dans notre cas la méthode statique équivalente n'est pas applicable selon les règles en vigueur car il y a régularité en plans et en élévation.

Suivant la particularité de la structure de notre bâtiment, notre calcul se fera par la méthode d'analyse modale spectrale.

4.2.3.1 Principe de la méthode spectrale modale:

Le principe de cette méthode réside dans la détermination des modes propres de vibrations de la structure et le maximum des effets engendrés par l'action sismique, celle-ci étant représentée par un spectre de réponse de calcul. Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties (D.T.R-BC-2-48).

4.2.3.2 Modélisation de la structure :

La modélisation représente l'établissement d'un modèle à partir de la structure réelle. Ce travail sera suivi de certaines applications en vue d'approcher au maximum le comportement de la structure d'origine.

On a fait appel pour la modélisation de notre structure au logiciel **Sap2000**. Ce dernier est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénieries, particulièrement adapté aux bâtiments, et ouvrages de génie civil.

Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ces structures. Il offre en outre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures.

Etapes de la modélisation de la structure :

1. Opter pour un système d'unités (KN et m)
2. Définition de la géométrie de base,
3. Définition des matériaux,
4. Définition des sections.
5. Affecter à chaque élément les sections déjà prédéfinies,
6. Définition des charges à appliquer,
7. Introduction du spectre de réponse,
8. Définition des combinaisons de charges,
9. Définition des conditions aux limites,
10. Lancer l'analyse.

4.3. Analyse dynamique de la structure:

L'objectif de l'étude dynamique d'une structure est la détermination de ses caractéristiques dynamiques propres. Ceci est obtenu en considérant son comportement en vibration libre non-amorti. Cela nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximums lors d'un séisme.

4.3.1 Spectre de réponse de calcul :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\left\{ \begin{array}{ll}
 1,25 A \left(1 + \frac{T}{T_1} (2,5 \eta \frac{Q}{R} - 1)\right) \dots & 0 \leq T \leq T_1 \\
 2,5 \eta (1,25A) \left(\frac{Q}{R}\right) \dots & T_1 \leq T \leq T_2 \\
 \frac{S_a}{g} = 0,5 \eta (1,25A) \left(\frac{Q}{R}\right) \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\
 2,5 \eta (1,25A) \left(\frac{Q}{R}\right) \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & T > 3,0s
 \end{array} \right.$$

A : Coefficient d'accélération de zone, qui tient en compte la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Donc : le projet est considéré comme ouvrage du groupe 2 $\Rightarrow A = 0,08$

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,7 \quad (\text{D.T.R-BC-2-48})$$

Où ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau Constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages. Donc d'après, RPA99 on a : $\xi = 5\% \Rightarrow \eta = 1$.

T_1, T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7, page45. Donc : site très meuble $\Rightarrow T_1 = 0,15$; $T_2 = 0,70$.

R : Coefficient de comportement global de la structure:

Sa valeur unique est donnée en fonction du système de contreventement d'après les réglementations. En cas d'utilisation de systèmes de contreventement différents dans les deux directions considérées il y a lieu d'adopter pour le coefficient (R) la valeur la plus petite.

1. Pour le sens transversal (sens X) l'ossature est contreventée par palées triangulées en v inversé R = 3.
2. Pour le sens longitudinal (sens Y) la structure est contreventée par palées triangulées en v inversé R = 3.

Q : facteur de qualité :

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

1. la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.
2. la régularité en plan et en élévation.
3. la qualité du contrôle de la construction.

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum P_q \quad (\text{D.T.R-BC-2-48})$$

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non". Sa valeur est donnée au tableau 4.1

Tableau 4.1: valeurs des pénalités P_q

Critère q »	P_q	
	suivant X	Suivant Y
1. Conditions minimales sur les files de Contreventement	0,05	0
2. Redondance en plan	0,05	0
3. Régularité en plan	0	0
4. Régularité en élévation	0	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0,10	0,10
	$Q_x = 1,2$	$Q_y = 1,1$

4.3.2 Analyse modale :

L'analyse modale spectrale désigne la méthode de calcul des effets maximaux d'un séisme sur une structure. Elle est caractérisée par une sollicitation sismique décrite sous forme d'un spectre de réponse.

Ce type d'analyse peut être appliqué à tous types de structure avec des résultats plus exacts et souvent satisfaisants à condition d'avoir fait une bonne modélisation.

1. Le spectre est caractérisé par les données suivants:
2. Zone sismique I (Tlemcen).
3. Groupe d'usage 2 (ouvrages courant ou d'importance moyenne).
4. pourcentage d'amortissement ($\xi = 5\%$).
5. Coefficient de comportement sens X ($R = 3$).
6. Coefficient de comportement sens Y ($R = 3$).

7. Facteur de qualité (Q = 1,2) suivant X.
8. Facteur de qualité (Q = 1,1) suivant Y.
9. Site très meuble (S4).

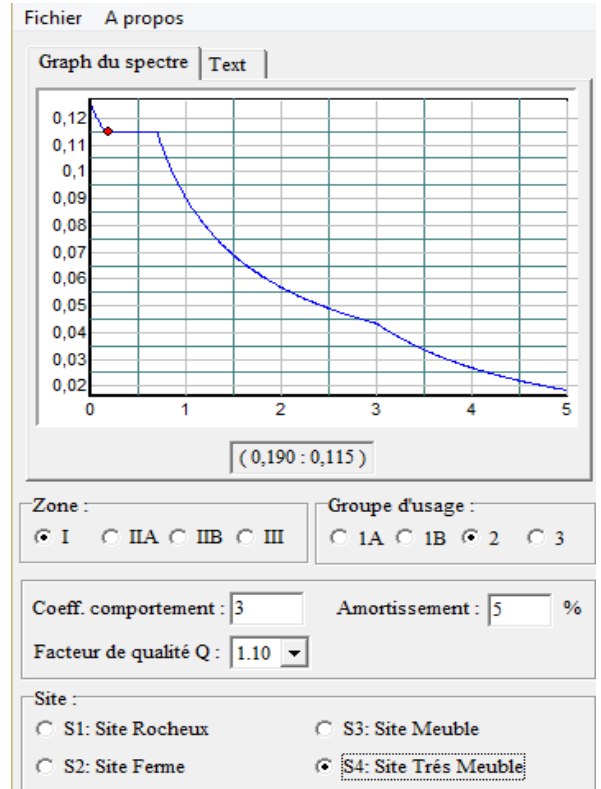
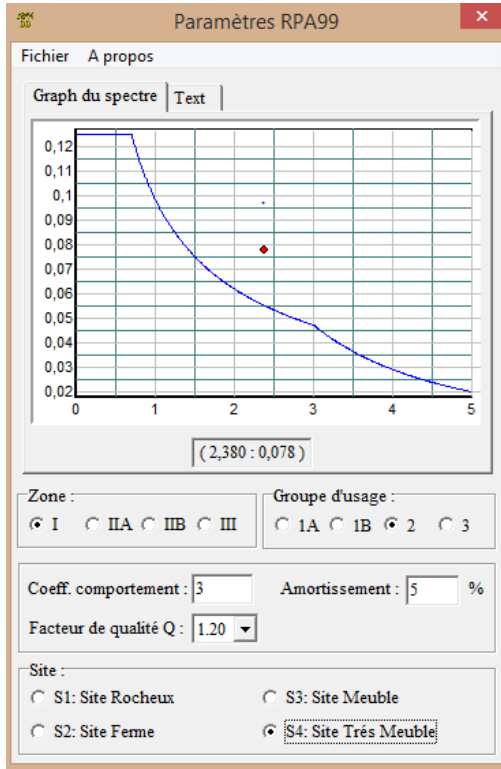


Figure 4.1 : Spectre de réponse suivant X. Figure 4.2 : Spectre de réponse suivant Y.

4.4 Vérification de la structure :

4.4.1 Caractéristiques dynamiques de la structure :

Tableau 4.2 : Caractéristiques dynamiques de la structure avec poteaux mixtes

Mode	période	Type de déplacement
1	0,7825	Translation
2	0,5309	Rotation
3	0,3352	Translation

Tableau 4.3 : Caractéristiques dynamiques de la structure avec poteaux métalliques

Mode	période	Type de déplacement
1	0,606	Translation
2	0,461	Rotation
3	0,335	Translation

4.4.2 Vérification de la période fondamentale de la structure :

La valeur de T , calculée par le logiciel SAP2000 ne doit pas dépasser celle estimée à partir de la formule empirique appropriée de plus de 30%.

La période fondamentale obtenue par le logiciel SAP2000 :

- ✚ Structure avec poteaux mixtes : $T = 0,7825s$.
- ✚ Structure avec poteaux métallique : $T = 0,606s$.

La période empirique est donnée par la formule suivante : $T = C_T \cdot h_N^{3/4}$ [9]

h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N). Donc : $h_N = 9 m$

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6 ; page42 ; RPA99. Donc : $C_T = 0,085$.

$$T_{emp} = 0,085 \times 9^{3/4} = 0,442 s$$

Alors :

- ✚ Structure avec poteaux mixtes : $T = 0,7825s > 130\%T_{emp} = 0,5746s$
- ✚ Structure avec poteaux métalliques : $T = 0,606s > 130\%T_{emp} = 0,5746s$

La condition n'est pas vérifiée, mais on peut tolérer une période un peu plus élevée que le période empirique puisqu'il s'agit d'une structure en charpente métallique, donc elle peut être considérée comme une structure flexible, sachant

que nous n'avons pas ajouté des contreventements pour le bon fonctionnement de la structure (bâtiment).

❖ Calcul de la force sismique totale :

La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \times W[9].$$

1. coefficient d'accélération de zone (A) :

A : Coefficient d'accélération de zone, suivant le RPA99, qui prend en compte la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Donc : le projet est considéré comme ouvrage de groupe 2 $\Rightarrow A = 0,08$

2. facteur d'amplification dynamique moyen (D) :

D : Facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \quad (\text{D.T.R-BC-2-48}) \\ 2,5 \eta (T_2/3,0)^{2/3} \times (3,0/T)^{5/3} & T \geq 3,0s \end{cases}$$

T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7, page45. Donc : $T_2 = 0,70$

η : Facteur de correction d'amortissement donne par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,7 \quad (\text{D.T.R-BC-2-48})$$

Où ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau Constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages. Donc d'après le RPA99 et les données du site on a : $\xi = 5\% \Rightarrow \eta = 1$.

Alors :

$$\text{Structure avec poteaux mixtes : } 0,7 < 0,7825s < 3,0s \Rightarrow = 2,5 \eta (T_2/T)^{2/3} = 2,321.$$

✚ Structure avec poteaux métalliques : $0 < 0,606s < 0,7s \Rightarrow = 2,5 \eta = 2,5$.

4.4.3 Calcul du poids total de la structure :

W est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum W_i \text{ Avec : } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \quad (\text{D.T.R-BC-2-48})$$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4.5 ; page 41 ; RPA99. Donc : $\beta = 0,06$.

S est les surfaces correspondantes à notre toiture .Donc :

$$W_{Qi} = Q \cdot S = 1 \times 13,60 \times 45,10 = 613,36 \text{ KN}$$

Tableau 4.4 : Poids de la structure.

	$W_{Gi}(\text{Kn})$	$W_{Qi}(\text{Kn})$	$0,06 \cdot W_{Qi}(\text{Kn})$	$W_i(\text{Kn})$
Poids	4078,844	613,36	36,8016	4115,6456

$W = \sum_{i=1}^n W_i = 4115,6456 \text{ Kn}$ d'où une masse totale de 411,565 T.

4.4.4 Calcul de la force sismique V :

On a :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \times W$$

✚ Structure avec poteaux mixtes :

Sens X :

$$\text{D'ou : } V = \frac{0,08 \times 2,321 \times 1,2}{3} \times 4115,6456 = 305,677 \text{ KN}$$

Sens Y :

$$\text{D'ou: } V = \frac{0,08 \times 2,321 \times 1,1}{3} \times 4115,6456 = 280,204 \text{ KN}$$

✚ structure avec poteaux métalliques :

Sens X :

$$\text{D'ou : } V = \frac{0,08 \times 2,5 \times 1,2}{3} \times 4115,6456 = 329,252 \text{ KN}$$

Sens Y :

$$\text{D'ou: } V = \frac{0,08 \times 2,5 \times 1,1}{3} \times 4115,6456 = 301,814 \text{ KN}$$

4.4.5 Vérification de la force sismique à la base :

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée (D.T.R-BC-2-48).

$V_t < 80\% V$ suite à l'application du spectre de calcul dans les deux sens de la structure, les résultats sont comme suit :

Tableau 4.5 : Les forces sismiques suivant les deux sens pour la structure avec poteaux mixtes.

	Global F_x (Kn)	Global F_y (Kn)
E_x	448,547	395,077
E_y	364,527	483,339

$$V_{x \text{ dynamique}} = \sqrt{|F_x|^2 + |F_y|^2} = 597,729 \text{ Kn}$$

$$V_{y \text{ dynamique}} = \sqrt{|F_x|^2 + |F_y|^2} = 605,389 \text{ Kn}$$

Tableau 4.6 : Les forces sismiques suivant les deux sens pour la structure avec poteaux métalliques.

	Global F_x (Kn)	Global F_y (Kn)
E_x	346,125	483,339
E_y	421,686	395,077

$$V_{x \text{ dynamique}} = \sqrt{|F_x|^2 + |F_y|^2} = 594,49 \text{ Kn}$$

$$V_{y \text{ dynamique}} = \sqrt{|F_x|^2 + |F_y|^2} = 577,845 \text{ Kn}$$

Tableau 4.7: Comparaison V_t par rapport à V pour la structure avec poteaux mixtes.

	V_t (Kn)	V	80% V	Etat
V_x	597,729	305,677	244,542	vérifiée
V_y	605,389	280,204	224,163	vérifiée

Tableau 4.8: Comparaison V_t par rapport à V pour la structure avec poteaux métalliques.

	V_t (Kn)	V	80% V	Etat
V_x	594,49	329,252	263,402	vérifiée
V_y	577,845	301,81	241,448	vérifiée

4.4.6 Vérification des déplacements :

Le déplacement horizontal de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \cdot \delta_{ek} \text{ (D.T.R-BC-2-48)}$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i .

R : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal:

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \text{ (D.T.R-BC-2-48)}$$

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage.

Tableau 4.9: Les déplacements dans le sens X et Y pour la structure avec poteaux mixtes.

	$\delta_{ek}(m)$	R	$\delta_k(m)$	$\Delta_k(m)$	1% h_k	Etat
Sens X	0,0195	3	0,058	0,058	0,09	vérifiée
Sens Y	0,0039	3	0,0117	0,0117	0,09	vérifiée

Tableau 4.10: Les déplacements dans le sens X et Y pour la structure avec poteaux métalliques.

	$\delta_{ek}(m)$	R	$\delta_k(m)$	$\Delta_k(m)$	1% h_k	Etat
Sens X	0,011	3	0,033	0,033	0,09	vérifiée
Sens Y	0,0039	3	0,0117	0,0117	0,09	vérifiée

4.4.7 Justification vis-à-vis de l'effet $p - \Delta$:

Les effets du 2^o ordre (ou effet $p - \Delta$) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0,10$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k ». $\sum(W_{Gi} + \beta W_{qi})$

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau "k". $V_k = \sum F_i$

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h_k : Hauteur de l'étage « k ».

Si $0,10 \leq \theta \leq 0,20$, les effets $p - \Delta$ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les sollicitations de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^o ordre par le facteur $1/(1 - \theta_k)$.

Tableau 4.11 : Vérification dans le sens X et Y de l'effet $p - \Delta$ pour la structure avec poteaux mixtes.

	P_k	Δ_k	V_k	h_k	θ	Etat
Sens X	4115,6456	0,058	305,677	9	0,087	vérifiée
Sens Y	4115,6456	0,0117	280,204	9	0,019	vérifiée

Tableau 4.12 : Vérification dans le sens X et Y de l'effet $p - \Delta$ pour la structure avec poteaux métalliques.

	P_k	Δ_k	V_k	h_k	θ	Etat
Sens X	4115,6456	0,033	329,252	9	0,046	vérifiée
Sens Y	4115,6456	0,0117	301,81	9	0,0177	vérifiée

4.5 Conclusion

Après calcul et vérification des forces sismiques appliquées à cette structure, on s'intéressera dans le chapitre suivant à l'étude du dimensionnement des différents éléments structuraux constituant cette toiture suivant les conceptions proposées.

CHAPITRE 5 :

Dimensionnement des éléments structuraux

5.1. Introduction :

Le calcul d'une structure exige que sous toutes les combinaisons d'actions possibles définies réglementairement, la stabilité statique soit assurée, tant globalement, au niveau de la structure, qu'individuellement au niveau de chaque élément.

Les actions développent diverses sollicitations, qui génèrent des contraintes au sein du matériau et des déformations des éléments. Il s'agit donc, de garantir le degré de sécurité souhaité et de vérifier que les contraintes et les déformations restent inférieures aux limites admissibles.

Le calcul des différents éléments structuraux est réalisé selon le règlement de l'**EUROCODE4**.

5.2. Dalle mixte :

Un plancher mixte est constitué d'une tôle profilée en acier supportant une dalle en béton armé comportant notamment un treillis soudé pour limiter les fissures dues au retrait du béton et aux effets de température (figure 5.1).

Le fonctionnement structural de l'ensemble répondant au schéma suivant :

- ❖ La dalle est soumise directement aux différentes charges (charges permanentes et charges d'exploitations), elle assure la transmission des efforts aux éléments structuraux par flexion locale.
- ❖ Les poutres sont soumises aux efforts d'appui de la dalle, elles reportent par ailleurs ces efforts par flexion générale à leurs propres appuis.

Les avantages du plancher mixte se résument dans:

- ❖ La réduction du poids de la structure.
- ❖ L'augmentation de la rigidité en flexion du plancher.
- ❖ La réduction de la hauteur des planchers ce qui permet un gain en étages.

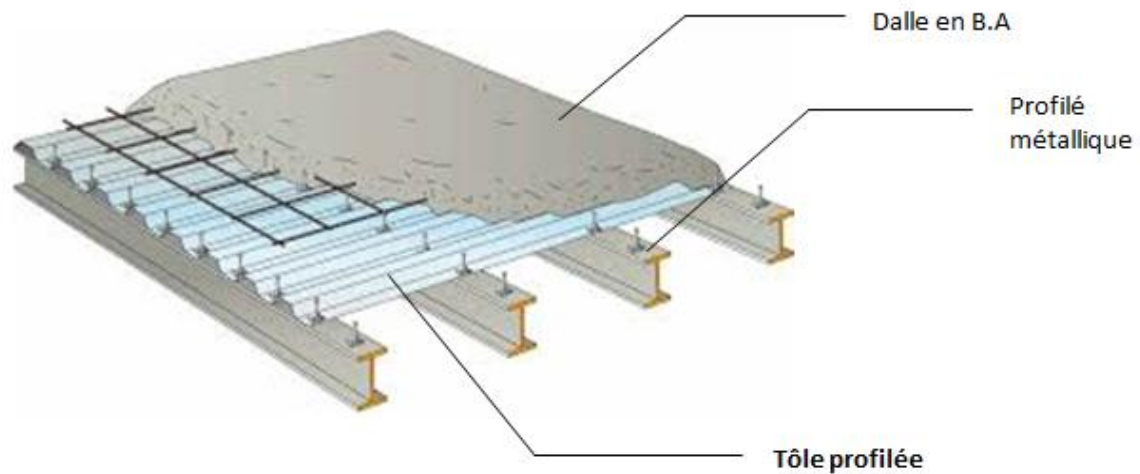


Figure 5.1 : Schéma des composants des planchers mixtes

5.2.1. Calcul de la dalle :

5.2.1.1. Vérification de la tôle profilée (phase de construction):

La tôle profilée constitue une plateforme de travail lors du montage, en outre, elle sert comme coffrage permanent pour le béton et d'armatures inférieures pour la dalle après durcissement du béton.

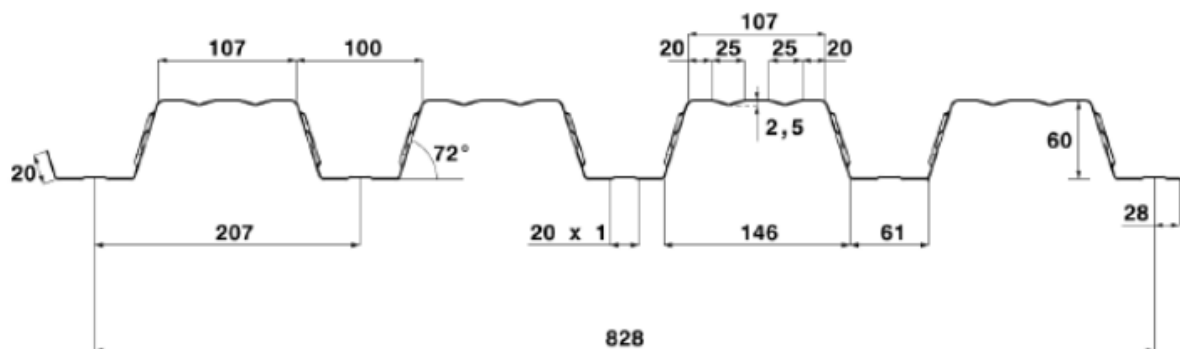


Figure 5.2 : Vue en coupe du profil PCB 60

On considère la tôle comme une poutre continue sur appuis simple, tous les calculs sont faits pour une tôle de 1m de largeur.

Pour notre structure on a choisi de réaliser notre plancher mixte en utilisant la tôle PCB 60 (Fig5.2).

a. Vérification à l'état limite ultime :

Il faut vérifier que : $M_{sd} \leq M_{pl Rd}$.

M_{sd}^+ : Moment maximal en travée.

M_{sd}^- : Moment maximal sur appui.

$M_{pl Rd}$: Moment plastique résistant de la tôle donnée par le fabricant.

✚ *Evaluation de charges (Par 1m de largeur de la tôle):*

Tableau 5.1 : Charges du plancher par 1m de largeur de la tôle lors du bétonnage.

Poids propre de la tôle	$G_p = 0,2 \text{ KN/m}$
Poids du béton frais	$G_B = 25 \times 0,12 \times 1 = 3 \text{ KN/m}$
Charges de construction	$Q = 1,5 \text{ KN/m}$

✚ *Combinaison de charge a l'ELU :*

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

$$q_u = 1,35 \times (3 + 0,2) + 1,5 \times 1,5 = 6,57 \text{ KN/m}$$

✚ *Moments fléchissant sollicitant :*

Moment maximale en travée :

$$M_{sd}^+ = 0,08q_uL^2 = 0,08 \times 6,57 \times (1,45)^2 \Rightarrow M_{sd}^+ = 1,105 \text{ KN.m}$$

Moment maximale en appui :

$$M_{sd}^- = 0,1 q_uL^2 = 0,1 \times 6,57 \times (1,45)^2 \Rightarrow M_{sd}^- = 1,38 \text{ KN.m}$$

Moments de résistance pastique :

$M_{pl Rd}$: est donné par le fabricant.

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{pl Rd}^+ = 3,16 \text{ KN.m} \\ M_{pl Rd}^- = 3,9 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{pl\ Rd}^+ = 3,16 \text{ KN.m} > M_{sd}^+ = 1,105 \text{ KN.m} \\ M_{pl\ Rd}^- = 3,9 \text{ KN.m} > M_{sd}^- = 1,38 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Donc la condition de résistance est vérifiée.

b. Vérification à l'état limite de service :

Cette vérification consiste à étudier le comportement de la tôle et à vérifier la résistance sous son poids propre et sous le poids du béton frais.

Pour cela on doit vérifier que : $f_{max} \leq f_{adm}$

Avec :

$$f_{max} = \frac{30.1 \times (G_p + G_B) \times L^4}{I_{eff}} \leq f_{adm} = \frac{L}{180}$$

I_{eff} : Inertie efficace (valeur donnée par le fabricant) :

$$I_{eff} = 0,503 * 10^6 \text{ mm}^4$$

G_p : Poids propre de la tôle (tableau 4.1).

G_B : Poids du béton frais.

Donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{max} = \frac{30,1 \times 3,2 \times (1,45)^4 \times 10^3}{0.503 \times 10^6} = 6,27 \text{ mm} \\ f_{adm} = \frac{1450}{180} = 8,05 \text{ mm} \end{array} \right.$$

Alors : $f_{max} = 6,27 \text{ mm} < f_{adm} = 8,05 \text{ mm}$

Donc la condition est vérifiée.

5.2.1.2. Calcul du ferrailage de la dalle :

Le calcul de ferrailage de la dalle se fait pour une bande de 1 m de largeur.

Dans les dalles mixtes, la tôle nervurée joue le rôle d'armatures tendues et sur laquelle est coulée une couche de béton simplement ferrailée par un treillis soudé.

Une armature minimale disposée sur appui est suffisante lorsque la dalle mixte est dimensionnée comme une série de poutres simples.

Cette armature minimale est donnée par :

$$\rho = \frac{A_s}{bh_c} \geq 0,2\% \Rightarrow A_s \geq 0,002 \times b \times h_c = 0,002 \times 1000 \times 60 = 120\text{mm}^2.$$

Le choix du $\phi 8$, maillage de 100mm , $A_s = 550\text{mm}^2$ est satisfaisant.

5.2.2. Poutres mixtes :

La poutre mixte est constituée d'un profilé métallique supportant une dalle en béton armé qui répondent aux différentes sollicitations communément, à l'aide d'une connexion métallique dans le but d'optimiser leur participation à la résistance.

Dans notre conception cette connexion sera assurée par des goujons à têtes soudées (Fig5.3).

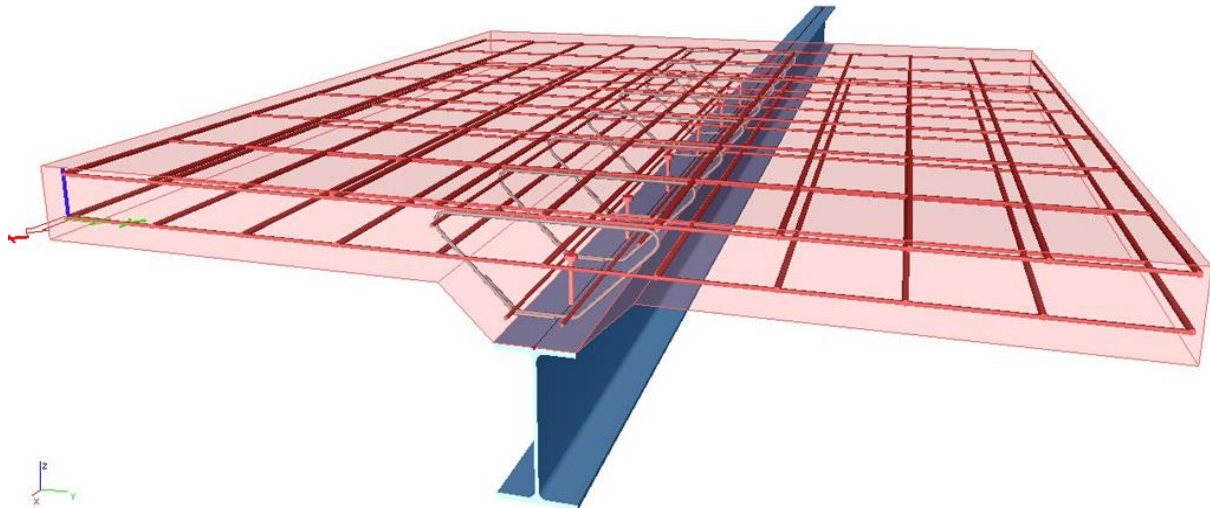


Figure 5.3: schéma d'une poutre mixte.

5.2.2.1. Dimensionnement de la solive :**A. Choix du profilé métallique :**

Le profilé choisit est un IPE 360.

Tableau 5.2: caractéristique du profilé utilisé.

	Poids	Section	Dimensions						Caractéristiques			
	P Kg/m	A Cm^2	h mm	b mm	t_f mm	t_w mm	r mm	d mm	I_y cm^4	I_z cm^4	W_{ply} cm^3	A_v cm^2
IPE360	57,1	72,7	360	170	12,7	8,0	18,0	298,6	16270	1043	1019	35,1

A.1. Vérification de la classe de la section transversale :

1. La semelle :

Il faut calculer c/t_f et ε , avec :

- $c = \frac{b}{2} = \frac{170}{2} = 85mm$
- $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$ Avec $f_y = 235 Mpa \rightarrow \varepsilon = 1$

On a : $\frac{c}{t_f} = \frac{85}{12.7} = 6,69 \leq 10\varepsilon$ donc la semelle est de **classe 1**.

2. L'âme fléchie :

On doit calculer d/t_w

On a : $\frac{d}{t_w} = \frac{298.6}{8} = 37,325 \leq 72\varepsilon$ donc l'âme est de **classe 1**.

La section globale étant de **classe 1** la résistance plastique de la section peut être utilisée.

B. Vérification de la condition de résistance :

On doit vérifier que : $M_{sd} < M_{pl Rd}$

B.1 Largeur participante de la dalle :

La largeur efficace de la dalle est donnée par l'expression suivante :

$$b_{eff} = b_{e1} + b_{e2} \quad \text{Avec : } b_{ei} = \min\left(\frac{L_0}{8}; b_i\right)$$

L_0 : la portée de la poutre $L_0 = 13.6 \text{ m}$

$$b_1 = b_2 = 0,725 \text{ m}$$

$$b_{e1} = b_{e2} = \min(1,7; 0,725) = 0,725 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } b_{eff} = 2 \times 0,725 = 1,45 \text{ m}$$

Figure 5.4 illustre la position de la largeur efficace de la dalle.

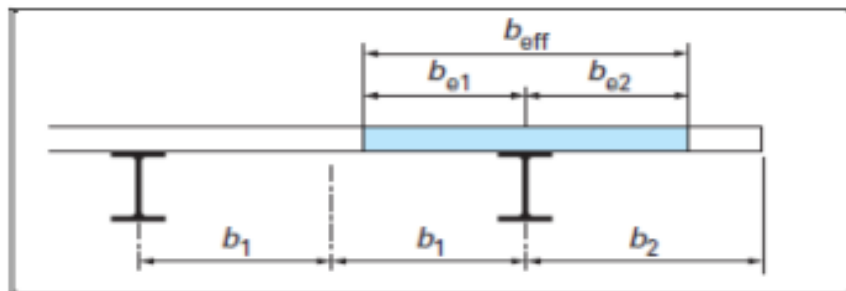


Figure 5.4: Largeur participante de la dalle

B.2. Evaluation de charges :

- Charges du plancher :

$$G_{dalle} = 6,65 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{dalle} = 9,6425 \text{ KN/m}$$

- Charges d'exploitation :

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

$$Q = 1,45 \text{ KN/m}$$

- Combinaison de charge à l'ELU :

$$q_u = 1,35G_{dalle} + 1,5Q = 15,1924 \text{ KN/m}$$

$$q_s = G_{dalle} + Q = 11,0925 \text{ KN/m}$$

B.3. Position de l'axe neutre :

$$F_c = b_{eff} h_c (0,85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c}) ; F_a = A_a \frac{f_y}{\gamma_m}$$

Désignons respectivement par F_a et F_c les résistances plastique des profilés en traction et de la dalle en compression.

Avec :

$$h_c = 60 \text{ mm}$$

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

$$f_y = 235 \text{ MPa}$$

$$\gamma_c = 1,5$$

$$\gamma_a = 1,1$$

$$A_a : \text{section du profilé IPE 360} : A_a = 7270 \text{ mm}^2$$

Donc :

$$F_c = 1450 \times 60 \times \left(0,85 \times \frac{25}{1,5}\right) = 1232,5 \text{ KN}$$

$$F_a = 7270 \times \frac{235}{1,1} = 1553,136 \text{ KN}$$

$F_c < F_a$ Donc l'axe neutre se situe dans la semelle supérieure de profilé métallique

On doit vérifier la condition suivante :

$$F_a - F_c \leq 2b_f t_f \frac{f_y}{\gamma_a}$$

$$\color{red}{\oplus} F_a - F_c = 1553,136 - 1232,5 = 320,636 \text{ KN}$$

$$\color{red}{\oplus} 2b_f t_f \frac{f_y}{\gamma_a} = 2 \times 170 \times 12,7 \times \frac{235}{1,1} = 922,482 \text{ KN}$$

On a :

$$F_a - F_c \leq 2b_f t_f \frac{f_y}{\gamma_a}$$

✓ Donc la condition est vérifiée.

La position de l'axe neutre est calculée à partir de la formule suivante :

$$F_a = F_c + 2b_f(z - h_c - h_p)f_y/\gamma_a$$

$$\text{Donc } z = \frac{F_a - F_c}{2b_f \left(\frac{f_y}{\gamma_a}\right)} + h_c + h_p = 124,41 \text{ mm}$$

Le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

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

Avec :

h_a : hauteur de profilé IPE360

h_p : hauteur de la tôle

h_c : épaisseur de la dalle en béton

$$\text{Donc } M_{pl Rd} = 389,782 \text{ KN.m}$$

Les solives sont simplement appuyées, donc :

$$M_{sd} = \frac{q_u L^2}{8} = 15,1924 \times \frac{13,60^2}{8} = 351,247 \text{ KN.m}$$

On a : $M_{sd} < M_{pl Rd}$ Donc la condition est vérifiée.

C. Vérification au cisaillement :

On doit vérifier que : $V_{sd} \leq V_{pl Rd}$

$$\text{Avec : } V_{pl Rd} = \frac{A_v f_y}{\gamma_a \times \sqrt{3}}$$

Où A_v : aire de cisaillement ; pour IPE360

$$V_{pl Rd} = 3510 \times \frac{235}{1.1 \times \sqrt{3}} = 432,934 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = q_u \times \frac{l}{2} = 101,252 \text{KN}$$

$$\text{On a : } V_{sd} < V_{pl Rd}$$

Donc la condition est vérifiée.

D. Vérification de la flèche :

Pour une poutre simplement appuyée, il faut vérifier que :

$$f_{max} \leq f_{adm}$$

$$f_{max} = \frac{5q_s l^4}{384EI_h}$$

$$\text{Avec : } I_h = I_a + A_a(z_a - z)^2 + \frac{b_{eff} h_c}{n} \left(\frac{h_c^2}{12} + \left(z - \frac{h_c}{2} \right)^2 \right)$$

n : Coefficient d'équivalence $n = 15$

$$\text{Donc : } I_h = 440284374,667 \text{mm}^4$$

$$f_{max} = 53,44 \text{mm}$$

$$f_{adm} = \frac{l}{250} = \frac{13600}{250} = 54,4 \text{mm}$$

On a : $f_{max} < f_{adm}$ Donc la condition est vérifiée.

5.2.2.2. Dimensionnement de la poutre secondaire :

A. Choix du profilé métallique :

Le profilé choisit est un IPE 360.

Tableau 5.3: caractéristique du profilé utilisé.

	Poids	Section	Dimensions						Caractéristiques			
	P Kg/m	A Cm^2	h mm	b mm	tf mm	tw mm	r mm	d mm	I_y cm^4	I_z cm^4	W_{ply} cm^3	Av cm^2
IPE360	57,1	72,7	360	170	12,7	8,0	18,0	298,6	16270	1043	1019	35,1

A.1. Vérification de la classe de la section transversale :

❖ La semelle :

Il faut calculer c/t_f et ε , avec :

$$\circ \quad c = \frac{b}{2} = 1 \frac{170}{2} = 85 \text{ mm}$$

$$\circ \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \text{ Avec } f_y = 235 \text{ Mpa} \rightarrow \varepsilon = 1$$

On a : $\frac{c}{t_f} = \frac{85}{12.7} = 6,69 \leq 10\varepsilon$ donc la semelle est de **classe 1**.

❖ L'âme fléchie :

On doit calculer d/t_w

On a : $\frac{d}{t_w} = \frac{298.6}{8} = 37,325 \leq 72\varepsilon$ donc l'âme est de **classe 1**.

La section globale étant de **classe 1** la résistance plastique de la section peut être utilisée.

B. Vérification de la condition de résistance :

○ On doit vérifier que : $M_{sd} < M_{b Rd}$ avec $M_{b Rd} = \chi_{LT} \times W_{pl y} \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$

Résistance au déversement :

Calcul du $\bar{\lambda}_{LT}$:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[\beta_w \cdot W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{M_{cr}} \right]^{0,5}$$

Avec :

$$M_{cr} = c_1 \frac{\pi^2 EI_z}{(kL)^2} \left[\left[\frac{k}{k_w} \right]^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(kL)^2 GI_t}{\pi^2 EI_z} \right]^{0,5}$$

$$c_1 = 3,093 ; k = 0,5 ; k_w = 1$$

$$M_{cr} = 514,095 \text{ KN.m}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = 0,786 > 0,4$$

$$\chi_{LT} = f(\bar{\lambda}_{LT}) = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} \text{ mais } \chi_{LT} \leq 1,0$$

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

χ : coefficient de réduction au flambement.

α : facteur d'imperfection.

$$\phi_{LT} = 0,954$$

$$\chi_{LT} = 0,669$$

Donc : $M_{b Rd} = 145,638 \text{ KN.m}$

Alors : $M_{sd} = 17,0923 < M_{b Rd}$

C. Vérification du cisaillement :

On doit vérifier que : $V_{sd} \leq V_{pl Rd}$

$$\text{Avec : } V_{pl Rd} = \frac{A_v f_y}{\gamma_a \times \sqrt{3}}$$

Où A_v : aire de cisaillement ; pour IPE400

$$V_{pl Rd} = 7270 \times \frac{235}{1,1 \times \sqrt{3}} = 896,703 \text{ KN}$$

$V_{sd} = 3,90 \text{ KN}$ (calculé par Sap2000 sous la combinaison " G + Q + E_x ")

On a : $V_{sd} < V_{pl Rd}$

Donc la condition est vérifiée.

5.2.2.3. Dimensionnement de la poutre principale :

A. Choix du profilé métallique :

Le profilé choisit est un IPE 400

Tableau 5.4: caractéristiques du profilé utilisé.

	poids	section	Dimensions						Caractéristique			
	P Kg/m	A Cm^2	h mm	b mm	t_f mm	t_w mm	r mm	d mm	I_y cm^4	I_z cm^4	W_{ply} cm^3	A_v cm^2
IPE400	66,3	84,5	400	180	13,5	8,6	18,0	331	23130	1318	1307	42,7

A.1. Vérification de la classe de la section transversale :

La semelle :

Il faut calculer c/t_f et ε , avec :

$$c = \frac{b}{2} = \frac{180}{2} = 90mm$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \text{ Avec } f_y = 235 \text{ Mpa} \rightarrow \varepsilon = 1$$

On a : $\frac{c}{t_f} = \frac{90}{13.5} = 6.67 \leq 10\varepsilon$ donc la semelle est de **classe 1**

L'âme fléchie :

On doit calculer d/t_w

On a : $\frac{d}{t_w} = \frac{331}{8.6} = 38,49 \leq 72\varepsilon$ donc l'âme est de **classe 1**

La section globale étant de **classe 1** la résistance plastique de la section peut être utilisée.

C. Vérification de la condition de résistance :

On doit vérifier que : $M_{sd} < M_{pl Rd}$

C.1. Section sous moment positif :

C.1.1. Largeur participante de la dalle :

La largeur efficace de la dalle est donnée par l'expression suivante :

$$b_{eff} = b_{e1} + b_{e2} \text{ Avec : } b_{ei} = \min\left(\frac{l_0}{8}; b_i\right)$$

L_0 : la portée de la poutre $L_0 = 45,1 m$

$$b_1 = 6,8m$$

$$b_{e1} = \min(5,637; 6,8) = 5,637m$$

Donc : $b_{eff} = 5,637m$

C.1.2. Position de l'axe neutre :

$$F_c = b_{eff} h_c \left(0,85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c}\right)$$

$$F_a = A_a \frac{f_y}{\gamma_m}$$

Désignons respectivement par F_a et F_c les résistances plastique des profilés en traction et de la dalle en compression.

Avec :

$$h_c = 60mm$$

$$f_{ck} = 25 MPa$$

$$f_y = 235MPa$$

$$\gamma_c = 1,5$$

$$\gamma_a = 1,1$$

A_a : section du profilé **IPE 400** : $A_a = 8450mm^2$

Donc :

$$F_c = 5637 \times 60 \times \left(0,85 \times \frac{25}{1,5}\right) = 4791,450 KN$$

$$F_a = 8450 \times \frac{235}{1,1} = 1805,227 KN$$

$F_c > F_a$ Donc l'axe neutre se situe dans la dalle

$$z = \frac{F_a}{b_{eff} 0,85 \left(\frac{f_{ck}}{\gamma_c}\right)} = 22,6mm$$

Le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

$$M_{pl Rd} = F_a \left(\frac{h_a}{2} + h_c + h_p - \frac{z}{2} \right) = 557,274 \text{KN.m}$$

$$M_{sd} = 221,1710 \text{KN.m} \text{ (calculer par sap2000 sous la combinaison " G + Q + E_x ")}$$

On a $M_{sd} < M_{pl Rd}$

Donc la condition est vérifiée.

C.1.3. Section sous moment négatif :

On doit calculer :

$$F_a - F_s$$

$$2b_f t_f f_{yd}$$

$$F_s = \frac{A_s f_{sk}}{\gamma_s} = 991,304 \text{KN}$$

$$F_a - F_s = 813,923 \text{KN}$$

$$2b_f t_f f_{yd} = 2 * 180 * 13,5 * 235 / 1,1 = 1038,273 \text{KN}$$

On a : $F_a - F_s < 2b_f t_f f_{yd}$

Donc z_f est obtenue à partir :

$$z_f = \frac{F_a - F_s}{2b_f f_{yd}} = 10,58 \text{mm}$$

Le moment plastique résistant calculé au niveau de la nappe d'armature est :

$$M_{pl Rd} = F_a \left(\frac{h_a}{2} + h_s \right) - (F_a - F_s) \left(\frac{z_f}{2} + h_s \right) = 445,956 \text{KN.m}$$

$$M_{sd} = 435,5148 \text{KN.m} \text{ (calculer par sap2000 sous la combinaison " G + Q + E_x ")}$$

On a $M_{sd} < M_{pl Rd}$

Donc la condition est vérifiée.

D. Vérification du cisaillement :

On doit vérifier que : $V_{sd} \leq V_{pl Rd}$

$$\text{Avec : } V_{pl Rd} = \frac{A_v f_y}{\gamma_a \times \sqrt{3}}$$

Où A_v : aire de cisaillement ; pour IPE400

$$V_{pl Rd} = 8450 \times \frac{235}{1.1 \times \sqrt{3}} = 1042,248KN$$

$V_{sd} = 284,690KN$ (calculer par sap2000 sous la combinaison "G + Q + E_x")

On a : $V_{sd} < V_{pl Rd}$

Donc la condition est vérifiée.

E. Vérification de la flèche :

Pour une poutre simplement appuyée, il faut vérifier que :

$$f_{max} \leq f_{adm}$$

$$f_{max} = \frac{5q_s l^4}{384EI_h}$$

$$q_s = 52,02KN/m$$

$$\text{Avec : } I_h = I_a + A_a(z_a - z)^2 + \frac{b_{eff} z^3}{3n}$$

n : Coefficient d'équivalence $n = 15$

$$\text{Donc : } I_h = 980121097,18mm^4$$

$$f_{max} = 26,81mm$$

$$\circ \quad f_{adm} = \frac{l}{250} = \frac{9500}{250} = 38mm$$

On a : $f_{max} < f_{adm}$

Donc la condition est vérifiée.

5.2.3. Les connecteurs :

Les connecteurs servent à transmettre les efforts de cisaillement longitudinal entre le profilé métallique et la dalle.

A. Résistance de calcul des connecteurs :

La résistance de calcul d'un goujon à tête, soudé au pistolet automatique et présentant en pied un bourrelet de soudure normal est donnée par la plus faible valeur calculée à partir des deux formules suivantes :

$$P_{Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.8f_u \left(\frac{\pi d^2}{4} \right)}{\gamma_v} \\ \frac{0.29\alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}}}{\gamma_v} \end{array} \right.$$

Avec :

d : le diamètre du fut de goujon

f_u : la résistance ultime en traction spécifiée du matériau du goujon

E_{cm} : la valeur moyenne du module sécant du béton

γ_v : facteur partiel de sécurité

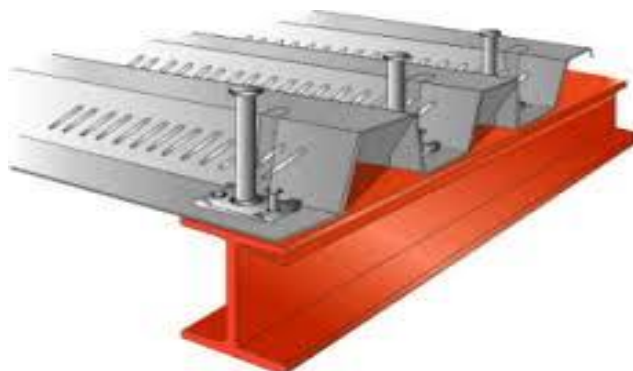


Figure 5.6: Goujons à tête soudée avec la dalle mixte

$$\alpha = \begin{cases} 0.2 \left(\frac{h}{d} + 1 \right) & \text{pour } 3 \leq h/d \leq 4 \\ 1 & \text{pour } h/d \geq 4 \end{cases}$$

Fig5.6 illustre un mode de connexion par goujons à tête soudés entre le profilé métallique et la tôle.

Les solives :

$$\frac{h}{d} = \frac{80}{16} = 5$$

Donc : $\alpha = 1$

$$f_u = 430 \text{ MPa}$$

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

$$E_{cm} = 30,5 \times 10^3 \text{ MPa}$$

$$P_{Rd} = \min \begin{cases} 46,11 \text{ KN} \\ 43,218 \text{ KN} \end{cases} \quad \text{Donc } P_{Rd} = 43,218 \text{ KN}$$

Nombre des goujons par poutres :

$$n = \frac{V_l}{P_{Rd}}$$

Avec :

V_l : Effort de cisaillement longitudinal.

P_{Rd} : Résistance de calcul des connecteurs.

On a : $V_l = \min[F_a; F_c] = 1385,891 \text{ KN}$

Donc : $n = \frac{1385,891}{49,27} = 28,13$ On prend 29 goujons pour chaque poutre.

L'espacement des goujons :

$$esp = \frac{L}{n-1} = \frac{1360}{28} = 48,57 \text{ cm}$$

Poutres principales

$$\frac{h}{d} = \frac{80}{16} = 5$$

Donc : $\alpha = 1$

$$f_u = 430 \text{ MPa}$$

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

$$E_{cm} = 30,5 \times 10^3 \text{ MPa}$$

$$P_{Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} 46,11 \text{ KN} \\ 43,218 \text{ KN} \end{array} \right. \text{ Donc } P_{Rd} = 43,218 \text{ KN}$$

Nombre des goujons par poutre:

$$n = \frac{V_l}{P_{Rd}}$$

Avec :

V_l : Effort de cisaillement longitudinal.

P_{Rd} : Résistance de calcul des connecteurs.

On a :

$$F_{cf} = \min[F_a ; F_c + F_s] = 1385,891 \text{ KN}$$

$$V_l = F_{cf} + \left(\frac{A_{ap} f_{yp}}{\gamma_{ap}} + \frac{A_s f_{sk}}{\gamma_s} \right) = 2057,765 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } n = \frac{2057,765}{43,218} = 47,61$$

On prend 48 goujons pour chaque

poutre.

L'espace des goujons :

$$esp = \frac{L}{n - 1} = \frac{4510}{47} = 95,9 \text{ cm}$$

5.3. Vérification des poteaux :

5.3.1. Vérification des Poteaux métalliques :

5.3.1.1. Choix du profilé :

Profilé choisit est **HEA220**.

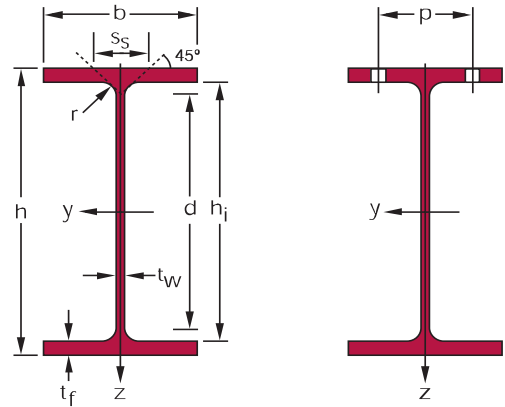


Figure 5.7: Profilé métallique HEA220

Tableau 5.5: Caractéristiques du profilé HEA220.

	poids	section	Dimensions					
	<i>P</i> <i>Kg/m</i>	<i>A</i> <i>Cm²</i>	<i>h</i> <i>mm</i>	<i>b</i> <i>mm</i>	<i>tf</i> <i>mm</i>	<i>tw</i> <i>mm</i>	<i>r</i> <i>mm</i>	<i>d</i> <i>mm</i>
HEA220	50,5	64,3	210	220	11	7	21	152

	Caractéristiques							
	<i>Iy</i> <i>cm⁴</i>	<i>Iz</i> <i>cm⁴</i>	<i>Iw</i> <i>cm⁶</i> <i>× 10³</i>	<i>It</i> <i>cm⁴</i>	<i>iy</i> <i>cm</i>	<i>iz</i> <i>cm</i>	<i>Wply</i> <i>cm³</i>	<i>Wely</i> <i>cm³</i>
HEA220	5410	1955	193,3	28,46	9,17	5,51	568,5	515,2

5.3.1.2. Vérification de la classe de la section transversale :

❖ La semelle :

Il faut calculer c/t_f et ε , avec :

$$c = \frac{b}{2} = \frac{200}{2} = 100\text{mm}$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \text{ Avec } f_y = 235 \text{ Mpa} \rightarrow \varepsilon = 1$$

On a : $\frac{c}{t_f} = \frac{100}{11} = 9,09 < 10\varepsilon$ donc la semelle est de **classe 1**.

❖ L'âme fléchie :

On doit calculer d/t_w

On a : $\frac{d}{t_w} = \frac{152}{7} = 21,71 < 72\varepsilon$ donc l'âme est de **classe 1**.

La section globale étant de **classe 1** la résistance plastique de la section peut être utilisée.

5.3.1.3. Résistance au flambement :

Elancement réduit est :

$$\bar{\lambda} = \left[\beta_A \cdot A \cdot \frac{f_y}{N_{cr}} \right]^{0,5} = \left[\frac{\lambda}{\lambda_1} \right] (\beta_A)^{0,5}$$

Avec :

$$\beta_A = 1$$

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{l_f^2}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i}$$

l_f : longueur de flambement

$$\lambda_1 = \pi \left[\frac{E}{f_y} \right]^{0,5} = 93,9\varepsilon \text{ avec } \varepsilon = \left[\frac{235}{f_y} \right]^{0,5}$$

$$l_{fy} = l_{fz} = \frac{l}{2} = \frac{9000}{2} = 4500mm$$

$$\varepsilon = \left[\frac{235}{235} \right]^{0,5} = 1$$

$$\lambda_1 = 93,9$$

$$\lambda_y = \frac{l_{fy}}{i_y} = 49,073; \lambda_z = \frac{l_{fz}}{i_z} = 81,669$$

$$\text{Donc : } \bar{\lambda}_y = 0,523 ; \bar{\lambda}_z = 0,87$$

On a : dans le plan z-z $\bar{\lambda} > 0,2$ Il faut prendre en compte le risque de flambement.

$$\chi = f(\bar{\lambda}) = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \text{ mais } \chi \leq 1,0$$

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

χ : coefficient de réduction au flambement.

α : facteur d'imperfection dépendant de la courbe de flambement approprié.

$$\phi_z = 0,992 ; \phi_y = 0,671$$

$$\chi_z = 0,681 ; \chi_y = 0,916$$

5.3.1.4. Résistance au déversement :

Calcul du $\bar{\lambda}_{LT}$:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[\beta_w \cdot W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{M_{cr}} \right]^{0,5}$$

Avec :

$$M_{cr} = c_1 \frac{\pi^2 EI_z}{(kL)^2} \left[\left[\frac{k}{k_w} \right]^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(kL)^2 GI_t}{\pi^2 EI_z} \right]^{0,5}$$

$$c_1 = 3,093 ; k = 0,5 ; k_w = 1$$

$$M_{cr} = 7308,030KN.m$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = 0,428 > 0,4$$

Donc il faut tenir compte le risque de déversement.

$$\chi_{LT} = f(\bar{\lambda}_{LT}) = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} \text{ mais } \chi_{LT} \leq 1,0$$

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

χ : coefficient de réduction au flambement.

α : facteur d'imperfection.

$$\phi_{LT} = 0,615$$

$$\chi_{LT} = 0,945$$

Il faut vérifier que :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \cdot \frac{A f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{k_{LT} \cdot M_{y, sd}}{\chi_{LT} \cdot \frac{W_{pl, y} \cdot f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

Avec :

$$N_{sd} = 580,019 \text{ KN (Calculer par logiciel sap 2000)}$$

$$M_{y, sd} = 13,0985 \text{ KN.m (Calculer par logiciel sap 2000)}$$

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \cdot N_{sd}}{\chi_z \cdot A \cdot f_y} \quad \text{Mais} \quad k_{LT} \leq 1$$

$$\mu_{LT} = 0,15 \cdot \bar{\lambda}_y \cdot \beta_{My} - 0,15 = 0,037$$

$$k_{LT} = 0,979$$

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \cdot \frac{A f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{k_{LT} \cdot M_{y, sd}}{\chi_{LT} \cdot \frac{W_{pl, y} \cdot f_y}{\gamma_{M1}}} = 0,731 < 1$$

Condition vérifiée donc HEA220 est satisfait.

5.3.2. Vérification de poteau mixte :

Le règlement européen l'EC4 présente deux méthodes pour le dimensionnement des poteaux mixtes acier-béton.

- **La méthode générale :** qui prend en compte les effets du second ordre et les imperfections, applicable aux sections de poteaux non symétriques ainsi qu'à des poteaux de section variable sur leur hauteur. Cette méthode nécessite l'utilisation d'outils de calcul numérique.
- **La méthode simplifiée :** faisant intervenir les courbes de flambement européennes de poteaux en acier, qui tiennent implicitement compte des imperfections, applicable au calcul des poteaux mixtes présentant une section doublement symétrique et uniforme sur leur hauteur (Eurocode4).

Dans le présent document, seule la méthode simplifiée est utilisée.

5.3.2.1. Condition d'utilisation de la méthode simplifiée :

L'application de la méthode simplifiée comporte les limitations suivantes :

- La section transversale du poteau est constante et présente une double symétrie sur toute la hauteur du poteau.
- La contribution relative de la section en acier à la résistance de calcul de la section complète, à savoir :

$$0,2 < \delta = \frac{A_a f_y}{N_{pl Rd}} < 0,9.$$

- L'élanement réduit $\bar{\lambda}$ du poteau mixte ne doit pas dépasser la valeur 2,0.
- Pour les sections totalement enrobées, l'aire des armatures doit au moins être égale à 0,3% de l'aire de béton et les armatures présentent des épaisseurs d'enrobage de béton satisfaisant les conditions suivantes :

$$\begin{cases} 40\text{mm} < c_y < 0,4b_c \\ 40\text{mm} < c_z < 0,3h_c \end{cases}$$

- Il convient que le rapport entre la hauteur h de la section et sa largeur se situe entre 0,2 et 5.

- L'aire de la section d'armatures longitudinale à considérer dans les calculs ne doit pas dépasser 6% de l'aire de la section du béton (Eurocode4).

5.3.2.2. Voilement local des parois de la section en acier :

Avant toute vérification de la stabilité, il faut s'assurer du non voilement des parois des profilés en acier. Ce risque ne se présente pas pour un poteau totalement enrobé. Pour les autres sections, les élancements des parois de la section ne doivent pas dépasser les valeurs suivantes :

- $\frac{d}{t} \leq 90\varepsilon^2$ pour les profils creux ronds remplis de béton de diamètre d et d'épaisseur t .
- $\frac{b}{t} \leq 52\varepsilon$ pour l'âme des profils creux rectangulaires remplis de béton.
- $\frac{b}{t_f} \leq 44\varepsilon$ pour les semelles de largeur b et d'épaisseur t_f des profils en H partiellement enrobés.

Avec : $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_{y,k}}}$ où $f_{y,k}$ est la limite d'élasticité de l'acier du profilé.

5.3.2.3. Choix des éléments de poteau mixte :

A. Choix de profilé :

Le profilé choisit est un **TUBE 140 × 140 × 16**

Tableau 5.6. : Dimensions du tube **140 × 140 × 16**.

	section	Dimensions			
	A cm^2	h mm	b mm	t mm	I cm^4
TUBE 140 × 140 × 16	79,36	140	140	16	2068

B. Le béton :

Le béton utilisé est de classe **C25/30**, avec :

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

$$E_{cm} = 30500 \text{ N/mm}^2.$$

C. Les armatures de ferrailage :

Les armatures utilisées sont des armatures de haute adhérence. On a **4T12**, leur disposition est donnée sur Fig5.8, avec :

$$f_{sk} = 400 \text{ MPa}$$

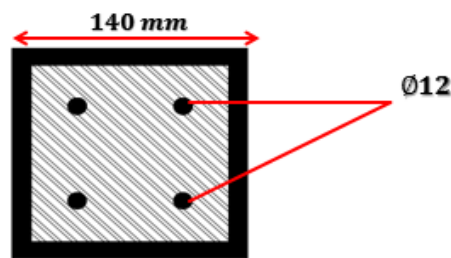


Figure 5.8: Coupe transversale d'un poteau mixte (tube métallique carrée creux)

5.3.2.4. Résistance plastique en compression axiale :

La résistance plastique en compression axiale s'obtient en additionnant les résistances plastiques des éléments constitutifs, suivant l'expression suivante pour les sections rectangulaires creuses remplies de béton:

$$N_{pl Rd} = A_a \times \frac{f_y}{\gamma_{Ma}} + A_c \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c} + A_s \times \frac{f_{sk}}{\gamma_s}$$

A_a : l'aire de la section transversale du profilé.

A_c : l'aire du béton.

A_s : l'aire de l'armature.

$$N_{pl Rd} = 1724,951 \text{ KN}$$

Calcul de charge critique de flambement :

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 (EI)_e}{L_b^2}$$

L_b : Longueur de flambement.

$(EI)_e$: La rigidité en flexion de la section mixte

$$(EI)_e = E_a I_a + 0,8 E_{cd} I_c + E_s I_s$$

E_a, E_s : modules d'élasticité de l'acier.

E_{cd} : module d'élasticité efficace du béton.

$I_a I_c$ et I_s : moments d'inertie de l'acier, du béton et des armatures.

$$I_a = 20680000 \text{ mm}^4$$

$$I_c = \frac{b \times h^3}{12} = 11337408 \text{ mm}^4$$

$$I_s = 4 \times \left(\pi \times \frac{D^4}{64} + \pi \times \frac{D^2}{4} \times d^2 \right)$$

Avec d est la distance entre le centre de gravité de la l'armature et le centre de gravité de la section mixte.

$$d = 14 \text{ mm}$$

$$I_s = 92739,815 \text{ mm}^4$$

$$E_{cd} = \frac{E_{cm}}{\gamma_c} = \frac{30500}{1,5} = 20333,33 \text{ N/mm}^2$$

$$(EI)_e = 4546697,1 \text{ N.m}^2$$

$$N_{cr} = 2216,005 \text{ KN}$$

5.3.2.5. Vérification de la condition d'utilisation de la méthode simplifiée :

- La section est symétrique et constante sur toute la hauteur du poteau.
- Contribution du profilé à la résistance totale :

$$0,2 < \delta = \frac{A_a f_y}{N_{pl.Rd}} = 0,796 < 0,9$$

- L'élancement réduit :

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{pl.Rd}}{N_{cr.y}}} = 0,882 < 2,0$$

- Rapport des aires de section :

$$0,3\% < \frac{A_s}{A_c} = 3,87\% < 6\%$$

- Vérification du voilement local :

$$\frac{b}{t} = \frac{140}{16} = 8,75 < 52\varepsilon$$

- Vérification de la résistance en compression centrée

$$N_{sd} \leq N_{b.Rd} = \chi \cdot N_{pl.Rd}$$

$N_{b.Rd}$: est la valeur de calcul de la résistance au flambement du poteau.

χ : coefficient de réduction au flambement.

$$\chi = f(\bar{\lambda}) = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \text{ mais } \chi \leq 1,0$$

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

α : facteur d'imperfection dépendant de la courbe de flambement approprié.

$$\alpha = 0,21$$

$$\phi = 0,961$$

$$\chi = 0,72$$

$$N_{sd} = 733,844 \text{ KN} < N_{b.Rd} = 1241,965 \text{ KN}$$

5.3.2.6. Vérification de la résistance de la section transversale sous un moment fléchissant :

$$M_{sd} \leq 0,9 \cdot \mu \cdot M_{pl.Rd}$$

μ : est le rapport des moments résistants obtenu au moyen de la courbe d'interaction.

$$\mu = \mu_d - \frac{\mu_k(\chi_d - \chi_n)}{\chi - \chi_n}$$

$$\mu_d = 1,09 ; \mu_k = 0,87$$

$$\chi_d = \frac{N_{sd}}{N_{pl.Rd}} = 0,359 ; \chi_n = \frac{1-r}{4}\chi = 0,341$$

$$\mu = 0,959$$

$$M_{pl.Rd} = (W_{pa} - W_{pan}) \frac{f_{yk}}{\gamma_a} + (W_{pc} - W_{pcn}) \frac{f_{ck}}{\gamma_c} + (W_{ps} - W_{psn}) \frac{f_{sk}}{\gamma_s}$$

Calcul de modules de résistance plastique et axe neutre :

$$W_{ps} = \sum_{i=1}^n A_{si} e_{zi} = 25256 \text{ mm}^3$$

$$W_{pc} = \frac{(b - 2t)^3}{4} - W_{ps} = 289672 \text{ mm}^3$$

$$W_{pa} = \frac{b^3}{4} - W_{pc} - W_{ps} = 396328 \text{ mm}^3$$

Pour les parties de la section transversale situées dans la région de $2h_n$:

$$h_n = \frac{A_c f_{cd} - A_{sn}(2f_{sd} - f_{cd})}{2b_c f_{cd} + 4t(2f_{yd} - f_{cd})} = 3,74 \text{ mm}$$

$$W_{psn} = \sum_{i=1}^n A_{sni} e_{zi} = 0$$

$$W_{pcn} = \frac{(b - 2t)h_n^2}{4} - W_{psn} = 377,665 \text{ mm}^3$$

$$W_{pan} = \frac{bh_n^2}{4} - W_{pcn} - W_{psn} = 111,901 \text{ mm}^3$$

$$M_{pl.Rd} = 98,252 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 9,59 \text{ KN.m} \leq 0,9 \cdot \mu \cdot M_{pl.Rd} = 84,801 \text{ KN.m}$$

Donc la condition est vérifiée.

5.4. Les contreventements :

Les contreventements sont des dispositifs conçus pour reprendre les efforts du vent dans la structure et les transmettre au sol.

Ils sont disposés soit en toiture dans le plan des versants (poutres au vent), soit en façades (palées de stabilité), et doivent reprendre les efforts du vent appliqués tant sur les pignons que sur les longs-pans. La stabilité est ainsi assurée dans les trois directions de l'espace.

On distingue trois types essentiels de contreventements :

- **Triangulation (treillis)** : il s'agit du type le plus fréquent; les treillis en N conviennent bien lorsqu'il n'y a pas d'inversions d'efforts. Lorsque l'on est en présence d'inversions d'efforts possibles on préfère les croix de saint André (quelquefois les treillis en K ou V peuvent convenir).
- **Rigidité des nœuds (cadre-portique)** : ils se justifient pleinement lorsque l'on doit laisser le passage libre, ou pour éviter des diagonales inesthétiques, ou bien parfois pour laisser une plus grande liberté pour une modification de la structure.
- **Remplissage (voile, diaphragme)** : on utilise des voiles en béton pour les fortes sollicitations. Pour les faibles sollicitations, des voiles en maçonnerie conviennent. Lorsqu'il existe un noyau ou un mur de refend celui-ci peut bien sur servir de contreventements (il s'agit surtout d'un cas pour les bâtiments à étages). Il est imprudent d'estimer que des bardages ou couvertures en tôles puissent faire office de contreventement (Maquoi, 2007).

Pour notre cas on a choisi des contreventements en V et le profilé choisit est :

2 × L × 80 × 80 × 10.



Figure 5.8: Les contreventements en V dans le sens y.

On doit vérifier que : $N_{sd} \leq N_{t Rd} = \min[N_{pl,Rd} ; N_{u,Rd} ; N_{net,Rd}]$

$$N_{sd} = 189,623KN$$

a. Résistance plastique de calcul de la section brute :

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$A = 1510mm^2$$

$$N_{pl,Rd} = 1510 \times \frac{235}{1,1} = 3225590,9 N$$

$$N_{pl,Rd} = 322,591KN$$

b. Résistance plastique de calcul de la section nette :

$$N_{net,Rd} = \frac{A_{net} \times f_y}{\gamma_{M2}}$$

$$A_{vide} = d \times t$$

$$A_{vide} = 20 \times 10 = 200mm^2$$

$$A_{net} = A - A_{vide}$$

$$A_{net} = 1310mm^2$$

$$N_{net,Rd} = \frac{1310 \times 235}{1,25} = 246280N$$

$$N_{net,Rd} = 246,28KN$$

c. Résistance ultime de calcul de la section nette :

$$N_{u,Rd} = \frac{0.9 \times A_{net} \times f_u}{\gamma_{M2}}$$

$$N_{u,Rd} = \frac{0.9 \times 1310 \times 360}{1.25} = 339552 \text{ N}$$

$$N_{u,Rd} = 339,552 \text{ KN}$$

$$N_{t,Rd} = \min[322,591; 246,28; 339,552]$$

$$N_{t,Rd} = 246,28 \text{ KN}$$

On a :

$$N_{sd} < N_{t,Rd}$$

Donc la condition est vérifiée.

5.5 Conclusion

Le dimensionnement des éléments structuraux constituant la toiture et par conséquent les poteaux susceptibles de reprendre les nouvelles charges appliquées a été effectué dans ce chapitre, il convient notamment de vérifier les assemblages de ces différents éléments structuraux afin d'assurer la stabilité de l'ouvrage.

CHAPITRE 6 :
Etudes des assemblages

6.1 Introduction:

La conception et le calcul des assemblages demeurent une phase très délicate en construction métallique, une importance équivalente à celle du dimensionnement des pièces pour la sécurité finale de la construction. En effet, les assemblages constituent un dispositif qui permet de réunir et de solidariser les pièces entres-elles, donc un point de passage obligatoire pour assurer la transmission et la répartition des diverses sollicitations régnant dans les différents composants structurels.

En cas de défaillance d'un assemblage, c'est bien le fonctionnement global de la structure qui est remis en cause.

On distingue parmi les assemblages:

Les assemblages articulés : Ce type d'assemblage transmet uniquement les efforts normaux et les efforts tranchants.

Les assemblages encastrés (rigides) : Ce type d'assemblage transmet en plus de l'assemblage articulé les différents moments internes.

Les éléments assemblés peuvent être placés :

Soit bout à bout (éclissage, rabotages).

Soit concourantes (attaches poutre/poteau, treillis et systèmes réticulés).

Les types d'assemblage que nous avons étudié sont :

Assemblage poutre-solive.

Assemblage poteau-poutre.

Assemblage poteau-poteau.

Assemblage contreventement.

Assemblage pied de poteau.

6.2 Fonctionnement des assemblages :

Les principaux modes d'assemblages sont :

- ✚ Le rivetage.
- ✚ Le boulonnage.
- ✚ Le soudage.
- ✚ Le collage.

Qui correspondent à deux types de fonctionnement distincts :

- ❖ **le fonctionnement par obstacle** : c'est le cas des boulons ordinaires, non précontraint dont les tiges reprennent les efforts et fonctionnant en cisaillement.
- ❖ **le fonctionnement par adhérence** : dans ce cas la transmission des efforts s'opère par adhérence des surfaces des pièces en contact, cela concerne le soudage, le collage, le boulonnage par boulons HR.

6.2.1 Le boulonnage :

Le boulonnage est le moyen d'assemblage le plus utilisé en construction métallique du fait de sa facilité de mise en œuvre et des possibilités de réglage qu'il ménage sur site, Pour notre cas le choix a été porté sur le boulon de haute résistance (HR). Il comprend une vis à tige filetée, une tête hexagonale et un écrou en acier à très haute résistance. Les boulons de construction sont disponibles dans de nombreuses dimensions et nuances (Tableau 6.1).

La résistance d'un assemblage (non précontraint) travaillant en pression diamétrale dépend de la résistance des boulons en cisaillement et de la résistance des plats à la pression diamétrale (CSTC, 2004).

Tableau 6.1 : Caractéristiques des boulons

Classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.6	6.8	8.8	10.9
$f_{yb}(N/mm^2)$	240	320	300	400	360	480	640	900
$f_{ub}(N/mm^2)$	400	400	500	500	600	600	800	1000

f_{yb} : La résistance à la traction.

f_{ub} : Limite d'élasticité.

Tableau 6.2 donne les dimensions des boulons.

Tableau 6.2 : Dimensions des différents boulons

Diamètre nominal $d(mm)$	14	16	18	20	22	24
Aire nominale $A(mm^2)$	154	201	254	314	380	452
Aire résistante $A_s(mm^2)$	115	157	192	245	303	353
Tôles et âmes de profilés d'épaisseur (mm)	5	6	7	8	10 à 14	> 14

6.2.2 Le soudage :

Les assemblages soudés dans la charpente sont les plus rigides, ce qui a pour effet un encastrement partiel des éléments constructifs. Donc Lorsque des conditions favorables de travail sont réunies, le soudage constitue le moyen le plus économique pour réaliser des assemblages résistants.

C'est la raison pour laquelle les assemblages fabriqués en atelier sont habituellement soudés. Les assemblages réalisés sur chantier (montage) sont par contre généralement boulonnés. Il existe plusieurs procédés dont le soudage à l'arc électrique ou Le soudage à l'arc à l'électrode enrobée (SAEE), soudage manuel ou soudage à la baguette est le plus connu des procédés de soudure.

6.3 Calcul des assemblages :

6.3.1 Assemblage poutre/solive :

L'assemblage est réalisé à l'aide de deux cornières qui relie l'extrémité de la solive avec l'âme de la poutre, avec une file verticale des boulons (Fig6.1).

Efforts à prendre en considération :

$$V_{sd} = 115,329 \text{ Kn}$$



Figure 6.1: Assemblage poutre/solive

6.3.1.1. Choix du Gousset :

$$V_{sd} \leq V_{pl.Rd}$$

$$V_{pl.Rd} = \frac{A_v(f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M0}} \geq V_{sd} \Rightarrow A_v \geq \frac{V_{sd} \cdot \gamma_{M0}}{(f_y/\sqrt{3})} = \frac{158574 \times 1.1}{\frac{235}{\sqrt{3}}} = 1285,63 \text{ mm}^2$$

Alors on prend : $L 90 \times 90 \times 8$; Avec : $A = 1390 \text{ mm}^2$

6.3.1.2. Dispositions constructives :

Après plusieurs simulations, on opte pour un assemblage formé de deux files de 2 boulons $\emptyset 18 \text{ mm}$.

❖ Distance entre axe des boulons :

$$2,2d_0 \leq p_1 \leq 14t$$

$$d_0 = \emptyset + 2 = 18 + 2 = 20 \text{ mm}$$

$$t = \min(t_{w(\text{poutre})}; t_{w(\text{solive})}) = 8,0 \text{ mm}$$

$$44 \text{ mm} \leq p_1 \leq 112 \text{ mm}$$

✚ Alors on prend : $p_1 = 50 \text{ mm}$.

❖ Pince longitudinale e_1 :

$$1,2d_0 \leq e_1 \leq 12t$$

$$24 \text{ mm} \leq e_1 \leq 96 \text{ mm}$$

✚ Alors on prend : $e_1 = 50 \text{ mm}$.

❖ Pince transversale e_2 :

$$1,5d_0 \leq e_2 \leq 12t$$

$$30 \text{ mm} \leq e_2 \leq 96 \text{ mm}$$

✚ Alors on prend : $e_2 = 40 \text{ mm}$.

La disposition des différents paramètres est illustrée dans Fig6.2.

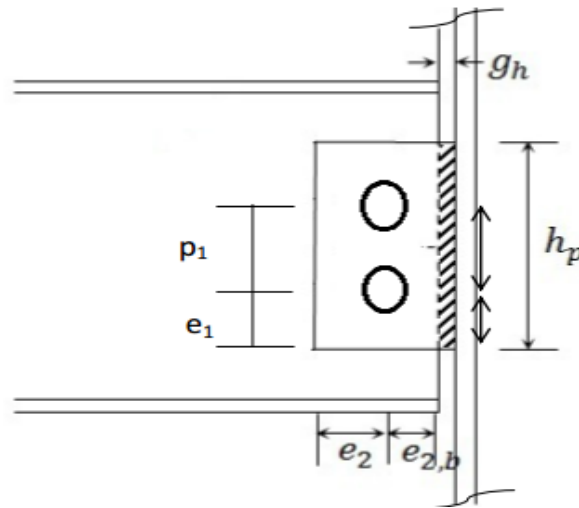


Figure 6.2 : Dispositions constructives des espacements

6.3.1.3 Calcul des boulons sollicités au cisaillement :

A. Effort de cisaillement par boulon :

$$F_{v,Sd} = \frac{V_{Sd}}{4} \Rightarrow F_{v,Sd} = \frac{115,329}{4} = 28,83 \text{ Kn}$$

B. Résistance de calcul au cisaillement par boulon :

$$F_{v,Rd} = \frac{0,5 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{Mb}} \Rightarrow F_{v,Rd} = \frac{0,5 \times 1000 \times 192}{1,25} = 76,8 \text{ Kn}$$

Alors on a : $F_{v,Sd} = 28,83 \text{ Kn} < F_{v,Rd} = 76,8 \text{ Kn}$

✓ Donc condition est vérifiée.

6.3.1.4. Vérification de la pression diamétrale :

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \times \alpha \times f_{ub} \times d \times t}{\gamma_{Mb}}$$

Avec : $\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d} ; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4} ; \frac{f_{ub}}{f_u} ; 1\right) = \min(0,926 ; 0,583 ; 2,778 ; 1) = 0,583$

Donc : $F_{b,Rd} = \frac{2,5 \times 0,583 \times 1000 \times 18 \times 8}{1,25} = 167,904 \text{ Kn}$

Alors : $f_{v,Sd} = 19,82 \text{ Kn} < F_{b,Rd} = 167,904 \text{ Kn}$

✓ Donc la condition est vérifiée.

6.3.2 Assemblage poteau/ poutre principale :

Le principe de l'assemblage est de souder une platine en bout de poteau, elle est percée symétriquement de part et d'autre de la poutre. Les mêmes perçages qui sont effectués sur l'aile du poteau, permettent de solidariser les deux éléments assemblés. Le jarret qui figure sous la poutre permet d'obtenir un bras de levier assez important, pour pouvoir développer une meilleure résistance, vis-à-vis du moment de flexion, qui est très fréquemment la sollicitation prédominante.

Le choix de l'assemblage s'est porté sur :

- ✚ Épaisseur de la platine $t=20\text{mm}$
- ✚ Des boulons HR de classe 10.9
- ✚ Diamètre des boulons $d=16\text{mm}$

Dimensions de la platine :

- ✚ $h_p = 500\text{ mm}$
- ✚ $b_p = 200\text{ mm}$
- ✚ $e_p = 20\text{ mm}$

6.3.2.1 Efforts sollicitant :

Les efforts maximaux à prendre en considération sont : (calculer par Sap2000 sous combinaison G+Q+E)

$$V_{sd} = 284,692\text{ Kn}$$

$$M_{sd} = 389,365\text{ Kn.m}$$

6.3.2.2. Soudure de la platine :

- ❖ **Cordon de soudure :**
 - Soudure de la semelle tendue

Le type du cordon qui relie la semelle (IPE400) et la platine est un cordon frontal.

Calcul de la gorge du cordon « a » :

$$N_d = \frac{M_{sd}}{h} = \frac{389,365}{0,5} = 778,73 \text{ Kn}$$

$$a \sum l \geq \frac{\beta_w \gamma_{Mw} N \sqrt{2}}{f_u} \rightarrow a \geq \frac{\beta_w \gamma_{Mw} N \sqrt{2}}{f_u \sum l}$$

✚ $\beta_w = 0,8$

✚ $\gamma_{Mw} = 1,25$

✚ $f_u = 360 \text{ MPa}$

✚ $\sum l = 2 \times 180 = 360 \text{ mm}$

$$a \geq 0,8 \times 1,25 \frac{778730 \times \sqrt{2}}{360 \times 360} = 8,49 \text{ mm}$$

Donc on prend un cordon de soudure de 10 mm

- Soudure de l'âme

Le type du cordon qui relie l'âme (IPE400) et la platine est un cordon frontal.

$$N_d = \frac{M_{sd}}{h} = \frac{389,365}{0,5} = 778,73 \text{ Kn}$$

$$a \sum l \geq \frac{\beta_w \gamma_{Mw} N \sqrt{2}}{f_u} \rightarrow a \geq \frac{\beta_w \gamma_{Mw} N \sqrt{2}}{f_u \sum l}$$

✚ $\beta_w = 0,8$

✚ $\gamma_{Mw} = 1,25$

✚ $f_u = 360 \text{ MPa}$

✚ $\sum l = 2 \times 331 = 662 \text{ mm}$

$$a \geq 0,8 \times 1,25 \frac{778730 \times \sqrt{2}}{360 \times 662} = 4,62 \text{ mm}$$

Donc on prend un cordon de soudure de 10 mm

6.3.2.3 Disposition constructives :

❖ Choix du diamètre du boulon :

Pour des raisons pratiques on évite toujours la mise en œuvre dans un même assemblage des boulons de diamètres différents ; le choix du diamètre se fera en déterminant leurs résistances tout en étant proportionnel à l'épaisseur des pièces assemblées comme suit:

$$\left. \begin{array}{l} t \leq 10 \text{ mm} \Rightarrow d = (12 ; 14) \text{ mm} \\ 10 \leq t \leq 25 \text{ mm} \Rightarrow d = (16 ; 20 ; 24) \text{ mm} \\ t > 25 \text{ mm} \Rightarrow d = (24 ; 27 ; 30) \text{ mm} \end{array} \right\}$$

On à l'épaisseur de la platine $t = 20 \text{ mm}$ alors on prend deux files de 6 boulons HR, de diamètre $\phi = 18 \text{ mm}$, classe 10.9 .

❖ Distance entre axe des boulons :

$$2,2d_0 \leq p_1 \leq 14t$$

$$\left. \begin{array}{l} d_0 = \phi + 2 = 18 + 2 = 20 \text{ mm} \\ t = \min(t_{(\text{poteau})} ; t_{(\text{platine})}) = 16 \text{ mm} \end{array} \right\} 44 \text{ mm} \leq p_1 \leq 224 \text{ mm}$$

✚ Alors on prend : $p_1 = 100 \text{ mm}$.

$$3d_0 \leq p_2$$

$$60 \text{ mm} \leq p_2$$

✚ Alors on prend : $p_2 = 120 \text{ mm}$

❖ Pince longitudinale e_1 :

$$1,2d_0 \leq e_1 \leq 12t$$

$$24 \text{ mm} \leq e_1 \leq 192 \text{ mm}$$

✚ Alors on prend : $e_1 = 50 \text{ mm}$.

❖ **Pince transversale e_2 :**

$$1,5d_0 \leq e_2 \leq 12t$$

$$30 \text{ mm} \leq e_2 \leq 192 \text{ mm}$$

✚ Alors on prend : $e_2 = 40 \text{ mm}$.

6.3.2.4. Calcul des boulons sollicités au cisaillement :

A. Effort de cisaillement par boulon :

$$F_{v,Sd} = \frac{V_{Sd}}{12} \Rightarrow F_{v,Sd} = \frac{284,692}{12} = 23,72 \text{ Kn}$$

B. Résistance de calcul au cisaillement par boulon :

$$F_{v,Rd} = \frac{0,5 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{Mb}} \Rightarrow F_{v,Rd} = \frac{0,5 \times 1000 \times 192}{1,25} = 76,8 \text{ Kn}$$

Alors on a : $F_{v,Sd} = 23,72 \text{ Kn} < F_{v,Rd} = 76,8 \text{ Kn}$

✓ Donc condition est vérifiée.

6.3.2.5. Calcul des boulons sollicités en traction:

❖ Résistance de calcul en traction par boulon :

$$f_{t,Rd} = \frac{0,9 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{Mb}}$$

$$f_{t,Rd} = \frac{0,9 \times 1000 \times 192}{1,25} = 138,24 \text{ Kn}$$

$$f_{t,Rd} = \frac{M_{sd}}{2(0,05 + 0,2 + 0,350,45 + 0,55)} = 108,157 \text{ KN}$$

❖ Vérification :

$$\frac{f_{v,Sd}}{f_{v,Rd}} + \frac{f_{t,Sd}}{1,4 \cdot f_{t,Rd}} = 0,867 < 1.$$

✓ Donc Condition est vérifiée.

6.3.2.6. Vérification de la pression diamétrale :

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \times \alpha \times f_{ub} \times d \times t}{\gamma_{Mb}}$$

Avec : $\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d} ; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4} ; \frac{f_{ub}}{f_u} ; 1\right) = \min(0,926 ; 1,42 ; 2,77 ; 1) = 0,926$

Donc : $F_{b,Rd} = \frac{2,5 \times 0,926 \times 1000 \times 18 \times 16}{1,25} = 533,376 \text{ Kn}$

Alors : $f_{v,sd} = 23,72 \text{ Kn} < F_{b,Rd} = 533,376 \text{ Kn}$ Donc condition est vérifiée.

6.3.2 Assemblage poteau/ poutre secondaire:

Le choix de l'assemblage s'est porté sur :

- ✚ Épaisseur de la platine $t=20\text{mm}$
- ✚ Des boulons HR de classe 10.9
- ✚ Diamètre des boulons $d=16\text{mm}$

Dimensions de la platine :

- ✚ $h_p = 400 \text{ mm}$
- ✚ $b_p = 200 \text{ mm}$
- ✚ $e_p = 20 \text{ mm}$

6.3.2.1 Efforts sollicitant :

Les efforts maximaux à prendre en considération sont : (calculer par sap2000 sous combinaison G+Q+E)

$$V_{sd} = 3,99 \text{ Kn}$$

$$M_{sd} = 17,0923 \text{ Kn.m}$$

6.3.2.2. Soudure de la platine :❖ **Cordon de soudure :**

- ✚ Soudure de la semelle tendue

Le type du cordon qui relie la semelle (IPE360) et la platine est un cordon frontal.

Calcul de la gorge du cordon « a » :

$$N_d = \frac{M_{Sd}}{h} = \frac{17,0923}{0,4} = 42,7307 \text{ Kn}$$

$$a \sum l \geq \frac{\beta_w \gamma_{Mw} N \sqrt{2}}{f_u} \rightarrow a \geq \frac{\beta_w \gamma_{Mw} N \sqrt{2}}{f_u \sum l}$$

✚ $\beta_w = 0,8$

✚ $\gamma_{Mw} = 1,25$

✚ $f_u = 360 \text{ MPa}$

✚ $\sum l = 2 \times 170 = 340 \text{ mm}$

$$a \geq 0,8 \times 1,25 \frac{42730,7 \times \sqrt{2}}{340 \times 360} = 0,49 \text{ mm}$$

Donc on prend un cordon de soudure de 5 mm

✚ Soudure de l'âme

Le type du cordon qui relie l'âme (IPE360) et la platine est un cordon frontal.

$$a \sum l \geq \frac{\beta_w \gamma_{Mw} N \sqrt{2}}{f_u} \rightarrow a \geq \frac{\beta_w \gamma_{Mw} N \sqrt{2}}{f_u \sum l}$$

✚ $\beta_w = 0,8$

✚ $\gamma_{Mw} = 1,25$

✚ $f_u = 360 \text{ MPa}$

✚ $\sum l = 2 \times 298,6 = 597,2 \text{ mm}$

$$a \geq 0,8 \times 1,25 \frac{42730,7 \times \sqrt{2}}{360 \times 597,2} = 0,281 \text{ mm}$$

Donc on prend un cordon de soudure de 5 mm

6.3.2.3 Disposition constructives :

➤ Choix du diamètre du boulon :

On à l'épaisseur de la platine $t = 20 \text{ mm}$ alors on prend deux files de 3boulons HR, classe 10.9 de diamètre $\varnothing = 18 \text{ mm}$.

❖ Distance entre axe des boulons :

$$2,2d_0 \leq p_1 \leq 14t$$

$$d_0 = \varnothing + 2 = 18 + 2 = 20 \text{ mm}$$

$$t = \min(t_{(\text{poteau})}; t_{(\text{platine})}) = 16 \text{ mm}$$



$$44 \text{ mm} \leq p_1 \leq 224 \text{ mm}$$

✚ Alors on prend : $p_1 = 150 \text{ mm}$.

$$3d_0 \leq p_2$$

$$60 \text{ mm} \leq p_2$$

✚ Alors on prend : $p_2 = 100 \text{ mm}$

❖ Pince longitudinale e_1 :

$$1,2d_0 \leq e_1 \leq 12t$$

$$\text{mm} \leq e_1 \leq 192 \text{ mm}$$

Alors on prend : $e_1 = 50 \text{ mm}$.

❖ Pince transversale e_2 :

$$1,5d_0 \leq e_2 \leq 12t$$

$$30 \text{ mm} \leq e_2 \leq 192 \text{ mm}$$

✚ Alors on prend : $e_2 = 40 \text{ mm}$.

6.3.2.4. Calcul des boulons sollicités au cisaillement :

A. Effort de cisaillement par boulon :

$$F_{v,Sd} = \frac{V_{Sd}}{6} \Rightarrow F_{v,Sd} = \frac{3,990}{6} = 665 \text{ N}$$

B. Résistance de calcul au cisaillement par boulon :

$$F_{v,Rd} = \frac{0,5 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{Mb}} \Rightarrow F_{v,Rd} = \frac{0,5 \times 1000 \times 192}{1,25} = 76,8 \text{ Kn}$$

Alors on a : $F_{v,Sd} = 0,665 \text{ Kn} < F_{v,Rd} = 76,8 \text{ Kn}$

✓ Donc condition est vérifiée.

6.3.2.5. Calcul des boulons sollicités en traction :

➤ Résistance de calcul en traction par boulon :

$$f_{t,Rd} = \frac{0,9 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{Mb}}$$

$$f_{t,Rd} = \frac{0,9 \times 1000 \times 192}{1,25} = 138,24 \text{ Kn}$$

$$f_{t,Rd} = \frac{M_{sd}}{2(0,05 + 0,2 + 0,35)} = 14,24 \text{ KN}$$

✚ Vérification :

$$\frac{f_{v,Sd}}{f_{v,Rd}} + \frac{f_{t,Sd}}{1,4 \cdot f_{t,Rd}} = 0,082 < 1 .$$

✓ Donc la condition est vérifiée.

6.3.2.6. Vérification de la pression diamétrale :

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \times \alpha \times f_{ub} \times d \times t}{\gamma_{Mb}}$$

Avec : $\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d} ; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4} ; \frac{f_{ub}}{f_u} ; 1\right) = \min(0,926 ; 1,42 ; 2,77 ; 1) = 0,926$

Donc : $F_{b,Rd} = \frac{2,5 \times 0,926 \times 1000 \times 18 \times 16}{1,25} = 533,376 \text{ Kn}$

Alors : $f_{v,Sd} = 0,665 \text{ Kn} < F_{b,Rd} = 533,376 \text{ Kn}$ Condition vérifié

6.3.5. Assemblage pied de poteau :

L'encastrement des poteaux métalliques avec les fondations en béton armé se fait à l'aide des tiges d'ancrage.

Efforts à prendre en considération :(calculer par sap2000 sous combinaison G+Q+1,2E)

$$N_{Sd} = 812,82 \text{ Kn}$$

$$M_{Sd} = 10,4464 \text{ Kn.m}$$

6.3.5.1. Dimensionnement de la plaque d'assise :

C'est une plaque en acier rectangulaire soudé a la base du poteau par un cordon de soudure appliqué sur le contour de la section du profilé constituant le poteau.

❖ Sous poteau mixte :

- Cordon de soudure :

Poteau tube métallique carré creux remplis de béton :

$$a_s = 0,7 \times t_f = 11,2 \text{ mm}$$

✚ Donc on prend : $a_w = a_s = 15 \text{ mm}$

- Surface de la platine :

$$a \geq 140 + (2 \times 15) = 170 \text{ mm}$$

On prend $a = 250 \text{ mm}$

$$b \geq 140 + (2 \times 15) = 170 \text{ mm}$$

On prend $b = 250 \text{ mm}$

- Epaisseur de la platine :

$$t \geq c \sqrt{\frac{3f_j \times \gamma_{M0}}{f_y}}$$

$$t \geq 23,7 \text{ mm}$$

✚ En prend comme épaisseur de la platine : $t = 25 \text{ mm}$

❖ Sous poteau métallique :

Poteau **HEA220**:

$$a_s \geq 0,7 \times t_f = 7,7 \text{ mm}$$

✚ Donc on prend : $a_s = 10 \text{ mm}$

$$a_w \geq 0,7 \times t_w = 4,9 \text{ mm}$$

✚ Donc on prend : $a_s = 10 \text{ mm}$

- Surface de la platine :

$$a \geq 210 + (2 \times 10) = 230 \text{ mm}$$

On prend $a = 300 \text{ mm}$

$$b \geq 220 + (2 \times 10) = 240 \text{ mm}$$

On prend $b = 300 \text{ mm}$

- Epaisseur de la platine :

$$t \geq c \sqrt{\frac{3f_j \times \gamma_{M0}}{f_y}}$$

$$t \geq 20,73 \text{ mm}$$

✚ En prend comme épaisseur de la platine : $t = 25 \text{ mm}$

6.3.5.2. Vérification des tiges d'ancrages :

Le poteau doit être encasté dans ses deux plans longitudinal et transversal, donc on prend le nombre de tige égale à 8.

Les tiges choisies doivent vérifier la condition suivante :

$$F_t \leq 8 \times F_{t.Rd}$$

Avec :

- Résistance de calcul à la traction de la section du boulon d'ancrage

$$F_{t.Rd} = \frac{0,9f_{ub}A_s}{\gamma_{M0}}$$

- Effort de traction exercé sur les fondations

$$F_t = \frac{13,0985}{0,14 - 0,016} + \frac{580,019}{2} = 395,64KN$$

Donc $A_s \geq F_t \left(\frac{\gamma_{M2}}{8 \times 0,9 \times f_{ub}} \right) = 114,479mm^2$

- On prend 8 tiges avec un diamètre de $\phi = 16 mm$

Fig6.3 illustre le positionnement des tiges d'ancrage.

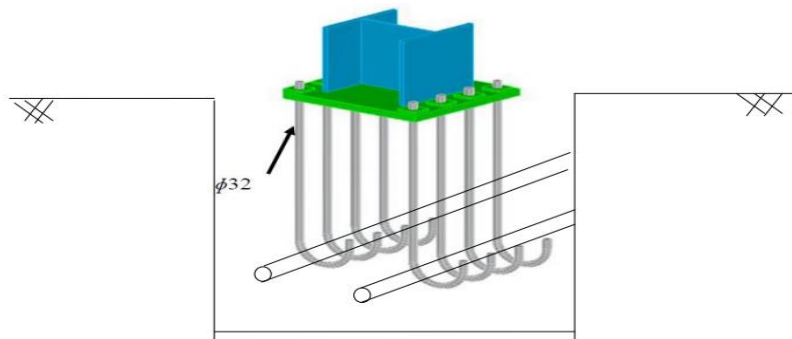


Figure 6.3 : Positionnement des tiges d'ancrage.

6.3.5.4. Condition d'équilibre

$$\frac{N}{8} \leq F_A = \pi \cdot \tau_{su} \cdot \phi \cdot \alpha l_1$$

$$\tau_{su} = 0,6 \cdot \phi_s^2 \cdot f_{tj} = 0,6 \times 1^2 \times 2,1 = 1,26 Mpa$$

(ϕ_s Coefficient de scellement droit, pour les tiges lisses $\phi_s = 1$)

Donc :

$$F_A = 74,75 Kn > \frac{N}{8} = 123,48Kn$$

- ✓ Donc condition est vérifiée.

6.3.6. Assemblage contreventement :

La liaison poteau contreventement et poutre contreventement est assurée par des boulons de haute résistance qui travaillent aux cisaillements et qui sont fixées sur un gousset soudé sur le poteau et la poutre.

L'effort sollicitant l'assemblage est de : $V_{sd} = 319,101 \text{ KN}$

6.3.6.1. Soudure gousset-poteau :

Le type du cordon qui relie le poteau et le gousset (250*250*15) est un cordon frontal.

Fig6.4 schématise un type d'assemblage contreventement poteau par gousset.

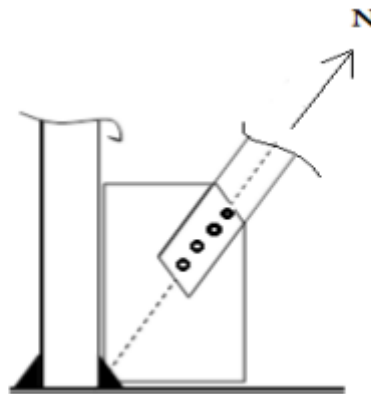


Figure 6. : Assemblage contreventement poteau par gousset.

Calcul de la gorge du cordon « a » :

$$N_d = N_{sd} = 319,101 \text{ KN}$$

$$a \sum l \geq \frac{\beta_w \gamma_{Mw} N \sqrt{2}}{f_u} \rightarrow a \geq \frac{\beta_w \gamma_{Mw} N \sqrt{2}}{f_u \sum l}$$

$$\beta_w = 0,8$$

$$\gamma_{Mw} = 1,25$$

$$f_u = 360 \text{ MPa}$$

$$\sum l = 2 \times 250 = 500 \text{ mm}$$

$$a \geq 0,8 \times 1,25 \frac{319101 \times \sqrt{2}}{360 \times 500} = 2,5 \text{ mm}$$

Donc on prend un cordon de soudure de 5 mm

6.3.6.2. Soudure gousset poutre :

La liaison contreventement poutre se fait par un gousset de (500*250*15)

Calcul de la gorge du cordon « a » :

$$N_d = 2 \times N_{sd} = 2 \times 319,101 = 638,202 \text{ KN}$$

$$a \sum l \geq \frac{\beta_w \gamma_{Mw} N \sqrt{2}}{f_u} \rightarrow a \geq \frac{\beta_w \gamma_{Mw} N \sqrt{2}}{f_u \sum l}$$

$$\beta_w = 0,8$$

$$\gamma_{Mw} = 1,25$$

$$f_u = 360 \text{ MPa}$$

$$\sum l = 2 \times 500 = 1000 \text{ mm}$$

$$a \geq 0,8 \times 1,25 \frac{638202 \times \sqrt{2}}{360 \times 1000} = 2,5 \text{ mm}$$

Donc on prend un cordon de soudure de 5 mm

6.3.6.3. Dispositions constructives :

Choix du diamètre du boulon :

On a l'épaisseur du gousset $t = 15 \text{ mm}$ alors on prend 5 boulons HR, classe 10.9 de diamètre $\varnothing = 18 \text{ mm}$.

Distance entre axes des boulons :

$$\left. \begin{array}{l} 2,2d_0 \leq p_1 \leq 14t \\ d_0 = \varnothing + 2 = 18 + 2 = 20 \text{ mm} \end{array} \right\} 44 \text{ mm} \leq p_1 \leq 140 \text{ mm}$$

$$t = \min(t_{(\text{contreventement})} ; t_{(\text{gousset})}) = 10 \text{ mm}$$

Alors on prend : $p_1 = 50 \text{ mm}$.

❖ **Pince longitudinale e_1 :**

$$1,2d_0 \leq e_1 \leq 12t$$

$$24 \text{ mm} \leq e_1 \leq 120 \text{ mm}$$

Alors on prend : $e_1 = 50 \text{ mm}$.

❖ **Pince transversale e_2 :**

$$1,5d_0 \leq e_2 \leq 12t$$

$$30 \text{ mm} \leq e_2 \leq 120 \text{ mm}$$

Alors on prend : $e_2 = 40 \text{ mm}$.

6.3.6.4. Résistance au cisaillement des boulons

$$F_{vrd} = \frac{0,5 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{Mb}}$$

$$F_{vrd} = \frac{0,5 \times 1000 \times 192}{1,25} = 76,8 \text{ KN}$$

$$F_{vsd} = \frac{N_{sd}}{5} = \frac{446,86}{5} = 63,82 \text{ KN}$$

$$F_{sd} = 63,82 \text{ KN} < F_{v,rd} = 76,8 \text{ KN} \text{ Condition vérifié}$$

6.3.6.5. Résistance à la pression diamétrale :

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \times \alpha \times f_{ub} \times d \times t}{\gamma_{Mb}}$$

$$\text{Avec : } \alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d} ; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4} ; \frac{f_{ub}}{f_u} ; 1\right) = \min(0,925 ; 0,583 ; 2,77 ; 1) = 0,583$$

$$\text{Donc : } F_{b,Rd} = \frac{2,5 \times 0,583 \times 1000 \times 18 \times 10}{1,25} = 209,880 \text{ Kn}$$

Alors : $f_{v,sd} = 63,82 \text{ Kn} < F_{b,Rd} = 202,8 \text{ Kn}$

Donc la condition est vérifiée.

6.4 Conclusion

Après avoir déterminé le type d'assemblage pour les éléments structuraux, le choix des fondations adéquates susceptibles de résister aux sollicitations appliquées à la structure, une vérification au niveau des fondations s'avère nécessaire et sera entamé dans le chapitre suivant.

CHAPITRE 7 :
Calcul des fondations

7.1. Introduction

Les fondations d'une structure sont les parties de cette structure en contact direct avec le sol qui transmettent les charges de la superstructure. Les éléments de fondations de leur part transmettent les charges directement au sol dans le cas de semelles reposant sur le sol ou le cas de radiers ou au biais d'autres organes comme les pieux. Elles ne peuvent être calculées qu'avec une connaissance préalable des éléments de la superstructure et leurs charges d'une part ainsi que les caractéristiques du sol d'autre part.

Les fondations constituent une partie très importante de la structure puisque grâce à une bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble de la structure.

Le dimensionnement des fondations est réalisé selon le règlement BAEL91.

Les types de fondations utilisés généralement sont :

- Les fondations superficielles elles incluent :
 - Semelles isolées sous poteaux.
 - Semelles filantes continues sous murs.
 - Semelles filantes sous plusieurs poteaux.
 - Radiers généraux ou nervurés.
- Les Fondations profondes (semelle sur pieux) et semi profondes (semelles sur puits).

Le choix du type de fondation dépend des paramètres suivants :

- Type d'ouvrage construit.
- La nature et l'homogénéité du sol.
- La charge totale transmise au sol.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.

Pour la structure dans ce projet, on a prévu des semelles isolées sur faux-puits sous poteaux. Avec une contrainte de sol égale à 1,4 bar à partir du rapport géotechnique. Un plan de fondation est donné sur Fig7.2.

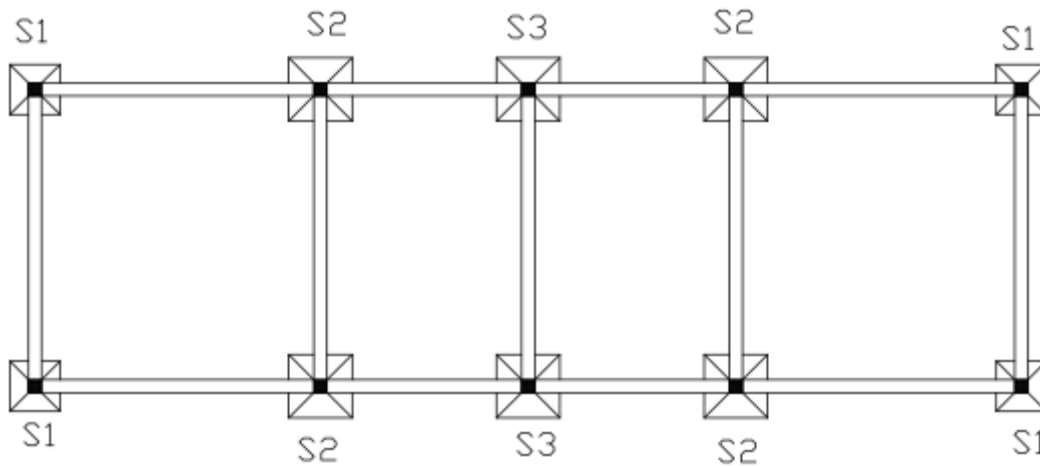


Figure 7.1 : Plan de fondation.

7.2. Dimensionnement des semelles isolées sous poteaux métalliques HEA220:

7.2.1. Charges à prendre en considérations :

Tableau 7.1 décrit les différentes sollicitations transmises aux fondations.

Tableau 7.1 : Les différentes sollicitations transmises aux fondations.

Type d'effort	Type de poteau	ELU	ELS
Effort normal N_{sd} (Kn)	N_{P1}	435,929	318,287
	N_{P2}	812,82	593,469
	N_{P3}	715,741	522,589
Moment M_{sd} (Kn.m)	M_{P1}	10,4464	7,6273
	M_{P2}	5,9788	4,3653
	M_{P3}	4,0163	2,9325

Le dimensionnement des fondations se fait à L'ELS, et le ferrailage sera fait à l'ELU.

D'après le rapport géotechnique effectué : $\sigma_{sol} = 1,4 \text{ bar}$.

7.2.2. Calcul de semelle sous poteau P1:

Le poteau est de HEA220, Fig.7.1 illustre le schéma d'une semelle isolée

7.2.2.1. Pré-dimensionnement :

Calcul de A et B :

Conditions d'homothétie :

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} \Rightarrow A = 1,2 \cdot B$$

$$\bar{\sigma}_{sol} \geq \sigma_{cal} = \frac{N_{Sd}}{s} = \frac{N_{Sd}}{A \times B} \Rightarrow A \times B \geq \frac{N_{Sd}}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

$$\Rightarrow 1,2 \cdot B^2 \geq 2,273$$

$$\Rightarrow B \geq 1,37 \text{ m} \text{ On prend } B = 1,4 \text{ m}$$

$$\Rightarrow A = 1,70 \text{ m}$$

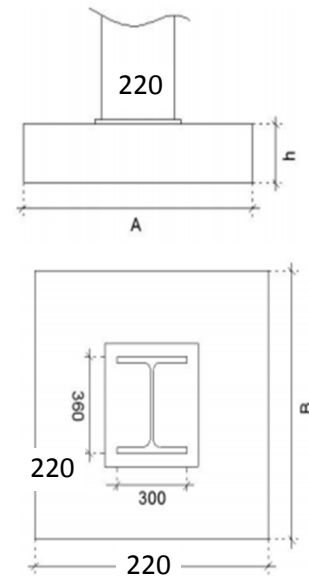


Figure 7.1: Schéma d'une semelle isolée

Calcul de la hauteur de la semelle h :

$$h = d + 5 \text{ cm}$$

$$d \geq \frac{(B-b)}{4} = 0,287 \text{ m} \Rightarrow d = 0,30 \text{ m}$$

$$\Rightarrow h = 0,35 \text{ m} = 35 \text{ cm}$$

7.2.2.2. Vérification de la stabilité au renversement :

On doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaire et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des limites de fondation résistant au renversement.

$$e = \frac{M_{Sd}}{N_{Sd}} < \frac{A}{4} \Rightarrow e = \frac{7,6273}{318,287} < \frac{2,5}{4} \Rightarrow e = 0,024 < 0,425$$

Condition vérifiée.

7.2.2.3. Calcul du ferrailage :

Pour ce calcul on va appliquer la Méthode des BIELLES qui est la plus couramment utilisée.

Ferraillage suivant sens A :

- Section de ferraillage :

$$\text{On a : } A_a = \frac{P \times (A - a)}{8 \times d \times \sigma_{st}}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347,826 \text{ Mpa}$$

$$\text{Donc : } A_a = \frac{435,929 \times (1,7 - 0,3)}{8 \times 0,35 \times 347,826 \times 10^3} \times 10^4 = 6,26 \text{ cm}^2$$

On prend : 6T12, A = 6,79 cm²

- Calcul de l_s :

$$\text{On a : } l_s = \frac{\phi}{4} \times \frac{f_e}{\bar{\tau}_s}$$

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_s = 0.6 \phi_s^2 \times f_{tj} \Rightarrow \bar{\tau}_s = 2,835 \text{ Mpa}$$

$$\text{Donc : } l_s = \frac{12}{4} \times \frac{400}{2,835} = 42,3 \text{ cm}$$

Remarque : $\frac{B}{4} = 35 \text{ cm} < l_s = 42,3 \text{ cm} \Rightarrow$ Avec scellement

- L'espacement des barres :

$$S \leq \min(20 \text{ cm} ; 15\phi) = \min(20 \text{ cm} ; 18) = 18 \text{ cm}$$

Donc : S = 18 cm

Ferraillage suivant sens B :

- Section de ferraillage :

$$\text{On a : } A_b = \frac{P \times (B - b)}{8 \times d \times \sigma_{st}}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 347,826 \text{ Mpa}$$

$$\text{Donc : } A_b = \frac{435,929 \times (1,4 - 0,25)}{8 \times 0,35 \times 347,826 \times 10^3} \times 10^4 = 5,14 \text{ cm}^2$$

On prend : 5T12, A = 5,65 cm²

- Calcul de l_s :

$$\text{On a : } l_s = \frac{\phi}{4} \times \frac{f_e}{\bar{\tau}_s}$$

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_s = 0.6\phi_s^2 \times f_{tj} \Rightarrow \bar{\tau}_s = 2,835 \text{ Mpa}$$

$$\text{Donc : } l_s = \frac{12}{4} \times \frac{400}{2,835} = 42,3 \text{ cm}$$

Remarque : $\frac{A}{8} = 21,25 \text{ cm} < l_s = 42,3 \text{ cm} < \frac{A}{4} = 42,5 \text{ cm} \Rightarrow$ Avec ou sans scellement

- L'espacement des barres :

$$S \leq \min(20 \text{ cm} ; 15\phi) = \min(20 \text{ cm} ; 18) = 18 \text{ cm}$$

Donc : $S = 18 \text{ cm}$

Tableau 7.2 : Les dimensions des fondations.

	A (m)	B (m)	H (m)	Ferrailage sens A		Ferrailage sens B	
				Ferr.	Esp(cm)	Ferr.	Esp(cm)
S1	1,7	1,4	0,35	6T12	18	5T12	18
S2	2,3	1,9	0,5	11T12	18	9T12	18
S3	2,2	1,8	0,45	10T12	18	8T12	18

7.2.3. Calcul des faux-puits :

Les calculs de faux-puits seront effectués dans le cas le plus défavorable pour assurer la stabilité de l'ouvrage.

7.2.5.1. Pré-dimensionnement :

Les dimensions plus défavorable de la semelle est de est de $(230 \times 190) \text{ cm}^2$

- Conditions d'homothétie :

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} \Rightarrow \begin{cases} A = \frac{a \cdot B}{b} & \text{Avec : } a = 2,3 \text{ m} \\ B = \frac{A \cdot b}{a} & \text{Avec : } b = 1,9 \text{ m} \end{cases}$$

La sollicitation maximale selon Sap2000 est :

$$N_{Sd} = 812,82 \text{ Kn} \quad \text{sous la combinaison a l'ELU : } 1,35G + 1,5Q.$$

$$\sigma_{cal} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 1,4 \text{ bar}$$

$$\sigma_{cal} = \frac{N_{Sd}}{s} = \frac{N_{Sd}}{A \times B}$$

On choisit : $A = 3 \text{ m} \Rightarrow B = 2,5 \text{ m}$

$$\text{Donc : } \sigma_{cal} = \frac{812,82}{3 \times 2,5} = 108,376 \text{ Kn/m}^2 < 140 \text{ Kn/m}^2$$

✓ C'est vérifié.

7.2.4. Calcul des longrines :

Les longrines ont pour rôle de relier les semelles entres elles, elles sont soumises à un effort de traction.

Selon le RPA99, pour un sol de type S3 les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont : 25 cm x 30 cm.

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale a :

$$F = \max\left[\frac{N}{\alpha} ; 20KN\right]$$

N : la valeur maximale des charges verticales de gravité apportée par les points d'appui solidarisés.

α : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considéré. Notre site est situé dans la zone I de faible sismicité et est un site meuble de catégorie S3 ; $\alpha=15$.

Donc :

$$F = \max\left[\frac{812,82}{15} ; 20KN\right] \Rightarrow F = 54,188 \text{ kn}$$

7.2.4.1. Calcul du ferrailage :

$$A_{st} = \frac{F}{\sigma_{st}}$$

$$A_{st} = \frac{54,188}{34,782} = 1,55 \text{ cm}^2$$

o ferrailage minimum :

Le RPA exige un ferrailage minimum :

$$A_{min} = 0,6\%B \Rightarrow A_{min} = 7,2 \text{ cm}^2$$

On va prendre 6T14 = 9,24cm²

7.2.4.2. Conditions de non fragilité :

$$A_{st} \leq 0.23 B \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st} = 6,16 \text{ cm}^2 < 0.23(30 \times 40) \times \frac{2.1}{400} = 6,3 \text{ cm}^2$$

Condition vérifié

7.2.4.3. Calcul des armatures transversales :

$$\phi_t = 0.3 \phi_l \Rightarrow \phi_t = 8mm = 8\phi$$

7.2.4.4 Espacement des cadres :

$$S_t \leq \min(20cm ; 15\phi_t) \Rightarrow S_t \leq \min(20cm ; 12) = 12cm$$

On prend : $S_t = 10 \text{ cm}$.

7.3. Dimensionnement des semelles isolées sous poteau mixte acier-béton (tube rempli de béton) :

7.3.1. Charges à prendre en considérations :

Tableau 7.3 : Les différentes sollicitations transmises aux fondations.

Type d'effort	Types de poteau	ELU	ELS
Effort normal N_{Sd} (Kn)	N_{P1}	436,009	318,346
	N_{P2}	813,115	593,685
	N_{P3}	714,991	522,041
Moment M_{Sd} (Kn.m)	M_{P1}	11,7936	8,6109
	M_{P2}	6,5395	4,7748
	M_{P3}	1,6618	1,2133

Le dimensionnement des fondations se fait à L'ELS, et le ferrailage sera fait à l'ELU ans ce cas aussi.

7.3.2. Calcul de semelle sous poteau P1:

Le poteau est un profil carré creux rempli de béton avec une platine de (22 × 22)cm².

7.3.2.1. Pré-dimensionnement :

Calcul de A et B :

Conditions d'homothétie :

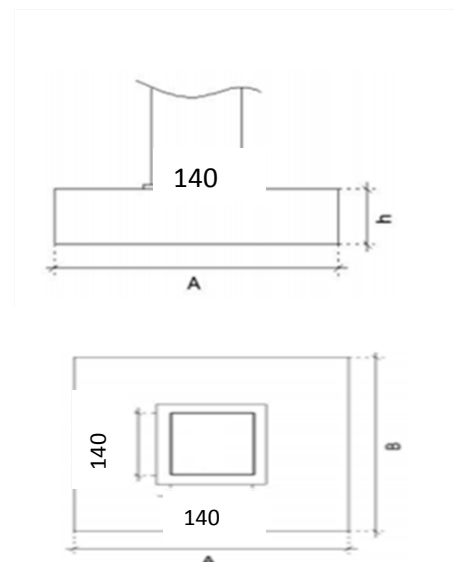
$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} \Rightarrow A = B$$

$$\bar{\sigma}_{sol} \geq \sigma_{cal} = \frac{N_{Sd}}{s} = \frac{N_{Sd}}{A \times B} \Rightarrow A \times B \geq \frac{N_{Sd}}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

$$\Rightarrow B^2 \geq \frac{318,346}{140}$$

$$\Rightarrow B \geq 1,507 \text{ m} \quad \text{On prend } B = 1,6 \text{ m}$$

$$\Rightarrow A = 1,6 \text{ m}$$



Calcul de la hauteur de la semelle h :

$$h = d + 5 \text{ cm}$$

$$d \geq \frac{(B-b)}{4} = 0,345 \text{ m} \Rightarrow d = 0,40 \text{ m}$$

$$\Rightarrow h = 0,40 \text{ m} = 40 \text{ cm}$$

Figure 7.2: Schéma d'une semelle isolée sous poteau P1

7.3.2.2. Vérification de la stabilité au renversement :

On doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaire et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des liment de fondation résistant au renversement.

$$e = \frac{M_{Sd}}{N_{Sd}} < \frac{A}{4} \Rightarrow e = \frac{8,6109}{318,346} \Rightarrow e = 0,027 \text{ m} < 0,4 \text{ m}$$

Condition vérifiée.

7.3.2.3. Calcul du ferrailage :

Pour ce calcul on va appliquer la Méthode des BIELLES qui est la plus couramment utilisée.

Ferrailage suivant le sens A :

- Section de ferrailage :

$$\text{On a : } A_a = \frac{P \times (A-a)}{8 \times d \times \sigma_{st}}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347,826 \text{ Mpa}$$

$$\text{Donc : } A_a = \frac{436,009 \times (2-0,3)}{8 \times 0,4 \times 347,826 \times 10^3} \times 10^4 = 5,41 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } 5T12, A_a = 5,65 \text{ cm}^2$$

- Calcul de l_s :

$$\text{On a : } l_s = \frac{\emptyset}{4} \times \frac{f_e}{\bar{\tau}_s}$$

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_s = 0,6\phi_s^2 \times f_{t28} \Rightarrow \bar{\tau}_s = 2,835 \text{ Mpa}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc : } l_s = \frac{12}{4} \times \frac{400}{2,835} = 56,4 \text{ cm}$$

Remarque : $l_s = 42,3 \text{ cm} > \frac{B}{4} = 40 \text{ cm} \Rightarrow$ Les scellement sont obligatoires.

- L'espacement des barres :

$$S \leq \min(20 \text{ cm} ; 15\phi) = \min(20 \text{ cm} ; 15 \times 1,2) = 18 \text{ cm}$$

Donc : $S = 18 \text{ cm}$

Ferraillage suivant le sens B :

- Section de ferraillage :

$$\text{On a : } A_b = \frac{P \times (B-b)}{8 \times d \times \sigma_{st}}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 347,826 \text{ Mpa}$$

$$\text{Donc : } A_b = \frac{436009 \times (1,6 - 0,22) \times 10^3}{8 \times 400 \times 347,826} = 5,41 \text{ cm}^2$$

On prend : 5T12 , $A = 5,65 \text{ cm}^2$

- Calcul de l_s :

$$\text{On a : } l_s = \frac{\phi}{4} \times \frac{f_e}{\bar{\tau}_s}$$

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_s = 0,6\phi_s^2 \times f_{t28} \Rightarrow \bar{\tau}_s = 2,835 \text{ Mpa}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc : } l_s = \frac{12}{4} \times \frac{400}{2,835} = 42,3 \text{ cm}$$

Remarque : $l_s = 42,3 \text{ cm} > \frac{B}{4} = 40 \text{ cm} \Rightarrow$ Les scellement sont obligatoires.

L'espacement des barres :

$$S \leq \min(20 \text{ cm} ; 15\phi) = \min(20 \text{ cm} ; 15 \times 1,2) = 18 \text{ cm}$$

Donc : $S = 18 \text{ cm}$

Tableau 7.4 donne les dimensions des fondations.

Tableau 7.4 : Les dimensions des fondations.

	A (m)	B (m)	H (m)	Ferrailage sens A		Ferrailage sens B	
				Ferr.	Esp(cm)	Ferr.	Esp(cm)
S1	1,60	1,60	0,40	5T12	18	5T12	18
S2	2,10	2,10	0,55	9T12	18	9T12	18
S3	2,00	2,00	0,50	9T12	18	9T12	18

7.3.3. Calcul des faux-puits :

7.3.3.1. Pré-dimensionnement :

Les dimensions les plus défavorables de la semelle sont : $(210 \times 210)cm^2$

- Conditions d'homothétie :

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A = \frac{a \cdot B}{b} \text{ Avec : } a = 2,10 \text{ m} \\ B = \frac{A \cdot b}{a} \text{ Avec : } b = 2,10 \text{ m} \end{array} \right.$$

La sollicitation maximale selon Sap2000 est :

$$N_{sd} = 813,115 \text{ Kn} \quad \text{Sous la combinaison à l'ELU : } 1,35G + 1,5Q$$

$$\sigma_{cal} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 1,4 \text{ bar}$$

$$\sigma_{cal} = \frac{N_{sd}}{s} = \frac{N_{sd}}{A \times B}$$

On choisit : $A = 2,7 \text{ m.} \Rightarrow B = 2,7 \text{ m}$

$$\text{Donc : } \sigma_{cal} = \frac{813,115}{2,7 \times 2,7} = 111,54 \text{ Kn/m}^2 < 140 \text{ Kn/m}^2$$

✓ C'est vérifié.

7.3.4. Calcul des longrines :

Les longrines ont pour rôle de relier les semelles entre elles, elles sont soumises à un effort de traction.

Selon le RPA99, pour un sol de type S3 les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont : 25 cm x 30 cm.

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = \max\left[\frac{N}{\alpha} ; 20KN\right]$$

N : la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarités.

α : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considéré. Notre site est situé dans la zone I de faible sismicité et est un site meuble de catégorie S4 ; $\alpha=15$.

Donc :

$$F = \max\left[\frac{813,115}{15} ; 20KN\right] \Rightarrow F = 54,2077 \text{ KN}$$

7.3.4.1 Calcul du ferrailage :

$$A_{st} = \frac{F}{\sigma_{st}}$$

$$A_{st} = \frac{54207,7}{347,826} = 1,55 \text{ cm}^2$$

○ ferrailage minimum :

Le RPA exige un ferrailage minimum :

$$A_{min} = 0,6\%B \Rightarrow A_{min} = 6,3 \text{ cm}^2$$

On va prendre $6T12 = 6,76 \text{ cm}^2$

7.3.4.2. Conditions de non fragilité :

$$A_{st} \geq B \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st} = 6,76 \text{ cm}^2 > (30 \times 35) \times \frac{2,1}{400} = 5,51 \text{ cm}^2$$

Condition vérifié

7.3.4.3. Calcul des armatures transversales :

$$\phi_t = 0.3 \phi_l \Rightarrow \phi_t = 6 \text{ mm}$$

7.3.4.4 Espacement des cadres :

$$S_t \leq \min(20 \text{ cm} ; 15\phi_t) \Rightarrow S_t \leq \min(20 \text{ cm} ; 9)$$

On prend : $S_t = 9 \text{ cm}$.

Fig7.2 reflète la disposition du ferrailage au niveau de la longrine.

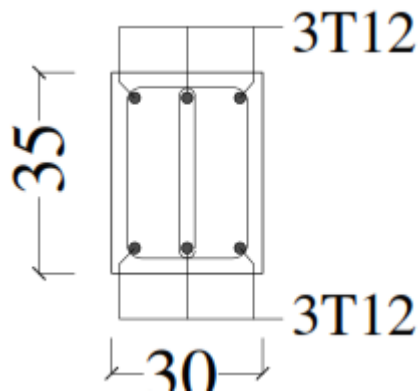


Figure 7.2 : Coupe transversale de la longrine.

7.4 Conclusion:

Après avoir déterminé le type de fondation adéquat à reprendre les sollicitations appliquées à cette structure suivant les deux conceptions, le chapitre suivant sera consacré à une étude comparative entre ces deux conceptions tout en prenant en considération les paramètres cout et délais de réalisation des travaux.

CHAPITRE 8 :
**Comparaison entre les deux
conceptions**

8.1. Introduction :

Pour qu'on puisse faire la comparaison entre les deux conceptions proposées, nous allons calculer le devis estimatif de notre projet, on suppose que :

- L'acier est de 250 DA le Kg.
- Le béton armé de 30 000 DA le m³.
- La tôle par 250 DA le m².

Et pour l'estimation de délais on est passé par l'étape suivante :

- Identification des activités : Réaliser WBS (matrice découpage) des deux types de projet
- Enchaînement des activités : classer les tâches par ordre chronologique.
- Estimation des durées des activités.
- Elaboration de l'échéancier.

8.2. Construction avec poteaux métalliques :

8.2.1. Les Avantages des éléments métalliques :

La construction métallique offre d'importants avantages pour la conception, la réalisation et l'utilisation :

- Le poteau métallique permet une mise en œuvre rapide et efficace indépendante des conditions atmosphériques, une durée de vie importante et une démolition dans le respect de l'environnement, considérant sa durée de vie totale.
- Grande liberté grâce aux structure filigranes et légères.
- Utilisation optimale de l'espace grâce aux grandes portées et aux sections réduites des éléments.
- Facilité d'adaptation aux changements d'affectation grâce à des assemblages démontables et à l'intégration de nouveaux éléments et installations.

- Comportement élastique avec une résistance et une rigidité élevées. Ainsi, l'acier supporte des contraintes très élevées à la traction comme à la compression, jusqu'à sa limite élastique .

8.2.2. Les inconvénients de La Construction Métallique :

Malgré les avantages des poteaux en acier et leurs qualités incomptables, elles présentent par ailleurs quelque inconvénients tels que :

- La conductivité thermique élevée, ce qui induit lors d'incendie une perte de résistance et une déformation complète de l'ossature provoquée par les dilatations importantes de l'acier.
- Très grand consommateur d'énergie lors de sa fabrication.
- Le faible comportement via la corrosion, ce qui nécessite des traitements et l'utilisation des peintures.

8.2.3. Estimation de coût :

8.2.3.1. Coût de l'ossature métallique :

Pour les poteaux en utilise : 10 profilés du type HEA220 de hauteur 9m.
(M=4545 Kg)

Pour les poutres principales on utilise (IPE400) :

- 4 poutres de 9.5 m. (2519,4 Kg)
- 4 poutres de 13,05 m. (3460,86 Kg)

Pour les poutres secondaires on utilise (IPE360) :

- 5 poutres de 13.60 m. (3882,8 Kg)

Ce qui nous donne un poids total de 14408,06 kg de l'acier qui correspond à 3602015 DA.

8.2.3.2. Coût des dalles :

Nous avant utilisé une dalle mixte :

Le volume total de béton sera de : 75,3168 m³.

Le cout total de béton :2259504 DA.

8.2.3.3. Coût de La tôle (COFFRAPLUS 60) :

Nous avons utilisé une surface de : $627,64 \text{ m}^2$.

Le coût total de la tôle : 156910 DA.

8.2.3.4. Coût de l'infrastructure :

Les fondations utilisées, sont des semelles isolées :

Volumes des semelles isolées sous poteau p1 : $V_1 = 4 \times 0,833 = 3,332 \text{ m}^3$.

Volumes des semelles isolées sous poteau p2 : $V_2 = 4 \times 2,185 = 8,74 \text{ m}^3$.

Volumes des semelles isolées sous poteau p3 : $V_3 = 2 \times 1,782 = 3,564 \text{ m}^3$.

Donc le volume total : $V_T = 15,636 \text{ m}^3$.

Le coût total de fondation : 469080 DA

Longrine : (30*40)

- 4 longrine de 9,5 m : (4,56 m^3).
- 4 longrine de 13,5 m : (6,48 m^3).

Donc Le coût total de longrine : 331200 DA.

Alors le coût total de l'infrastructure est de : 800280 DA.

Le coût global de la construction est de : 6818709 DA.

8.2.4. Estimation de délai :

Tableau 8.1 : Récapitulatif des délais de tâches réalisées (poteaux métalliques).

Les tâches	Délais (mois)
Préparation des profilés en atelier + fondation	3
Pose des éléments porteurs et le coulage des dalles	5
Totale	8

8.3. Construction avec poteaux mixte (Acier-Béton):

8.3.1. Les Avantages des éléments mixtes (Acier-Béton) :

Les avantages potentiels des éléments structuraux mixtes sont :

- La construction mixte permet une réalisation rapide;
- Le poids de la partie métallique exigé dans la construction mixte est de manière significative moins que si les matériaux étaient employés indépendamment, autrement dit un gain sur le poids total de la structure.
- Il n'y a aucun besoin de coffrage, car les profilés en acier peuvent être employés comme soutient d'éléments de coffrage de bois pour le béton, ou avec l'aide de quelques appuis verticaux provisoire. Le coffrage de bois de construction peut être remplacé par des éléments de béton préfabriqué ou de tôle en acier.
- Une rigidité flexionnelle plus importante (flèches plus faibles)
- Une amélioration de la résistance au feu des poutres, surtout si les semelles sont enrobées de béton ou se trouvant dans l'épaisseur de la dalle
- Une réduction de la hauteur du plancher structurel et donc, une augmentation de la hauteur utile de chaque étage.
- Une résistance améliorée vis-à-vis de l'instabilité locale (voilement de la semelle du profilé);

Pour les poteaux mixtes :

- Une amélioration de la résistance au feu;
- Une conservation des dimensions externes de poteau d'étage en étage par l'adaptation du type de profilé métallique aux charges à soutenir;
- Augmentation de la tenue au flambement;
- Augmentation de la résistance en cas de séisme (Slimani, 2007).

8.3.2. Inconvénients de la construction mixte

Un inconvénient mineur est qu'elle est légèrement plus compliquée comme méthode de construction et moins impliquée par rapport aux

méthodes traditionnelles; aussi, la nécessité de fournir des connecteurs à l'interface acier-béton peut constituer aussi un inconvénient car cette reste très délicate et demande une main d'œuvre qualifiée.

8.3.3. Estimation de coût :

8.3.3.1. Coût de l'ossature mixte (Acier-Béton) :

Pour les poteaux proposés, on utilise : 10 profilés du type **TUBE140*140*16** remplis de béton armée de hauteur 9m.

Pour tube (560,6784 Kg) ;donc pour 10 tube on a une masse total de : 5606,784 Kg.

Pour béton armée ($0,1049 m^3$) ;donc pour 10 poteaux on a un volume total : $1,049 m^3$.

Pour les poutres principales on utilise (IPE400) :

- 4 poutres de 9.5 m. (2519,4 Kg)
- 4 poutres de 13,05 m. (3460,86 Kg)

Pour les poutres secondaires on utilise (IPE360) :

- 5 poutres de 13.60 m. (3882,8 Kg)

Ce qui nous donne un poids total de 15469,844 kg de l'acier correspondant à un cout de 3867461 DA.

Et un volume total de $1,049 m^3$ de béton remplis dans le tube avec 31470 DA

8.3.3.2. Coût des dalles :

Nous avant utilisé une dalle mixte :

Le volume total de béton sera de : $75,3168 m^3$.

Le cout total de béton :2259504 DA.

8.3.3.3. Coût de La tôle (COFFRAPLUS 60) :

Nous avant utilise une surface de : $627,64 m^2$.

Le cout total de la tôle :156910 DA.

8.3.3.4. Coût de l'infrastructure :

Les fondations utilisées, sont des semelles isolées :

Volumes des semelles isolées sous poteau p1 : $V_1 = 4 \times 0,833 = 4,096 \text{ m}^3$.

Volumes des semelles isolées sous poteau p2 : $V_2 = 4 \times 2,185 = 9,702 \text{ m}^3$.

Volumes des semelles isolées sous poteau p3 : $V_2 = 2 \times 1,782 = 4 \text{ m}^3$.

Donc le volume total : $V_T = 17,798 \text{ m}^3$.

Le cout total de fondation : 533940 DA

Longrine :(30*40)

○ 4 longrine de 9,5 m:(4,56 m^3).

○ 4 longrine de 13,5 m :(6,48 m^3).

Donc Le cout total de longrine : 331200 DA.

Alors le cout total de l'infrastructure est de : 865140 DA.

Le coût global de la construction est de : 7180485 DA.

8.3.4. Estimation de délai :

Tableau 8.2 : Récapitulatif des délais de taches réalisées (poteaux mixtes).

Les taches	Délais (mois)
Préparation des profilés en atelier + fondation	3
Pose des éléments porteurs et le coulage des bétons de dalle et tube remplir	5
Totale	8

8.4. Comparaison :

8.4.1. Comparaison des coûts :

Le cout de la construction avec poteaux métallique 6818709 DA.

Le coût de la construction avec poteaux mixtes (Acier-Béton) 7180485 DA.

Le prix de la construction avec poteaux mixtes est plus élevé de 361780 DA que celui lié à la construction avec poteaux métalliques (Acier-Béton).

8.4.2. Comparaison des délais :

Le délai estimé pour les deux types de constructions est de : 8 mois

Ce qui se traduit que pour les deux types de structure les délais de réalisation des travaux sont les mêmes.

8.5. Conclusion :

Suite à cette étude comparative e la réalisation d'une structure mixte avec poteaux métalliques ou bien poteaux mixtes, nous avons conclu que le coût réel de la construction avec poteaux mixtes est un peu supérieur à celui de la construction avec poteaux mixtes (Acier-Béton) avec un même délai de réalisation, reste à noter que la phase d'assemblage reste la partie la plus importante qui régit la stabilité de la structure.

Notre point de vue personnel est le suivant :

Il n'y a pas grande différence entre l'utilisation de ces deux types de poteaux, alors il est préférable d'utiliser les poteaux mixtes en mesure de leurs disponibilité vu les avantages offerts par ce type de structure et notamment la résistance au feu et à la corrosion.

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE :

Notre projet de fin d'étude consistait à modifier la toiture de la gare ferroviaire de Tlemcen réalisée actuellement en béton armé en une toiture mixte acier-béton, cette étude a été réalisée avec deux type de poteaux, métallique et mixtes.

Ce travail nous a permis d'approfondir nos connaissances du point de vue analyse et calcul de ce nouveau type de structures, à la fois pour le calcul nécessitant des logiciels, mais aussi pour les vérifications et les dimensionnements manuels. Ce qui nous a donné l'occasion de nous familiariser avec les différents outils informatiques tel que Sap2000, ainsi qu'avec les différents règlements régissant les principes de conception et de calcul d'ouvrages dans le domaine du bâtiment.

Nous avons présenté les structures mixtes et les matériaux utilisés dans ce type de construction pour arriver à tirer les avantages économiques et techniques par rapport aux procédés traditionnels des constructions.

La construction mixte s'est rapidement développée grâce à sa flexibilité dans la conception et l'exécution (réalisation). La conception d'une structure mixte repose sur dimensionnement aux états limites ultimes en tenant compte des actions environnantes les plus sévères telles que les surcharges d'exploitation, la température, la neige, le vent et le séisme.

Ce dimensionnement concerne chaque élément, néanmoins la vérification des assemblages et connexions constituent la phase délicate qui conditionne la stabilité de l'ouvrage et sa durabilité. La précision et la rigueur dans les calculs et vérifications d'une part et la définition exacte des différents détails de la construction sont requises.

Bien que ce projet consistait juste à la modification de la toiture de la dalle existante, on s'est amené par ailleurs à modifier les poteaux supportant les nouvelles sollicitations et ainsi les fondations sur les quels s'y reposent, ça peut constituer une extension de la toiture existante s'il y aura lieu d'élargir l'espace de la gare de Tlemcen.

Références Bibliographiques

- [1] **AMIRAOU A., 2004** : «caractéristiques de la connexion Acier-Béton dans la structure mixtes », Mémoire magister, Université Mentouri Constantine, Algérie.
- [2] **ARCELOR, 2002** : « Construction mixte Acier – béton à base de poutrelles laminées », sections commercial S.A, p. 48.
- [3] **ARIBERT JM., 2015** : « Construction mixte acier-béton - Généralités. Caractéristiques des matériaux » Article de Référence, Référence C2560.
- [4] **BELOUNIS R., 2008** : « Etude de la performance des poteaux mixtes acier-béton sous différentes sollicitations », thèse de Doctorat, Université de Constantine, Algérie,
- [5] **BROZZETTI J., 2000**: "Design development of steel-concrete composite bridges in France", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 55, No 1-3, pp. 229–243, Elsevier Science Ltd., Oxford.
- [6] **CHUNG KF., 2002**: "Composite beams and floor systems fully integrated with building services", Program. Structures. Engineering Materials., vol. 4, pp.169–178.
- CSTC, (2004), "La construction mixte acier-béton 2^{ème} partie : vérification des états limites de service selon l'Eurocode 4 », Normalisation- Réglementation – certification, p. 11.
- [7] **CTICM, 2008** : « Guide de Bonnes Pratiques Pour la Construction de structures en acier - Bâtiments à usage Commercial », Centre Technique Industriel de la Construction Métallique, Guide destiné aux architectes, concepteurs et constructeurs, p. 62.
- [8] **D.T.R-C-2-47**, Document Technique Réglementaire Algérienne; règlement neige et vent « RNV 2013».
- [9] **D.T.R-C-2-48**, Document Technique Réglementaire Algérienne; règles parasismiques Algériens « RPA 99/ version 2003 ».
- [10] **Eurocode 4** : construction mixte acier-béton - Calcul des structures mixtes acier- béton et Document d'Application Nationale - Partie 1-1 : Construction mixte acier-béton - Règles générales et règles pour les bâtiments. (P22-391)

[11] GUSCETTI G., 2012 : « Réalisations en construction mixte acier-béton », Documentation du cours SZS steel academy, p. 12.

LEBET JP., HIRT MA., 2009 : « Ponts en acier - Conception et dimensionnement des ponts métalliques et mixtes acier-béton », Presses Polytechniques et Universitaires Romandes, p.608

[12] MAQUOI R., DEBRUYCKERE R., DEMONCEAU JF., 2007 : « Construction mixte acier béton dans les bâtiments conception et dimensionnement à température ordinaire et en situation d'incendie selon l'Eurocode 4 », Infosteel, Guide de construction métallique, p. 208.

[13] RAOUL J., DAVAINÉ L., 2005 : "Common road composite bridges in France and main issues of the implementation of EN 1994-2", Proceedings du 6ème conférence Japonaise Allemande sur les ponts, Bundeswehr Universität Bundeswehr München.

[14] SEKKIOU S., 2008 : « étude de comportement des poteaux mixtes Acier-Béton compte tenu d'une exigence au feu », Mémoire magister, Université Mentouri Constantine, Algérie..

[15] SLIMANI R., 2007 : Etude et caractérisation des assemblages mixtes de type poutre-poteau selon l'Eurocode 4 », Mémoire de Magister, Université de Constantine, Algérie,

TAKOUACHET M., 2008 : « Caractérisation des assemblages structuraux métalliques selon l'EC3, Mémoire de Magister, Université de Constantine, Algérie

[16] TEBBAKH B., 2011 : « Analyse Expérimentale de la Connexion Acier-Béton dans les Structures Mixtes, thèse de Doctorat, Université de Constantine, Algérie,

[17] THOMANN M., 2005 : « connexions par adhérence pour les ponts mixtes acier-béton », thèse de Doctorat, École polytechnique fédérale de Lausanne, France, p.211.

Site internet : www.piednoir.net/guelma/histoire/cfanov06.html].