



**République Algérienne Démocratique et Populaire**  
**Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique**  
**Université A. MIRA-Bejaia**  
**Faculté de Technologie**  
**Département de Génie Civil**  
**Mémoire de fin d'étude**  
**En vue de l'obtention du diplôme de master 2 en Génie civil option Structures.**

**THEME :**  
**Etude d'une structure en R+11+Sous-sol en construction mixte**  
**(Acier + Béton)**

**Réalisé par :**

**Illoul Zahra**

**Ait Radi Eldjida**

**Encadré par :**

**Mr Benyessad Djamel**

**Membres jurys**

**Président :**

**N. Kernou**

**Examinateur :**

**A. Larabat Ziane**

**Année universitaire :**

**2024-2025**



**République Algérienne Démocratique et Populaire**  
**Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique**  
**Université A. MIRA-Bejaia**  
**Faculté de Technologie**  
**Département de Génie Civil**  
**Mémoire de fin d'étude**  
**En vue de l'obtention du diplôme de master 2 en Génie civil option Structures.**

**THEME :**  
**Etude d'une structure en R+11+Sous-sol en construction mixte**  
**(Acier + Béton)**

**Réalisé par :**

**Illoul Zahra**

**Ait Radi Eldjida**

**Encadré par :**

**Mr Benyessad Djamel**

**Membres jurys**

**Président :**

**Examinateur :**

**N. Kernou**

**A. Larabat Ziane**

**Année universitaire:**

**2024-2025**

## *Remerciements*

*Je tiens tout d'abord à exprimer ma sincère gratitude à Monsieur BENYESSAD, mon encadrant de projet, pour sa disponibilité, ses conseils précieux, et son accompagnement tout au long de cette période. Son soutien et sa rigueur ont grandement contribué à la réalisation de ce travail.*

*Je remercie également BENMAAMAR LARBI de m'avoir accueilli pour effectuer mon stage dans un environnement professionnel enrichissant. Je suis reconnaissante envers toute l'équipe pour leur accueil chaleureux, leur encadrement, ainsi que leur confiance.*

*Mes remerciements s'adressent également aux membres du jury, pour l'intérêt qu'ils ont porté à mon travail, leurs remarques constructives, et le temps qu'ils m'ont consacré.*

*Enfin, je remercie toutes les personnes qui m'ont soutenu(e) de près ou de loin durant cette période, que ce soit par leurs encouragements, leurs conseils ou leur aide morale, en particulier ma famille et mes amis.*

*À tous, merci du fond du cœur.*

## Dédicace

Je dédie ce travail, avec tout mon amour et une profonde reconnaissance :

À mes parents, mes piliers, pour leur amour inconditionnel, leurs sacrifices silencieux, et leur foi constante en moi. Vous êtes ma force et ma source de motivation chaque jour.

À KARIM, mon frère, toujours là dans les moments clés, avec sa discréetion, sa patience et son soutien indéfectible. Merci d'avoir été cette présence calme et rassurante dans les moments où tout semblait flou.

À ma meilleure amie, ma binôme DJEDDI et ma sœur de cœur, qui a partagé ce chemin avec moi avec tant de courage, de complicité et de persévérance. Merci pour ton énergie, ta présence et ta fidélité.

Et à toutes les personnes qui m'ont encouragée, de près ou de loin, par un mot, un sourire, une prière ou une pensée. Votre soutien, visible ou discret, a compté plus que vous ne l'imaginez.

Ce travail vous est dédié, du fond du cœur.

ZAHRA

## Dédicace

Je dédie ce travail, avec tout mon amour et ma reconnaissance :

À ma chère mère *OUATHBA*, douce lumière de ma vie, pour ses prières, son amour infini,  
et sa force silencieuse.

À mon père *KHOURDHIR*, modèle de patience et de dévouement, pour ses sacrifices et son  
soutien inestimable.

À ma tante *SIDRA*, une seconde mère au cœur immense pour sa tendresse, toujours présente  
par ses mots réconfortants et son affection généreuse.

À mes oncles *GHANOU* et *LOUHAB*, pour leur bienveillance, leur soutien et leur présence,  
même discrète, mais profondément précieuse.

À ma meilleure amie, *LAL* ma binôme, ma sœur de cœur, celle qui a partagé ce chemin  
avec moi avec fidélité, courage et tendresse. Ce projet porte l'empreinte de notre complicité.

À mes frères *OUSSAMA* et *MATHDI* et sœur *SIDRA*, pour leur amour, leur patience  
et leur fierté discrète qui m'ont donné la force d'aller plus loin.

À la personne secrète, qui se reconnaîtra sans que j'aie besoin de la nommer... Merci pour  
ton aide constante, ta présence silencieuse mais puissante, ton soutien dans

L'ombre, et ton cœur toujours tourné vers le mien.

Et enfin, à tous ceux qui m'ont encouragée, de près ou de loin, par un mot, un geste, un  
regard ou une pensée. Votre présence a été précieuse.

*ELDIMA*

## Table des matières

### Introduction générale :

#### Chapitre I présentation de l'ouvrage

I.1	Présentation de la structure : .....	1
I.2	Conception architectural : .....	2
I.3	Localisation et données concernant le site : .....	2
I.4	Données géométriques de la structure : .....	3
I.5	Conception structurale .....	3
I.6	Règlements utilisés et normes utilisées .....	6
I.7	Assemblages .....	7
I.8	L'Acrotère : .....	8
I.9	Caractéristiques mécaniques des matériaux .....	8
I.9.1	Le béton .....	8
I.9.2	Matériaux Acier .....	9

#### Chapitre II Prédimensionnement des éléments

II.1	Prédimensionnements des éléments de la structure en construction mixte (acier-béton) : .....	13
II.2	Prédimensionnement des solives mixtes à la phase de construction : .....	14
II.3	Prédimensionnement de La Poutre maîtresse : .....	18
II.4	Prédimensionnement des balcons : .....	20
II.5	Prédimensionnement des poteaux mixtes : .....	22
II.6	Evaluation des charges : .....	26
II.6.1	Plancher courant : .....	26
II.6.2	Plancher terrasse : .....	27
II.6.3	Descente de charge : .....	27
II.6.4	Loi de dégression de charge : .....	28

#### Chapitre III Etude des éléments secondaire

III.1	Etude des planchers mixtes : .....	35
III.1.1	Etude des solives : .....	35
III.1.2	Position de l'axe neutre : .....	37
III.2	Etude de la connexion (solive-dalle) : .....	40
III.3	Etude des dalles pleines : .....	42
III.3.1	Les chargements : .....	42
III.3.2	Calcul les sollicitations : .....	43
III.3.3	Ferraillage (calcul à la flexion simple) : .....	44

III.3.4	Vérification à l'ELU :	44
III.3.5	Vérification à l'ELS :	44
III.4	Etude l'escalier .....	46
III.4.1	Les composantes d'un escalier :	47
III.4.2	Etudes et dimensionnement des escaliers :	47
III.4.3	Calcul de la poutre brisée :	50
III.5	L'acrotère :	52
III.5.1	Hypothèse de calcul :	52
III.5.2	Ferraillage :	55
<b>Chapitre IV Etude séismique</b>		
IV.1	Méthode de calcul :	59
IV.2	Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente :	59
IV.3	Estimation de la période fondamentale de la structure :	63
IV.4	La méthode d'analyse modale spectrale :	64
IV.4.1	Disposition des contreventements :	65
IV.4.2	Les modes de vibrations :	67
IV.4.3	Périodes et taux de participation des masses modales :	69
IV.4.4	Vérification de la résultante des forces sismiques :	70
IV.4.5	Justification vis-à-vis des déplacements :	71
IV.4.6	Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$ :	74
<b>Chapitre V Etude des éléments structuraux</b>		
V.1	Etude de la poutre maîtresse :	80
V.1.1	Calcul de la résistance de la section mixte de la poutre maîtresse :	81
V.2	Etude de la connexion :	90
V.2.1	Dimensionnement de la connexion :	90
V.3	Vérification de la résistance des poteaux :	92
V.3.1	Méthode de calcul :	92
V.3.2	Vérification des conditions d'enrobage des poteaux mixtes :	93
V.3.3	Vérification à la compression simple :	95
V.3.4	Vérification à la flexion composée :	98
V.3.5	Vérification des contreventements :	102
<b>Chapitre VI Etude des assemblages</b>		
VI.1	CALCUL DES ASSEMBLAGES :	107
VI.1.1	Assemblage poutre – solive (IPE 360 – IPE 200) :	107
VI.2	Assemblage des éléments de contreventement :	111

VI.3 Assemblage poteau – poutre principale (HEA 360 – IPE 360) : ..... 114

    VI.3.1 Calcul du diamètre des boulons : ..... 115

## Chapitre VII Etude de infrastructure

    VII.1 Choix du type des fondations : ..... 119

    VII.2 Etude des fondations : ..... 120

        VII.2.1 Semelle isolée : ..... 120<sup>2</sup>

        VII.2.2 Semelles filantes : ..... 121

        VII.2.3 Radier : ..... 122

    VII.3 Voile périphérique ..... 142

        VII.3.1 Définition ..... 142

        VII.3.2 Dimensionnement du voile ..... 142

        VII.3.3 Caractéristiques du sol ..... 142

        VII.3.4 Évaluations des charges sur le voile ..... 143

        VII.3.5 Ferraillage du voile ..... 143

        VII.3.6 Calcul des sollicitations ..... 143

        VII.3.7 Vérification de l'effort tranchant : ..... 146

        VII.3.8 Vérification les conditions béton et acier : ..... 146

## Conclusion générale

## Annexes

## Bibliographique

## Liste des indices

## Liste des tableaux

<b>Table I- 1:</b> Caractéristiques de l'acier de construction .....	11
<b>Table II- 1:</b> charges reprises par les solives du premier type .....	16
<b>Table II- 2:</b> Vérification de la condition de résistance .....	16
<b>Table II- 3:</b> Vérifications des efforts tranchants .....	16
<b>Table II- 4:</b> Vérifications nécessaires pour la deuxième solive .....	18
<b>Table II- 5:</b> charges reprises par la poutre maîtresse .....	19
<b>Table II- 6:</b> Vérification de la condition de résistance .....	20
<b>Table II- 7:</b> Vérifications des efforts tranchants .....	20
<b>Table II- 8:</b> Vérification de la condition de résistance .....	21
<b>Table II- 9:</b> vérification de la condition de résistance .....	21
Table II- 10:représentation des vérifications des efforts tranchants .....	22
<b>Table II- 11:</b> section choisie pour les poteaux mixtes .....	23
<b>Table II- 12:</b> Vérification des conditions d'enrobage des poteaux mixte entièrement enrobé HEA .....	24
<b>Table II- 13:</b> Paramètres à prendre en considération pour la descente de charge .....	25
<b>Table II- 14:</b> Evaluation des charges sur plancher étage courant .....	26
<b>Table II- 15:</b> Evaluation des charges sur plancher terrasse .....	27
<b>Table II- 16:</b> Coefficients de dégression des surcharges .....	28
<b>Table II- 17:</b> la descente de charges pour le poteau (B-4) .....	29
<b>Table II- 18:</b> la descente de charges pour le poteau (C-4) .....	30
<b>Table II- 19:</b> Vérification de la contribution du profilé dans les poteaux .....	31
<b>Table II- 20:</b> Prédimensionnement des éléments structuraux .....	33
<b>Table III- 1:</b> les charges revenant sur solives les plus sollicitées .....	36
<b>Table III- 2:</b> Caractéristiques des matériaux (béton-acier) .....	37
<b>Table III- 3:</b> Calcul de la position de l'ANP de la solive .....	37
<b>Table III- 4:</b> Calcul de $Z_{pl}$ et $M_{Plrd}$ (des solives) .....	38
<b>Table III- 5:</b> La vérification du moment résistant (des solives) .....	38
<b>Table III- 6:</b> la vérification de l'effort tranchant .....	38
<b>Table III- 7:</b> Le calcul de la position de l'ANE Zel de la solive .....	39
<b>Table III- 8:</b> Calcul du moment d'inertie mixte $I_{my}$ des solives .....	39
<b>Table III- 9:</b> Vérification de la flèche .....	40
Table III- 10:Calcul à la flexion simple à l'ELU .....	44
<b>Table III- 11:</b> Calcul à la flexion simple à l'ELS : .....	45
<b>Table III- 12:</b> Vérification des contraintes dans le béton et l'acier .....	46
<b>Table IV- 1:</b> Valeur de R .....	60
<b>Table IV- 2:</b> Valeur de pénalités $P_q$ .....	61
<b>Table IV- 3:</b> Définition des zones de sismicité et coefficient d'accélération de zone .....	61
<b>Table IV- 4:</b> Valeur de coefficient d'importance .....	62
<b>Table IV- 5:</b> Valeur de coefficient de site .....	62
<b>Table IV- 6:</b> Valeurs des paramètres de période .....	62
<b>Table IV- 7:</b> Valeur de la période ( $T_0$ ) .....	63
<b>Table IV- 8:</b> Valeurs du coefficient $C_t$ .....	63
<b>Table IV- 9:</b> Périodes de vibration et taux de participation des masses modales .....	70
<b>Table IV- 10:</b> Vérification de la résultante des forces sismiques .....	70
<b>Table IV- 11:</b> Valeurs limites des déplacements inter-étages .....	71
<b>Table IV- 12:</b> Vérification des déplacements sens X-X : .....	72

<b>Table IV- 13:</b> Vérification des déplacements sens Y-Y .....	73
<b>Table IV- 14:</b> Justification vis-à-vis de l'effet p-Δ selon le sens X-X .....	74
<b>Table IV- 15:</b> Justification vis-à-vis de l'effet p-Δ selon le sens Y-Y .....	75
<b>Table IV- 16:</b> Dimensions des éléments structuraux pour l'ossature en mixte .....	77
<b>Table V- 1:</b> Sollicitations de la poutre maîtresse .....	80
<b>Table V- 2:</b> Calcul de la position de l'ANP de la poutre maîtresse .....	82
<b>Table V- 3:</b> Calcul de la position de l'ANP de la poutre maîtresse .....	84
<b>Table V- 4:</b> Calcul de $Zpl$ et $MPlrd$ (la poutre maîtresse) .....	85
<b>Table V- 5:</b> Vérification du moment résistant positif (poutre maîtresse).....	85
<b>Table V- 6:</b> Moment négatif au niveau des appuis .....	87
<b>Table V- 7:</b> Vérification du moment résistant négatif (poutre maîtresse) .....	87
<b>Table V- 8:</b> Vérification de l'effort tranchant (Poutre maîtresse). ....	88
<b>Table V- 9:</b> Vérification de l'interaction moment-effort tranchant .....	88
<b>Table V- 10:</b> Calcul de la position de l'ANE Zel de la poutre maîtresse .....	89
<b>Table V- 11:</b> Tableau récapitulatif de la vérification de la flèche .....	89
<b>Table V- 12:</b> Vérification les conditions d'enrobage .....	93
<b>Table V- 13:</b> Vérification de de la contribution du profilé dans les poteaux .....	94
<b>Table V- 14:</b> vérification des poteaux a la compression simple (flambement) selon z-z .....	97
<b>Table V- 15:</b> Vérification des poteaux à la flexion composée selon le sens Y-Y .....	101
<b>Table V- 16:</b> Vérification des poteaux à la flexion composée selon le sens Z-Z .....	101
<b>Table VII- 1:</b> efforts des portiques .....	121
<b>Table VII- 2:</b> résumés des résultats de ferraillage .....	129
<b>Table VII- 3:</b> Ferraillage adopté à l'ELU .....	130
<b>Table VII- 4:</b> Résumés des résultats de ferraillage .....	132
<b>Table VII- 5:</b> choix des sections adoptées .....	132
<b>Table VII- 6:</b> vérification des conditions à ELS .....	132
<b>Table VII- 7:</b> section d'armature choisies .....	133
<b>Table VII- 8:</b> Sollicitations sur la nervure dans le sens longitudinal .....	135
<b>Table VII- 9:</b> Efforts tranchants sur la nervure dans le sens longitudinal .....	136
<b>Table VII- 10:</b> Sollicitations sur la nervure la plus sollicité dans le sens transversal .....	136
<b>Table VII- 11:</b> Efforts tranchants sur la nervure dans le sens transversal .....	136
<b>Table VII- 12:</b> Résumé des résultats de ferraillage sens X-X .....	138
<b>Table VII- 13:</b> Résumé des résultats de ferraillage sens Y.Y .....	138
<b>Table VII- 14:</b> Vérification de l'effort tranchant .....	139
<b>Table VII- 15:</b> Vérification des contraintes dans le béton .....	139
<b>Table VII- 16:</b> Vérification des contraintes dans l'acier .....	140
<b>Table VII- 17:</b> Section ferraillage choisi .....	141
<b>Table VII- 18:</b> Calcul des sections d'armatures pour le ferraillage du voile .....	145
<b>Table VII- 19:</b> Ferraillage adopté à l'ELU .....	145
<b>Table VII- 20:</b> Calcul des sections d'armatures pour le ferraillage du voile .....	145
<b>Table VII- 21:</b> Ferraillage adopté à l'ELS .....	146
<b>Table VII- 22:</b> Vérification des contraintes dans le béton .....	147
<b>Table VII- 23:</b> Vérification des contraintes dans l'acier .....	147
<b>Table VII- 24:</b> Section ferraillage choisi .....	148

## Liste des figures

<b>Figure I-1:</b> Situation du projet .....	2
<b>Figure I-2:</b> vue en plan et façade de la structure .....	3
<b>Figure I-3:</b> plancher mixte .....	4
<b>Figure I-4:</b> types de poteaux mixtes .....	5
<b>Figure I-5:</b> types de poutres mixtes .....	6
<b>Figure I-6:</b> assemblage boulonné .....	7
<b>Figure I-7:</b> Assemblage soudé .....	8
<b>Figure I-8:</b> Exemple d'un acrotère .....	8
<b>Figure II-1:</b> Schéma de repérage .....	13
<b>Figure II-2:</b> disposition des solives .....	14
<b>Figure II-3:</b> schéma statique de la solive 1 .....	15
<b>Figure II-4:</b> schéma statique de la solive 2 .....	17
<b>Figure II-5:</b> Section transversale solive 1 .....	18
<b>Figure II-6:</b> Section transversale solive 2 .....	18
<b>Figure II-7:</b> Schéma statique des charges reprisent par la poutre maitresse .....	19
<b>Figure II-8:</b> section transversale poutre miaitresse .....	20
<b>Figure II-9:</b> Schéma statique des charges reprise par la poutre de balcon .....	21
<b>Figure II-10:</b> section transversale poutre balcon .....	22
<b>Figure II-11:</b> Section transversale du poteau mixte totalement enrobé .....	23
<b>Figure II-12:</b> les couposants du plancher étage courant .....	26
<b>Figure II-13:</b> Composants du plancher terrasse .....	27
<b>Figure III-1:</b> Largeur efficace de la dalle pour la solive 1 .....	36
<b>Figure III-2:</b> Largeur efficace de la dalle pour la solive 2 .....	36
<b>Figure III-3:</b> Distribution plastique des contraintes normales .....	37
<b>Figure III-4:</b> goujon à tête .....	40
<b>Figure III-5:</b> Schéma de ferraillage de la dalle .....	46
<b>Figure III-6:</b> vue en plan de l'escalier et le schéma statique .....	47
<b>Figure III-7:</b> éléments constructifs d'une marche .....	48
<b>Figure III-8:</b> schéma statique de l'escalier .....	50
<b>Figure III-9:</b> dimensions de l'acrotère de la terrasse .....	53
<b>Figure III-10:</b> section rectangulaire sollicitée a la Fc .....	55
<b>Figure III-11.:</b> Schéma de ferraillage de l'acrotère .....	57
<b>Figure IV-1:</b> Spectre de réponse de calcul .....	65
<b>Figure IV-2:</b> Plan de vue et vue 3D de la disposition des systèmes de contreventement .....	66
<b>Figure IV-3:</b> Premier mode .....	67
<b>Figure IV-4:</b> Deuxième mode .....	68
<b>Figure IV-5:</b> Troisième mode .....	69
<b>Figure IV-6:</b> Largeur minimum du joint sismique .....	76
<b>Figure V-1:</b> Poutre maitresse la plus sollicitée .....	80
<b>Figure V-2:</b> Section mixte poutre maitresse sous moment positif .....	82
<b>Figure V-3:</b> Distributions plastique des contraintes avec l'ANP dans la dalle .....	83
<b>Figure V-4:</b> Section mixte sous un moment négatif .....	83
<b>Figure V-5:</b> Distributions plastique des contraintes avec ANP dans l'âme .....	84

<b>Figure V- 6:</b> Moment sollicitant positif de la poutre de la terrasse (ETABS) .....	86
<b>Figure V- 7:</b> Moment sollicitant positif de la poutre de l'étage courant (ETABS) .....	86
<b>Figure V- 8:</b> Moment sollicitant négatif de la poutre de la terrasse .....	87
<b>Figure V- 9:</b> Moment sollicitant négatif de la poutre de l'étage courant .....	87
<b>Figure V- 10:</b> Effort tranchant de la poutre maîtresse de la terrasse .....	88
<b>Figure V- 11:</b> Effort tranchant de la poutre maîtresse de l'étage courant .....	88
<b>Figure V- 12:</b> goujon à tête .....	90
<b>Figure V- 13 :</b> Courbe d'interaction .....	98
<b>Figure V- 14:</b> Répartition des contraintes correspondant à la courbe d'interaction (Section enrobée de béton) .....	99
<b>Figure VI- 1:</b> Articulation poutre-solive par cornières .....	107
<b>Figure VI- 2:</b> la disposition géométrique .....	109
<b>Figure VI- 3:</b> démonstratif d'un assemblage de système de contreventement .....	111
<b>Figure VI- 4:</b> la disposition géométrique .....	113
<b>Figure VI- 5:</b> Assemblage poteau-poutre .....	115
<b>Figure VI- 6:</b> disposition des boulons .....	116
<b>Figure VII- 1:</b> Semelles isolées .....	120
<b>Figure VII- 2:</b> Portiques étudiés .....	121
<b>Figure VII- 3:</b> représentations du portique le plus sollicité .....	122
<b>Figure VII- 4:</b> Ferraillage du radier .....	133
<b>Figure VII- 5:</b> Schéma des sollicitations sur les nervures suivant le sens X-X .....	134
<b>Figure VII- 6:</b> Schéma des sollicitations sur les nervures suivant le sens Y-Y .....	134
<b>Figure VII- 7:</b> Section à ferrailler .....	137
<b>Figure VII- 8:</b> Schéma de ferraillage des nervures dans le sens X-X .....	141
<b>Figure VII- 9:</b> Schéma de ferraillage des nervures dans le sens Y-Y .....	141
<b>Figure VII- 10:</b> Schéma du voile périphérique .....	142
<b>Figure VII- 11:</b> Schéma du ferraillage du voile transversale .....	149

## **Introduction générale :**

Tout au long de notre parcours en génie civil, nous avons été amenés à réfléchir aux méthodes de construction les plus efficaces, durables et adaptées aux besoins actuels. Le choix d'une structure mixte acier-béton s'est imposé à nous comme une solution à la fois moderne et cohérente, capable de répondre à ces exigences tout en offrant une grande liberté technique et architecturale.

La structure mixte représente pour nous une solution équilibrée, qui permet de profiter pleinement des propriétés complémentaires de l'acier et du béton. Elle offre une réponse adaptée aux contraintes actuelles de la construction, en alliant efficacité, rapidité d'exécution et performance structurelle.

Dans ce mémoire, nous présentons l'étude complète d'un bâtiment en structure mixte. Nous avons détaillé les choix techniques effectués, les obstacles rencontrés au fil de la conception, ainsi que les solutions adoptées pour y répondre de manière efficace.

Pour modéliser et analyser le comportement de la structure, nous avons utilisé le logiciel ETABS, reconnu pour sa puissance et sa précision. Les résultats obtenus nous ont permis de mieux comprendre les réactions de l'ouvrage face aux différentes sollicitations, et d'en dégager des recommandations constructives utiles pour la suite de notre parcours professionnel.

**Le premier chapitre :** introduit le projet, en présentant ses principales caractéristiques géométriques et architecturales, les matériaux choisis ainsi que les hypothèses générales adoptées.

**Le deuxième chapitre :** est consacré au prédimensionnement des éléments porteurs tels que les poutres, les poteaux et les dalles, étape essentielle pour établir les bases du dimensionnement.

**Le troisième chapitre :** s'intéresse aux éléments secondaires comme les escaliers, les planchers collaborant ou l'acrotère, étudiés hors action sismique.

**Le quatrième chapitre :** est dédié à l'étude sismique, selon les méthodes du RPA 99/2024 et de l'Eurocode, afin de déterminer les efforts dynamiques et les déplacements de la structure.

Le cinquième chapitre traite des vérifications des éléments structurels sous les sollicitations combinées, en s'appuyant sur les normes européennes.

**Le sixième chapitre** : examine les assemblages, qu'ils soient soudés ou boulonnés, et leur rôle dans la stabilité de l'ossature métallique.

**Enfin, le septième chapitre** : aborde l'étude géotechnique et le dimensionnement des fondations, en tenant compte des caractéristiques du sol et de la descente de charges.

# **Chapitre I**

## **Présentation de l'ouvrage**

L'étude du génie civil est essentielle pour concevoir des ouvrages sûrs et durables. Elle prend en compte plusieurs paramètres, tels que l'usage de la structure, ses dimensions et les conditions du site, notamment la nature du sol, la topographie et le risque sismique.

L'ingénierie en génie civil doit également respecter la réglementation en vigueur et adopter des solutions optimales qui garantissent la solidité des structures tout en maîtrisant les coûts. La prise en compte des matériaux utilisés, des techniques de construction et des exigences de sécurité est donc indispensable pour assurer la réussite du projet.

L'objectif de notre travail est de réaliser une étude complète d'un bâtiment R+11+sous-sol en utilisant un système de construction mixte acier-béton.

Cette étude vise à analyser les différents aspects structurels et technique du projet.

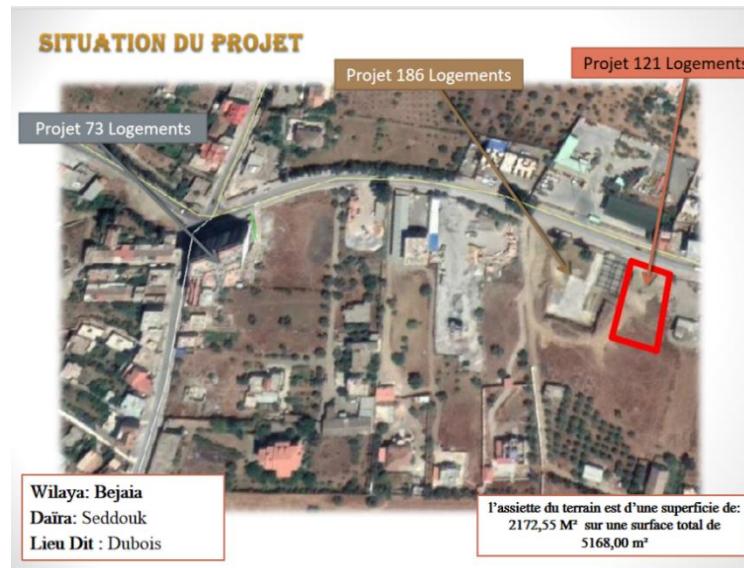
## I.1 Présentation de la structure :

Ce projet consiste à l'étude d'un bloc à usage habitation et commerces implantée à Bejaia plus exactement à Seddouk à l'endroit dit : Dubois.

La structure se compose d'un Sous-Sol + RDC et 11 étage avec une terrasse inaccessible.

Selon le rapport de sol réalisé pour un projet de 73 logements, situé au même emplacement que notre projet de 121 logements, l'étude géotechnique a révélé la présence d'un sol meuble de type S3, avec une contrainte admissible de  $\sigma = 1,7$  bars.

D'après la classification du ([RPA 2024](#)), la zone d'implantation du projet se situe en zone VI-a caractérisée par une sismicité élevée.



**Figure I- 1:** Situation du projet

## I.2 Conception architectural :

Dans le cadre de cette étude, nous nous intéressons à la conception d'un bâtiment en construction mixte (acier-béton) préalablement conçu en ossature en béton armé (portique en béton armé et voiles), composé de 11 étages et d'un sous-sol. Ce bâtiment est destiné à un usage résidentiel de 1<sup>er</sup> à 6<sup>e</sup> étage est comprend trois appartements de types F3 et F4, le 7<sup>e</sup> étage aussi comprend trois appartements de types F2, F3 et F4, de 8<sup>e</sup> à 11<sup>e</sup> étage contient deux appartements de types F3.

- ✓ Sous-Sol aménagée à usage parking
- ✓ RDC destinée pour usage commerce
- ✓ Du 1<sup>er</sup> au 11<sup>ème</sup> étages destinées pour usage habitation
- ✓ Terrasse inaccessible

## I.3 Localisation et données concernant le site :

D'après les règles parasismiques algériennes ([RPA 2024](#)) et les données du rapport de sol

- ✓ Le site est considéré comme meuble S3 et la contrainte admissible du sol est  $\sigma=1,7$  bars
- ✓ L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2, c'est un bâtiment à usage d'habitation collective dont la hauteur ne dépasse pas 48m
- ✓ Zone de neige : zone A
- ✓ Zone du vent : I (usage habitation)
- ✓ Zone sismique : zone VIA

- ✓ L'angle de frottement interne du sol :  $\phi = 19,80^\circ$
- ✓ La cohésion :  $C=1,1$  bars
- ✓ La contrainte de consolidation est de :  $\sigma=1,71$  bars

## I.4 Données géométriques de la structure :

Notre bâtiment est en forme de (L) en vue plan, dont les dimensions :

### a) Dimension en plan :

Largeur totale du bâtiment :  $L_x=19,90m$

Longueur totale du bâtiment :  $L_y=20,39m$

### b) Dimension en élévation :

Hauteur du Sous-Sol :  $H=3,60m$

Hauteur du RDC :  $H=3,57m$

Hauteur du 1er au 11ème étages :  $H=2,89m$

Hauteur totale du bâtiment :  $H=35,36m$

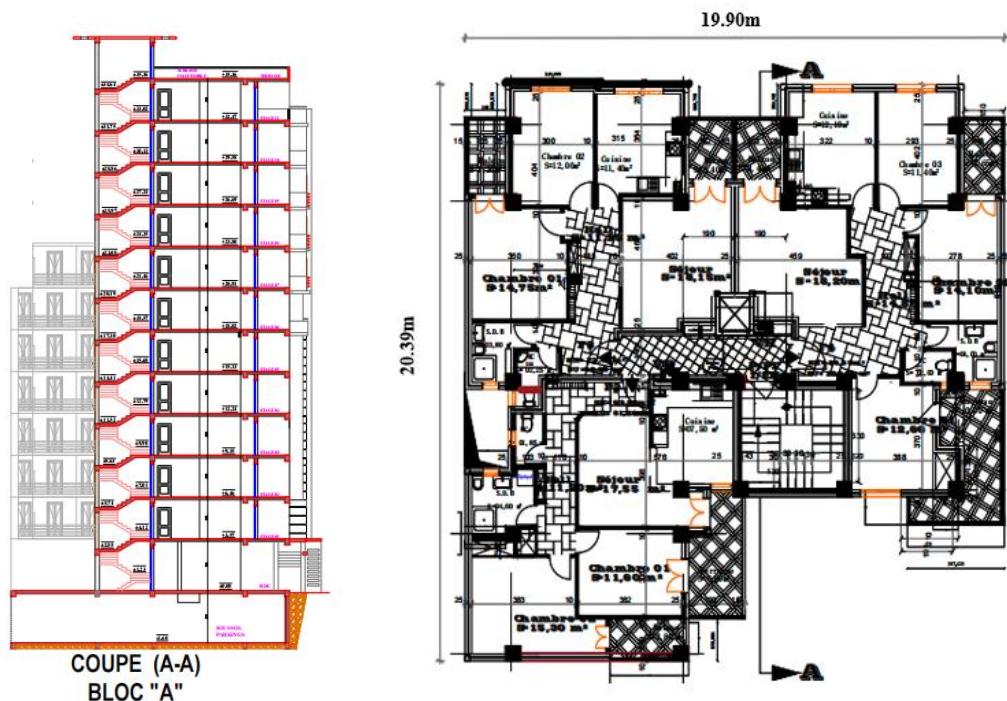


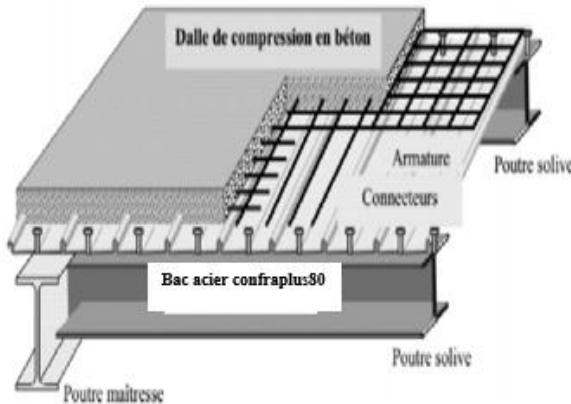
Figure I-2:vue en plan et façade de la structure

## I.5 Conception structurale

- Plancher mixte

Les plancher de notre structure sont des planchers mixtes acier béton composé de dalle mixte et de poutres en acier.

La dalle mixte est un élément de construction des bâtiments à ossature métallique mixte. Composée d'une tôle nervurée sur laquelle on coule une dalle en béton. Elle repose sur un ensemble de poutre mixte (solive), la liaison entre la dalle et les solives est assurée par des connecteurs de cisaillement.



**Figure I- 3:plancher mixte**

## ▪ **Les connecteurs**

Les connecteurs permettent de développer le comportement mixte entre la poutre en acier et le béton. Y'a plusieurs types des connecteurs mais le plus utilisée est les goujons.

## ➤ **Poteaux mixtes**

Les poteaux mixtes acier-béton constituent une alternative intéressante aux poteaux en acier ou en béton armé. Ils sont surtout appréciés pour leurs caractéristiques mécaniques élevées (résistance à la compression et à la flexion, rigidité sous l'effet du vent, ductilité en cas de séisme) et leur bonne résistance au feu. Ce sont des éléments en charpente métallique et sont des éléments porteurs verticaux. Il existe plusieurs types de poteaux selon la manière dont l'acier est intégré au béton comme :

### ❖ **Poteau entièrement enrobé de béton :**

Est un profilé en acier (type H ou I), entièrement enrobé de béton et pouvant comporter des armatures complémentaires, présente une excellente résistance au feu ainsi qu'une forte capacité portante.

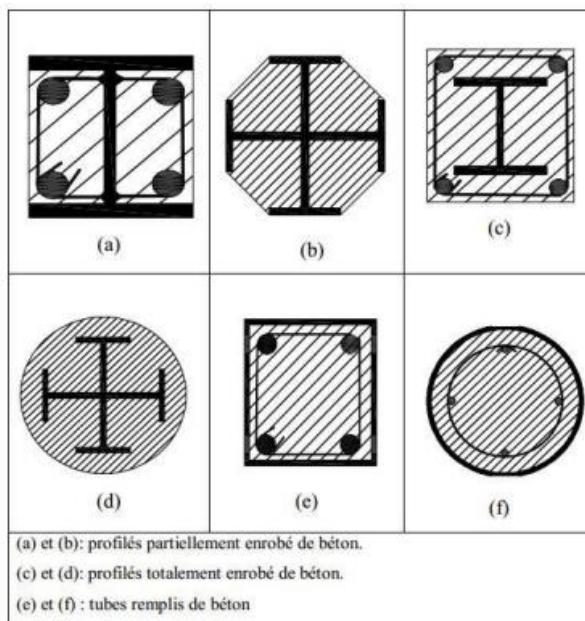
### ❖ **Poteau partiellement enrobé de béton :**

Le profilé est partiellement enrobé, avec du béton sur certaines faces seulement. Et plus légère, mais moins protégée.

## ❖ Poteau tubulaire rempli de béton :

Un tube métallique (circulaire ou carré) est rempli de béton, mais non enrobé à l'extérieur. Présent une excellente résistance à la compression et au flambement, mais il faut parfois un revêtement extérieur pour la protection au feu.

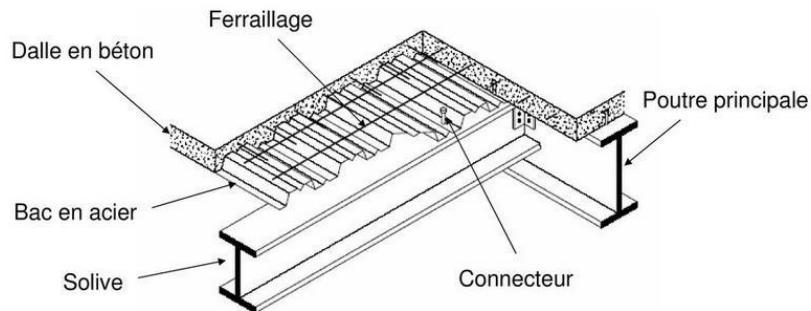
Pour notre projet on a adopté des poteau mixte (acier-béton) de type entièrement enrobé, de profilés en acier de type HEA d'une section rectangulaire.



**Figure I-4:** types de poteaux mixtes

## ➤ Poutre mixte

Les poutres mixtes sont des composants structurels qui allient l'acier et le béton dans le but d'optimiser les caractéristiques mécaniques de chaque matière. Notre projet se compose d'un profil métallique en forme d'IPE de section en T, d'une dalle en béton et de goujons d'ancrage garantissant la liaison entre le profilé métallique et le béton.



**Figure I- 5:**types de poutres mixtes

## ➤ Système de stabilité

La stabilité de bâtiment vis-à-vis des charges horizontales (vent, séisme...) d'une structure est assurée par un système de contreventements mixte comme suit :

- Contreventement mixte portique /palées triangulées en X selon l'axe x-x et l'axe y-y
- **La maçonnerie :** Dans notre projet nous avons deux types de murs :
  - ❖ **Murs extérieurs :** le mur extérieur est composé d'une double cloison en brique, avec une paroi de 10cm d'épaisseur à l'intérieur et une autre de 15cm à l'extérieur, les deux parois sont séparées par une l'âme d'aire.
  - ❖ **Murs intérieurs :** composé par une seule paroi de brique de 10cm d'épaisseur à l'intérieur.
- **Escalier :** Dans notre projet on a un seul type d'escalier de 4 volées et 4 paliers de repos, ces escaliers permettent d'assurer la circulation verticale entre les niveaux de la structure.
- **Cage d'ascenseur :** La cage d'ascenseur est une structure essentielle dans un bâtiment à plusieurs étages, permettant le déplacement vertical des personnes et des marchandises en toute sécurité et efficacité, notre structure comporte d'un seul ascenseur.

## I.6 Règlements utilisés et normes utilisées

Pour justifier la sécurité de la structure, on se base sur les articles de codes et normes algériens de la construction suivants :

- ❖ **RPA 2024 :** Règlement parasismique Algérien. [01]
- ❖ **BAEL 91/version 99 :** Béton Armé aux états limites. [02]
- ❖ **CBA 93 :** Code du Béton Armé. [03]

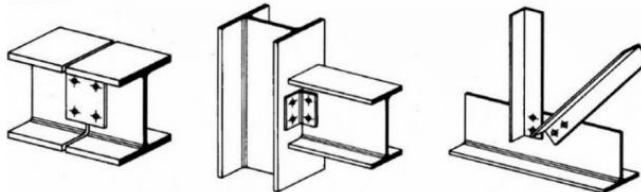
- ❖ **DTR BC 2.2** : Document Technique Réglementaire « Charges et Surcharge ». [04]
- ❖ **DTR.BC 2.331** : Règles de calculs des fondations superficielles. [05]
- ❖ **CCM 97** : Calcul de Charpente Métallique 97. [06]
- ❖ **EUROCODE 3** : Conception et dimensionnement des structures métalliques. [07]
- ❖ **EUROCODE 4** : Règles de calcul des structures mixtes acier-béton armé. [08]

## I.7 Assemblages

Dans le cadre de l'ossature du bâtiment étudié, la liaison entre les poteaux et les poutres en acier est assurée par des assemblages boulonnés. Ces assemblages jouent un rôle essentiel en garantissant la transmission et la répartition des sollicitations entre les éléments assemblés, tout en assurant la stabilité et la continuité structurelle de l'ensemble.

### a) Le boulonnage :

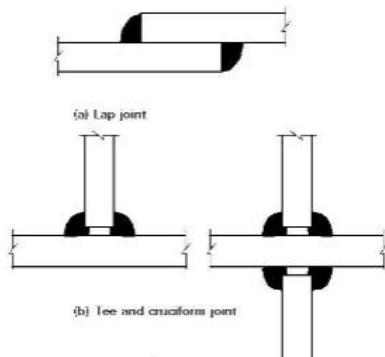
Le boulonnage et le moyen d'assemblage le plus utilisé en construction métallique du fait de sa facilité de mise en œuvre et des possibilités de réglage qu'il ménage sur site, on utilise soit des boulons ordinaires ou bien des boulons à haute résistance (HR)



**Figure I- 6:assemblage boulonné**

### b) Le soudage :

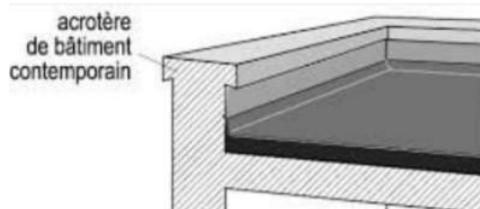
Le soudage est une opération technique qui consiste à joindre deux pièces d'un même matériau à l'aide d'un cordon de soudure pour assurer la continuité métallique.

**Figure I- 7:Assemblage soudé**

### I.8 L'Acrotère :

L'acrotère est un élément coulé sur place qui joue un rôle essentiel en assurant la préservation de l'étanchéité.

La terrasse est entourée par un acrotère en béton armé d'une hauteur de 50,00 cm et d'une épaisseur de 20,00 cm.

**Figure I- 8:Exemple d'un acrotère**

### I.9 Caractéristiques mécaniques des matériaux

Notre projet concerne à un bâtiment R+11 avec sous-sol en construction mixte, la structure est réalisée principalement en béton armé. Les matériaux utilisés, béton et acier, seront sélectionnés conformément aux normes algériennes.

#### I.9.1 Le béton

##### a. Définition :

Le béton est un matériau composite utilisé en construction, constitué de ciment, d'eau, de granulats (sable et gravier) et d'éventuels adjuvants pour améliorer ses performances.

Il se distingue par sa grande résistance à la compression, sa durabilité et sa capacité à prendre différentes formes après le coulage et le durcissement. Cependant, sa faible résistance à la traction nécessite souvent l'ajout d'armature en acier.

##### a. Caractéristiques du béton

Le béton est employé dans notre construction de bâtiment en raison de sa solidité, ces caractères :

- Coefficient de poisson :  $\nu$

$$\begin{cases} \nu = 0 & \text{dans l'état limite ultime} \\ \nu = 0,2 & \text{dans l'état limite de service} \end{cases}$$

- Poids volumique :  $\rho=25 \text{ KN/m}^3 = 2500 \text{ Kg/m}^3$
- Classe de béton armée : 25/30
- La résistance caractéristique à la compression :  $fc28=25 \text{ MPa}$
- La résistance à la traction :  $ft28=0,6+0,06fc28 = 2,1 \text{ MPa}$
- La contrainte du béton à l'état limite ultime (ELU)

Avec

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité.

$$\begin{cases} \gamma_b = 1,5 & \text{(situation durable)} \\ \gamma_b = 1,15 & \text{(situation accidentelle)} \end{cases} \quad \begin{cases} \sigma_{bc} = 14,2 \text{ MPa} \\ \sigma_{bc} = 18,84 \text{ MPa} \end{cases}$$

- La contrainte du béton à l'état limite service (ELS) :
- $$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} \Rightarrow \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa} \dots \text{pour } fc28 = 25 \text{ MPa}$$
- La contrainte ultime de cisaillement :  $\tau_u = \frac{V_u}{b_o d} \leq \bar{\tau}$

Avec:

$$\begin{cases} \bar{\tau} = \min \left( 0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) & \text{pour fissuration peu nuisible} \\ \bar{\tau} = \min \left( 0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) & \text{pour fissuration préjudiciable} \end{cases}$$

Dans notre cas :  $fc28=25 \text{ MPa}$   $\begin{cases} \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa} \dots \text{(peu nuisible)} \\ \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa} \dots \text{(préjudiciable)} \end{cases}$

## I.9.2 Matériaux Acier

### I.9.2.1 L'acier d'armature

L'acier est un alliage de fer et de carbone, connue pour sa solidité, sa flexibilité et sa durabilité.

Il est largement utilisé dans la construction. Son rôle principal est d'assurer la stabilité des structures.

Son but est d'offrir un matériau fiable, adopté aux exigences techniques et aux innovations modernes.

Dans notre projet on à utiliser l'acier pour résoudre le problème du béton.

On adopte pour notre projet des armatures hautes adhérence : FeE400

- Contrainte limite à l'état limite ultime (ELU) :  $\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$

Avec

- $f_e$  : limite d'élasticité garantie.
- $\gamma_s$  : coefficient de sécurité.  $\begin{cases} \gamma_s = 1,15 & \text{pour la situation courante} \\ \gamma_s = 1 & \text{pour la situation accidentelle} \end{cases}$

$$\text{Pour } f_e = 400 \text{ MPa} \quad \begin{cases} \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} & \text{pour la situation courante.} \\ \bar{\sigma}_{st} = 400 \text{ MP} & \text{pour la situation accidentelle.} \end{cases}$$

Contrainte limite à l'état limite de service (ELS) : La vérification de la contrainte dans les aciers se fait :

- Pour une fissuration peu nuisible  $\Rightarrow$  aucune vérification à faire
- Pour une fissuration nuisible  $\Rightarrow \bar{\sigma}_{st} \leq \min(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta \times ftj})$
- Pour une fissuration très nuisible  $\Rightarrow \bar{\sigma}_{st} \leq \min(0.5f_e; 90\sqrt{\eta \times ftj})$

$$\text{Tel que : } \eta : \text{coefficient de fissuration} \quad \begin{cases} \eta = 1 \text{ pour les aciers R.L} \\ \eta = 1,6 \text{ pour les aciers HA } \emptyset \geq 6 \text{ mm} \\ \eta = 1,3 \text{ pour les aciers HA } \emptyset < 6 \text{ mm} \end{cases}$$

- Le module d'élasticité de l'acier :  $E_s = 210000 \text{ MPa}$

### I.9.2.2 L'acier de construction

Acier de construction couramment utilisé dans divers secteurs industriels. Connu pour sa résistance et sa ductilité.

On adopte pour notre projet S275.

**Table I- 1:**Caractéristiques de l'acier de construction

Nuance d'acier	S275
- La masse volumique de l'acier	$\rho = 7850 \text{ Kg/m}^3$
- La résistance à la traction	$f_u = 430 \text{ MPa}$
- Le coefficient de poisson	$\nu = 0,3$
- La limite élastique	$f_y = 275 \text{ MPa}$
- Le module de Young	$E = 210\,000 \text{ MPa}$
- Module de cisaillement	$G = \frac{E}{2(1+\nu)} = 80769.23 \text{ MPa}$

# **Chapitre II**

## **Prédimensionnement des éléments**

Le prédimensionnement des éléments d'une structure est une étape essentielle dans un projet d'étude, il est basé sur le principe de déterminer les dimensions des éléments de la structure (poteaux, poutres, solives, dalles) pour estimer leur poids propre toutes en respectant les règles générales BAEL91 et RPA 2024.

### II.1 Prédimensionnements des éléments de la structure en construction mixte (acier-béton) :

L'étude des éléments mixte s'articule en deux phases à suivit :

- ❖ Phase construction
- ❖ Phase d'exploitation

Ces dimensions sont choisies selon les recommandations des règlements à savoir : CBA93, EUROCODE 04, BAEL 91 modifié 99. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être modifiés après vérification dans la phase du dimensionnement.

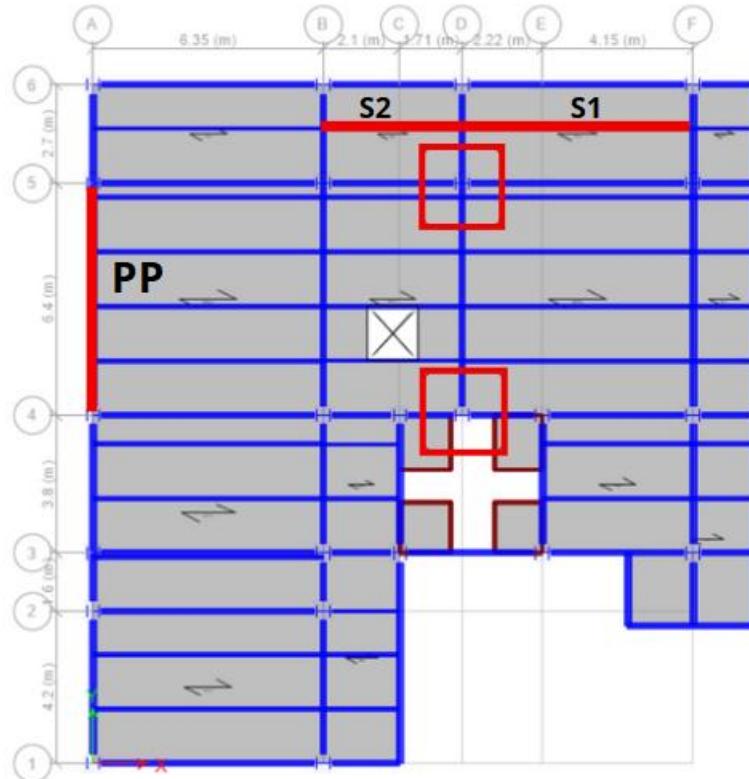


Figure II- 1: Schéma de repérage

## II.2 Prédimensionnement des solives mixtes à la phase de construction :

Les poutres mixtes(acier-béton) sont constituées d'une poutre métallique type (IPE) et d'une dalle béton, reliées par des connecteurs de cisaillement, ces solives travaillent en flexion simple et assurent une bonne répartition des charges. On a 4 types de solives, mais nous avons étudié que 2, la raison donnée est que l'un de ces de type est supérieur ou plus efficace que l'autre.

On opte pour un écartement entre solives « e » limité comme suit :  $0.7m \leq L \leq 1.5$

Donc:  $e=1.5m$ .

- **Les constituants du plancher mixte :**

On opte pour les dimensions suivantes :

- ❖ Dalle en béton :  $hc=10cm$
- ❖ Tôle : cofraplus80 : d'après la figure F.T Annexe

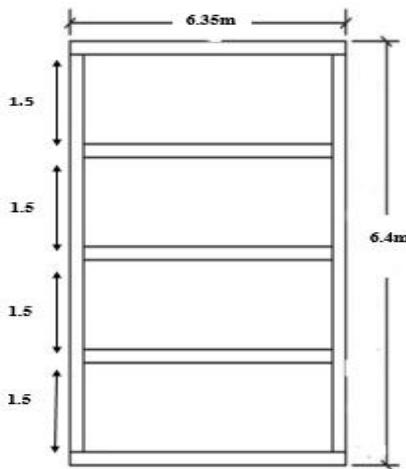
L'épaisseur :  $e = 1.25 mm$

$hp = 40 mm$

- ❖ Solive en IPE

Selon le schéma de disposition figure (II.1), deux types de solives seront étudiés :

➤ La solive 1 :



**Figure II- 2:disposition des solives**

En phase de construction la poutre métallique est prédimensionnée et temporairement soutenue par un appui intermédiaire à mi-portée. Ce dispositif provisoire est maintenu jusqu'au durcissement du béton de la dalle, puis deviendra alors une partie intégrante de la résistance de la poutre mixte en phase finale.

 Estimation de charges :

Pour les solives on prend la charge de béton frais, poids de la tôle, poids de profilé et la charge d'exécution.

Avec :

$$G \text{ béton} = 0.14 * 25 = 3.5 \text{ KN/m}^2$$

$$G \text{ tôle} = 0.1514 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Supposant : } G \text{ profilé IPE120} = 0.104 \text{ KN/m}$$

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

 Combinaison de charge :

$$\text{à L'ELU : } qu = 1.35 \times [(Gbéton + Gtôle) \times e + G IPE] + 1.5 \times Q \times e$$

$$\text{à L'ELS : } qs = [(Gbéton + Gtôle) \times e + G IPE] + Q \times e$$

$$qu = 1.35 \times [(3.5 + 0.1514) \times 1.5 + 0.104] + 1.5 \times 1 \times 1.5 = 9.78 \text{ kN/m}$$

$$qs = [(3.5 + 0.1514) \times 1.5 + 0.104] + 1 \times 1.5 = 7.08 \text{ kN/m}$$

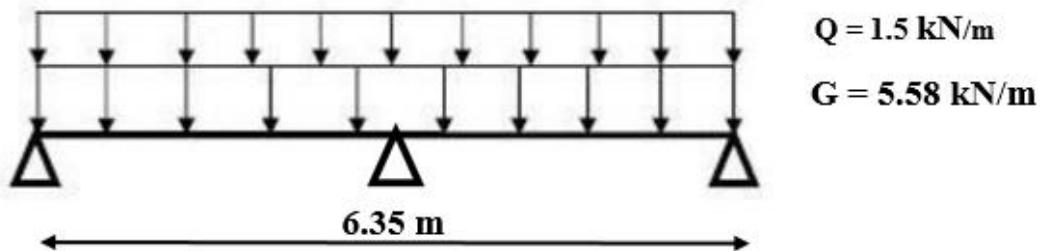


Figure II- 3:schéma statique de la solive 1

**Table II- 1:** charges reprises par les solives du premier type

	G (KN/m)	Q (KN/m <sup>2</sup> )	qu (KN/m)	qs (KN/m)
<b>Solive</b>	5.58	1.5	9.78	7.08

- Vérification le choix de l'IPE :

$$F_{max} \leq \bar{f}$$

$$F = \frac{2.05 \times qs \times (\frac{l}{2})^4}{384 \times E \times I_y} \leq \bar{F} = \frac{l}{250}$$

$$I_y \geq \frac{2.05 \times qs \times (\frac{l}{2})^4 \times 250}{384 \times \frac{l}{2} \times E} = \frac{2.05 \times 7.08 \times (\frac{6.35}{2})^4 \times 250}{384 \times \frac{6.35}{2} \times 2.1 \times 10^5}$$

Donc  $I_y \geq 144.01 \text{ cm}^4 \Rightarrow$  le choix de l'IPE est vérifier (IPE120)

- Vérification aux états limites ultimes :

On doit satisfaire la condition suivante :

$$M_{sd} = \frac{qu \times (\frac{L}{2})^2}{8} \leq M_{plRd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_m 0}$$

**Table II- 2:**Vérification de la condition de résistance

IPE	W <sub>ply</sub> (cm <sup>3</sup> )	M <sub>sd</sub> (KN/m)	M <sub>rd</sub> (KN/m)	Observation
<b>120</b>	60.73	12.32	15.18	Vérifié

- Vérification de l'effort tranchant :

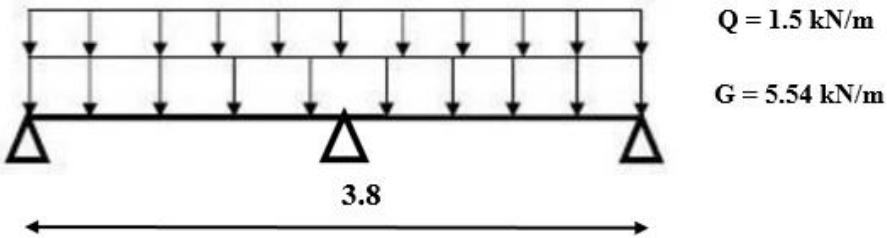
On doit satisfaire la condition suivante :

$$V_{sd} = \frac{qu \times (\frac{L}{2})^2}{2} \leq V_{plRd} = \frac{Av_z \times f_y}{\sqrt{3} \times 1.1}$$

**Table II- 3:**Vérifications des efforts tranchants

IPE	Avz (cm <sup>2</sup> )	V <sub>sd</sub> (KN)	V <sub>plRd</sub> (KN)	Observation
<b>120</b>	6.31	49.30	91.08	Vérifié

➤ La solive 2 :



**Figure II- 4: schéma statique de la solive 2**

✚ Estimation de charges :

Poids propre de béton :  $G_b = 0.14 \times 25 = 3.5 \text{ kN/m}^2$ .

Suposant : poids propre de L'IPE 100 :  $G_p = 0.081 \text{ kN/m}$

Poids propre de la tôle :  $G_t = 0.1514 \text{ kN/m}^2$

$Q$  exécution =  $1 \text{ kN/m}^2$

✚ Combinaison de charges :

à ELU :  $qu = 1.35 \times [(G_{\text{béton}} + G_{\text{tôle}}) \times e + G_{\text{IPE}}] + 1.5 \times Q \times e = 9.75 \text{ kN/M}$

à ELS :  $qs = [(G_{\text{béton}} + G_{\text{tôle}}) \times e + G_{\text{IPE}}] + Q \times e = 7.06 \text{ kN/m}$

- Vérification le choix de l'IPE :

$$F_{\max} \leq \bar{f}$$

$$F = \frac{2.05 \times qs \times (\frac{l}{2})^4}{384 \times E \times I_y} \leq \bar{F} = \frac{\frac{l}{2}}{250}$$

$$I_y \geq \frac{2.05 \times qs \times (\frac{l}{2})^4 \times 250}{384 \times \frac{l}{2} \times E} = \frac{2.05 \times 7.06 \times (\frac{3.8}{2})^4 \times 250}{384 \times \frac{3.8}{2} \times 2.1 \times 10^5}$$

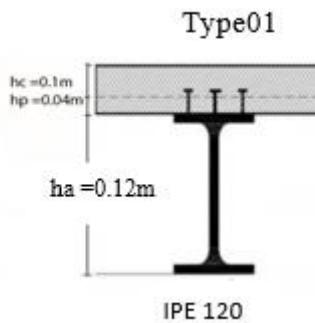
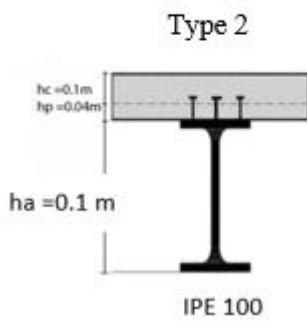
Donc  $I_y \geq 30.77 \text{ cm}^4 \Rightarrow$  le choix de l'IPE est vérifier (IPE 100)

On a suivi la même méthodologie pour la deuxième solive et les vérifications sont résumées dans le tableau ci-dessous :

**Table II-4:** Vérifications nécessaires pour la deuxième solive

IPE	$M_{sd} \leq M_{rd}$ (KN/m)	$V_{sd} \leq V_{plRd}$ (KN)	Observation
80	$4.40 < 9.85$	$17.60 < 73.32$	Vérifié

Après avoir effectués toutes les vérifications nécessaires, on opte pour des solives de dimensions suivantes :

**Figure II-5:** Section transversale solive 1**Figure II-6:** Section transversale solive 2

### II.3 Prédimensionnement de La Poutre maitresse :

Elles sont des éléments structuraux supportant les charges en flexion simple pendant la construction. Selon le schéma de disposition figure (II.1), son prédimensionnement se fait au stade de montage en considérant les poids suivants :

Selon le plan de repérage :  $l = 4.675\text{ m}$

Poids propre de béton :  $G_b = 0,14 \times 25 = 3.5 \text{ kN/m}^2$

Poids propre de la tôle :  $G_t = 0,1514 \text{ kN/m}^2$

Suposant le poids de l'IPE160 :  $G_{IPE} = 0.158 \text{ KN/m}$

Poids des solives :  $G_{solive} = 0.185 \text{ KN/m}$

$Q$  exécution =  $1 \text{ KN/m}^2$

ELU :  $q_u = 1.35 \times [(G_{\text{béton}} + G_{\text{tôle}}) \times l + G_{IPE} + G_{solive}] + 1.5 \times Q \times l = 30.49 \text{ kN/m}$

ELS:  $q_s = [(G_{\text{béton}} + G_{\text{tôle}}) \times l + G_{IPE} + G_{solive}] + Q \times l = 22.07 \text{ kN/m}$

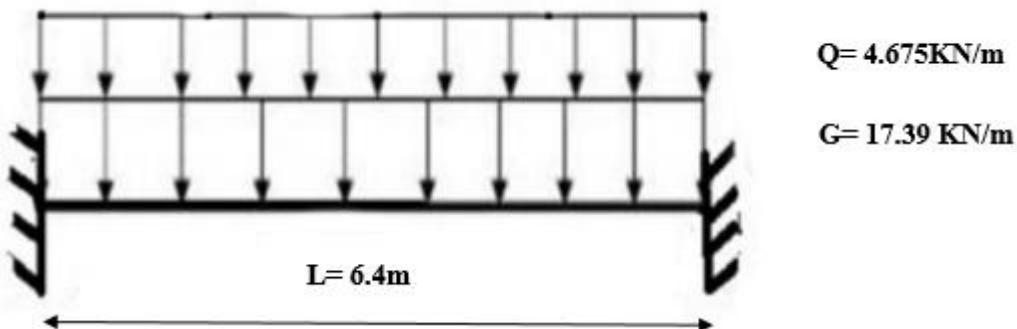


Figure II-7: Schéma statique des charges représentées par la poutre maîtresse

Table II-5: charges représentées par la poutre maîtresse

	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )	Qu (KN/m)	Qs (KN/m)
<b>Poutre Maitresse</b>	17.39	4.675	30.49	22.07

- Vérification le choix de l'IPE :

$$F_{max} \leq \bar{f}$$

$$F = \frac{q_s \times l^4}{384 \times E \times I_y} \leq \bar{F} = \frac{l}{250}$$

$$I_y \geq \frac{q_s \times l^4 \times 250}{384 \times l \times E} = \frac{22.07 \times 6.4^4 \times 250}{384 \times 6.4 \times 2.1 \times 10^5}$$

Donc  $I_y \geq 179.36 \text{ cm}^4 \Rightarrow$  le choix de l'IPE est vérifier (IPE 140)

- Vérification aux états limites ultimes :

- Vérification par critère de résistance :

On doit satisfaire la condition suivante :

$$M_{sd} = \frac{q_u \times (\frac{l}{2})^2}{12} \leq M_{plRd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

**Table II- 6:**Vérification de la condition de résistance

IPE	L (m)	W <sub>ply</sub> (cm <sup>3</sup> )	M <sub>sd</sub> (KN/m)	M <sub>rd</sub> (KN/m)	Observation
<b>160</b>	6.4	123.9	26.02	30.97	Vérifié

➤ **Vérification de l'effort tranchant :**

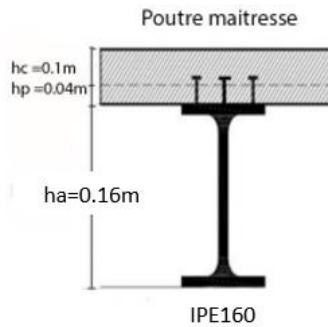
On doit satisfaire la condition suivante :

$$V_{sd} = \frac{qu \times \left(\frac{l}{2}\right)}{2} \leq V_{rd} = \frac{Av_z \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_m \theta}$$

**Table II- 7:**Vérifications des efforts tranchants

IPE	A <sub>vz</sub> (cm <sup>3</sup> )	V <sub>sd</sub> (KN)	V <sub>rd</sub> (KN)	Observation
<b>160</b>	9.66	48.78	139.43	Vérifié

Après avoir fait toutes les vérifications nécessaires, on opte pour des poutres maitresses des dimensions suivantes :

**Figure II- 8:**section transversale poutre maitresse

#### II.4 Prédimensionnement des balcons :

Selon le plan de repérage figure (II.1), l = 3.725m

Poids propre de béton :  $G_b = 0,14 \times 25 = 3.5 \text{ kN/m}^2$

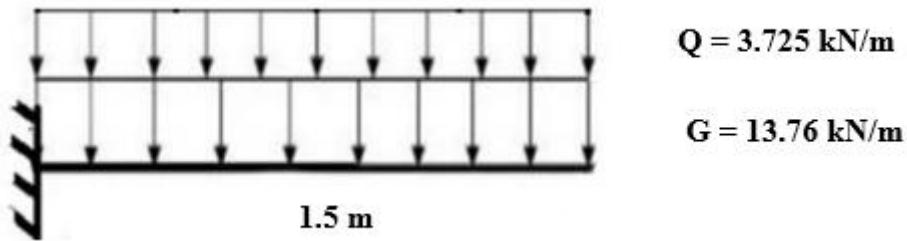
Poids propre de la tôle :  $G_t = 0,1514 \text{ kN/m}^2$

Supposant le poids de l'IPE160 :  $G_{IPE} = 0.158 \text{ KN/m}$

$Q$  exécution = 1 KN/m<sup>2</sup>

$$\text{ELU : } qu = 1.35 \times [(Gbéton + Gtôle) \times l + G IPE + Gsolive] + 1.5 \times Q \times l = 24.16 \text{ kN/m}$$

$$\text{ELS: } qs = [(Gbéton + Gtôle) \times l + G IPE + Gsolive] + Q \times l = 17.48 \text{ kN/m}$$



**Figure II-9:** Schéma statique des charges reprise par la poutre de balcon

**Table II-8:** Vérification de la condition de résistance

	<b>G (kN/m)</b>	<b>Q (kN/m)</b>	<b>qu (kN/m)</b>	<b>qs (kN/m)</b>
<b>Poutre de balcon</b>	13.76	3.725	24.16	17.48

- Vérification de choix de l'IPE :

$$F_{max} \leq \bar{f}$$

$$F = \frac{qs \times l^4}{8 \times E \times I_y} \leq \bar{F} = \frac{l}{250}$$

$$I_y \geq \frac{qs \times l^4 \times 250}{8 \times \frac{l}{2} \times E} = \frac{17.48 \times 1.5^4 \times 250}{8 \times 1.5 \times 2.1 \times 10^5}$$

Donc  $I_y \geq 877.90 \text{ cm}^4 \Rightarrow$  le choix de l'IPE n'est pas vérifier alors on choisit l'IPE 180.

#### ❖ Vérification aux états limites ultimes :

- Vérification par critère de résistance :

On doit satisfaire la condition suivante :

$$M_{sd} = -\frac{qu \times (\frac{l}{2})^2}{2} \leq M_{rd} = \frac{w_{ply} \times F_y}{\gamma_m 0}$$

**Table II-9:** vérification de la condition de résistance

<b>IPE</b>	<b>L (m)</b>	<b>W<sub>ply</sub> (cm<sup>3</sup>)</b>	<b>M<sub>sd</sub> (Kn.m)</b>	<b>M<sub>rd</sub> (Kn.m)</b>	<b>Observation</b>
<b>140</b>	1.5	166.4	6.75	41.6	Vérifiée

- Vérification de l'effort tranchant :

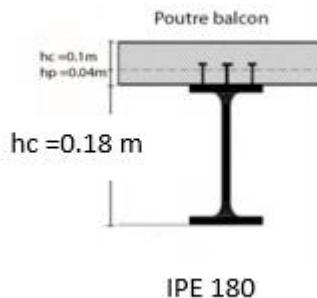
On doit satisfaire la condition suivante :

$$V_{sd} = \frac{q_u \times (\frac{l}{2})}{2} \leq V_{plrd} = \frac{Av_z \times F_y}{\sqrt{3} \times 1.1}$$

**Table II- 10:**représentation des vérifications des efforts tranchants

IPE	Avz (cm <sup>2</sup> )	Vsd (kN)	Vplrd (kN)	Observation
<b>140</b>	11.25	9.06	16.24	Vérifiée

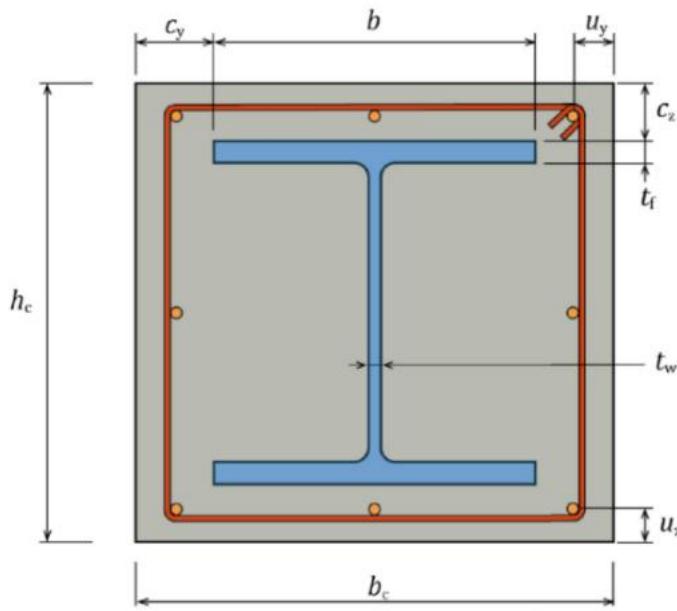
Apres avoir fait toutes les vérifications nécessaires, on opte pour des poutres de dimensions suivantes :



**Figure II- 10:**section transversale poutre balcon

## II.5 Prédimensionnement des poteaux mixtes :

Les poteaux sont des éléments verticaux de structure combinant acier et béton. Ils sont conçus pour résister à la flexion composée, pour notre projet nous avons opté pour une solution de poteaux mixte entièrement enrobé.



**Figure II- 11:**Section transversale du poteau mixte totalement enrobé.

On opte pour des poteaux mixtes de dimensions suivantes :

**Table II- 11:**section choisit pour les poteaux mixtes

Etage	Section (cm <sup>2</sup> )	Profilé
Terrasse + 11éme	30 × 30	HEA 200
10éme + 9éme	30 × 35	HEA 220
8éme + 7éme	35 × 35	HEA 240
6éme + 5éme	35 × 40	HEA 260
4éme + 3éme	40 × 40	HEA 280
2éme + 1ér	40 × 45	HEA 300
RDC + Sous-Sol	45 × 45	HEA 320

- Vérification des conditions d'enrobage :

Pour valider les sections optées pour les poteaux il faut vérifier les conditions suivantes :

$$40 \text{ mm} \leq C_y = \frac{bc - b}{2} \leq 0.4b$$

$$40 \text{ mm} \leq C_z = \frac{hc - h}{2} \leq 0.3h$$

bc : largeur totale de la section du poteau

b : largeur du profilé

hc : hauteur totale de section du poteau

h : hauteur du profilé

**Table II- 12:** Vérification des conditions d'enrobage des poteaux mixte entièrement enrobé HEA

Etage	Profilé HEA	At (cm <sup>2</sup> )	hHEA (Cm)	bHEA (Cm)	0.4b (Cm)	0.3h (Cm)	Cy (cm)	Cz (cm)	Observation	
									Cy	Cz
Terrasse + 11ème	200	30*30	20	19	7.6	6	5	5.5	Vérifié	Vérifié
10ème + 9ème	220	30*35	22	21	8.4	6.6	6.5	4.5	Vérifié	Vérifié
8ème + 7ème	240	35*35	24	23	9.2	7.2	5.5	6	Vérifié	Vérifié
6ème + 5ème	260	35*40	26	25	10	7.8	7	5	Vérifié	Vérifié
4ème + 3ème	280	40*40	28	27	10.8	8.4	6	6.5	Vérifié	Vérifié
2ème + 1er	300	40*45	30	29	11.6	9	7.5	5.5	Vérifié	Vérifié
RDC + Sous-Sol	320	45*45	30	31	12.4	9	7.5	7	Vérifié	Vérifié

**Table II- 13:**Paramètres à prendre en considération pour la descente de charge

Niveaux	Poteax (Cm <sup>2</sup> )	ρAcier (KN)	ρBéton (KN)	At (Cm <sup>2</sup> )	Aa (Cm <sup>2</sup> )	Ac (Cm <sup>2</sup> )	Hétage (Cm <sup>2</sup> )	Pc (KN)	Pa (KN)	Ptot (KN)
<b>Terrasse + 11ème</b>	(30*30)	78	25	900	53.8	233.7	2.89	1.69	1.21	2.9
<b>10ème + 9ème</b>	(30*35)			1050	64.3	258.95	2.89	1.87	1.45	3.32
<b>8ème + 7ème</b>	(35*35)			1225	76.8	292.7	2.89	2.11	1.73	3.84
<b>6ème + 5ème</b>	(35*40)			1400	86.8	323.2	2.89	2.33	1.95	4.28
<b>4ème + 3ème</b>	(40*40)			1600	97.3	363.7	2.89	2.63	2.19	4.82
<b>2ème + 1er</b>	(40*45)			1800	112.5	393.75	2.89	2.84	2.53	5.37
<b>RDC</b>	(45*45)			2025	124.5	475.5	3.57	4.24	3.46	7.7
<b>Sous-Sol</b>	(45*45)			2025	124.5	475.5	3.6	4.28	3.49	7.77

Avec:

-At : section de poteau

-Aa : section d'acières

-Ac : section de béton poteau

-Pc : le poids de béton poteau

-Pa : le poids d'acier béton

-Ac = At -As -Aa

-Ptotal : le poids total

-Hétage : hauteur de l'étage

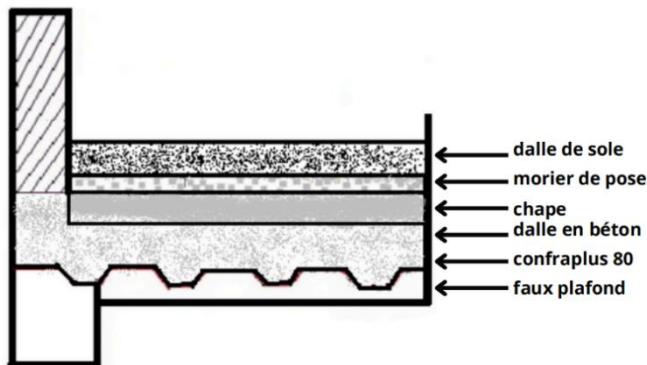
-As = (bc - Cy) × (hc - Cz)

-Pbéton=  $\rho_{\text{béton}} \times Ac \times \text{Hétage}$

-Pacier=  $\rho_{\text{acier}} \times Aa \times \text{Hétage}$

## II.6 Evaluation des charges :

### II.6.1 Plancher courant :

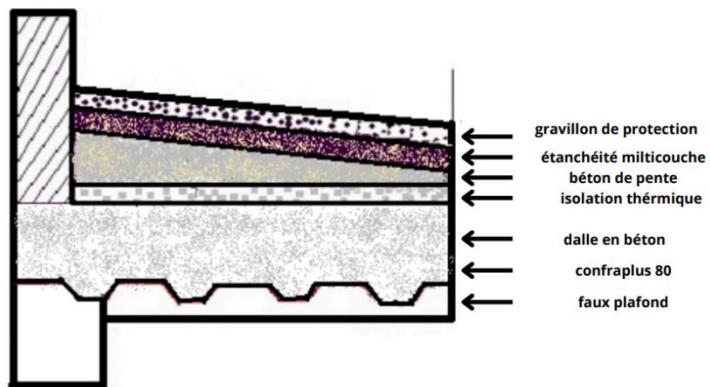


**Figure II- 12:**les couposants du plancher étage courant

**Table II- 14:**Evaluation des charges sur plancher étage courant.

N°	Eléments	Épaisseur (m)	Poids volumique (kN/m <sup>3</sup> )	Charges (kN/m <sup>2</sup> )
1	Dalle en béton	0.14	25	3.5
2	Dalle de sol	0.005	15	0.075
3	Mortier de pose	0.02	20	0.4
4	Chape en mortier	0.04	18	0.72
5	Faux plafond	0.01	10	0.1
6	Cloisons de separation	0.1	10	0.1
7	Tôle (cofraplus80)	1.25	0.1514	0.1514
				<b>G = 5.95</b>
				<b>Q = 1.5</b>

### II.6.2 Plancher terrasse :



**Figure II- 13:** Composants du plancher terrasse.

**Table II- 15:** Evaluation des charges sur plancher terrasse.

N°	Eléments	Épaisseur (m)	Poids volumique (kN/m <sup>3</sup> )	Charge (kN/m <sup>2</sup> )
1	Gravaillon de protection	0.04	20	0.8
2	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Béton de pente	10	0.22	2.2
4	Isolation thermique	0.04	4	0.16
5	Dalle en béton	0.14	25	3.5
6	Faux plafond	0.01	10	0.1
7	Tôle	1.25	0.1514	0.1514
				<b>G = 7.03</b>
				<b>Q = 1</b>

### II.6.3 Descente de charge :

Selon le schéma de repérage figure (II.1), la descente de charge sert appliquée aux poteau mixte (B-4) et (C-4) identifier comme poteaux les plus sollicités à la compression simple

**II.6.4 Loi de dégression de charge :**

Également appelée loi de réduction des charges, est un principe utilisé en génie civil pour diminuer la valeur des charges d'exploitation dans un bâtiment en fonction de leur hauteur.

En raison de nombre d'étage qui compose la structure étudier  $n > 5$  on doit tenir compte de la loi de dégression pour des surcharges d'exploitation différentes.

Q0.

Q0 + Q1.

Q0 + 0.95 (Q1 + Q2).

Q0 + 0.90 (Q1 + Q2 + Q3).

Sous les étages inférieurs (pour  $n \geq 5$ ) :  $Q0 + (3 + n) / (2 * n) \sum q_i$

: numéro d'étage à partir du sommet du bâtiment.

Les résultats de la dégression de charge sont récapitulés dans le tableau ci-après :

**Table II- 16:**Coefficients de dégression des surcharges.

Niveaux	14	13	12	11	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1
Coefficient	1	1	0.95	0.9	0.85	0.8	0.75	0.724	0.68	0.66	0.65	0.63	0.62	0.61

Les résultats de la descente de charge réalisée sur les deux poteaux sont récapitulés dans les tableaux ci-après :

Niveaux	G Plancher (kN)	G Poteau (kN)	G Poutre (kN)	G Soline (kN)	G Cumulé (kN)	Q (kN)	Q Cumulé (kN)	NU (kN)	NS (kN)
14	138.88	/	0.65	0.89	140.42	19.4	19.4	218.66	159.82
13	117.31	7.34	0.65	0.89	266.62	29.1	48.5	432.68	315.12
12	117.31	8.58	0.65	0.89	394.05	29.1	74.69	644	468.74
11	117.31	8.58	0.65	0.89	521.48	29.1	97.97	850.95	619.45
10	117.31	10.04	0.65	0.89	650.37	29.1	118.34	1055.51	768.71
9	117.31	10.04	0.65	0.89	779.26	29.1	135.8	1255.7	915.06
8	117.31	11.46	0.65	0.89	909.57	29.1	150.35	1453.44	1059.92
7	117.31	11.46	0.65	0.89	1039.88	29.1	166.88	1654.16	1206.76
6	117.31	13.06	0.65	0.89	1171.79	29.1	177.70	1848.46	1349.49
5	117.31	13.06	0.65	0.89	1303.7	29.1	192.25	2048.37	1495.95
4	117.31	14.74	0.65	0.89	1437.29	29.1	208.55	2253.16	1645.84
3	117.31	14.74	0.65	0.89	1570.88	29.1	221.06	2452.28	1791.94
2	117.31	20.45	0.65	0.89	1710.18	29.1	235.90	2662.59	1946.08
1	117.31	20.62	0.65	0.89	1849.65	29.1	250.16	2872.26	2099.81

Table II- 17:la descente de charges pour le poteau (B-4)

Niveaux	G Plancher (kN)	G Poteau (kN)	G Poutre (kN)	G Soline (KN)	G Cumulé (kN)	Q (kN)	Q Cumulé (kN)	NU (kN)	NS (kN)
14	56.65	/	0.73	0.27	54.65	7.27	7.27	84.68	61.92
13	34.91	7.34	0.73	0.27	97.9	13.5	20.77	163.32	118.67
12	34.91	8.58	0.73	0.27	142.39	13.5	32.92	241.60	175.31
11	34.91	8.58	0.73	0.27	186.88	13.5	43.72	317.87	230.6
10	34.91	10.04	0.73	0.27	232.83	13.5	53.17	394.07	286
9	34.91	10.04	0.73	0.27	278.78	13.5	61.27	468.26	340.05
8	34.91	11.46	0.73	0.27	326.15	13.5	68.02	542.33	394.17
7	34.91	11.46	0.73	0.27	373.52	13.5	75.69	617.78	449.21
6	34.91	13.06	0.73	0.27	422.49	13.5	80.71	691.42	503.2
5	34.91	13.06	0.73	0.27	471.46	13.5	87.46	767.66	558.92
4	34.91	14.74	0.73	0.27	522.11	13.5	95.02	847.38	617.13
3	34.91	14.74	0.73	0.27	572.73	13.5	100.82	924.43	673.55
2	34.91	20.45	0.73	0.27	629.09	13.5	107.71	1010.83	736.8
1	51.15	20.62	0.73	0.27	701.86	13.5	144.32	1163.99	846.18

**Table II- 18:**la descente de charges pour le poteau (C-4)

Selon les résultats obtenu le poteau le plus sollicité c'est le poteau (B-4).

#### Verification des poteaux:

##### ➤ Vérification de la contribution du profilé à la résistance totale du poteau :

En vérifié le poteau de Sous-Sol :

$$N_{pl}.R_d = N_a + N_c + N_s$$

$$0.2 \leq \delta = \frac{N_a}{N_{pl}R_d} \leq 0.9$$

$$N_a = A_a \times \frac{f_y}{\gamma_m 0}$$

fy=275 MPA                       $\gamma_m 0=1.1$

$$Nc = 0.85 \times Ac \times \frac{fck}{\gamma_c} \quad fck=25MPA \quad \gamma_c=1.5$$

$$Ns = As \times \frac{fck}{\gamma_s} \quad fck=400MPA \quad \gamma_s=1.15$$

On résume les résultats de cette vérification dans le tableau suivant :

**Table II- 19:** Vérification de la contribution du profilé dans les poteaux

	Nbr des barres	Aa (mm <sup>2</sup> )	As (mm <sup>2</sup> )	Ac (mm <sup>2</sup> )	Na (KN)	Ns (KN)	Nc (KN)	NplRd	δ	0.2 ≤ δ ≤ 0.9
<b>HEA 320</b>	8HA14	12440	142500	47550	3110	49565.22	673.625	53348.84	0.058	Vérifié

➤ Vérification à la compression simple :

$$Ncr = \frac{\pi^2 \times (EI)e}{l^2}$$

$$(EI)e = Ea Ia + 0.8 Ecd Ic + Es Is$$

$$\text{Avec : } Ecd = \frac{Ecm}{\gamma_c}$$

Ia = Moment d'inertie du profilé

Ic = Moment d'inertie du béton

Is = Moment d'inertie des armatures

Ea, Es et Ecm sont respectivement les modules d'élasticité du profilé, des armatures et du béton

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{NplRd}{Ncr}}$$

$\bar{\lambda} < 0.2 \Rightarrow$  Donc il n'y a pas risque de flambement

- Selon l'axe Y-Y :

$$(EI)e = 21000 \times 229300000 + 0.8 \times \frac{32000}{1.5} \times 3417187500 + 20000 \times 5009780711$$

$$(EI)e = 1.63 \cdot 10^{14}$$

$$Ncr = \frac{\pi^2 \times (1.63 \cdot 10^{14})}{3600^2}$$

$$Ncr = 124.13 \cdot 10^6 \text{ N}$$

Donc :  $\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{53348.84}{124.13 \cdot 10^6}} = 0.02$

$$\bar{\lambda} < 0.2 \Rightarrow \text{C'est vérifié}$$

$\Rightarrow$  Pas de risque de flambement

- Selon l'axe Z-Z :

$$(EI)e = 21000 \times 69850000 + 0.8 \times \frac{32000}{1.5} \times 3417187500 + 20000 \times 5144265086$$

$$(EI)e = 1.62 \cdot 10^{14}$$

$$Ncr = \frac{\pi^2 \times 1.62 \times 10^{14}}{3600^2} = 123.37 \cdot 10^6 \text{ N}$$

Donc :  $\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{53348.84}{123.37 \cdot 10^6}} = 0.02$

$$\bar{\lambda} < 0.2 \Rightarrow \text{C'est vérifié}$$

$\Rightarrow$  Pas de risque de flambement

### Conclusion :

Après avoir effectué le prédimensionnement des éléments structuraux et les vérifications nécessaires, nous avons adopté les dimensions relatives à chaque élément et serons modifier après application du chargement dynamique.

**Table II- 20:**Prédimensionnement des éléments structuraux

<b>Eléments</b>		<b>Ossature en construction mixte</b>
		<b>Les dimensions adopté</b>
<b>Poteaux</b>	<b>Sous-sol + RDC</b>	45×45×HEA320
	<b>1ér + 2éme</b>	40×45×HEA300
	<b>3émé + 4éme</b>	40×40×HEA280
	<b>5émé + 6éme</b>	35×40×HEA260
	<b>7éme + 8éme</b>	35×35×HEA240
	<b>9éme + 10éme</b>	30×35×HEA220
	<b>11éme + terrasse</b>	30×30×HEA200
<b>Poutres</b>	<b>Poutre maitresse</b>	IPE 160
	<b>Solive 1</b>	IPE 120
	<b>Solive 2</b>	IPE 100
	<b>Poutre balcon</b>	IPE 180
<b>Planchers</b>	<b>Plancher collaborant</b>	ht = 14cm
<b>Contreventements</b>	<b>Stabilité en X</b>	UPN 120

# **Chapitre III Etude des éléments secondaire**

Dans ce chapitre, nous présentons l'étude des éléments secondaires qui ne contribuent pas directement aux contreventements contrairement aux éléments porteurs principaux. Nous citons (les planchers mixte, l'escalier, et l'acrotère)

Cette étude est indépendante de l'action sismique et le calcul de ses éléments s'effectue suivant le règlement ([CCM97](#), [Eurocode3](#), [Eurocode4](#)) en respectant le règlement parasismique Algérien ([RPA 2024](#))

## III.1 Etude des planchers mixtes :

### III.1.1 Etude des solives :

On a étudié les deux types de solives (Voir la figure II.3 et figure II.4)

#### III.1.1.1 Les charges à considérer :

Nous avons opté pour une distance entre les solives  $e = 1.5 \text{ m}$

- Calcul de la charge plus sollicité revenant à la solive:

$$G_{\text{solive ter}} = 7.03 \times 1.5 = 10.545 \text{ kN/m}$$

$$G_{\text{solive E.C}} = 5.95 \times 1.5 = 8.925 \text{ kN/m}$$

- Surcharge d'exploitation:

$$Q_{\text{solive ter}} = 1 \times 1.5 = 1.5 \text{ kN/m}$$

$$Q_{\text{solive EC}} = 1.5 \times 1.5 = 2.25 \text{ kN/m}$$

- Poids du profilé pour la solive 1 (IPE180):

$$G_{\text{profilé}} = 0.188 \text{ kN/m}$$

- Poids du profilé pour la solive 2 (IPE120):

$$G_{\text{profilé}} = 0.104 \text{ kN/m}$$

- Combinaison des charges:

$$\text{ELU : } qu = [(1.35 \times G_{\text{tot}}) + (1.5 \times Q_{\text{tot}})] \times 1.5$$

$$\text{ELS : } qs = [G_{\text{tot}} + Q_{\text{tot}}] \times 1.5$$

**Table III- 1:**les charges revenant sur solives les plus sollicitées

	Plancher	IPE	Poids de profilé (kN/m)	$q_u$ (kN/m)	$q_s$ (kN/m)
<b>Solive 1</b>	Terrasse	180	0.188	16.74	12.23
	<b>Etage courant</b>	180	0.188	15.68	11.36
<b>Solive 2</b>	Terrasse	120	0.104	16.63	12.15
	<b>Etage courant</b>	120	0.104	15.56	11.28

**III.1.1.2 Largeur efficace de la dalle ( $b_{eff}$ ) :**

La largeur efficace est la largeur de la dalle qui contribue à la flexion générale du plancher

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

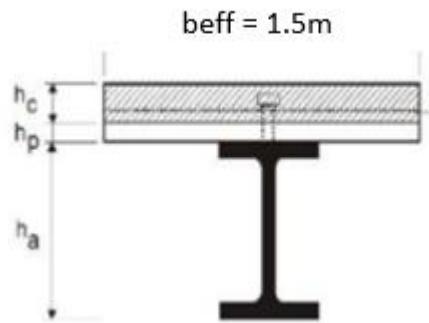
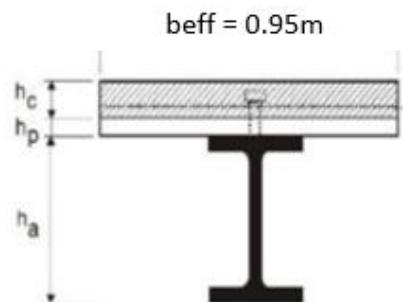
$l_0$ : La portée de la poutre dans le cas d'une poutre sur deux appuis.

- Pour la solive 1 :  $l_0 = 6.35 \text{ m}$        $b_{e1} = b_{e2} = \min\left(\frac{6.35}{8}; \frac{1.5}{2}\right)$

Donc :  $b_{eff} = 1.5 \text{ m}$ .

- Pour la solive 2 :  $l_0 = 3.8 \text{ m}$        $b_{e1} = b_{e2} = \min\left(\frac{3.8}{8}; \frac{1.5}{2}\right)$

Donc :  $b_{eff} = 0.95 \text{ m}$ .

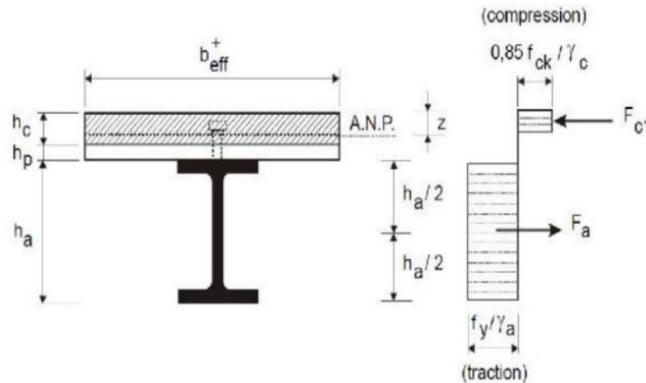
**Figure III- 1:**Largeur efficace de la dalle pour la solive 1**Figure III- 2:**Largeur efficace de la dalle pour la solive 2

### III.1.2 Position de l'axe neutre :

Nous allons effectuer un calcul plastique afin de confirmer la classe de la section mixte. Pour cela, nous déterminerons la position de l'axe neutre plastique (ANP) en suivant la démarche suivante :

Si  $F_c > F_a \Rightarrow$  L'axe neutre plastique se situe dans l'épaisseur de la dalle.

$F_c < F_a \Rightarrow$  L'axe neutre plastique se situe dans le profilé métallique.



**Figure III- 3:**Distribution plastique des contraintes normales.

$$F_c = h_c \times b_{eff} \times 0.85 \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad F_a = A_a \times \frac{f_y}{\gamma_a}$$

Les coefficients de sécurité :  $\gamma_c = 1.5$        $\gamma_a = 1.1$        $\gamma_s = 1.15$

❖ Les caractéristiques des matériaux utilisés sont résumées dans le tableau ci-dessous:

**Table III- 2:** Caractéristiques des matériaux (béton-acier)

Fy (MPa)	fck (MPa)	fsk (MPa)	Ecm (MPa)
275	25	400	32000

**Table III- 3:**Calcul de la position de l'ANP de la solive

	IPE	hc (cm)	b <sub>eff</sub> (cm)	Aa (cm <sup>2</sup> )	F <sub>c</sub> (kN)	F <sub>a</sub> (kN)	Position de l'ANP
Solive 1	180	14	150	23.9	2975	597.5	Dans la dalle
Solive 2	120	14	95	13.2	1884.16	330	Dans la dalle

Selon le règlement (EC4), quand l'ANP se situe dans la dalle, la section mixte est considérée de classe 01, le calcul qui suit sera dans le domaine plastique.

❖ Vérification des solives à l'ELU:

- Moment fléchissant:

$$M_{sd} = \frac{q_u l^2}{8} \leq M_{rd} = f_a \left( \frac{h_a}{2} + h_c + h_p + \frac{Z}{2} \right)$$

$$Z_{pl} = \frac{f_a}{b_{eff} \times 0.85 \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c}}$$

On résume les résultats de calcul de  $Z_{pl}$  et  $M_{Plrd}$  dans le tableau qui suit :

**Table III- 4:** Calcul de  $Z_{pl}$  et  $M_{Plrd}$  (des solives)

	IPE	Fa (kN)	b <sub>eff</sub> (cm)	Z <sub>pl</sub> (m)	$\frac{h_a}{2}$ (cm)	h <sub>c</sub> (cm)	h <sub>p</sub> (cm)	$\frac{Z}{2}$	M <sub>Plrd</sub> (kN.m)
Solive 1	180	597.5	150	0.028	0.09	0.1	0.04	0.074	129.06
Solive 2	120	330	95	0.024	0.06	0.1	0.04	0.012	62.04

❖ Vérification du moment résistant :

**Table III- 5:** La vérification du moment résistant (des solives)

	Plancher	IPE	M <sub>sd</sub> (kN.m)	M <sub>rd</sub> (kN.m)	Observation
<b>Solive 1</b>	Terrasse	180	84.37	129.06	Vérifiée
	Etage courant	180	79.03	129.06	Vérifiée
<b>Solive 2</b>	Terrasse	120	30.02	62.04	Vérifiée
	Etage courant	120	28.08	62.04	Vérifiée

❖ Vérification des Efforts tranchants:

$$V_{sd} = \frac{q_u \times l}{2} \leq V_{plrd} = \frac{A_v \times f_y}{1.1 \times \sqrt{3}}$$

**Table III- 6:** la vérification de l'effort tranchant

	Plancher	A <sub>vz</sub> (cm <sup>2</sup> )	q <sub>u</sub> (kN/m)	V <sub>sd</sub> (kN)	V <sub>plrd</sub> (kN)	Observation
<b>Solive 1</b>	Terrasse	11.25	16.74	53.15	162.38	Vérifiée
	Etage courant	11.25	15.68	49.78	162.38	Vérifiée
<b>Solive 2</b>	Terrasse	6.31	16.63	31.6	91.08	Vérifiée
	Etage courant	6.31	15.56	29.56	91.08	Vérifiée

❖ Vérification des solives à l'ELS:

La vérification de la flèche se fait au domaine élastique, d'où les calculs suivants

❖ Position de l'ANE :

$$Aa(h - Za - hc) < \frac{Ac}{n} \times \frac{hc}{2}$$

$$23.9(32 - 9 - 14) < \frac{23.9 \times 14}{6.88} \times \frac{14}{2}$$

$215.1\text{cm}^3 < 340.43\text{cm}^3 \rightarrow$  L'axe neutre est dans la dalle

$$Zel = \frac{n \times Aa}{beff} \left[ 1 - \sqrt{1 + \frac{2 \times beff}{n \times Aa} (h - Za)} \right] \quad \text{avec : } n = \frac{Ea}{Ecm}$$

**Table III- 7:** Le calcul de la position de l'ANE Zel de la solive

	IPE	Aa (cm <sup>2</sup> )	h (cm)	beff (cm)	n	Za (cm)	Zm (cm)	Zel (cm)
<b>Solive 1</b>	180	23.9	32	150	6.88	9	28.52	3.48
<b>Solive 2</b>	120	13.2	26	95	6.88	6	23.56	2.56

Avec:  $Zm = h - Zel$        $h = hIPE + (hc + hp)$

❖ Calcul moment d'inertie de la section mixte:

$$Imy = Iay + Aa(Za - Zm)^2 + \frac{beff \times Zel^3}{3 \times n}$$

**Table III- 8:** Calcul du moment d'inertie mixte Imy des solives

	IPE	Aa (cm <sup>2</sup> )	Za (cm)	Zel (cm)	Zm (cm)	Iay (cm <sup>4</sup> )	Imy (cm <sup>4</sup> )
<b>Solive 1</b>	180	23.9	9	3.48	28.52	1317	10729.91
<b>Solive 2</b>	120	13.2	6	2.56	23.44	317.8	4409.85

❖ Vérification de la flèche:

$$f_{max} = \frac{5 \times qs \times l^4}{384 \times E \times Imy} \leq f_{adm} = \frac{1}{250}$$

**Table III- 9:** Vérification de la flèche.

Type	Plancher	IPE	qs (kN/m)	Imy (cm <sup>4</sup> )	Fmax (cm)	Fadm (cm)	observation
<b>Solive 1</b>	Terrasse	180	12.23	10729.91	1.15	2.54	Vérifiée
	Etage courant	180	11.36	10729.91	1.07	2.54	Vérifiée
<b>Solive 2</b>	Terrasse	120	12.15	4409.85	0.35	1.52	Vérifiée
	Etage courant	120	11.28	4409.85	0.33	1.52	Vérifiée

Les conditions de flèches sont vérifiées pour les deux types de solives.

### III.2 Etude de la connexion (solive-dalle) :

Les connecteurs sont des éléments qui assurent la liaison entre la dalle en béton et la structure en acier. Leur rôle est de résister au glissement à l'interface, en limitant les déplacements relatifs entre le béton et l'acier à une valeur suffisamment faible pour garantir la solidarité des deux matériaux.

Vérification des connecteurs avec les caractéristiques suivantes :

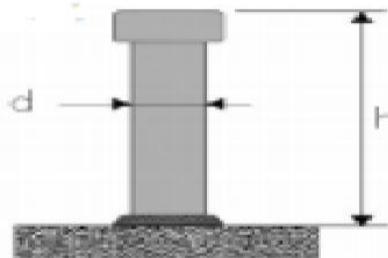
Nous optons pour le type de connecteurs goujons avec tête pour la connexion solive-dalle

$h = 80 \text{ mm}$

$d = 16 \text{ mm}$

$f_y = 250 \text{ MPa}$

$f_u = 450 \text{ MPa}$



**Figure III- 4:** goujon à tête

- La résistance du goujon :

$$P_{rd} = \begin{cases} 0.8 \frac{f_u}{\gamma_v} \left( \frac{\pi d^2}{4} \right) & (\text{Cisaillement de goujon}) \\ 0.29 \frac{\alpha d^2}{\gamma_v} \sqrt{f_{ck} \times E_{cm}} & (\text{Ecrasement du béton autour du goujon}) \end{cases}$$

$$Prd = \begin{cases} 0.8 \frac{450}{1.25} \left( \frac{\pi \times 16^2}{4} \right) = 57.9 \\ 0.29 \frac{1 \times 16^2}{1.25} \sqrt{25 \times 32000} = 53.12 \end{cases}$$

$d$  : Diamètre du fût du goujon ( $d < 22$  mm)

$f_u$  : Résistance ultime en traction spécifique du goujon sans dépasser 500 (MPa)

$f$ : Résistance caractéristique du béton à l'âge considéré.

$E$ : Module de Young du béton

$\gamma v$ : Coefficient de sécurité partiel: ( $\gamma v = 1,25$ )

$$\alpha : \text{Facteur correctif donné par} \begin{cases} 1 & \text{si } \frac{h}{d} > 4 \\ 0.25 \left( 1 + \frac{h}{d} \right) & \text{si } 3 \leq \frac{h}{d} \leq 4 \end{cases}$$

Après les calculs on a :  $Prd = \min(57.9 ; 53.12) \Rightarrow Prd = 53.12$  kN

$P'rd = rPrd$

$P'rd = 1 \times 53.12 = 53.12$  kN

En mettant un seul goujon par nervure soudés à travers des tôles d'épaisseur 1.25 supérieur à 1mm, donc  $r$  sera pris inférieure ou égale à 1 et c'est pourquoi en a pris  $r = 1$ .

- Calcul effort de cisaillement longitudinal (Vlf) :

$$V_{lf} = \min(Fa ; Fc)$$

Solve 1 :

$$V_{lf} = Fa = 597.5$$
 kN

Solve 2:

$$V_{lf} = Fa = 330$$
 kN

- Calcul nombre de goujons pour une connexion complet (Nf) :

$$N \geq \frac{V_{lf}}{P'rd}$$

Le nombre de goujon de la solive 1 :

$$N_f \geq \frac{597.5}{53.12} \geq 11.24 \quad \text{Donc } N = 12 \text{ goujons pour une distance } L_{cr} = \frac{L}{2}$$

Avec:

$$l = 6.35 \text{ m} \rightarrow \frac{l}{2} = 3.175 \text{ m}$$

- Calcul de l'espacement entre goujons (e) :

$$l \leq \frac{L_{cr}}{N_f}$$

$$e \leq \frac{317.5}{14} \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad e \leq 22.46 \text{ cm}$$

$$e = 22 \text{ cm}$$

Le nombre de goujon de la solive 2 :

$$N = \frac{330}{53.12} = 6.21 \quad \text{Donc } N = 7 \text{ goujons pour une distance } L_{cr} = \frac{L}{2}$$

Avec:

$$l = 3.8 \text{ m} \rightarrow \frac{l}{2} = 1.9 \text{ m}$$

- Calcul de l'espacement entre goujons (e) :

$$l \leq \frac{L_{cr}}{N_f}$$

$$e \leq \frac{190}{14} \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad e \leq 23.75 \text{ cm}$$

$$e = 22 \text{ cm}$$

### III.3 Etude des dalles pleines :

Exemple d'un panneau de dalle repose sur 4 appuis :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{5.95}{6} = 0.99 > 0.4$$

⇒ La dalle travaille selon 2 sens

#### III.3.1 Les chargements :

On a:

$$G = 3.83 \text{ kN/m}^2$$

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

➤ ELU :

$$Q_u = (1.35G + 1.5Q) \times 1$$

$$Q_u = 8.92 \text{ kN/m}^2$$

➤ ELS :

$$Q_s = (G + Q) \times 1$$

$$Q_s = 6.33 \text{ kN/m}^2$$

D'après l'abaque dans annexe :

$$\text{ELU : } \begin{cases} \mu_x = 0.0376 \\ \mu_y = 0.9771 \end{cases}$$

$$\text{ELS : } \begin{cases} \mu_x = 0.0449 \\ \mu_y = 0.9847 \end{cases}$$

### III.3.2 Calcul les sollicitations :

➤ ELU :

$$\begin{cases} M_0^x = \mu_x \cdot qu \cdot l_x^2 \\ M_0^y = \mu_y \cdot M_0^x \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_0^x = 0.0376 \times 8.92 \times 5.95^2 = 11.87 \text{ kN.m} \\ M_0^y = 0.9771 \times 11.87 = 11.59 \text{ kN.m} \end{cases}$$

- Les moments en travée :

$$M_t^{x,y} = \begin{cases} 0.85 M_0^{x,y} \text{ pour une travée de rive.} \\ 0.75 M_0^{x,y} \text{ pour une travée intermédiaire.} \end{cases}$$

$$M_t^x = \begin{cases} 0.75 \times 11.87 = 8.90 \text{ kN.m} \\ 0.75 \times 11.59 = 8.69 \text{ kN.m} \end{cases}$$

- Les moments en appuis :

$$M_a^x = m_a^y = \begin{cases} -0.3 M_a^x \text{ dans le cas d'un appui dérivé.} \\ -0.5 \text{ dans le cas d'un appui intermédiaire.} \end{cases}$$

$$M_t^x = \begin{cases} -0.3 \times 11.87 = -3.56 \text{ kN.m} \\ -0.5 \times 11.59 = -5.79 \text{ kN.m} \end{cases}$$

➤ A l'ELS :

$$\begin{cases} M_0^x = 0.0449 \times 6.33 \times 5.95^2 = 10.06 \text{ kN.m} \\ M_0^y = 0.9847 \times 10.06 = 9.90 \text{ kN.m} \end{cases}$$

- Les moments en travée :

$$M_t^y = \begin{cases} 0.75 \times 10.06 = 7.54 \text{ kN.m} \\ 0.75 \times 9.90 = 7.42 \text{ kN.m} \end{cases}$$

- Les moments en appuis :

$$M_t^x = \begin{cases} -0.3 \times 10.06 = -3.018 \text{ kN.m} \\ -0.5 \times 9.90 = -4.95 \text{ kN.m} \end{cases}$$

**III.3.3 Ferraillage (calcul à la flexion simple) :**

Le ferraillage se fait à la flexion simple pour une bande de (1m ; 0.2m)

**Table III- 10:** Calcul à la flexion simple à l'ELU

		Mu(kN.m)	Ubu	$\alpha$	z (m)	A cal (cm <sup>2</sup> )	A min (cm <sup>2</sup> )	A adopté (cm <sup>2</sup> /ml)
Travée	XX	8.90	0.0021	0.0025	0.169	1.51	4.02	4HA12= 4.52
	YY	8.69	0.0021	0.0026	0.169	1.47	4	4HA12= 4.52
Appui	XX	3.56	0.0086	0.0011	0.169	0.605	4.02	4HA12= 4.52
	YY	5.79	0.0014	0.0017	0.169	0.98	4	4HA12= 4.52

**III.3.4 Vérification à l'ELU :**

- Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}$$

➤ Sens XX :

$$V_x = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{8.92 \times 5.95}{2} \times \frac{6^4}{5.95^4 + 6^4} = 13.49 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{13.49}{1 \times 0.17} \times 10^{-3} = 0.0793 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 1.16 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée il n'y a pas de risque de cisaillement selon le sens X-X.

➤ Sens YY :

$$V_x = \frac{q_u \times L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{8.92 \times 6}{2} \times \frac{5.95^4}{5.95^4 + 6^4} = 13.15 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{13.15}{1 \times 0.17} \times 10^{-3} = 0.0773 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 1.16 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée il n'y a pas de risque de cisaillement selon le sens Y-Y.

**III.3.5 Vérification à l'ELS :**

On recalcul à l'ELS on trouve :

**Table III- 11:**Calcul à la flexion simple à l'ELS :

		Ms(kN.m <sup>2</sup> )	Ubu	$\alpha$	z (m)	A cal (cm <sup>2</sup> )	A min (cm <sup>2</sup> )	A adopté (cm <sup>2</sup> /ml)
<b>Travée</b>	XX	7.54	0.0183	0.023	0.168	1.28	4.02	4HA12= 4.52
	YY	7.42	0.018	0.022	0.168	1.27	4	4HA12= 4.52
<b>Appui</b>	XX	3.018	0.0073	0.0091	0.169	0.51	4.02	4HA12= 4.52
	YY	4.95	0.012	0.015	0.169	0.84	4	4HA12= 4.52

- Les contraintes dans le béton :

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}xy}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Calcul de y et I :

La position de l'AN ainsi que le moment d'inertie I seront calculés à partir des deux équations suivantes :

$$\frac{b}{2}y^2 + 15A \times y - 15A \times d = 0$$

$$I = \frac{b}{2}y^3 + 15A(d - y)^2$$

- Les contraintes dans l'acier

La fissuration est préjudiciable donc la contrainte de traction des armatures est limitée

$$\text{Fissuration nuisible} \rightarrow \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{nft28}\right) = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I}(d - y)$$

Espacement des armatures :

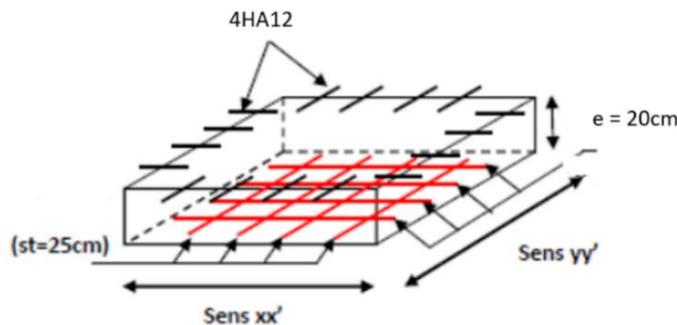
Armatures // Lx:  $St = 15\text{cm} \leq \min(3\text{ h}, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$

Armatures // Ly:  $St = 20\text{cm} \leq \min(4\text{ h}, 45\text{cm}) = 45\text{cm}$

La vérification des contraintes est récapitulée dans le tableau ci-dessous :

**Table III- 12:**Vérification des contraintes dans le béton et l'acier

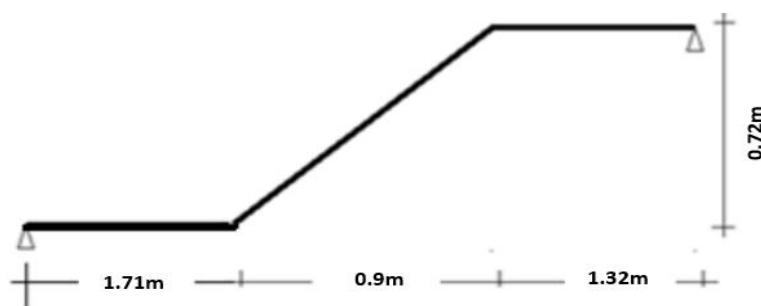
		Mser (kN/m <sup>2</sup> )	A (cm <sup>2</sup> /ml)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Obs	$\sigma_b$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs
<b>Travée</b>	XX	7.54	4.52	7.333	60147.51	74.58	201.63	Vérifiée	0.91	15	Vérifiée
	YY	7.42	4.52	7.333	60147.51	73.4	201.63	Vérifiée	0.904	15	Vérifiée
<b>Appui</b>	XX	3.018	4.52	7.333	60147.51	29.85	201.63	Vérifiée	0.36	15	Vérifiée
	YY	4.95	4.52	7.333	60147.51	48.96	201.63	Vérifiée	0.60	15	Vérifiée



**Figure III- 5:**Schéma de ferraillage de la dalle

### III.4 Etude l'escalier

Dans le cadre de notre projet ; nous devons étudier un escalier composé de quatre volées reliées par quatre paliers de repos, ces paliers sont portés par des solives métallique en profilé UPN, encastrées aux poteaux, ce qui permet d'assurer la stabilité de l'ensemble et une répartition efficace des charges.



**Figure III- 6:** vue en plan de l'escalier et le schéma statique

### III.4.1 Les composantes d'un escalier :

- Palier: dont la fonction est de permettre un repos pendant la montée, est une aire plane située à chaque étage au départ et à l'arrivée d'une volée d'escaliers.
- Volée: est une partie droite ou courbe d'escalier comprise entre deux paliers successifs.
- Giron: largeur d'une marche d'escalier, mesurée entre l'aplomb de deux contre marches successives.
- Poutre palière: dans notre structure est considéré comme poutre brisée.

### III.4.2 Etudes et dimensionnement des escaliers :

#### ❖ Choix des dimensions:

Le choix de dimensionnement d'escalier en charpente métallique se fait selon la condition qui assurent le confort d'escalier est donnée par la formule de BLONDEL :

$$60 \text{ cm} \leq g + 2h \leq 64 \text{ cm} \rightarrow h = \frac{H}{n}$$

Avec :

$h$  : Hauteur de la contremarche donnée par :  $16 \text{ cm} \leq h \leq 18 \text{ cm}$ .

$g$  : Largeur de la marche (giron) donné par:  $25 \text{ cm} \leq g \leq 32 \text{ cm}$ .

$n$  : Nombre de contremarche.

$H$  : Hauteur à franchir avec une volée.

**Remarque :** pour notre cas la hauteur d'étage  $H = 2.89\text{m}$ , pour que la formule de BLONDEL soit vérifiée, nous utiliserons des hauteurs de contre marches différentes.

La contremarche ça sera égal à  $h = 18\text{cm}$ .

On prend  $h = 18 \text{ cm} \Rightarrow n = \frac{289}{18} = 16 \text{ contremarches}$

Avec  $n - 1 = 4 - 1 = 3$  marches pour chaque volée

$$g = 28\text{cm} \Rightarrow 25\text{cm} \leq g \leq 32\text{cm}$$

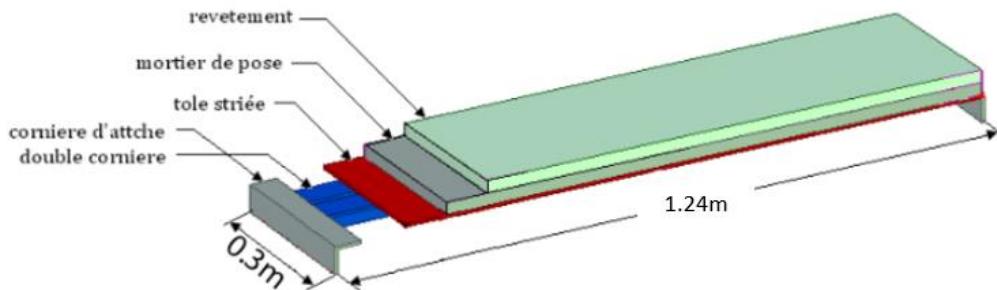
$$60\text{cm} \leq g + 2h \leq 64$$

$$28 + 2 \times 18 = 64$$

$\Rightarrow$  La Condition vérifiée.

### ❖ Calcul des marches:

Les marches sont constituées de tôles striées en forme de U, d'une épaisseur de 5mm. Elles sont rigidifiées par des cornières jumelées, soudées en leur centre.



**Figure III- 7:** éléments constructifs d'une marche

### ❖ Evaluation des charges et les surcharges:

➤ La charge permanente:

$$G (\text{tole striée}) \Rightarrow G_{\text{tole}} = 0.45 \times 0.3 = 0.135 \text{ kN/ml}$$

$$G (\text{Mortier de pose}) \Rightarrow G_{\text{mortier}} = 0.18 \times 0.3 = 0.054 \text{ kN/ml}$$

$$G (\text{Revêtement}) \Rightarrow G (\text{Revêtement}) = 0.7 \times 0.3 = 0.21 \text{ kN/ml}$$

$$G_{\text{total}} = 0.399 \text{ kN/ml}$$

➤ La charge d'exploitation:

$$Q_{\text{exp}} \Rightarrow Q_{\text{exp}} = 2.5 \times 0.3 = 0.75 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{\text{total}} = 0.75 \text{ kN/ml}$$

➤ Les combinaisons de charge:

$$\text{ELS: } G_{\text{total}} + Q_{\text{total}} = 1.149 \text{ kN/ml}$$

$$\text{ELU : } 1.35 G + 1.5 Q = 1.66 \text{ kN/ml}$$

### ❖ La vérification des marches:

➤ Vérification de la condition de flèche (ELS):

$$f_c = \frac{5 \times q_s \times (l)^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{1}{250}$$

Avec :

$$q_s = 1.149 \text{ kN/ml}$$

$$l : \text{la longueur de la marche} = 1.24 \text{ m}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times 1.149 \times 1.24^3 \times 250}{384 \times 2.1 \times 10^5}$$

$$\Rightarrow I_y \geq 3.39 \text{ cm}^4$$

La cornière qui correspond est :  $L\ 40 \times 40 \times 4 \Rightarrow I_y = 4.47 \text{ cm}^4$

Avec :

$$P_p = 2.42 \text{ kg/m}$$

$$qs = qs + \text{poid propre de profilé} = 1.149 + 0.0242 = 1.1732 \text{ kN/ml}$$

$$f_c = \frac{5 \times 1.1732 \times (1240)^4}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 4.47 \times 10^4} = 3.85 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = \frac{1240}{250} = 4.96 \text{ mm}$$

$f_c = 3.85 \text{ mm} < f_{adm} = 4.96 \text{ mm} \rightarrow$  condition vérifiée

➤ Vérification de la condition de résistance (ELU):

$$M_{sd} \leq M_{cr,d} = W_{pl} \times \frac{f_y}{m_0}$$

Avec :

$$M_{sd} = qu \times \frac{l^2}{8}$$

$$qu = [1.35 \times G \text{ total} + 1.5 \times Q \text{ total}] + 1.35 \times P \text{ poid propre de profilé} = 1.69 \text{ kN/ml}$$

$$M_{sd} = 1.69 \times \frac{1.24^2}{8} = 0.32 \text{ kN.m}$$

$$M_{cr,d} = 1.55 \times 10^3 \times \frac{275}{1.1} = 0.39 \text{ kN.m}$$

$$\Rightarrow M_{sd} < M_{cr,d} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ Vérification au cisaillement:

$$V_{sd} \leq V_{plr,d} = \frac{A_v \times f_y}{m_0 \times \sqrt{3}}$$

Avec :

$$V_{sd} = qu \times \frac{l}{2} = 1.05 \text{ kN}$$

$$A_v = l \times t = 40 \times 4 = 160 \text{ mm}^2$$

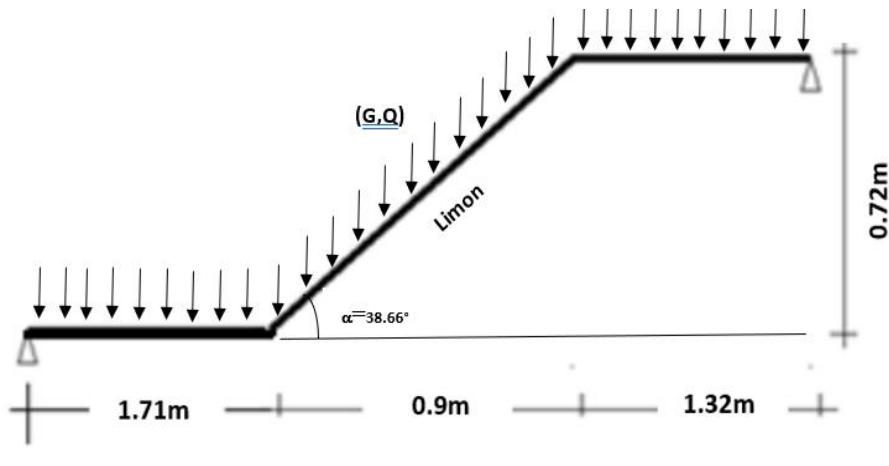
$$V_{plr,d} = \frac{160 \times 275}{1.1 \times \sqrt{3}} = 23.09 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 1.05 \text{ kN} < V_{plr,d} = 23.09 \text{ kN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

La cornière L 40x40x4 : répond à toutes les conditions de CCM97 concernant la vérification de résistance, la vérification de moment fléchissant et la vérification au cisaillement.

### III.4.3 Calcul de la poutre brisée :

La poutre brisée dans un escalier est une poutre inclinée composée de plusieurs segments reliés par des angles. Elle suit la forme de l'escalier, soutient les marches et transmet les charges vers les appuis tout en assurant la stabilité de la structure.



**Figure III- 8:** schéma statique de l'escalier

#### ❖ Evaluation des charges et les surcharges:

➤ Charges surcharges sur la volée:

- La charge permanente:

$$G \text{ tôle striée} \Rightarrow G \text{ tôle} = \frac{1}{2} \times (0.45 \times 1.24) = 0.279 \text{kN/ml}$$

$$G \text{ Mortier de pose} \Rightarrow G \text{ mortier} = \frac{1}{2} \times (0.18 \times 1.24) = 0.111 \text{kN/ml}$$

$$\text{Revêtement} \Rightarrow \text{Revêtement} = \frac{1}{2} \times (0.7 \times 1.24) = 0.434 \text{kN/ml}$$

$$\text{Cornière} = 0.0242 \text{kN/ml}$$

$$G \text{ garde Corp.} = \frac{1}{2} \times (0.6 \times 1.24) = 0.372 \text{kN/ml}$$

$$G \text{ total} = 1.22 \text{kN/ml}$$

- La charge d'exploitation:

$$Q_{exp} \Rightarrow Q_{exp} = \frac{1}{2} (2.5 \times 1.5) = 1.875 \text{ kN/ml}$$

$$Q_{total} = 1.875 \text{kN/ml}$$

- Les combinaisons de charge:

ELS :  $G_{total} + Q_{total} = 3.095 \text{ kN/ml}$

ELU :  $1.35G_{total} + 1.5Q_{total} = 4.46 \text{ kN/ml}$

- La projection sur l'axe (Z-Z) ELS:

$$F_Z = F \times \cos(\alpha) = 3.095 \times \cos(38.66) = 2.42 \text{ kN/ml}$$

➤ Vérification de la condition de flèche (ELS):

$$f_c = \frac{5 \times q_s \times (l)^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{l}{250}$$

Avec :

$$q_s = 2.42 \text{ kN/ml}$$

$$l : \text{la longueur de la volée} \Rightarrow l = \sqrt{(0.72)^2 + (0.9)^2} = 1.15 \text{ m}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times 2.42 \times 250 \times 1.15^3}{384 \times 2.1 \times 10^5}$$

$$\Rightarrow I_y \geq 5.70 \text{ cm}^4$$

Le profilée UPN qui correspond est :  $UPN80 \rightarrow I_y = 106 \text{ cm}^4$

Avec :

$$P_p = 8.64 \text{ Kg/m}$$

$$q_s = q_s + P_p(UPN100) = 2.42 + 0.0864 = 2.51 \text{ kN/ml}$$

$$f_c = \frac{5 \times 2.51 \times (1150)^4}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 106 \times 10^4} = 0.26 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = \frac{1150}{250} = 4.6 \text{ mm}$$

$$f_c = 0.26 \text{ mm} < f_{adm} = 4.6 \text{ mm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

ELU :

$$q_u = 1.35 \times (G_{total} + P_p(UPN100)) + 1.5 \times Q_{total}$$

$$q_u = 4.58 \text{ kN/ml}$$

La projection sur l'axe (Z-Z) ELU :

$$F_Z = F \times \cos(\alpha^\circ) = 3.58 \times \cos(38.66) = 3.58 \text{ kN.ml}$$

$$F_Z = 3.58 \text{ kN.ml}$$

➤ Vérification de la condition de résistance (ELU) :

$$M_{sd} \leq M_{cr}, d = w_{el} \times \frac{f_y}{m_0}$$

Avec :

$$q_u = 3.58 \text{ kN/m}$$

$$M_{sd} = q_u \times \frac{l^2}{8}$$

$$M_{sd} = 3.58 \times \frac{1.15^2}{8} = 0.59 \text{ kN.m}$$

$$M_{cr,d} = 6.625 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 0.59 \text{ kN.m} < 6.625 \text{ kN.m}$$

⇒ Condition vérifiée

➤ Vérification au cisaillement:

$$V_{sd} \leq V_{pl,r}, d = \frac{A_{vz} \times f_y}{1.1 \times \sqrt{3}}$$

Avec :

$$V_{sd} = q_u \times \frac{l}{2} = 3.58 \times \frac{1.15}{2} = 2.06 \text{ kN.}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{4.90 \times 10^2 \times 275}{1.1 \times \sqrt{3}} = 70.72 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 2.06 \text{ kN} < 70.72 \text{ kN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Le profilé UPN80 : répond à toutes les conditions de CCM97 concernant la vérification de résistance, la vérification de moment fléchissant et la vérification au cisaillement

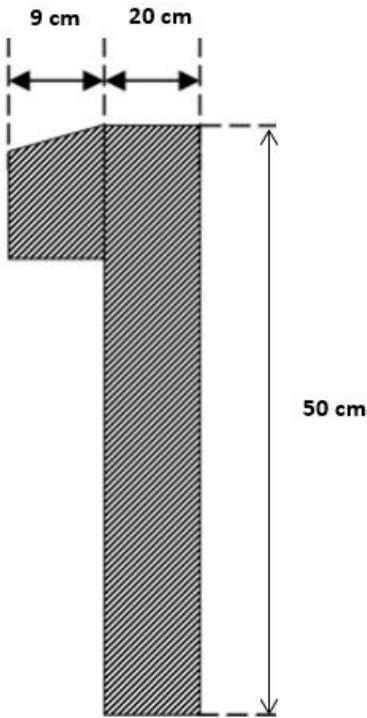
### III.5 L'acrotère :

Ce sont des éléments de couronnement réalisé en béton armé, se trouve en niveaux des terrasses sur tous les périphériques de bâtiment, ils sont exécutés comme une bordure et permettant les relever d'étanchéité pour éviter l'infiltration des eaux sous les couches étanche et protéger les façade l'infiltration des eaux pluviales.

#### III.5.1 Hypothèse de calcul :

Les hypothèses à prendre en compte pour le calcul sont :

- Le calcul se fera pour une bande de 1ml.
- Type de fissuration est considérée préjudiciable.
- L'acrotère est sollicité en flexion composée.



**Figure III- 9:** dimensions de l'acrotère de la terrasse

$$\left\{ \begin{array}{l} X_G = \frac{\sum A_i \cdot X_i}{\sum A_i} \\ Y_G = \frac{\sum A_i \cdot Y_i}{\sum A_i} \end{array} \right.$$

$$X_G = \frac{\left( (50 \times 20) \times \frac{20}{2} \right) + \left( \left( \frac{10 \times 9}{2} \right) \times \left( 20 + \frac{9}{3} \right) \right) + ((10 \times 9) \times \left( \frac{9}{2} + 20 \right))}{(50 \times 20) + (10 \times 9) + \left( \frac{10 \times 9}{2} \right)}$$

$$X_G = 11.66 \text{ cm}$$

$$Y_G = \frac{\left( 50 \times 20 \times \frac{50}{2} \right) + \left( \left( \frac{10 \times 9}{2} \right) \times \left( 40 + \frac{10}{3} \right) \right) + ((10 \times 9) \times \left( 30 + \frac{10}{2} \right))}{(50 \times 20) + (10 \times 9) + \left( \frac{10 \times 9}{2} \right)}$$

$$Y_G = 26.52 \text{ cm}$$

- Calcule G de l'acrotère :

$$G_{ac} = \gamma_b \times S$$

$$S = 0.1135 \text{ m}^2$$

$$G_{ac} = 25 \times 0.1135 = 2.8375$$

Enduit de ciment :  $e = 20 \text{ mm}$

$$G_{ec} = (18 \times 0.02 \times 0.5) \times 2 = 0.36$$

$$G = G_{ac} + G_{ec} = 2.8375 + 0.36 = 3.2 \text{ kN/m}$$

### **III.5.1.1 Ferraillage de l'acrotère :**

➤ **Vérification au séisme :**

D'après le RPA99 Version 2024 (Article 6.2.3) les éléments non structuraux doivent être

Calculés sous l'action des forces horizontales suivant la formule suivante :

$$F_{pk} = (A I S) C_p \left(1 + \frac{3 \times h_z}{H}\right) W_p$$

Avec :

- A : Coefficient d'accélération de zone

$$A = 0.3 \text{ (Zone VI)}$$

- I : Coefficient d'importance

$$I = 1 \text{ (Groupe d'usage 2)}$$

- S : Coefficient de site

$$S = 1.3 \text{ (Site «3»)}$$

- $C_p$  : Facteur de force horizontale variant entre 0.4 et 0.8

$$C_p = 0.8 \text{ (Considéré comme une console encastrée)}$$

- $W_p$  : Poids de l'élément considéré

- H : Hauteur totale du bâtiment à partir de la base ;  $H = 35.36 \text{ m}$

- $h_z$  : Hauteur, du niveau "k", à partir de la base

### **III.5.1.2 Moment engendré par les efforts normaux :**

$$N_G = 3.2 \text{ kN/m} \Rightarrow M_G = 0 \text{ kN.m}$$

$$N_Q = 1 \text{ kN/m} \Rightarrow M_Q = 1 \times 0.5 = 0.5 \text{ kN.m}$$

$$F_p = 4 \text{ kN/m} \Rightarrow M_{Fp} = 4 \times 26.52 \times 10^{-2} = 1.06 \text{ kN.m}$$

### **III.5.1.3 Les combinaisons :**

- **ELU :**

$$Nu = 1.35G + 1.5Q = 5.82 \text{ kN/m}$$

$$Mu = 1.5M_Q = 1.5 \times 0.5 = 0.75 \text{ kN.m}$$

- **ELS :**

$$N_s = G + Q = 4.2 \text{ kN/m}$$

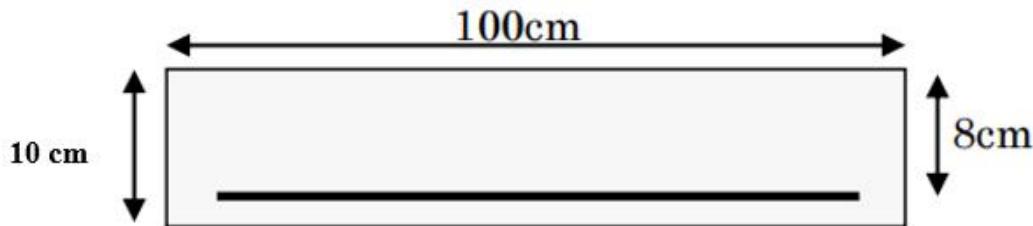
$$M_s = M_Q = 0.5 \text{ kN.m}$$

- **RPA :**

$$N = G + Q + E = 4.2 \text{ kN/m}$$

$$M = 1.56 \text{ kN.m}$$

La fissuration est considérée comme préjudiciable parce que ce sont des éléments qui sont exposés aux intempéries, (variation de température, eau, neige, etc. ...). Le calcul se fera alors à l'ELU et à l'ELS. La section à étudier est une section rectangulaire ( $b \cdot h = 100 \times 10$ ) cm<sup>2</sup> sollicitée par une flexion composée.



**Figure III- 10:** section rectangulaire sollicitée à la Fc

### III.5.2 Ferrailage :

#### III.5.2.1 Armatures longitudinales :

- **ELU :**

➤ **Détermination de l'excentricité du centre de pression :**

$$\frac{h}{6} = \frac{0.1}{6} = 0.016\text{m}$$

$$e = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0.75}{5.82} = 0.13\text{m}$$

$$\Rightarrow e > \frac{h}{6}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section. Donc la section est partiellement Comprimée, et par conséquent elle sera calculée en flexion simple soumise à un moment  $M_1$  égale au moment par rapport aux armatures tendues.

$$M_A = Mu + Nu \left( d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_A = 0.75 + 5.82 \left( 0.08 - \frac{0.1}{2} \right)$$

$$M_A = 0.924 \text{ kN.m}$$

$$U_{bu} = \frac{0.924 \times 10^{-3}}{14 \times 1 \times 0.08^2} = 0.0103$$

$$U_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$U_{bu} < 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times U_{bu}})$$

$$\alpha = 0.0129$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.08 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{0.924 \times 10^{-3}}{348 \times 0.08} = 0.33 \text{ cm}^2$$

Revenant à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}}$$

$$A = 0.33 \times 10^{-4} - \frac{5.82 \times 10^{-3}}{348} = 0.163 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 2.17 \text{ cm}^2$$

On ferraille avec  $A_{min}$

$$\text{Soit : } 4\varnothing 10 = 3.14 \text{ cm}^2$$

Espacement :

Armature principale :

$$St = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \Rightarrow St = 25 \text{ cm}$$

Armature secondaire :

$$St \leq \frac{50}{4} = 12.5 \text{ cm} \Rightarrow St = 13 \text{ cm}$$

Vérification au cisaillement :

$$F_N \Rightarrow \tau_{adm} = \min(0.15f_{c28}; 4 \text{ MPa})$$

$$\Rightarrow \tau_{adm} = 3.75 \text{ MPa}$$

$$V_u = 1.5(Q + F_p)$$

$$V_u = 1.5(1+4) = 7.5 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{7.5 \times 10^{-3}}{0.08 \times 1} = 0.093 \text{ Mpa}$$

$\tau_u < \tau_{adm} \Rightarrow$  Pas de rupture par cisaillement

- ELS :

- Vérification de la contrainte d'adhérence :

$$\tau_s = \frac{V}{0.9 \times d \sum u_i} \leq \bar{\tau}_{ser}$$

$$V = F + Q = 1 + 4 = 5 \text{ kN}$$

Avec :

$\Sigma u_i$ : la somme des périmètres des barres.

$$\Sigma u_i = 3,14 \times 4 \times 8 = 100,48 \text{ mm.}$$

$$\bar{\tau}_{ser} = \frac{5 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.08 \times 100.48 \times 10^{-3}} = 0.691 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{ser} = 0.6 \times \Psi^2 \times F_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.83 \text{ MPa}$$

$$\Psi = 1,5 \text{ pour acier } HA \Rightarrow \tau_s < \bar{\tau}_{ser}$$

### III.5.2.2 Etat limite de compression de béton :

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{B_1 \times d \times A} \leq \bar{s}$$

$$\sigma_b = K \times \sigma_s \leq \bar{b}$$

$$M_{ser} = M_s + V_s (d - h) = 0.5 + 5 (0.08 - 0.1) = 0.4 \text{ kN.m}$$

$$\rho = \frac{100 \times A}{b \times d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 8} = 0.39$$

Avec :

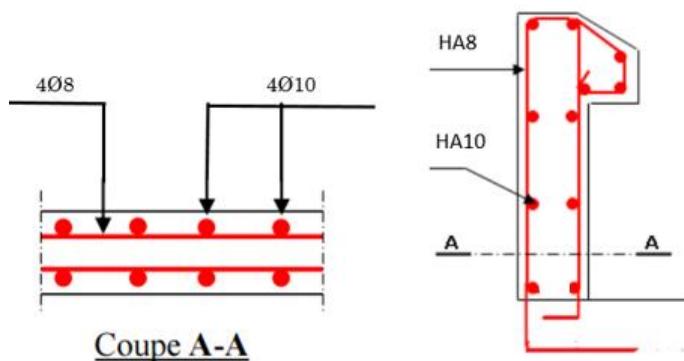
$$K = 0,021 \quad B_1 = 0,920$$

$$\sigma_s = \frac{900 \times 10^{-3}}{0.920 \times 0.08 \times 3.14} = 3.89 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma_s} = 201.63 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée

$$\sigma_b = K \cdot \sigma_s = 0,021 \times 1.73 = 0.036 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma_b} = 15 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée



**Figure III- 11:** Schéma de ferraillage de l'acrotère

# **Chapitre VI Etude Sismique**

Toute structure située en zone sismique peut être soumise à des sollicitations dynamiques imprévisibles. Il est donc essentiel de la concevoir de manière à résister aux effets des séismes, ce qui nécessite une analyse dynamique approfondie. Cette analyse vise à déterminer les caractéristiques principales de la réponse sismique et à dimensionner les éléments porteurs en conséquence, afin de garantir la sécurité de l'ouvrage ainsi que le confort des usagers.

Pour simplifier cette analyse, on utilise des logiciels de calcul spécialisés tel que Robot, Etabs etc... Pour notre cas nous avons choisis le Logiciel [Etabs 2017](#).

Selon le [RPA 2024](#), il existe trois méthodes de calcul :

- La méthode statique équivalente
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

### IV.1 Méthode de calcul :

Compte tenu de la localisation de notre structure dans la zone VI.a, faisant partie au groupe d'usage 2 et d'une hauteur de 35,36 m elle n'est pas satisfaite une des conditions d'application de la méthode statique équivalente qui est : Zone VI la hauteur de notre structure est supérieur à 32 m.

Selon [RPA 2024](#), la méthode applicable dans ce cas est l'analyse modale spectrale.

Le principe consiste à déterminer pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés par les forces sismiques représentées sous forme d'un spectre de réponse de calcul, ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

### IV.2 Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente :

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

$$V = \lambda \times \frac{S_{ad}}{g} (T) \times W \quad [\text{Article 4.2.3 (RPA 2024)}]$$

Avec :

$\lambda$ : Coefficient de correction

$W$  : Poids sismique total du bâtiment. Il est égal à la somme des poids  $W_i$ , calculés à chaque niveau « i » :

$\frac{Sad}{g}(T)$  : Ordonnée du spectre de calcul pour la période  $T$ . [Article 3.3.3 (RPA 2024)]

$$\frac{Sad}{g}(T) = \begin{cases} A \times I \times S \times \left[ \frac{2}{3} + \frac{T}{T_1} \times (2,5 \times \frac{QF}{R} - \frac{2}{3}) \right] & Si: 0 \leq T < T_1 \\ A \times I \times S \left[ 2,5 \times \frac{QF}{R} \right] & Si: T_1 \leq T < T_2 \\ A \times I \times S \times \left[ 2,5 \times \frac{QF}{R} \right] \times \left[ \frac{T_2}{T} \right] & Si: T_2 \leq T < T_3 \\ A \times I \times S \times \left[ 2,5 \times \frac{QF}{R} \right] \times \left[ \frac{T_2 \times T_3}{T} \right] & Si: T_3 \leq T < 4S \end{cases}$$

Avec :

- A : coefficient d'accélération de référence de zone
- I : coefficient d'importance :
- S : coefficient de site :
- QF : facteur de qualité
- $T_1$  : limite inférieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale constante :
- $T_2$  : limite supérieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale constante :
- $T_3$  : valeur définissant le début de la branche à déplacement spectral constant :
- R : coefficient de comportement global de la structure, sa valeur dépend du type de contreventement [Tableau 3.17 RPA 2024].

On a étudié une structure mixte (acier – béton) avec un système de contreventement en X, ce qui permet un bon comportement en zone sismique. Pour cette raison R :

**Table IV- 1:**Valeur de R

Système de contreventement	Valeur de (R)
Ossature en portiques avec palées de contreventement à barres centrées en X	4,5

- QF : facteur de qualité, il est en fonction de :
  - La redondance et de la géométrie des éléments qui constituent la structure.
  - La régularité en plan et en élévation.

Sa valeur est donnée par la formule suivante :  $Q = 1 + \sum_1^{12} Pq$

$Pq$  : est la pénalité à retenir selon que les critères de qualité  $q$  « est satisfaite ou non ». [Tableau 3.18 RPA 2024.]

**Table IV- 2:**Valeur de pénalités Pq

<b>Pq</b>				
<b>Critère q (catégorie a)</b>	<b>Observée</b>	<b>Pq /xx</b>	<b>Observée</b>	<b>Pq/yy</b>
<b>1. Régularité en plan</b>	Non	0,05	Non	0,05
<b>2. Régularité en élévation</b>	Non	0,20	Non	0,20
<b>3. Conditions minimales sur le nombre étage</b>	Oui	0	Oui	0
<b>4. Conditions minimales sur les travées</b>	Non	0,1	Non	0,1
<b><math>\Sigma</math>la somme</b>	0,35		0,35	

Donc :

$$Qx = 1 + \sum_1^{12} Pq = 1,35$$

$$Qy = 1 + \sum_1^{12} Pq = 1,35$$

- A : coefficient d'accélération de référence de zone

Notre structure est située en zone VI, classé comme une zone sismicité élevée selon le RPA2024, donc A :

**Table IV- 3:**Définition des zones de sismicité et coefficient d'accélération de zone

Zone de sismicité	Niveau de sismicité	A
VI	Elevée	0.30

- I: coefficient d'importance :

Selon RPA2024, la structure classée dans le groupe d'importance 2, correspondant aux bâtiment

**Table IV- 4:**Valeur de coefficient d'importance

Coefficient d'importance	Groupe d'importance (Groupe 2)
I	1

- S: coefficient de site:

Selon le RPA2024, pour un site classé en catégorie S3, zone VI, ce qui justifie S :

**Table IV- 5:**Valeur de coefficient de site

Site	Zone	S
S3	VI	1.3

- $T_1$  : limite inférieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale constante :
- $T_2$  : limite supérieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale constante :
- $T_3$  : valeur définissant le début de la branche à déplacement spectral constant :

**Table IV- 6:**Valeurs des paramètres de période

Zone	Site	T1(s)	T2(s)	T3(s)
VI	S3	0.15	0.6	2

$\lambda$ : Coefficient de correction

W : Poids sismique total du bâtiment. Il est égal à la somme des poids  $W_i$ , calculés à chaque niveau « i » :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i, n : \text{étant le nombre de niveaux}$$

Avec :  $W_i = WGi + \psi \cdot WQi$

- $WGi$  : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure
- $WQi$  : Charges d'exploitation
- $\psi$  : Coefficient d'accompagnement, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné au Tableau (4.2)

Pour notre cas       $\psi = 0.2 \rightarrow \text{usage d'habitation}.$

Le poids total de notre structure a été tiré de notre modèle réalisé par **ETABS 2017**, La valeur trouvée est : **Wi = 27996.74 kN**

### IV.3 Estimation de la période fondamentale de la structure :

- La valeur de la période fondamentale ( $T_0$ ) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

**Table IV- 7:**Valeur de la période ( $T_0$ )

Cas	Période à utiliser
$T_{\text{calcul}} < 1.3 T_{\text{empirique}}$	$T_0 = T_{\text{calcul}}$
$T_{\text{calcul}} \geq 1.3 T_{\text{empirique}}$	$T_0 = 1.3 T_{\text{empirique}}$

$T_{\text{calcul}}$  : période fondamentale

D'après le modèle :

$$T_{\text{calcul}}^x = 1,146 \text{s}$$

$$T_{\text{calcul}}^y = 0,883 \text{s}$$

- La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T_{\text{empirique}} = C_t \times (h_N)^{\frac{3}{4}} \quad [\text{Article 4.2.4 RPA 2024}]$$

Avec :

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

$C_t$  : Coefficient, fonction du système de contreventement.

**Table IV- 8:**Valeurs du coefficient  $C_t$

Système de contreventement	$C_t$
en Ossature en portiques en béton armé ou en acier avec remplissage maçonnerie	0.05

Donc :

$$T_{\text{empirique}} = 0.05 \times (35.36)^{\frac{3}{4}} = 0.725 \text{s}$$

$$\Rightarrow 1,3 T_{\text{empirique}} = 1,3 \times 0,725 = 0,942s$$

D'où :

➤  $T_{\text{calcul}}^x = 1,146s > 1.3 \text{Tempirique} \Rightarrow \text{alors } T_0 = 1.3 \text{Tempirique} = 0,942s$

$$T_0 = 0,942s < 2 \times 0,6 = 1,2s \Rightarrow \text{d'où } \lambda = 0,85$$

- Valeur de  $\frac{Sad}{g}(T_0)$  :

$$T_2 = 0,6s < T_0 = 0,942s < T_3 = 2s \text{ d'où :}$$

$$\frac{Sad}{g}(T_0) = A \times I \times S \times \left[ 2,5 \times \frac{QF}{R} \right] \times \left[ \frac{T_2^2}{T_0} \right]$$

$$\frac{Sad}{g}(T_0) = 0,3 \times 1 \times 1,3 \times \left[ 2,5 \times \frac{1,35}{4,5} \right] \times \left[ \frac{0,6}{0,942} \right] = 0,186$$

➤  $T_{\text{calcul}}^y = 0,883s < 1.3 \text{Tempirique} \Rightarrow \text{alors } T_0 = T_{\text{calcul}} = 0,883s$

$$\lambda = \begin{cases} 0,85 : \text{si } T_0 \leq (2.T_2) \text{ et si le bâtiment a plus de 2 niveaux} \\ 1 : \text{autrement} \end{cases}$$

Avec  $T_0$  : Période fondamentale du la structure

$$T_0 = 0,883s < 2 \times 0,6 = 1,2s \text{ d'où } \lambda = 0,85$$

- Valeur de  $\frac{Sad}{g}(T_0)$  :

$$T_2 = 0,6s < T_0 = 0,883s < T_3 = 2s \text{ d'où :}$$

$$\frac{Sad}{g}(T_0) = A \times I \times S \times \left[ 2,5 \times \frac{QF}{R} \right] \times \left[ \frac{T_2^2}{T_0} \right]$$

$$\frac{Sad}{g}(T_0) = 0,3 \times 1 \times 1,3 \times \left[ 2,5 \times \frac{1,35}{4,5} \right] \times \left[ \frac{0,6}{0,883} \right] = 0,198s$$

D'où :

$$\begin{cases} V_{st}^x = 0,85 \times 0,186 \times 27996.74 = 4426.28 \text{kN} \\ V_{st}^y = 0,85 \times 0,198 \times 27996.74 = 4711.85 \text{ kN} \end{cases}$$

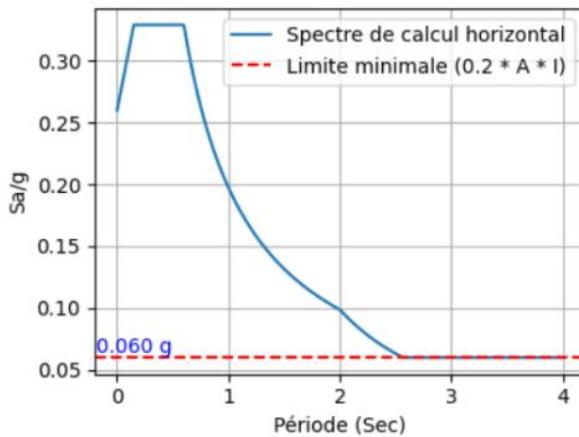
### IV.4 La méthode d'analyse modale spectrale :

La méthode modale spectrale est sans doute la méthode la plus utilisée pour l'analyse sismique des structures, dans cette méthode on recherche pour chaque mode propre le maximum des effets engendré dans la structure par les forces sismiques représenté par un spectre de réponse de

calcul. Ces effets vont être combinés par la suite suivant la combinaison la plus appropriée pour obtenir la réponse totale de la structure.

Le spectre de réponse réglementaire de calcul est donné par l'expression  $\frac{S_{ad}}{g}(T)$  :

$$\frac{S_{ad}}{g}(T) = \begin{cases} A \times I \times S \times \left[ \frac{2}{3} + \frac{T}{T_1} \times (2,5 \times \frac{QF}{R} - \frac{2}{3}) \right] & Si: 0 \leq T < T_1 \\ A \times I \times S \left[ 2,5 \times \frac{QF}{R} \right] & Si: T_1 \leq T < T_2 \\ A \times I \times S \times \left[ 2,5 \times \frac{QF}{R} \right] \times \left[ \frac{T_2}{T} \right] & Si: T_2 \leq T < T_3 \\ A \times I \times S \times \left[ 2,5 \times \frac{QF}{R} \right] \times \left[ \frac{T_2 \times T_3}{T} \right] & Si: T_3 \leq T < 4S \end{cases}$$

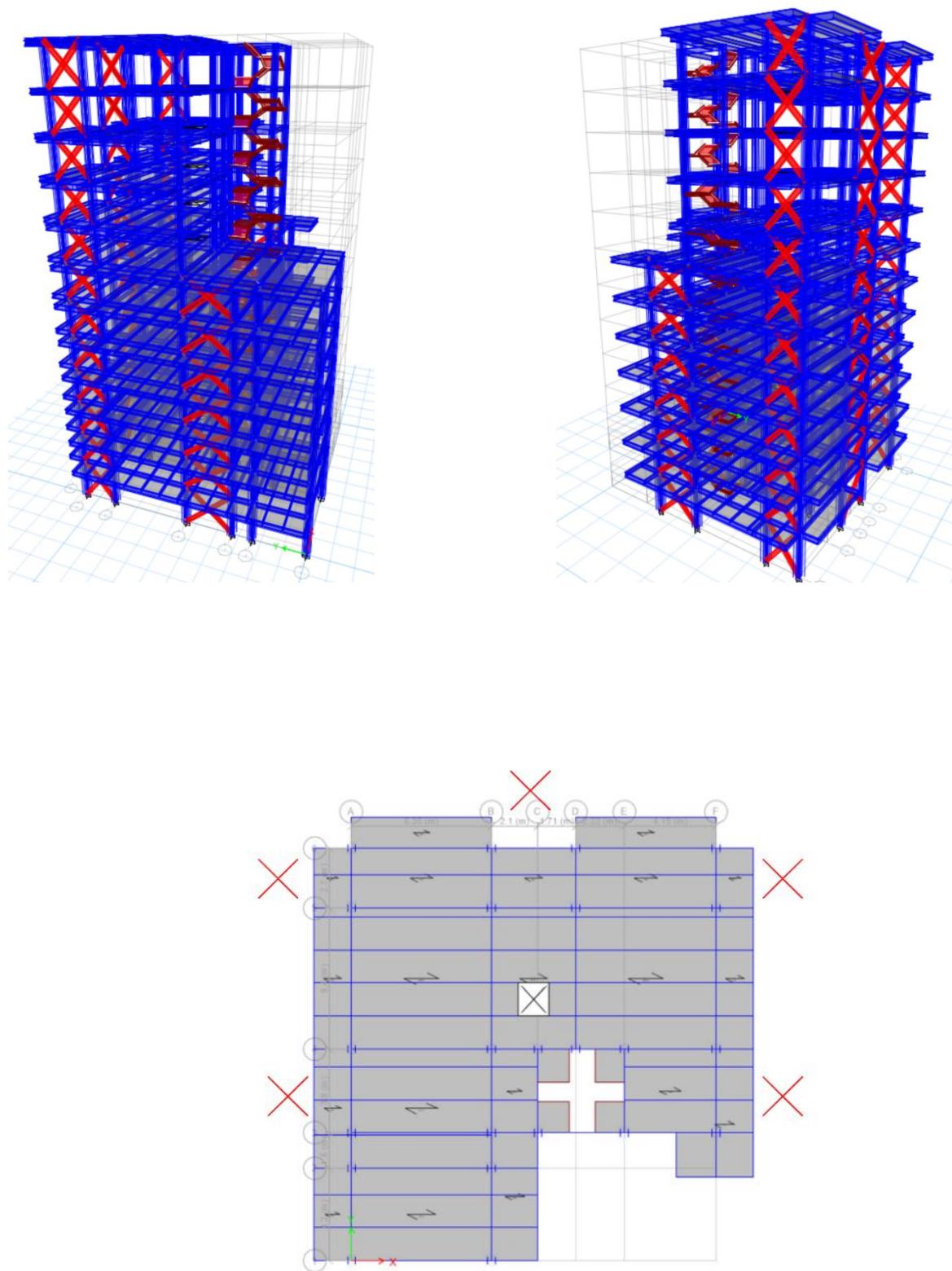


**Figure IV- 1:** Spectre de réponse de calcul XX et YY

### IV.4.1 Disposition des contreventements :

La disposition des contreventements pour assurer un bon comportement sismique c'est avéré complexe, en raison des contraintes architecturales du bâtiment initialement prévu en béton armé, la structure finalement été conçue en ossature mixte acier-béton après plusieurs essais des dispositions, nous avons abouti à la configuration présentée ci-dessous que nous estimons optimales.

Nous avons fini par opter pour des **doubles UPN300** pour tous les contreventements.



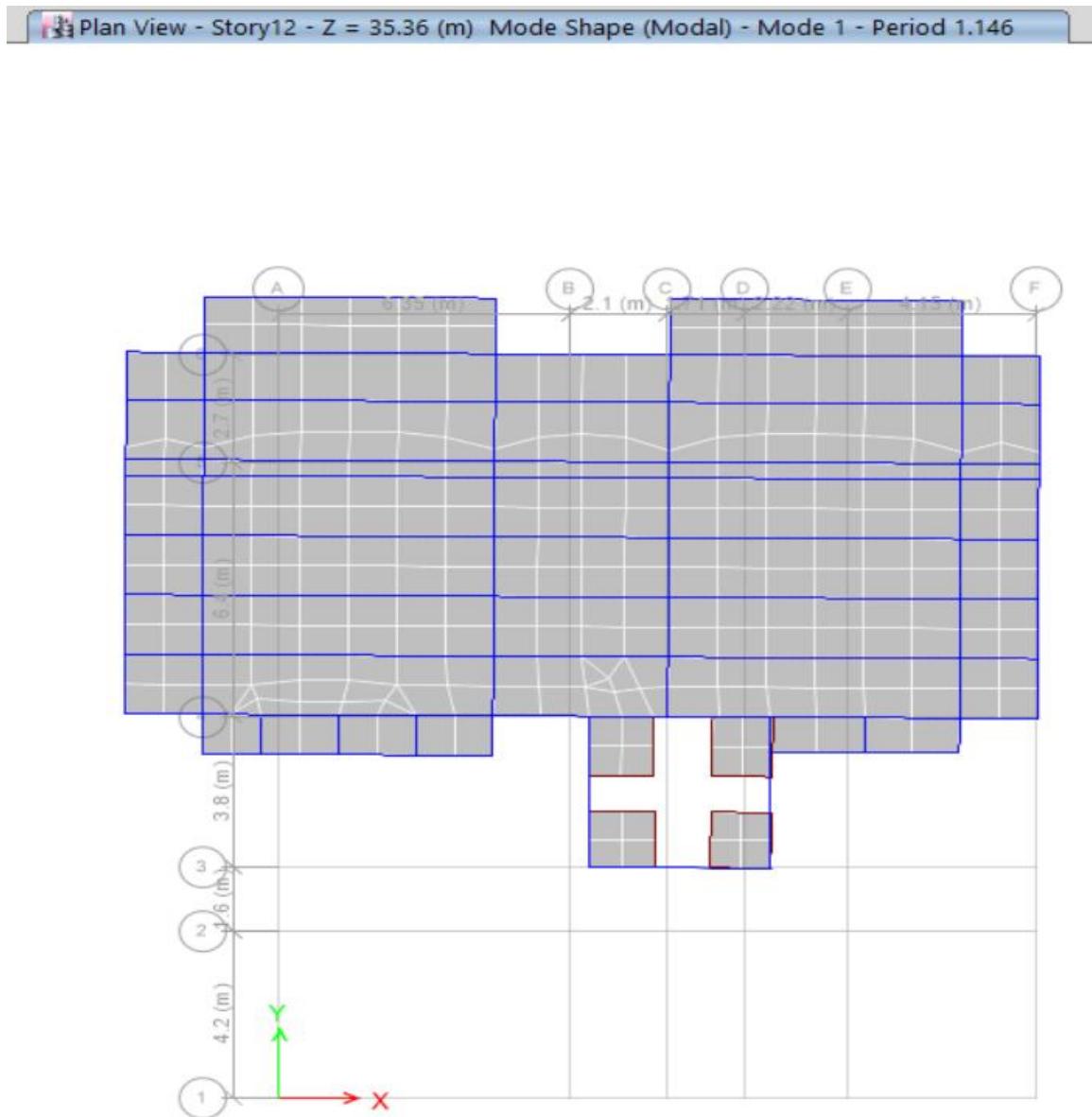
**Figure IV-2:** Plan de vue et vue 3D de la disposition des systèmes de contreventement

Les résultats de l'analyse sismique de la disposition retenue sont présentés ci-dessous :

#### IV.4.2 Les modes de vibrations :

Les trois premiers modes obtenus par l'analyse dynamique sont les suivants :

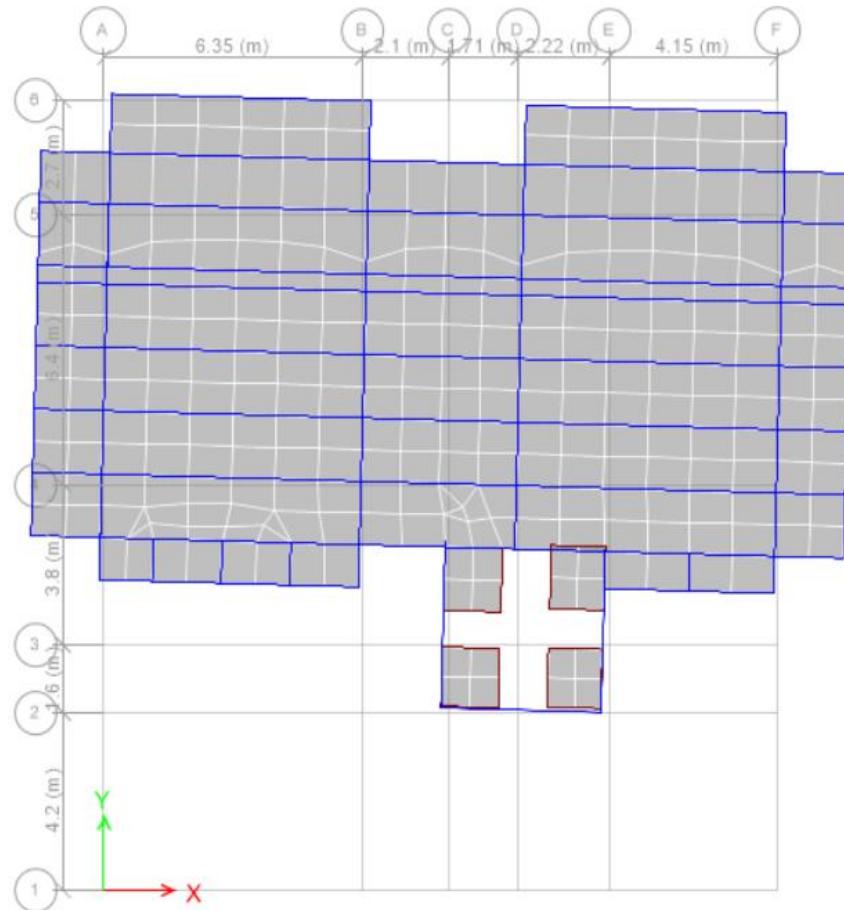
- Premier Mode



**Figure IV- 3:** Premier mode

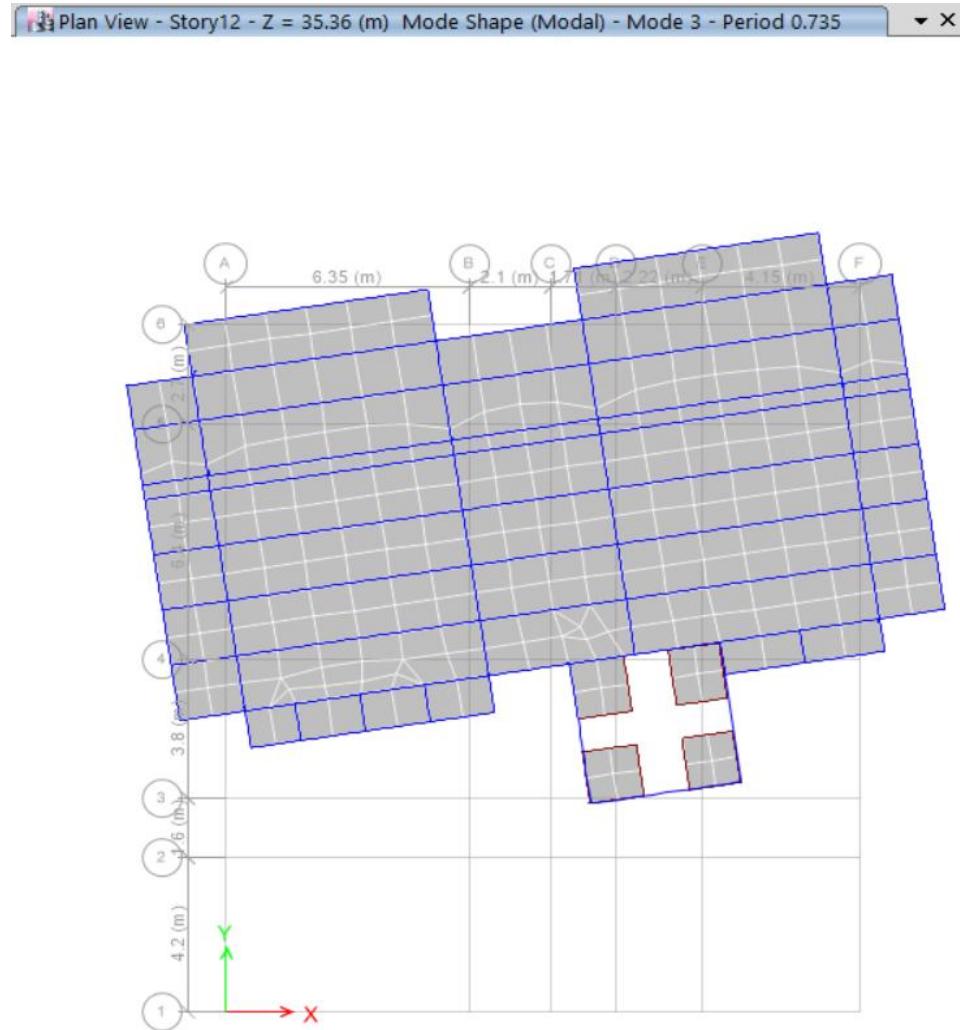
- Deuxième Mode

Plan View - Story12 - Z = 35.36 (m) Mode Shape (Modal) - Mode 2 - Period 0.883



**Figure IV- 4:** Deuxième mode

- Troisième Mode



**Figure IV- 5:** Troisième mode

#### IV.4.3 Périodes et taux de participation des masses modales :

Le taux de participation massique tel qu'il est exigé par le [RPA 2024](#) doit être supérieur à 90%. Le tableau suivant donne la participation massique pour chaque mode

**Table IV-9:**Périodes de vibration et taux de participation des masses modales

Mode	Période (s)	Somme UX	Somme UY	Somme RX	Somme RY	Somme RZ
1	1.146	0.7213	6.573*10^-06	0	0.2965	0.0027
2	0.882	0.7214	0.6309	0.3634	0.2968	0.0228
3	0.734	0.7233	0.6475	0.3688	0.3167	0.6544
4	0.414	0.8599	0.6477	0.369	0.6716	0.6706
5	0.32	0.8608	0.8474	0.6362	0.6736	0.6736
6	0.264	0.8827	0.8491	0.6397	0.7187	0.8417
7	0.207	0.9386	0.8491	0.6398	0.8379	0.8568
8	0.147	0.9386	0.9339	0.8221	0.8379	0.857
9	0.135	0.9525	0.9339	0.8222	0.8789	0.8752
10	0.122	0.9635	0.934	0.8222	0.904	0.9396
11	0.101	0.9772	0.934	0.8222	0.9364	0.9426
12	0.098	0.9772	0.9632	0.9015	0.9365	0.9426

#### IV.4.4 Vérification de la résultante des forces sismiques :

En soulignant l'article 4.3.5 de [RPA 2024](#), la résultante des forces sismiques à la base Vdyn obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% Vst obtenue par la méthode statique équivalente. Les résultats des efforts tranchant à la base V obtenus par les deux méthodes de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Sens	Vdy (kN)	Vst (kN)	0,8Vst (kN)	Vdyn ≥ 0. 8 Vst	0.8Vst/Vdy
Sens xx	3291.57	4426.28	3541.02	Pas vérifiée	1.08
Sens yy	3897.71	4711.85	3769.48	Vérifiée	/

**Table IV- 10:**Vérification de la résultante des forces sismiques.

Selon l'axe xx  $Vdy \leq 0.8Vst$ , il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse selon l'axe xx (forces, déplacements, moments, etc) par le rapport  $\frac{0.8Vst}{Vdyn} = 1.08$

### IV.4.5 Justification vis-à-vis des déplacements :

Les déplacements relatifs latéraux, d'un étage par rapport à l'étage du dessous, réduits en fonction du groupe d'importance au travers du coefficient réducteur  $v$ , ne doivent pas dépasser les limites  $\bar{\Delta}k$ .

$$v_A \times \Delta k \leq \bar{\Delta}k$$

[Article 5.10 RPA 2024]

Le coefficient réducteur  $v_A$ :

il est pris égal à 0.55 d'après le groupe d'importance 2

[Table I.1 RPA 2024]

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

$$\Delta k = \delta k - \delta k - 1$$

[Article 4.5.2 RPA 2024]

Avec

$$0,55 * \Delta k < 0,75\% \times h_k$$

**Table IV- 11:**Valeurs limites des déplacements inter-étages

Type de Structure	Déplacement limite: $\bar{\Delta}k$
Bâtiments en Acier	0.0100 $h_k$
Bâtiments en Béton Armé	0.0075 $h_k$
Bâtiment en PAF	0.0050 $h_k$
Bâtiments en Bois	0.0075 $h_k$
Bâtiments en Maçonnerie Chainée	0.0050 $h_k$

Dans notre structure on a utilisé des poteaux en mixte (béton – acier) étant donné que on a un tableau qui fournit des coefficients spécifiques pour chaque type de structure, on a choisi d'appliquer le plus défavorable.

: Étant la hauteur de l'étage.

Le déplacement horizontal à chaque niveau "K" de la structure est calculé par :

$$\delta k = \frac{R}{Qf} \times \delta ek$$

[Article 4.5.2 RPA 2024]

Où :

$\delta ek$  : Déplacement élastique dû aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effet de torsion)

*R* : Coefficient de comportement

*QF* : Coefficient de qualité

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants :

**Table IV- 12:**Vérification des déplacements sens X-X :

Niveaux	<b><math>\delta ekx</math></b> (cm)	<b><math>\delta k</math>(cm)</b>	<b><math>\Delta k(x)</math></b>	<b><math>0,55 * \Delta k(x)</math></b>	<b><math>hk</math></b>	<b><math>0,75 * hk</math></b>	<b><math>0,55 * \Delta k &lt; 0,75\% \times hK</math></b>
<b>12</b>	9.348	31.16	1.7133333	0.94233333	289	2.1675	<b>Vérifiée</b>
<b>11</b>	8.834	29.4466667	2.35666667	1.29616667	289	2.1675	<b>Vérifiée</b>
<b>10</b>	8.127	27.09	3.4966667	1.92316667	289	2.1675	<b>Vérifiée</b>
<b>9</b>	7.078	23.5933333	2.27666663	1.25216667	289	2.1675	<b>Vérifiée</b>
<b>8</b>	6.395	21.3166667	1.35333337	0.74433333	289	2.1675	<b>Vérifiée</b>
<b>7</b>	5.989	19.9633333	2.90333333	1.59683333	289	2.1675	<b>Vérifiée</b>
<b>6</b>	5.118	17.06	3.0566667	1.68116667	289	2.1675	<b>Vérifiée</b>
<b>5</b>	4.201	14.0033333	3.16000003	1.738	289	2.1675	<b>Vérifiée</b>
<b>4</b>	3.253	10.8433333	3.12666666	1.71966667	289	2.1675	<b>Vérifiée</b>
<b>3</b>	2.315	7.71666667	3.02	1.661	289	2.1675	<b>Vérifiée</b>
<b>2</b>	1.409	4.69666667	2.69666667	1.48316667	289	2.1675	<b>Vérifiée</b>
<b>1</b>	0.600	2	2	1.1	357	2.6775	<b>Vérifiée</b>

**Table IV- 13:**Vérification des déplacements sens Y-Y.

Niveaux	<b><math>\delta ekx</math></b> (cm)	<b><math>\delta k</math>(cm)</b>	<b><math>\Delta k(x)</math></b>	<b><math>0,55\Delta k(x)</math></b>	<b><math>hk</math></b>	<b><math>0,75*hk</math></b>	<b><math>0,55*\Delta k &lt; 0,75% \times hK</math></b>
<b>12</b>	8.556	28.52	2.62	1.441	289	2.1675	<b>Vérifiée</b>
<b>11</b>	7.770	25.9	2.8833333	1.58583332	289	2.1675	<b>Vérifiée</b>
<b>10</b>	6.905	23.0166667	3.01666667	1.65916667	289	2.1675	<b>Vérifiée</b>
<b>9</b>	6.000	20	3.0833333	1.69583332	289	2.1675	<b>Vérifiée</b>
<b>8</b>	5.075	16.9166667	2.93999997	1.61699998	289	2.1675	<b>Vérifiée</b>
<b>7</b>	4.193	13.9766667	2.49666667	1.37316667	289	2.1675	<b>Vérifiée</b>
<b>6</b>	3.444	11.48	2.43	1.3365	289	2.1675	<b>Vérifiée</b>
<b>5</b>	2.715	9.05	2.32666667	1.27966667	289	2.1675	<b>Vérifiée</b>
<b>4</b>	2.017	6.72333333	2.14333333	1.17883333	289	2.1675	<b>Vérifiée</b>
<b>3</b>	1.374	4.58	1.89666667	1.04316667	289	2.1675	<b>Vérifiée</b>
<b>2</b>	0.805	2.68333333	1.53	0.8415	289	2.1675	<b>Vérifiée</b>

1	0.346	1.15333333	1.15333333	0.63433333	357	2.6775	Vérifiée
---	-------	------------	------------	------------	-----	--------	----------

### IV.4.6 Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ :

Les effets du second ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta k = \left( \frac{P_k \times \Delta k}{V_k \times h_k} \right) \leq 0,10$$

[Article 5.9 RPA 2024]

Avec :

- $P_k$  : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k »

$$P_k = \sum_{i=0}^n (G_i + \psi \times Q_i)$$

$V_k$  : effort tranchant d'étage au niveau "k"

Selon la valeur de  $\theta k$ , il convient de considérer que :

- Si ( $0.10 \leq \theta k \leq 0.20$ ), les effets P-Δ peuvent être pris en compte, de manière approchée, en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur ( $\frac{1}{1-\theta k}$ ).
- Si ( $\theta k \geq 0.20$ ), la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants :

**Table IV- 14:**Justification vis-à-vis de l'effet p-Δ selon le sens X-X

Niveaux	Pk(kN)	$\Delta k$	Vx(kN)	hk(cm)	$\theta k$	$\theta k \leq 0,1$
12	1892.45	1.7133333	612.30	289	0.01832332	Vérifiée
11	3589.61	2.35666667	1800.04	289	0.01626168	Vérifiée
10	5304.37	3.4966667	1446.52	289	0.04436758	Vérifiée
9	17019.12	2.27666663	1741.13	289	0.03175799	Vérifiée
8	8759.58	1.35333337	1979.77	289	0.02071932	Vérifiée
7	11415.97	2.90333333	2290.16	289	0.05007789	Vérifiée
6	14116.90	3.0566667	2586.70	289	0.05772229	Vérifiée
5	16817.50	3.16000003	2860.76	289	0.06427902	Vérifiée

<b>4</b>	19559.17	3.12666666	3115.77	289	0.06791548	Vérifiée
<b>3</b>	22301.20	3.02	3335.76	289	0.06986224	Vérifiée
<b>2</b>	25087.21	2.69666667	3504.46	289	0.06679757	Vérifiée
1	27996.74	2	3597.22	357	0.04360158	Vérifiée
base	0	0	0	360	0	Vérifiée

**Table IV- 15:**Justification vis-à-vis de l'effet p-Δ selon le sens Y-Y

<b>Niveaux</b>	<b>Pk(kN)</b>	<b><math>\Delta k</math></b>	<b>Vx(kN)</b>	<b>hk(cm)</b>	<b><math>\theta k</math></b>	<b><math>\theta k \leq 0,1</math></b>
<b>12</b>	1892.45	2.62	753.67	289	0.0227639	Vérifiée
<b>11</b>	3589.61	2.8833333	1291.19	289	0.02773666	Vérifiée
<b>10</b>	5304.37	3.01666667	1685.64	289	0.03284721	Vérifiée
<b>9</b>	17019.12	3.0833333	1995.17	289	0.03753405	Vérifiée
<b>8</b>	8759.58	2.93999997	2242.48	289	0.03973783	Vérifiée
<b>7</b>	11415.97	2.49666667	2553.54	289	0.03862183	Vérifiée
<b>6</b>	14116.90	2.43	2875.54	289	0.04127892	Vérifiée
<b>5</b>	16817.50	2.32666667	3176.34	289	0.04262563	Vérifiée
<b>4</b>	19559.17	2.14333333	3441.83	289	0.04214566	Vérifiée
<b>3</b>	22301.20	1.89666667	3669.03	289	0.03989056	Vérifiée
<b>2</b>	25087.21	1.53	3843.95	289	0.0345516	Vérifiée
<b>1</b>	27996.74	1.15333333	3943.43	357	0.02293612	Vérifiée
base	0	0	0	360	0	Vérifiée

D'après les tableaux ci-dessus, le rapport  $\theta k \leq 0.10$  dans les deux sens XX et YY donc les effets peuvent être négligés.

### IV.4.6.1 Justification vis-à-vis joint sismique :

Deux blocs voisins doivent être séparés par des joints sismiques dont la largeur minimale  $d_{\min}$  satisfait la condition suivante :

$$d_{\min} = \max \left\{ \sqrt{(\delta_1^2 + \delta_2^2)}, 40 \text{ mm} \right\} \quad [\text{Article 5.9 RPA 2024}]$$

$\delta_1$  et  $\delta_2$  : déplacements maximaux des deux blocs, au niveau du sommet du bloc le moins élevé incluant les composantes dues à la torsion et éventuellement celles dues à la rotation des fondations.

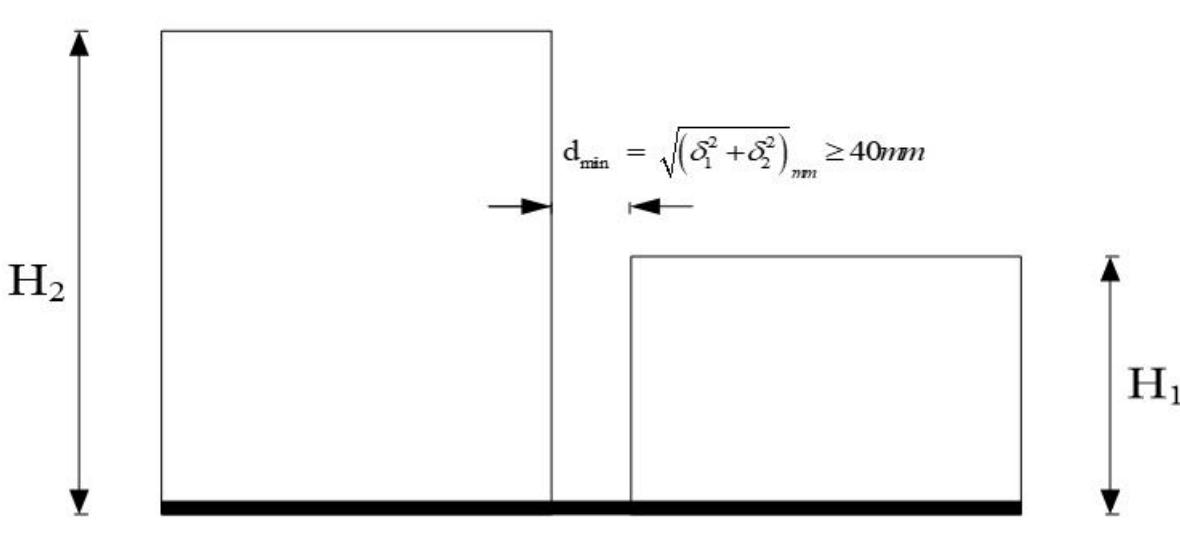
D'après notre modèle on a extrait le déplacement horizontal dans dernier étage

Qui est :  $\delta_1 = 311.6 \text{ mm}$

On suppose que :  $\delta_2 = 311.6 \text{ mm}$

$$d_{\min} = \max \left\{ \sqrt{(311.6^2 + 311.6^2)}, 40 \text{ mm} \right\} = 440.66 \text{ mm}$$

Donc :  $d_{\min} = 440.66 \text{ mm}$



**Figure IV- 6:** Largeur minimum du joint sismique

Nous avons opté pour un système de contreventement que nous jugions optimal, répondant aux exigences du RPA, notamment en ce qui concerne le comportement global de la structure, la résultante des forces sismiques, les déplacements ainsi que l'effet du deuxième ordre.

Les sections définitives des sections des éléments structuraux sont résumées dans le tableau suivant en (cm) :

**Table IV- 16:** Dimensions des éléments structuraux pour l'ossature en mixte

<b>Niveaux</b>	<b>Poteaux</b>	<b>Poutres maitresse</b>	<b>Poutre secondaire</b>	<b>Contreventement</b>
<b>12+11</b>	HEA 280 40*40(cm <sup>2</sup> )			
<b>10+9</b>	HEA 300 45*40(cm <sup>2</sup> )			
<b>8+7</b>	HEA 300 45*45(cm <sup>2</sup> )			
<b>6+5</b>	HEA 340 50*45(cm <sup>2</sup> )	IPE 360	IPE 300	2UPN 300

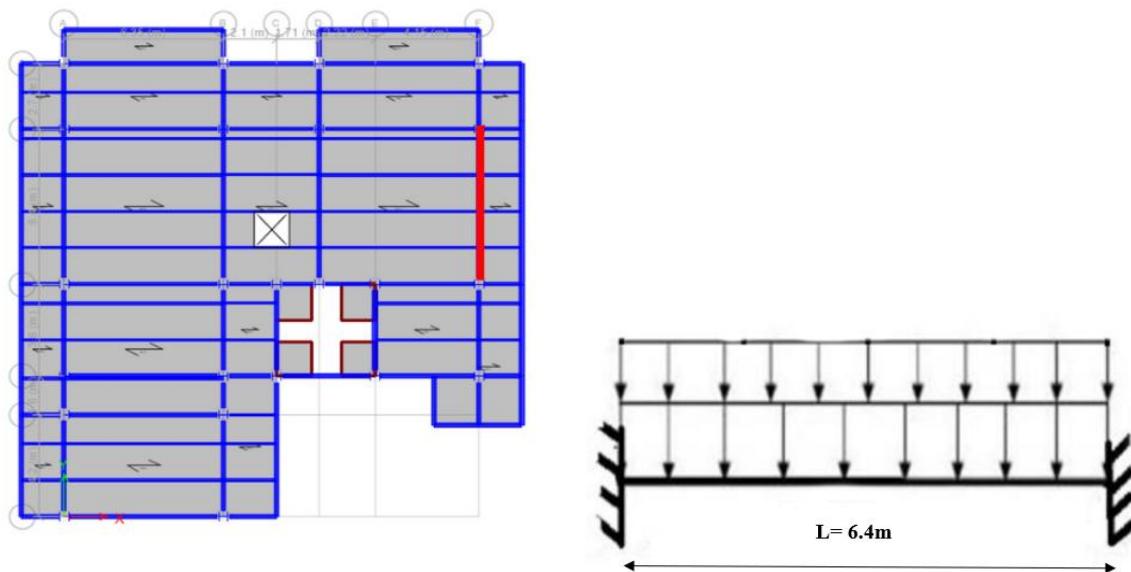
<b>4+3</b>	HEA 340 50*50(cm <sup>2</sup> )				
<b>2+1</b>	HEA 360 55*50(cm <sup>2</sup> )				
<b>RDC+S.SOL</b>	HEA 400 55*50(cm <sup>2</sup> )				

# **Chapitre V Etude des éléments structuraux**

Ce chapitre traite du dimensionnement des éléments structuraux selon le CCM 97, EC03 et EC04 en tenant compte des combinaisons de charges sismiques et verticales exigées par la réglementation.

## V.1 Etude de la poutre maitresse :

La poutre principale mixte (acier-béton) la plus sollicité selon notre modèle est représentée (en rouge) sur la figure ci-dessous, le schéma statique de cette poutre est représenté sur la figure ci-dessous avec une longueur  $L = 6.4\text{m}$



**Figure V-1:** Poutre maitresse la plus sollicitée

Cette poutre est soumise aux sollicitations tirées depuis notre modèle, les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

**Table V-1:** Sollicitations de la poutre maitresse

Planchers	Msd		Vsd
	En travée	En appuis	
<b>Terrasse inaccessible</b>	60.38	-124.62	81.52
<b>Etage courant</b>	87.12	-147.17	99.37

## V.1.1 Calcul de la résistance de la section mixte de la poutre maitresse :

### V.1.1.1 Largeur efficace de la dalle ( $beff$ ) :

Sachant que la poutre maitresse est doublement encastrée, Cependant il existe un moment positif sur une largeur efficace  $beff^+$  au niveau de la travée et un moment négatif au niveau des appuis sur une largeur efficace appelée  $beff^-$

#### ❖ En travée :

$$beff^+ = be1 + be2; be1 = be2 = \min\left(\frac{l_0}{8}; bi\right)$$

$l_0$  : Portée de la poutre dans le cas d'une poutre sur deux appuis.

Pour notre cas :  $l_0 = 0.7l_0$  cas d'une travée intermédiaire d'une poutre continue

$$l_0 = 0.7 \times 6.4 = 4.48 \text{ m}$$

$$be1 = be2 = \min\left(\frac{4.48}{8}; \frac{1.5}{2}\right)$$

$$be1 = 0.56 \text{ m}$$

Donc :  $beff^+ = 1.12 \text{ m}$

#### ❖ En appuis :

$$beff^- = \min\left(\frac{l_0}{8}; b_0\right)$$

$$l_0 = 0.25 (L1) = 0.25 (6.4)$$

$$l_0 = 1.6 \text{ m}$$

Donc :  $beff^- = 0.2 \text{ m}$

#### ❖ Position de l'axe neutre :

##### • Sous moment positif :

On a :

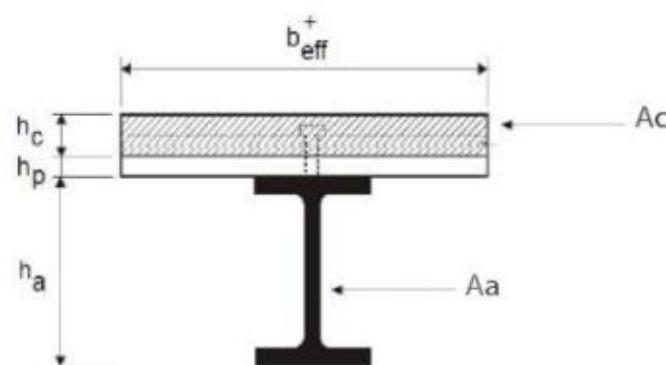
$$beff^+ = 1.12 \text{ m}$$

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

$$hp = 4 \text{ cm}$$

$$ha = 36 \text{ cm}$$

$$Aa = 72.7 \text{ cm}^2$$



**Figure V- 2:** Section mixte poutre maitresse sous moment positif

- On effectue un calcul plastique et on confirme par la suite la classe de la section mixte en calculant la position de l'axe neutre plastique (ANP), comme suit :

Si  $F_c > Fa \Rightarrow$  L'axe neutre plastique se situe dans l'épaisseur de la dalle.

$F_c < Fa \Rightarrow$  L'axe neutre plastique se situe dans le profilé métallique

Avec :

$$F_c = hc \times beff \times 0.85 \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

$$Fa = Aa \times \frac{f_y}{\gamma_a}$$

Les coefficients de sécurité :  $\gamma_c = 1.5$        $\gamma_a = 1.1$        $\gamma_s = 1.15$

Caractéristiques :  $f_y = 275 MPa$        $f_{ck} = 25 MPa$        $f_{sk} = 400 MPa$

$Aa$ : Aire du profile métallique.

$Ac$  : Aire du béton comprimé

$Fa$  : Résistance de profilée en traction.

$F_c$  : Résistance de béton en compression.

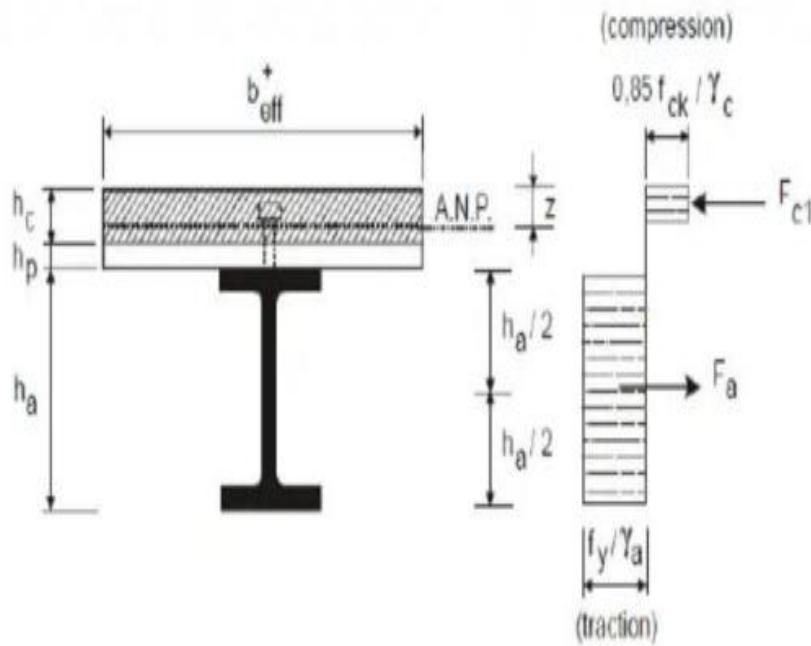
$hc$  : Hauteur de la dalle en béton

$beff$ : Largeur efficace de la dalle

- Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

**Table V- 2:**Calcul de la position de l'ANP de la poutre maitresse.

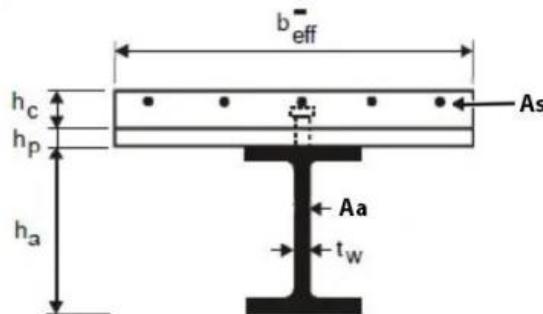
	hc (cm)	beff (cm)	Aa (cm)	Fc (KN)	Fa (KN)	Position de L'ANP
<b>Poutre principale</b>	10	112	72.7	1586.66	1817.5	Dans la dalle



**Figure V-3:** Distributions plastique des contraintes avec l'ANP dans la dalle

- **Sous moment négatif :**

La résistance de la section mixte sous un moment négatif est assurée par les armatures dans la largeur efficace négative et par la section tendue du IPE360



**Figure V-4:** Section mixte sous un moment négatif

- La position de l'axe neutre plastique (ANP), comme suit :

Si  $F_a > F_s \Rightarrow$  L'axe neutre plastique se situe dans la semelle en acier.

$F_a > F_s \Rightarrow$  L'axe neutre plastique se situe dans l'âme.

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

Avec :

$$Fa = Aa \times \frac{f_y}{\gamma_a} \quad Fs = As \times \frac{f_{sk}}{\gamma_s}$$

$bf$ : Largeur de la semelle

$tf$ : Largeur de la semelle

$F_s$  : Résistance plastique des barres d'armatures

$F_a$  : Résistance de profilée en traction

$As$  : Aire des armatures

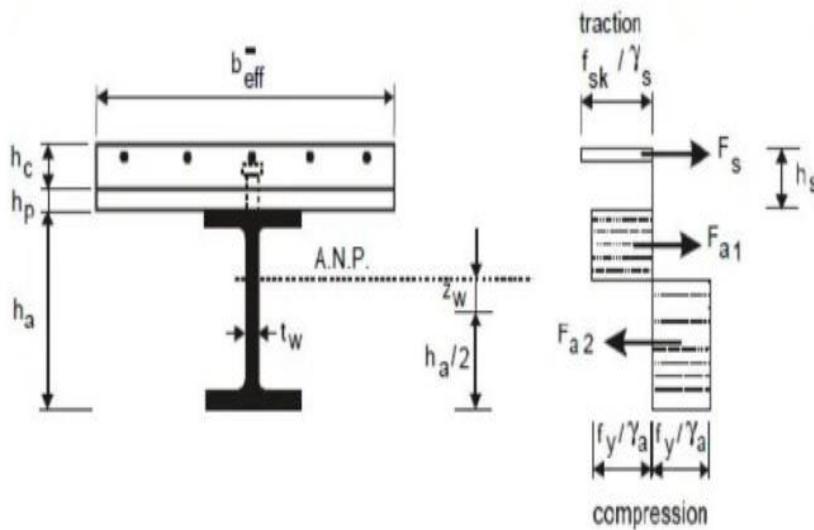
$Aa$  : Aire du profilé métallique

On opte pour une section :  $As = 4HA12 = 4.52\text{cm}^2 / \text{ml}$

Pour :  $b_{eff} = 0.2 \text{ m} \rightarrow As = 0.904\text{cm}^2$

**Table V-3:** Calcul de la position de l'ANP de la poutre maîtresse.

Poutre Principale	As (cm <sup>2</sup> )	Aa (cm <sup>2</sup> )	Fa (kN)	Fs (kN)	Position de L'ANP
IPE 360	0.904	72.7	1817.5	314.43	Dans L'âme



**Figure V-5:** Distributions plastique des contraintes avec ANP dans l'âme

❖ Vérification de la poutre maîtresse :

- Moment fléchissant :

- En travée :

$M$ : est le moment sollicitant obtenu à partir notre model par le biais de (ETABS2017)

$$M_{sd} \leq M_{rd} = F_a \left( \frac{ha}{2} + hc + hp - \frac{Z_{pl}}{2} \right) \quad Z_{pl} = \frac{F_a}{b_{eff} \times 0.85 \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c}}$$

Avec :

$F_a$  : Résistance de profilée en traction.

$b_{eff}$  : Largeur efficace de la dalle.

$Z_{pl}$ : L'axe neutre plastique

$hp$  : Hauteur de la tôle

$hc$  : Hauteur de la dalle en béton

$ha$  : Hauteur de profilé

On résume les résultats de calcul de  $Z_{pl}$  et  $M_{plrd}$  dans le tableau qui suit :

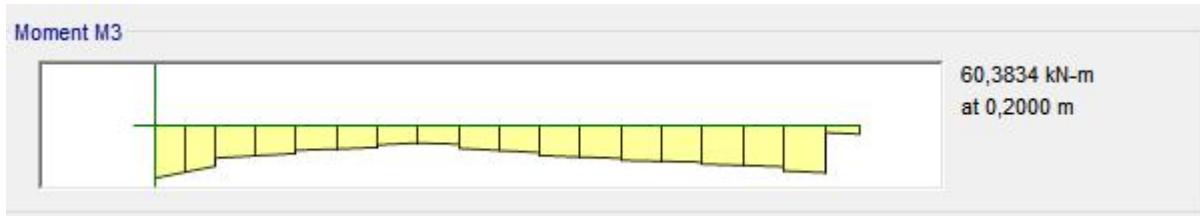
**Table V- 4:**Calcul de  $Z_{pl}$  et  $M_{plrd}$  (la poutre maîtresse)

IPE	Fa (kN)	b <sub>eff</sub> (m)	Z <sub>pl</sub> (m)	$\frac{ha}{2}$ (m)	hc (m)	hp (m)	$\frac{Z_{pl}}{2}$ (m <sup>2</sup> )	M <sub>plRd</sub> (kN.m)
360	1817.5	1.12	0.114	0.18	0.1	0.04	0.057	478

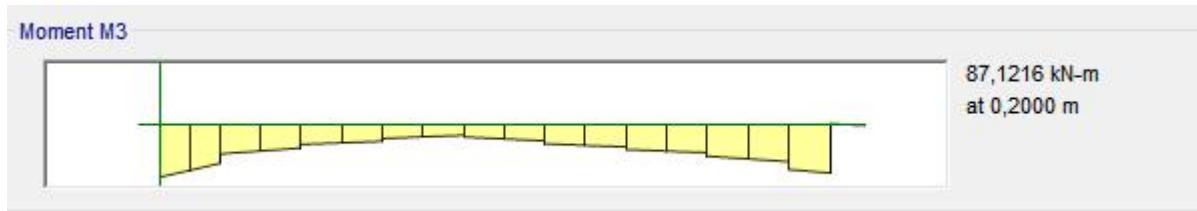
**Table V- 5:**Vérification du moment résistant positif (poutre maîtresse)

Plancher	IPE	M <sub>sd</sub> (kN.m)	M <sub>plRd</sub> (kN.m)	Observation
Terrasse Inaccessible	360	60.38	478	Vérifiée

<b>Etage</b>				
<b>Courant</b>	360	87.12	478	Vérifiée



**Figure V- 6:** Moment sollicitant positif de la poutre de la terrasse (ETABS)



**Figure V- 7:** Moment sollicitant positif de la poutre de l'étage courant (ETABS)

- **En appuis :**

$$Msd \leq MplRd^- = MaPlrd + Fs\left(\frac{ha}{2} + hs\right) - \frac{Fs^2}{\frac{4tw \times fy}{\gamma_a}}$$

$$MaplRd = \frac{Wply \times fy}{\gamma_m 0}$$

$$hs = (hc - \frac{\phi}{2} - e)$$

$$Zw = \frac{Fs}{\frac{2tw \times fy}{\gamma_a}}$$

Avec :

Fs : Résistance plastique des barres d'armatures

$\phi$ : Diamètre des armatures

hs : La cote de la nappe d'armatures par rapport à la face supérieure de la semelle de profilé.

Zw : Partie de l'âme en traction

Wp: Module de résistance plastique

e : l'enrobage

**Table V- 6:**Moment négatif au niveau des appuis

Poutre Principale	F <sub>a</sub> (kN)	F <sub>c</sub> (kN)	$\frac{\phi}{2}$ (m)	e (m)	hs (m)	Z <sub>w</sub> (m)	M <sub>plRd</sub> (kN.m)	M <sub>plRd<sup>-</sup></sub> (kN.m)
IPE 360	1817.5	1586.66	0.006	0.03	0.064	0.078	254.75	310.10

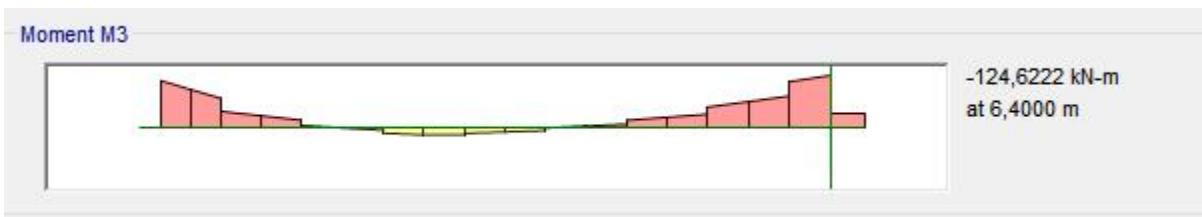
On doit vérifier que :  $M_{sd} \leq M_{plRd}^-$

$M_{sd}$  : est le moment sollicitant obtenue du notre model par le biais de (ETABS2017)

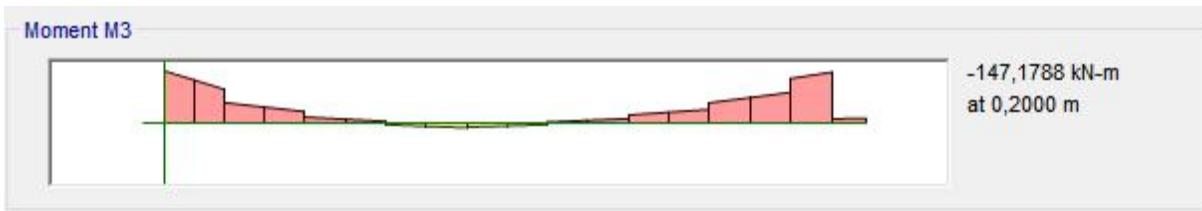
La vérification de la résistance est résumée dans le tableau suivant

**Table V- 7:**Vérification du moment résistant négatif (poutre maitresse).

Planchers	IPE	M <sub>sd</sub> (kN.m)	M <sub>plRd<sup>-</sup></sub> (kN.m)	Observation
Terrasse Inaccessible	360	124.62	310.10	Vérifiée
Etage Courant	360	147.17	310.10	Vérifiée



**Figure V- 8:** Moment sollicitant négatif de la poutre de la terrasse



**Figure V- 9:** Moment sollicitant négatif de la poutre de l'étage courant

- Effort Tranchant :

$$V_{sd} \leq V_{plRd} = \frac{Avz \times fy}{1.1 \times \sqrt{3}}$$

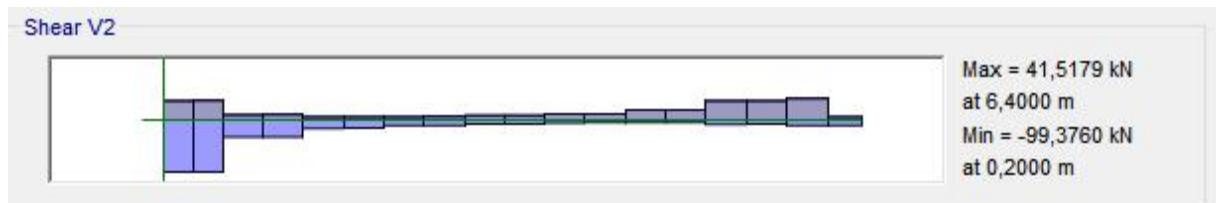
$V_{sd}$  : effort tranchant obtenu de notre model

**Table V- 8:** Vérification de l'effort tranchant (Poutre maitresse).

Planchers	Avz(cm <sup>2</sup> )	Vsd(kN)	VplRd(kN)	Observation
<b>Terrasse</b> <b>Inaccessible</b>	35.14	81.52	507.20	Vérifiée
<b>Etage</b> <b>Courant</b>	35.14	99.37	507.20	Vérifiée



**Figure V- 10:** Effort tranchant de la poutre maitresse de la terrasse



**Figure V- 11:** Effort tranchant de la poutre maitresse de l'étage courant

❖ Vérification de l'interaction effort tranchant-moment résistant :

On doit vérifier que :

$$V_{sd} \leq 0.5 V_{plrd}$$

**Table V- 9:** Vérification de l'interaction moment-effort tranchant

Planchers	Avz (cm <sup>2</sup> )	Vsd (kN)	VplRd (kN)	0.5VplRd (kN)	Observation

<b>Terrasse Inaccessible</b>	35.14	81.52	507.20	253.6	Vérifiée
<b>Etage Courant</b>	35.14	99.37	507 .20	253.6	Vérifiée

D'après les résultats obtenus, On conclue qu'il n'y a pas d'interaction.

❖ **Vérification de poutre maitresse à l'ELS :**

La vérification de la flèche se fait au domaine élastique, d'où les calculs suivants

Position de l'ANE :

$$Aa(h - Za - hc) < \frac{Ac}{n} \times \frac{hc}{2}$$

$$72.7(50 - 18 - 10) = 1599.4 < \frac{3635}{6.88} \times \frac{10}{2} = 3635 \rightarrow \text{L'axe neutre est dans la dalle}$$

$$Zel = \frac{n \times Aa}{beff} \left[ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times beff}{n \times Aa} (h - Za)} \right]$$

$$\text{Avec : } n = \frac{Ea}{Ecm}$$

**Table V- 10:**Calcul de la position de l'ANE Zel de la poutre maitresse

IPE	Aa(cm <sup>2</sup> )	h(cm)	beff(cm)	n	Za(cm)	Zel(cm)
<b>360</b>	72.7	50	112	6.88	18	13.08

- Vérification de la flèche :

$$f_{max} \leq f_{adm} = \frac{l}{250}$$

D'après notre modèle  $f_{max}$  :

**Table V- 11:**Tableau récapitulatif de la vérification de la flèche.

Planchers	$f_{max}(\text{cm})$	$f_{adm}(\text{cm})$	Observation
Terrasse			
Inaccessible	0.6621	2.56	Vérifiée
Etage			
Courant	0.5915	2,56	Vérifiée

## V.2 Etude de la connexion :

- Moyens de connexion :

Nous optons pour ce type de goujon pour la connexion solive-dalle :

$$\begin{aligned} h &= 80\text{mm} & d &= 16\text{mm} \\ f_y &= 250\text{MPa} & f_u &= 450\text{MPA} \end{aligned}$$

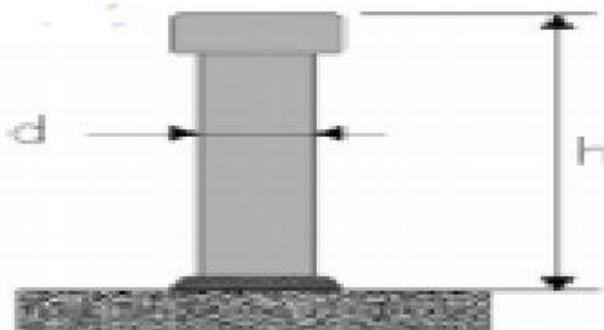


Figure V- 12: goujon à tête

### V.2.1 Dimensionnement de la connexion :

$$P_{rd} = \begin{cases} 0.8 \frac{f_u}{\gamma_v} \left( \frac{\pi d^2}{4} \right) & (\text{Cisaillement de goujon}) \\ 0.29 \frac{\alpha d^2}{\gamma_v} \sqrt{f_{ck} \times E_{cm}} & (\text{Ecrasement du béton autour du goujon}) \end{cases}$$

$$Prd = \begin{cases} 0.8 \frac{450}{1.25} \left( \frac{\pi \times 16^2}{4} \right) = 57.9 \\ 0.29 \frac{1 \times 16^2}{1.25} \sqrt{25 \times 32000} = 53.12 \end{cases}$$

*d : Diamètre du fût du goujon (d < 22 mm)*

*fu : Résistance ultime en traction spécifique du goujon sans dépasser 500 (MPa)*

*fck : Résistance caractéristique du béton à l'âge considéré.*

*Ecm : Module de Young sécant du béton;*

*$\gamma v$  : Coefficient de sécurité partiel : ( $\gamma v = 1,25$ )*

$$\alpha : \text{Facteur correctif donné par} \begin{cases} 1 & \text{si } \frac{h}{d} > 4 \\ 0.25 \left( 1 + \frac{h}{d} \right) & \text{si } 3 \leq \frac{h}{d} \leq 4 \end{cases}$$

Après les calculs on a :  $Prd = \min(57.9 ; 53.12) \Rightarrow Prd = 53.12 \text{ kN}$

$$P'rd = rPrd$$

$$P'rd = 1 \times 53.12 = 53.12 \text{ kN}$$

En mettant deux goujon par nervure soudés à travers des tôle d'épaisseur 1.25 supérieur à 1mm, donc r sera pris 1

- L'effort de cisaillement longitudinal :

$$Vlf = \min(Fa; Fc) = \min(1817.5; 1586.66)$$

$$\Rightarrow Vlf = Fa = 1817.5 \text{ kN}$$

Combien faudra-t-il de connecteurs pour réaliser la connexion ?

- Le nombre de goujons

$$Nf \geq \frac{Vlf}{P'rd}$$

$$\Rightarrow Nf \geq \frac{1817.5}{53.12} \geq 34.21$$

Donc :

$$Nf = 35 \rightarrow N = 12 \text{ goujons pour une distance } L_{cr} = \frac{L}{2}$$

$$\text{Avec : } l = 6.4 \text{ m} \rightarrow lcr = \frac{l}{2} = 3.2 \text{ m}$$

- Calcul de l'espacement entre goujons (e) :

$$e \leq \frac{lcr}{N_f} = \frac{320}{35} \rightarrow e \leq 10.67 \text{ cm}$$

Donc :  $e = 20 \text{ cm}$

### V.3 Vérification de la résistance des poteaux :

En raison des charges du plancher et des forces horizontales, les poteaux sont soumis en même temps à des sollicitations de compression et de flexion. De ce fait, Par conséquent, ils sont dimensionnés pour résister à la flexion composée.

#### V.3.1 Méthode de calcul :

L'Eurocode 4 propose deux méthodes pour dimensionner les poteaux mixtes qui se résument à :

Méthode Générale : Approche précise prenant en compte les effets du second ordre et les imperfections. Adaptée aux poteaux de section variable ou non symétrique. Nécessite des logiciels de calcul.

Méthode Simplifiée : Utilise les courbes de flambement européennes avec intégration implicite des imperfections. Applicable uniquement aux poteaux mixtes à section symétrique et constante.

Les deux méthodes sont fondées sur les hypothèses classiques suivantes :

- Il y a une interaction totale entre la section en acier et la section de béton jusqu'à la ruine.
- Les imperfections géométriques et structurales sont prises en compte dans le calcul.
- Les sections droites restent planes lors de la déformation du poteau.

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.
- Le rapport de contribution de l'acier  $\delta$  est compris entre 0.2 et 0.9.
- L'élancement réduit  $\bar{\lambda}$  du poteau ne dépasse pas la valeur de 2.0.
- Pour les profilés totalement enrobés, les épaisseurs d'enrobage de béton ne sont pas inférieures aux valeurs suivantes :

- Pour les sections totalement enrobées, l'aire des armatures doit au moins être égale à 0,3% de l'aire de béton et au plus 4%.

Dans le sens y,  $40mm \leq cy \leq 0.4 b$

Dans le sens z,  $40mm \leq cz \leq 0.3h$

### V.3.2 Vérification des conditions d'enrobage des poteaux mixtes :

Pour valider les sections optées pour les poteaux, il faut vérifier les conditions d'enrobage Suivantes :

$$40 mm \leq cy = \frac{bc - b}{2} \leq 0,4bc$$

$$40 mm \leq cz = \frac{hc - h}{2} \leq 0,3hc$$

Avec :

$bc$  : Largeur totale de la section du poteau :

$b$  : largeur du profilé

$hc$  : hauteur totale de la section du poteau

$h$  : largeur du profilé

On résume les résultats de la vérification dans le tableau ci-dessous :

**Table V- 12:Vérification les conditions d'enrobage**

	hc (cm)	bc (cm)	b (cm)	h (cm)	Cz (cm)	Cy (cm)	0,4b	0,3h	Condition Cz	Condition Cy
(55*50) HEA400	55	50	30	39	8	10	12	11.7	Vérifiée	Vérifiée
(55*50) HEA360	55	50	30	35	10	10	12	10.5	Vérifiée	Vérifiée
(50*50) HEA340	50	50	30	33	8.5	10	12	9.9	Vérifiée	Vérifiée
(50*45) HEA340	50	45	30	33	8.5	7.5	12	9.9	Vérifiée	Vérifiée

(45*45) HEA300	45	45	30	29	8	7.5	12	8.7	Vérifiée	Vérifiée
(45*40) HEA300	45	40	30	29	8	5	12	8.7	Vérifiée	Vérifiée
(40*40) HEA280	40	40	28	27	6.5	6	11.5	8.1	Vérifiée	Vérifiée

❖ Vérification de la contribution du profilé à la résistance totale du poteau :

$$0.2 \leq \rho = \frac{Na}{Npl.Rd} \leq 0.9$$

Avec  $Npl.Rd = Na + Nc + Ns$

$$Na = Aa \frac{fy}{\gamma m0} \quad fy = 275 \text{ MPa} \quad \gamma m0 = 1.1$$

$$Nc = 0.85Ac \frac{fck}{\gamma c} \quad fck = 25 \text{ MPa} \quad \gamma c = 1.5$$

$$Ns = As \frac{fe}{\gamma s} \quad fe = 400 \text{ MPa} \quad \gamma s = 1.15$$

On résume les résultats de cette vérification dans le tableau suivant

**Table V- 13:** Vérification de la contribution du profilé dans les poteaux

	Nbr et $\emptyset bar$	Aa (mm <sup>2</sup> )	As (mm <sup>2</sup> )	Ac (mm <sup>2</sup> )	Na (kN)	Nc (kN)	Ns (kN)	Npl.Rd (kN)	$\rho$	$0.2 \leq \rho \leq 0.9$
HEA 400	8HA16	15900	2512	275000	3975	3895.83	873.74	8744.57	0.45	Vérifiée
HEA 360	8HA16	14280	1602	275000	3570	3895.83	557.22	8023.05	0.44	Vérifiée
HEA 340	8HA14	13350	1232	225000	3337.5	3541.67	428.52	7307.69	0.45	Vérifiée
HEA 340	8HA14	13350	9050	225000	3337.5	3187.5	428.52	6953.52	0.47	Vérifiée

HEA 300	8HA12	11250	9050	202500	2812.5	2868.75	3147.82	8829.07	0.31	Vérifiée
HEA 300	8HA12	11250	9050	180000	2812.5	2550	3147.82	8510.32	0.33	Vérifiée
HEA 280	8HA12	9730	9050	160000	2432.5	2266.6	3147.82	7846.92	0.30	Vérifiée

### V.3.3 Vérification à la compression simple :

Nous devons vérifier que :  $Nsd \leq Nb \cdot Rd = \chi Npl \cdot Rd$

Avec :

$$Npl \cdot Rd = Na + Nc + Ns$$

$$\chi = \frac{1}{\emptyset + [\emptyset^2 - \bar{\lambda}^2]^{0.5}}$$

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

$$\begin{cases} \alpha = 0.34 \text{ axe forte inertie } y-y \\ \alpha = 0.49 \text{ axe faible inertie } z-z \end{cases}$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{Npl \cdot Rd}{Ncr}}$$

$$Ncr = \frac{\pi^2(EI)e}{l^2}$$

$$(EI)e = Eal_a + 0.8EcdI_c + EsI_s \quad \text{Avec } Ecd = \frac{Ecm}{\gamma c}$$

$Nb \cdot Rd$  : La résistance au flambement du poteau

$Npl \cdot Rd$ : Résistance au flambement

$Nsd$  : Effort sollicitant

$\chi$  : Coefficient de réduction

$\bar{\lambda}$ : L'élancement réduit

1 : Longueur de flambement d'un poteau mixte rigide isolé, qui de manière sécuritaire, peut être prise à sa longueur d'épure (longueur du poteau)

$Ea$ ,  $Es$  et  $Ecm$  sont respectivement les modules d'élasticité du profilé, des armatures et du béton.

On donne un exemple de calcul pour le poteau (40\*40) selon les deux axes :

- Selon l'axe Z-Z :

$$Na = \frac{9730 \times 275}{1.1} = 2432.5 \text{ kN} \quad Nc = \frac{0.85 \times 160000 \times 25}{1.5} = 2266.6 \text{ kN} \quad Ns = \frac{9050 \times 400}{1.15} = 3147.82 \text{ kN}$$

$$Npl. Rd = 2432.5 + 2266.6 + 3147.82 = 7846.92 \text{ kN}$$

$$(EI)e = 210000 \times 4763 \times 10^4 + 0.85 \times \frac{32000}{1.35} \times 2133333333 + 210000 \times 319564614.5$$

$$(EI)e = 1.200 \times 10^{14}$$

Avec :

$Ia$  = Moment d'inertie du profilé

$Ic$  = Moment d'inertie du béton

$Is$  = Moment d'inertie des armatures

$$Ncr = \frac{\pi^2 \times 1.200 \times 10^{14}}{2890^2} = 141.80 \times 10^6 \text{ N}$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{7846.92}{141.80 \times 10^6}} = 0.235 > 0.2$$

La condition  $\bar{\lambda} < 0.2$  n'est pas vérifiée, il y'a risque de flambement, donc nous devons calculer  $\chi.Npl.Rd$ .

$$\phi = 0.5 \times [1 + 0.49 \times (0.235 - 0.2) + 0.235^2] = 0.536$$

$$X = \frac{1}{0.536 + [0.536^2 - 0.235^2]^{0.5}} = 0.982 < 1$$

$$Nb.Rd = \chi Npl.rd = 7705.67 \text{ kN}$$

$Nsd < Nb.Rd \rightarrow 419.80 \text{ kN} < 7705.67 \text{ kN}$  la condition est vérifiée, il n'y a aucun risque de flambement.

- Selon l'axe Y-Y :

$$N_{pl.} R_d = 7846.92 \text{ kN}$$

$$(EI)e = 210000 \times 13670 + 0.85 \times \frac{32000}{1.35} \times 2133333333 + 210000 \times 329174927$$

$$(EI)e = 1.121 \cdot 10^{14}$$

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \times 1.121 \cdot 10^{14}}{2890^2} = 132.46 \times 10^6 \text{ N}$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{7846.92}{132.46 \times 10^6}} = 0.243 > 0.2$$

La condition  $\bar{\lambda} < 0.2$  n'est pas vérifiée, il y'a risque de flambement, donc nous devons calculer  $\chi$

$$\phi = 0.5 \times [1 + 0.34 \times (0.243 - 0.2) + 0.243^2] = 0.536$$

$$X = \frac{1}{0.536 + [0.536^2 - 0.243^2]^{0.5}} = 0.986 < 1$$

$$Nb.Rd = \chi N_{pl.} R_d = 7737.06 \text{ kN}$$

$N_{sd} < Nb.Rd \rightarrow 419.80 \text{ kN} < 7737.06 \text{ kN}$  la condition est vérifiée, il n'y a aucun risque de flambement.

On conclue que l'axe Z-Z est l'axe faible, donc on l'utilisera pour le reste des calculs

Les reste des résultats sont affichés dans le tableau suivant :

**Table V- 14:** vérification des poteaux à la compression simple (flambement) selon z-z

	$N_{crz}$ (kN)	L (mm)	$\bar{\lambda}_z$	$\emptyset$	$\chi$	$N_{sd}$ (kN)	$N_{pl.} R_d$ (kN)	$X * N_{pl.} R_d$ (kN)	Observation
(55*50)	272.12	3570	0.197	/	/	6636.90	8744.57	/	Vérifiée
(55*50)	473.50	2890	0.130	/	/	5280.26	8023.05	/	Vérifiée
(50*50)	195.80	2890	0.193	/	/	3130.22	7307.69	/	Vérifiée
(50*45)	275.09	2890	0.158	/	/	2192.38	6953.52	/	Vérifiée
(45*45)	214.83	2890	0.202	0.520	0.999	1963.49	8829.07	8829.07	Vérifiée
(45*40)	167.09	2890	0.225	0.531	0.839	934.28	8510.32	8408.19	Vérifiée

(40*40)	141.80	2890	0.235	0.536	0.982	419.80	7846.92	7705.67	Vérifiée
---------	--------	------	-------	-------	-------	--------	---------	---------	----------

### V.3.4 Vérification à la flexion composée :

Pour vérifier la flexion composée dans un poteau mixte on utilise la courbe d'interaction et pour cela on utilise la méthode simplifiée de l'EC04 pour calculer cinq (05) points de la courbe d'interaction et tracer un schéma polygonal passant par ces cinq points. [DTR BC 2.4.10 ]

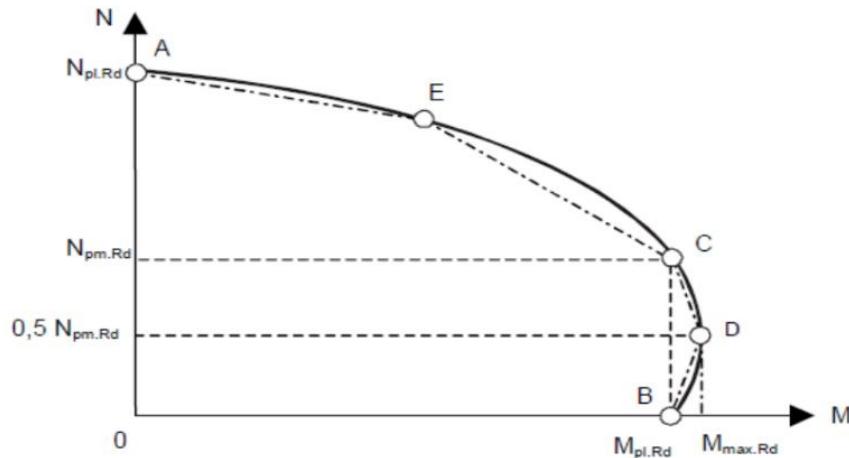
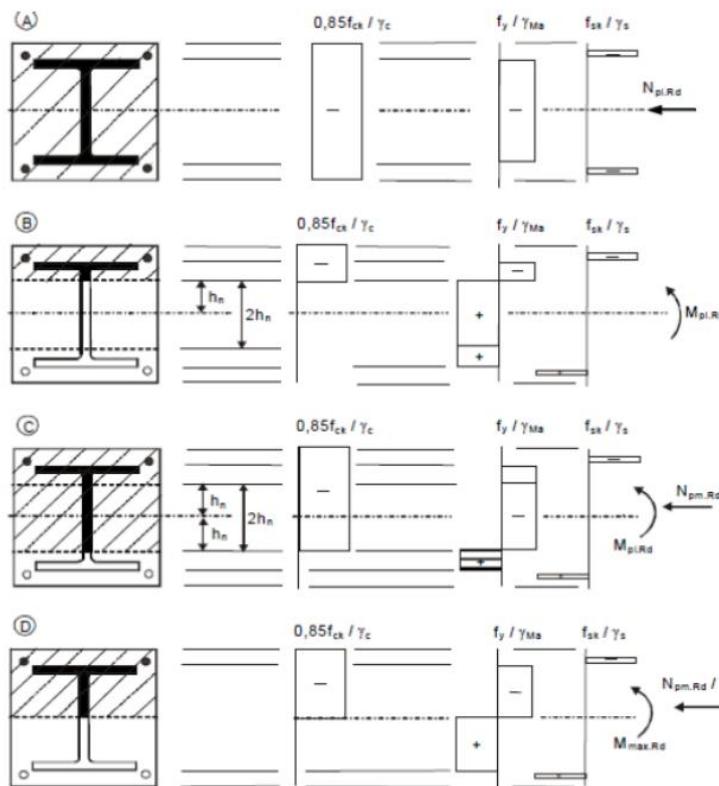


Figure V-13 : Courbe d'interaction



**Figure V-14:** Répartition des contraintes correspondant à la courbe d'interaction (Section enrobée de béton)

- Sens y-y :

**Point A:** Resistance en compression

$$N_A = 3975 \text{ kN} \quad M_A = 0$$

**Point B:** Resistance en flexion

$$N_B = 0 \quad M_B = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_m 0} = \frac{2562 \times 10^{-3} \times 275}{1.1} = 640.5 \text{ kN.m}$$

**Point C :** Même résistance en flexion que pour le point B mais avec résultante en compression

$$N_C = N_{pm}.R_d = 0.85 \times A_c \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 4440.32 \text{ kN.m}$$

$$M_C = M_{pl}.R_d = \frac{w_{ply} \times f_y}{\gamma_m 0} = 640.5 \text{ kN.m}$$

**Point D :** moment résistant maximum

$$N_D = \frac{1}{2} N_{pm}.R_d = 2220.16 \text{ kN}$$

$$M_D = W_{pa} \frac{f_y}{\gamma_a} + W_{ps} \frac{f_{sk}}{\gamma_s} + \frac{1}{2} W_{pc} \alpha \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \rightarrow M_D = 1280.53 \text{ kN.m}$$

$$W_{pa} = \frac{tw h^2}{4} + (b - tw)(h - tf)tf + \frac{4 - \pi}{2} r^2(h - tf) + \frac{3\pi - 10}{3} \times r^3$$

$$W_{pc} = \frac{bc hc^2}{4} - W_{pa} - W_{ps}$$

$$W_{ps} = \sum As \times e$$

Avec :

$W_{pa}$  : Modules de résistance plastique de l'acier.

$W_{ps}$  : Modules de résistance plastique de l'armature

$W_{ps}$  : Modules de résistance plastique de béton.

**Point E :** Il se situe à mi-distance de A et C. l'augmentation en résistance au point E est faible vis-à-vis d'une interpolation directe entre A et C. le calcul du point E peut être négligé.

- Sens z-z :

**Point A :** Résistance en compression

$$N_A = 3975 \text{ kN} ; M_A = 0$$

**Point B :** Résistance en flexion

$$N_B = 0; M_B = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_m 0} = \frac{872.9 \times 10^{-3} \times 275}{1.1} = 218.225 \text{ kN.m}$$

**Point C :** Même résistance en flexion que pour le point B mais avec résultante en compression

$$N_C = N_{pm}.R_d = 0.85 \times A_c \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 4440.32 \text{ kN.m}$$

$$M_C = M_{pl}.R_d = \frac{w_{ply} \times f_y}{\gamma_m 0} = 218.225 \text{ kN.m}$$

**Point D :** moment résistant maximum

$$N_D = \frac{1}{2} N_{pm}.R_d = 2220.16 \text{ Kn}$$

$$M_D = W_{pa} \frac{f_y}{\gamma_a} + W_{ps} \frac{f_{sk}}{\gamma_s} + \frac{1}{2} W_{pc} \alpha \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \rightarrow M_D = 788.89 \text{ kN.m}$$

**Point E :** Il se situe à mi-distance de A et C. l'augmentation en résistance au point E est faible vis-à-vis d'une interpolation directe entre A et C. le calcul du point E peut être négligé.

Poteaux	N <sup>max</sup> → M <sup>coor</sup>	N <sup>min</sup> → M <sup>coor</sup>	M <sup>max</sup> → N <sup>coor</sup>	Npl.Rd	Mpl.Rd			
(55*50)	4631.68	15.83	6636.90	263.52	451.73	534.93	13918.35	640.5
(55*50)	3473.85	41.82	5280.26	106.87	221.05	549.27	13269.3	522
(55*50)	2633.33	15.55	4073.73	98.62	222.85	533.25	13269.3	522
(50*50)	1995.44	20.68	3130.22	89.56	215.31	508.86	12228.7	462.5
(50*50)	1414.30	22.47	2483.74	27.07	212.07	483.09	12228.7	462.5

(50*45)	1181.71	13.16	2192.38	27.38	185.24	310.12	11528.44	462.5
(50*45)	1393.67	12.22	2197.98	54.86	173.39	9.30	11528.44	462.5
(45*45)	1316.29	14.58	1963.49	48.62	216.11	412.39	10151.38	345.75
(45*45)	828.48	12.51	1376.96	42.07	153.87	216.96	10151.38	345.75
(45*40)	472.47	47.50	934.23	44.10	153.29	184.38	9523.9	345.75
(45*40)	414.76	40.39	718.59	10.38	125.72	143.66	9523.9	345.75
(40*40)	229.16	10.02	419.80	6.178	131.87	94.70	8361.3	278

**Table V- 15:**Vérification des poteaux à la flexion composée selon le sens Y-Y

**Table V- 16:**Vérification des poteaux à la flexion composée selon le sens Z-Z

Poteaux	N <sup>max</sup> → M <sup>coor</sup>	N <sup>min</sup> → M <sup>coor</sup>	M <sup>max</sup> → N <sup>coor</sup>	Npl.Rd	Mpl.Rd			
(55*50)	4631.68	15.83	6636.90	263.52	451.73	534.93	13918.35	218.225
(55*50)	3473.85	41.82	5280.26	106.87	221.05	549.27	13269.3	200.57
(55*50)	2633.33	15.55	4073.73	98.62	222.85	533.25	13269.3	200.57
(50*50)	1995.44	20.68	3130.22	89.56	215.31	508.86	12228.7	188.975
(50*50)	1414.30	22.47	2483.74	27.07	212.07	483.09	12228.7	188.975
(50*45)	1181.71	13.16	2192.38	27.38	185.24	310.12	11528.44	188.975
(50*45)	1393.67	12.22	2197.98	54.86	173.39	9.30	11528.44	188.975
(45*45)	1316.29	14.58	1963.49	48.62	216.11	412.39	10151.38	160.3
(45*45)	828.48	12.51	1376.96	42.07	153.87	216.96	10151.38	160.3
(45*40)	472.47	47.50	934.23	44.10	153.29	184.38	9523.9	160.3
(45*40)	414.76	40.39	718.59	10.38	125.72	143.66	9523.9	160.3
(40*40)	229.16	10.02	419.80	6.178	131.87	94.70	8361.3	129.52

On conclue que les poteaux résistent à la flexion composée dans les deux sens.

### V.3.5 Vérification des contreventements :

Les palées de stabilité :

Le type de contreventement qu'on a utilisé dans cette étude c'est ossature en portique avec palées de contreventement à barres en X sont autorisés par le [RPA 2024](#)

#### Palées triangulées en X :

Les palées en X utilisées sont des double UPN300 raccordés avec un gousset au poteau mixte

- ❖ Les vérifications nécessaires :

On doit vérifier que:

$$Nsd < NtRd = \min(Nu. Rd ; Nnet. Rd ; Npl. Rd)$$

Avec :  $Nsd = 1256.82$  kN (la valeur tirée de notre modèle)

Résistance plastique de calcul de la section brute :

$$NplRd = A \times \frac{fy}{\gamma_m 0}$$

$$NplRd = 117.6 \times 10^2 \times \frac{275}{1.1}$$

$$NplRd = 2940$$
 kN

Résistance plastique de calcul de section nette :

On supposant que l'assemblage est réalisé du 4 boulons M14 :

$$Avide = d \times t$$

Avec :

$t$  : épaisseur du trou

$d$  : diamètre du trou

$$Avide = 15mm \times 35mm = 525mm^2$$

$$Anet = A - 4Avide$$

$$Anet = 9660mm$$

$$NnetRd = 9660 \times \frac{275}{1.1} = 2415$$
 kN

Résistance ultime de calcul de section nette :

$$NuRD = 0.9Anet \times \frac{fu}{\gamma_m 2}$$

$$NuRd = 0.9 \times 9660 \times \frac{430}{1.25}$$

$$NuRd = 2990.73 \text{ kN}$$

$$Nsd = 1256.82 \text{ kN} \leq \min(Npl. Rd; Nnet. Rd; Nu. Rd) \rightarrow 1256.82 \text{ kN} \leq 2415 \text{ kN}$$

La condition est vérifiée pas de risque de traction

❖ Résistance au flambement :

- Sens-Y-Y :

$$Nsd \leq Npl. Rd = X \times BA \times A \times \frac{f_y}{\gamma_m 0}$$

$$\bar{\lambda} = \left[ \frac{\lambda y}{\lambda k} \right] \times (\beta A^{0.5})$$

Avec :

$Npl. rd$  : Résistance au flambement

$N$ : Effort sollicitant

$\chi$  : Coefficient de réduction

$\lambda$ : L'élancement pour le mode de flambement à considérer

$\bar{\lambda}$ : L'élancement réduit

$BA = 1$  pour les sections transversales de classe 1,2,3

$lf$ : Longueur de flambement

$$\text{Avec } l = \sqrt{3.8^2 + 2.7^2} = 4.66 \text{ m}$$

$$\Rightarrow lf = 0.7 \times 4.66 = 3.26 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} \lambda y = \frac{lf}{iz} = \frac{3.26 \times 10^3}{11.70 \times 10} = 27.86 \\ \lambda k = 93.9 \varepsilon = 93.9 \end{cases}$$

$$\text{Alors : } \bar{\lambda} = \left[ \frac{27.86}{93.9} \right] \times (1^{0.5})$$

$$\bar{\lambda} = 0.29 < 0.2$$

Donc Ya risque de flambement

$$\chi = \frac{1}{\phi + [\phi^2 - \bar{\lambda}^2]^{0.5}}$$

$$\phi = 0.5 \times [1 + \alpha \times (\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2]$$

Le facteur d'imperfection  $\alpha = 0.49$  correspondant à la courbe de flambement c.

$$\phi = 0.5 \times [1 + 0.49 \times (0.29 - 0.2) + 0.29^2]$$

$$\phi = 0.56$$

$$\chi = \frac{1}{0.56 + [0.56^2 - 0.29^2]^{0.5}}$$

$$\chi = 0.96$$

$$N_{pl,Rd} = 0.96 \times 117.6 \times 10^2 \times \frac{275}{1.1}$$

$$N_{pl,Rd} = 2822.4 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = \frac{1256.82}{2} = 628.41 \text{ kN} < N_{pl,Rd} = 2822.4 \text{ kN} \rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

- Sens Z-Z :

$$N_{sd} \leq N_{pl,Rd} = X \times BA \times A \times \frac{f_y}{\gamma_m 0}$$

$$\bar{\lambda} = \left[ \frac{\lambda y}{\lambda k} \right] \times (\beta A^{0.5})$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} \lambda_Z = \frac{l_f}{i_y} = \frac{3.26 \times 10^3}{2.9 \times 10} = 112.41 \\ \lambda k = 93.9 \varepsilon = 93.9 \end{cases}$$

$$\text{Alors : } \bar{\lambda} = \left[ \frac{112.41}{93.9} \right] \times (1^{0.5})$$

$$\bar{\lambda} = 1.19 > 0.2$$

Donc il y'a risque de flambement

$$\chi = \frac{1}{\phi + [\phi^2 - \bar{\lambda}^2]^{0.5}}$$

$$\phi = 0.5 \times [1 + \alpha \times (\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2]$$

Le facteur d'imperfection  $\alpha = 0.34$  correspondant à la courbe de flambement b.

$$\phi = 0.5 \times [1 + 0.34 \times (1.19 - 0.2) + 1.19^2]$$

$$\phi = 1.37$$

$$\chi = \frac{1}{1.37 + [1.37^2 - 1.19^2]^{0.5}}$$

$$\chi = 0.31$$

$$N_{pl,Rd} = 0.31 \times 117.6 \times 10^2 \times \frac{275}{1.1}$$

$$N_{pl,Rd} = 911.4 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = \frac{1256.82}{2} = 628.41 \text{ kN} < N_{pl,Rd} = 911.4 \text{ kN} \rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$



# **Chapitres VI Etude des assemblages**

En construction métallique, ou les ossatures s'organisent en squelettes, la conception des assemblages est importante. L'élaboration d'un assemblage doit prendre en compte les trois fonctions suivantes :

- Transmettre les efforts entre les différents éléments structuraux.
- Correspondre au type de liaison voulue (encastrement, articulation, etc.).
- Assurer l'esthétique de l'ouvrage.

De plus, le choix d'un type d'assemblage doit être en accord avec les sections des profilés composant la structure. L'interaction ossature-assemblage ne pouvant être négligée, la conception des assemblages doit donc être intégrée dans les phases préliminaires de l'élaboration du projet. Il existe plusieurs modes d'assemblages fondamentales utilisés dans la construction métallique, dont les principaux modes sont :

- Le rivetage
- Le boulonnage
- Le soudage

Dans cette étude nous nous intéressant à l'étude de quelques assemblages à savoir :

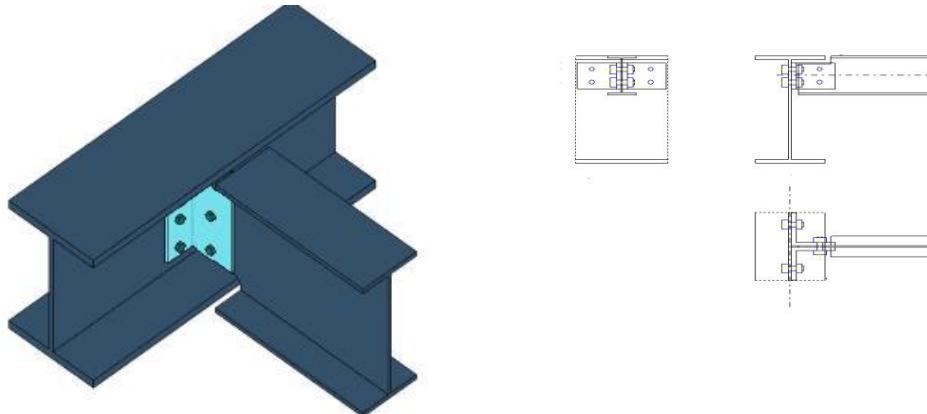
- ❖ Assemblage solive-poutre maîtresse
- ❖ Assemblage de système de contreventement
- ❖ Assemblage poteau-poutre maîtresse

### VI.1 CALCUL DES ASSEMBLAGES :

#### VI.1.1 Assemblage poutre – solive (IPE 360 – IPE 200) :

L'assemblage est réalisé à l'aide de deux cornières qui relient l'extrémité de la solive

IPE200 avec l'âme de la poutre IPE 360, avec une file verticale de deux boulons.



**Figure VI- 1: Articulation poutre-solive par cornières**

❖ Efforts sollicitant :

Les efforts sollicitant l'assemblage :

$$V_{sd} = 53.15 \text{ kN}$$

Cet assemblage sera réalisé avec des boulons ordinaires de classe 6.8 caractérisés par :

Classe ➔  $\begin{cases} f_{yb} = 480 \text{ MPa} \\ f_{ub} = 600 \text{ MPa} \end{cases}$

❖ Dimensionnement des boulons ordinaires :

➤ Coté solive :

- Boulons soumis à un effort de cisaillement :

Pour les boulons ordinaires de classe 6.8 :

$$F_{v.s} \leq F_{v.R}$$

$$F_{vsd} = \frac{V_{sd}}{n \times p}$$

$$F_{vrd} = 0.5A_s \times \frac{f_{ub}}{\gamma M_b}$$

Avec :

$f_{ub}$ : La résistance à la traction ultime

$\gamma M_b$ : 1.25

n : Nombre du boulon = 2

p : Plan de cisaillement = 2

$$A_s \geq \frac{V_{sd} \times \gamma M_b}{0.5 \times f_{ub} \times n \times p}$$

$$A_s \geq \frac{53.15 \times 10^3 \times 1.25}{0.5 \times 600 \times 2 \times 2}$$

$$A_s \geq 55.36 \text{ mm}^2$$

Alors on opte pour des boulons M10 :  $d = 10 \text{ mm}$   $d_0 = 11 \text{ mm}$   $A_s = 58 \text{ mm}^2$

➤ Coté principale :

Soit des boulons de type M10 ➔  $A_s = 58 \text{ mm}^2$

- Choix de cornière :

$$V_{plR} = \frac{A_v \times f_y}{\gamma M_0 \times \sqrt{3}} \geq V_{sd}$$

$$A_v \geq \frac{V_{sd} \times \gamma M_0 \times \sqrt{3}}{f_y}$$

$$Av \geq \frac{53.15 \times 10^3 \times 1.1 \times \sqrt{3}}{275} = 368.23 \text{ mm}^2$$

On prend: L 80mm×80mm×8mm → As = 1216mm<sup>2</sup>

- Disposition constructive :

L'assemblage est réalisé avec une file verticale de 2 boulons Ordinaire classes 6.8, dans les deux Côtes de la cornière.

$$t = \min(tw(IPE360); tw(IPE200); tcorniere) = \min(8; 5.6; 8) = 5.6\text{mm}$$

- Entraxes (p1 ; p2) :

$$2.2d_0 \leq P1 \leq 14t \rightarrow 19.8\text{mm} \leq P1 \leq 78.4\text{mm}$$

On prend P1 = 40mm

$$3d_0 \leq P2 \leq 14t \rightarrow 27\text{mm} \leq P2 \leq 78.4\text{mm}$$

On prend P2 = 40 mm

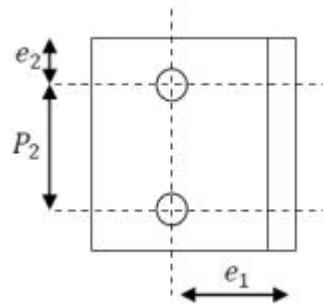
- Pince (e2 ; e1) :

$$1.2d_0 \leq e1 \leq 12t \rightarrow 10.8 \leq e1 \leq 67.2\text{mm}$$

On prend e1 = 20mm

$$1.5d_0 \leq e2 \leq 12t \rightarrow 13.5 \leq e2 \leq 67.2\text{mm}$$

On prend e2 = 20mm



**Figure VI- 2:** la disposition géométrique

- ❖ Vérification de la pression diamétrale :

- La solive :

$$F_{VSD} \leq F_{BRD}$$

$$F_{VSD} = \frac{V_{SD}}{n \times p}$$

$$F_{brd} = \frac{2.5 \times \alpha \times f_u \times d \times t_p}{\gamma_{mb}}$$

Avec :

$d$ : Diamètre nominal du boulon,

$d_0$  : Diamètre nominal du trou,

$f_{ub}$  : Limite de rupture du boulon,

$f_u$  : Limite de rupture de la plaque,

$t_p$ : Épaisseur de la plaque (*la solive*) = 5.6mm

$\alpha$ : La valeur la plus petite des suivantes:

$$\alpha = \min \left( \frac{e1}{3d0}, \frac{p1}{3d0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1 \right)$$

$$\alpha = \min (0.6; 0.96; 1.39; 1)$$

$$\alpha = 0.6$$

$$F_{brd} = \frac{2.5 \times 0.6 \times 430 \times 10 \times 5.6}{1.25}$$

$$F_{brd} = 28.89 \text{ kN}$$

$$F_{vsd} = \frac{53.15}{2 \times 2}$$

$$F_{vsd} = 13.28 \text{ kN}$$

$F_{vsd} = 13.28 \text{ kN} < F_{brd} = 28.89 \text{ kN} \rightarrow$  Pas de risque de rupture par pression diamétrale

- La cornière :

$$F_{vsd} \leq F_{brd}$$

$$F_{vsd} = \frac{\frac{V_{sd}}{2}}{n \times p}$$

$$F_{brd} = \frac{2.5 \times \alpha \times f_u \times d \times t_p}{\gamma_{mb}}$$

Avec :

$d$ : Diamètre nominal du boulon,

$d_0$  : Diamètre nominal du trou,

$f_{ub}$  : Limite de rupture du boulon,

$f_u$  : Limite de rupture de la plaque,

$t_p$ : Épaisseur de la plaque (cornière)=8mm

$\alpha$ : La valeur la plus petite des suivantes:

$$\alpha = \min \left( \frac{e1}{3d0}; \frac{p1}{3d0} - \frac{1}{4}; \frac{fub}{fu}; 1 \right)$$

$$\alpha = \min (0.6; 0.96; 1.39; 1)$$

$$\alpha = 0.6$$

$$Fbrd = \frac{2.5 \times 0.6 \times 430 \times 10 \times 8}{1.25} = 41.28 \text{ kN}$$

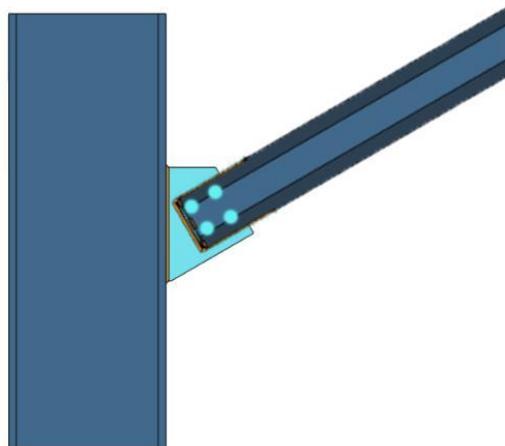
$$Fvsd = \frac{\frac{53.15}{2}}{2 \times 2} = 6.64 \text{ kN}$$

$Fvsd = 6.64 \text{ kN} < Fbrd = 41.28 \text{ kN} \rightarrow$  Pas de risque de rupture par pression diamétrale

## VI.2 Assemblage des éléments de contreventement :

L'assemblage est réalisé à l'aide de double UPN300, reliés par une rangée de boulons 8.8 qui sont fixés sur un gousset soudé à la semelle du poteau, ainsi que sur un autre gousset soudé à l'âme de la poutre.

- ❖ Assemblage du contreventement en X (Double UPN300)



**Figure VI-3:** démonstratif d'un assemblage de système de contreventement

- ❖ Efforts sollicitant :

Les efforts sollicitant de l'assemblage :

$$Nsd = 1256.82 \text{ kN}$$

- ❖ Dimensionnement des boulons ordinaires :

On supposant que l'assemblage est réalisé avec 6 boulons ordinaire classe 8.8

- ❖ Boulons soumis à un effort de cisaillement :

On a:

$$Fv. sd \leq Fv. Rd$$

$$Fvsd = \frac{Nsd}{n \times p}$$

$$Fvrd = 0.5As \times \frac{fub}{\gamma mb}$$

Donc :  $As \geq \frac{Nsd \times \gamma mb}{0.5 \times fub \times n \times p}$

Avec :

$Fv, rd$ : résistance de calcul à la pression diamétrale par boulon

$Fv, sd$ : effort de cisaillement de calcul par boulon

$fub$ : La résistance à la traction ultime

$\gamma m$ : 1.25

$n$  : Nombre du boulon = 6

$p$  : Plan de cisaillement = 2

Donc :  $As \geq \frac{1256.82 \times 10^3 \times 1.25}{0.5 \times 600 \times 6 \times 2}$   
 $As \geq 436.39 mm^2$

On opte pour des boulons de type *M27*

Avec :  $As = 459 mm^2$      $d_0 = 30 mm$      $d = 27 mm$

❖ Disposition géométrique :

$$t = \max(tgoussot; tupn300)$$

$$t = 16 mm$$

➤ Entraxes ( $p_1$  ;  $p_2$ ) :

$$2.2d_0 \leq P_1 \leq 14t \rightarrow 72.6 mm \leq P_1 \leq 210 mm$$

$$\text{On prend } P_1 = 80 mm$$

$$3d_0 \leq P_2 \leq 14t \rightarrow 99 mm \leq P_2 \leq 210 mm$$

$$\text{On prend } P_2 = 100 mm$$

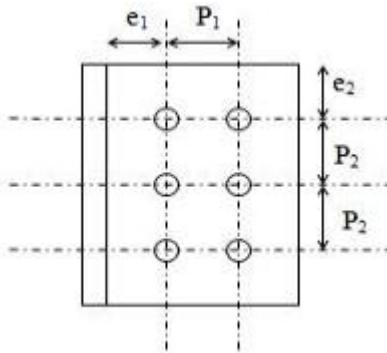
➤ Pince ( $e_2$ ;  $e_1$ ):

$$1.2d_0 \leq e_1 \leq 12t \rightarrow 39.6 \leq e_1 \leq 180 mm$$

$$\text{On prend } e_1 = 40 mm$$

$$1.5d_0 \leq e_2 \leq 12t \rightarrow 49.5 \leq e_2 \leq 180 mm$$

$$\text{On prend } e_2 = 50 mm$$



**Figure VI- 4:** la disposition géométrique

❖ Vérification de la longueur de l'assemblage :

$$L = (n - 1) P_1 = (6 - 1) \times 80 = 400 \text{ mm}$$

$$15d = 450 \text{ mm}$$

$$L \leq 15d \rightarrow l'assemblage n'est pas long$$

❖ Vérification vis-à-vis de la pression diamétrale :

- UPN (300) :

On doit vérifier que :

$$F_{vsd} \leq F_{brd}$$

$$F_{vsd} = \frac{\frac{N_{sd}}{2}}{n \times p}$$

$$F_{brd} = \frac{2.5 \times \alpha \times f_u \times d \times t_p}{\gamma_{mb}}$$

Avec :

d: Diamètre nominal du boulon,

do : Diamètre nominal du trou,

fub : Limite de rupture du boulon,

f<sub>u</sub> : Limite de rupture de la plaque,

t<sub>p</sub>: Épaisseur de la plaque (cornière)=8mm

$\alpha$ : La valeur la plus petite des suivantes:

$$\alpha = \min \left( \frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right)$$

$$\alpha = \min (0.44; 0.63; 1.39; 1)$$

$$\alpha = 0.44$$

$$F_{vsd} = \frac{\frac{1256.82}{2}}{6 \times 2} = 52.36 \text{ kN}$$

$$F_{brd} = \frac{2.5 \times 0.44 \times 430 \times 27 \times 8}{1.25} = 81.73 \text{ kN}$$

$F_{vsd} = 52.36 \text{ kN} < F_{brd} = 81.73 \text{ kN} \rightarrow$  Pas risque de rupture par pression diamétrale

❖ Gousset :

On doit vérifier que:

$$F_{vsd} \leq F_{brd}$$

$$F_{vsd} = \frac{N_{sd}}{n \times p}$$

$$F_{brd} = \frac{2.5 \times \alpha \times f_u \times d \times t_p}{\gamma_{mb}}$$

Avec :

d: Diamètre nominal du boulon,

do : Diamètre nominal du trou,

fub : Limite de rupture du boulon,

fu : Limite de rupture de la plaque,

tp: Épaisseur de la plaque

$\alpha$ : La valeur la plus petite des suivantes:

$$\alpha = \min \left( \frac{e_1}{3d_0}, \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right)$$

$$\alpha = \min (0.44; 0.63; 1.39; 1)$$

$$\alpha = 0.44$$

$$F_{vsd} = \frac{N_{sd}}{n \times p} = 104.73$$

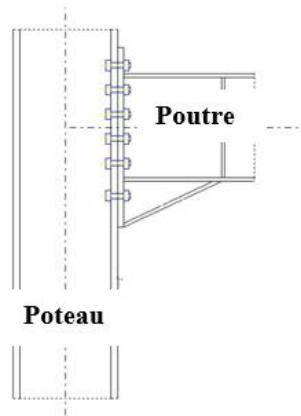
$$F_{brd} = \frac{2.5 \times 0.44 \times 430 \times 27 \times 16}{1.25} = 163.46 \text{ kN}$$

$F_{vsd} = 104.73 \text{ kN} < F_{brd} = 163.46 \text{ kN} \rightarrow$  Pas risque de rupture par pression diamétrale

### VI.3 Assemblage poteau – poutre principale (HEA 360 – IPE 360) :

Cet assemblage est réalisé avec une platine métallique soudée de l'âme du poteau, sur laquelle la poutre principale est fixée par boulonnage au niveau de son âme. L'assemblage est réalisé avec une file verticale de 8 boulons *HR classe 8.8* dans chaque côté.

Classe 8.8  $\rightarrow \left\{ \begin{array}{l} f_y = 640 \text{ MPa} \\ f_{ub} = 800 \text{ MPa} \end{array} \right.$



**Figure VI-5:** Assemblage poteau-poutre

Les sollicitations maximales tirées depuis notre modèle sont :

$$M_{sd} = 167.96 \text{ kN.m}$$

$$V = 107.87 \text{ kN}$$

- Caractéristique du poteau HEA360 :  $tw = 10 \text{ mm}$  ;  $tf = 17.5 \text{ mm}$  ;  $b = 300 \text{ mm}$
- Caractéristique de la poutre IPE360 :  $tw = 8 \text{ mm}$  ;  $tf = 12.5 \text{ mm}$  ;  $b = 170 \text{ mm}$

### VI.3.1 Calcul du diamètre des boulons :

❖ Détermination de la section des boulons :

Il faut vérifier que :  $F_s \cdot R_d = k_s \times n \times \mu \times F_{pcd} / \gamma_{ms}$

$n$  : Nombre de boulon par rangée.

$F$  : L'effort de précontrainte

$$K_s = 1$$

$$\gamma_{ms} = 1.25$$

$\mu = 0.3$  brossage à la brosse métallique

$$F_{pcd} = 0.7 \times f_{ub} \times A_s$$

$$F_s R_d = K_s \times n \times \mu \times \frac{0.7 f_{ub} A_s}{\gamma_{ms}}$$

$$As \geq \frac{FsRd \times \gamma_{ms}}{K_s \times n \times \mu \times 0.7f_{ub}}$$

$$As \geq \frac{107.87 \times 1.25}{1 \times 2 \times 0.3 \times 0.7 \times 800} \rightarrow As \geq 401.30 \text{ mm}^2$$

Soit des boulons *HR M27* de classe (8.8) de diamètre :  $d = 27 \text{ mm}$  avec un diamètre de trou égale  $d_0 = 30 \text{ mm}$ .

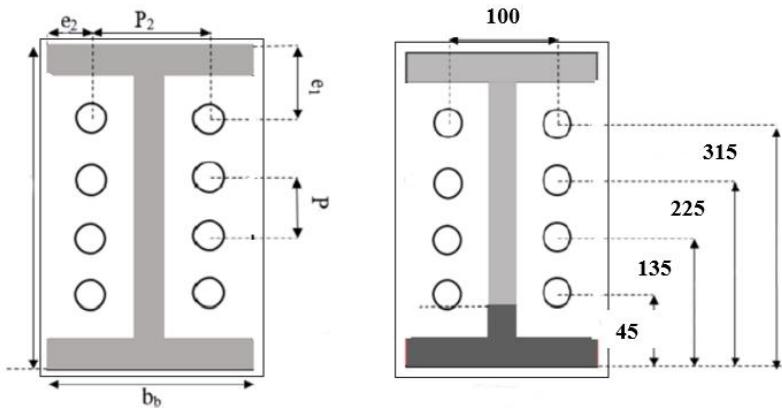
La section :  $As = 459 \text{ mm}^2$

$$e_1 \geq 1.2d_0 = 1.2 \times 30 \rightarrow e_1 = 45 \text{ mm}$$

$$e_2 \geq 1.5d_0 = 1.5 \times 30 \rightarrow e_2 = 50 \text{ mm}$$

$$p_1 \geq 2.2d_0 = 2.2 \times 30 \rightarrow p_1 = 90 \text{ mm}$$

$$p_2 \geq 3d_0 = 3 \times 30 \rightarrow p_2 = 100 \text{ mm}$$



**Figure VI- 6:** disposition des boulons

$$\sum di^2 = (315^2 + 225^2 + 135^2) = 168075 \text{ mm}^2$$

❖ Calcul du moment résistant effectif de l'assemblage :

Il faut vérifier que :  $M_{sd} \leq M_R$

$$Nt, rd = n \times 0.7 \times As \times f_{ub}$$

$$Nt, rd = 2 \times 0.7 \times 459 \times 800 = 514.08 \text{ kN}$$

$$M_R = \frac{N_{tRd} \times \sum d_i^2}{d_1} = \frac{514.08 \times 168075}{315} = 274.29 \text{ kN.m}$$

$M_{sd} = 167.96 \text{ kN.m} < M_R = 274.29 \text{ kN.m} \rightarrow$  La condition est vérifiée.

❖ Vérification au glissement plus traction dans chaque bouton :

$$V = 107.87 \text{ kN} \rightarrow \text{sur 8 boulons}$$

Il faut vérifier que :  $F_{vsd} \leq F_{srd}$

$$F_{v,Sd} = \frac{V}{n \times p} = \frac{107.87}{8 \times 2} = 6.74 \text{ kN}$$

$$F_{s,Rd} = ks \times \mu \times \frac{(F_{pcd} - 0.8 F_{tsd})}{\gamma ms}$$

Avec :

$F_{p, cd}$ : La précontrainte

$Ks = 1$ : Trou nominal

$$\gamma ms = 1.25$$

$\mu = 0.3$  Brossage a la brosse métallique

$$F_{p, cd} = 0.7 \times 800 \times 459 \Rightarrow F_{p, cd} = 257.04 \text{ kN}$$

$$F_{t,Sd} = \frac{1}{2} \times \frac{M_{sd} \times d_i}{\sum d_i^2} = \frac{1}{2} \times \frac{167.96 \times 10^3 \times 315}{168075} = 157.39 \text{ kN}$$

$$F_{s,Rd} = 1 \times 0.3 \times \frac{(257.04 - 0.8 \times 157.39)}{1.25} = 31.47 \text{ kN}$$

$F_{v,Sd} = 6.74 \text{ kN} \leq F_{s,Rd} = 31.47 \text{ kN} \rightarrow$  La condition est vérifiée.

❖ Vérification à la traction :

$$F_{v,Sd} \leq F_{trd} = \frac{0.9 \times A_s \times f_{ub}}{\gamma ms}$$

$$F_{t,Rd} = \frac{0.9 \times 459 \times 800}{1.25} = 264.38 \text{ kN}$$

$F_{v,Sd} = 6.07 \text{ kN} \leq F_{t,Rd} = 264.38 \text{ kN} \rightarrow$  condition vérifiée

# **Chapitres VII Etude de l'infrastructure**

L'infrastructure est l'ensemble des éléments, qui ont pour objectif le support des charges de la superstructure et les transmettre au sol, cette transmission peut être directe (semelles posées directement sur le sol fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux fondations profondes) et cela de façon à limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales. Elle constitue donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de sa bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

### VII.1 Choix du type des fondations :

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol.
- Les Charges transmises au sol.
- La distance entre axes des poteaux.
- La profondeur du bon sol.

Pour le choix du type de fondation, on vérifie dans l'ordre suivant : les semelles isolées,

Les semelles filantes et le radier général et enfin on opte pour le choix qui convient.

-Selon le rapport du sol, la contrainte admissible est 1.71 bars à une profondeur de 3.6 m.

Les fondations sont calculées D'après le **RPA 2024 (Article 5.7)** par les combinaisons d'actions suivantes :

$$G + \psi \times Q \mp 1.4Ex$$

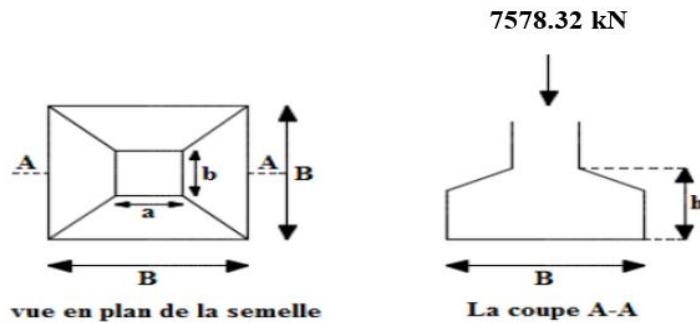
$$G + \psi \times Q \mp 1.4Ey$$

ELU

ELS

## VII.2 Etude des fondations :

### VII.2.1 Semelle isolée :



**Figure VII-1:** Semelles isolées

D'une manière générale les fondations doivent répondre à la relation suivante :

$$\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol}$$

Avec :

$N$  : L'effort normal du poteau le plus sollicité = 7578.32 kN (à la combinaison sismique).

$S$  : Surface d'appui de la semelle.

$\sigma_{sol}$ : Contrainte admissible du sol.  $\sigma_{sol} = 1.71$  bars. Selon le rapport de sol ([voir Annexe](#)).

D'après notre modèle le poteau le plus sollicité est 'F3'.

On suppose  $A = B$  donc le poteau est carré ;

Tel que :

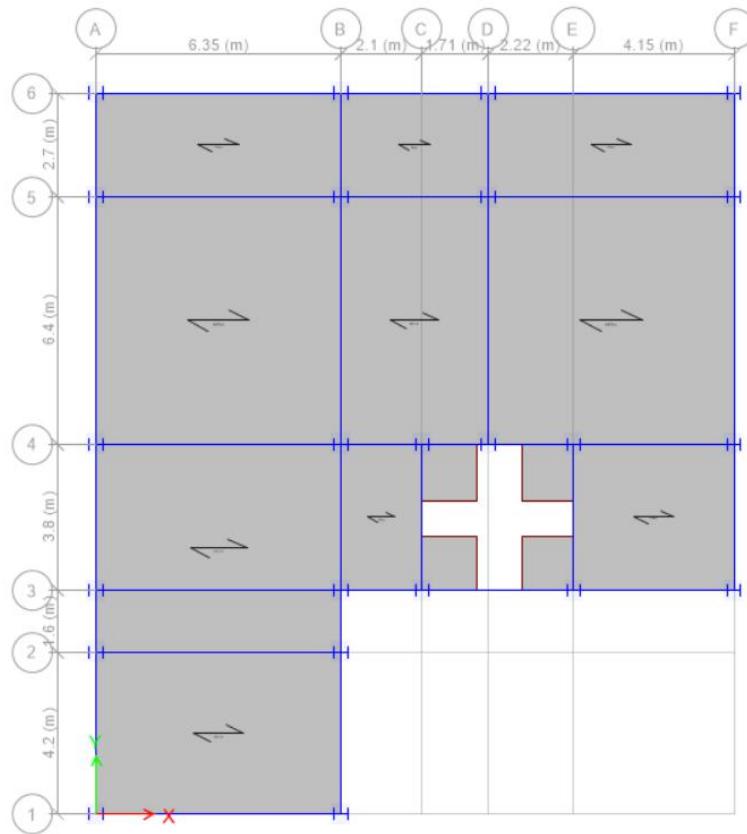
$$\frac{N}{B \times B} \leq \sigma_{sol} \rightarrow B \geq \sqrt{\frac{N}{\sigma_{sol}}}$$

$$\Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{7578.32}{171}} = 6.65 \text{ m}$$

On remarque qu'il va y avoir un chevauchement entre les semelles car l'entre-axe minimale entre nos poteaux est de 2.95 m, donc ce type de fondation ne convient pas avec notre cas.

## VII.2.2 Semelles filantes :

On détermine la semelle filante la plus sollicitée de notre modèle, Cela en tirant les efforts normaux située sous les poteaux qu'elle reprend.



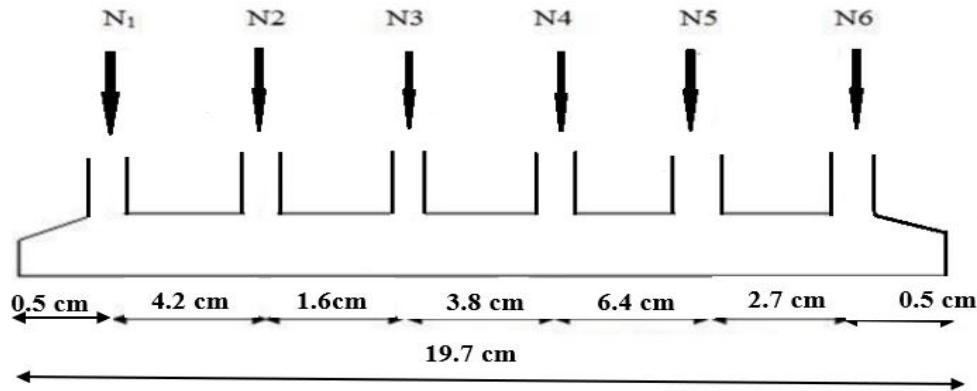
**Figure VII- 2:** Portiques étudiés

Le portique (B) est le portique le plus sollicité, donc le dimensionnement se fera en fonction de son effort.

**Table VII- 1:**efforts des portiques

Portique B	N1	N2	N3	N4	N5	N6
Effort N (kN)	1123.69	1387.60	1492.80	2898.29	3342.93	2244.67

Avec:  $\sum_{i=1}^6 Ni = 12489.98 \text{kN}$



**Figure VII-3:** représentations du portique le plus sollicité

$$B \geq \frac{12489.98}{171 \times 19.7} = 3.70 \text{ m} \rightarrow B = 3.8 \text{ m}$$

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface d'emprise du bâtiment :

$$\frac{S_{semel}}{S_{bat}} \leq 50\%$$

$$S_{semelles} = 3.8 \times 19.7 = 74.86 \text{ m}^2 \rightarrow S_{tot semelle} = 74.86 \times 6 = 449.16 \text{ m}^2$$

$$S_{bat} = 16.5 \times 18.7 = 308.737 \text{ m}^2$$

$$\frac{S_{semel}}{S_{bat}} = \frac{74.86}{308.737} = 1.45 = 145\% > 50\%$$

Surface totale des semelles dépasse 50% d'emprise du bâtiment ce qui induit un chevauchement des semelles. Ce qui nous amène à envisager un radier général comme fondation.

### VII.2.3 Radier :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé, dont les appuis sont constitués par des murs de l'ossature, soumis à la réaction du sol agissant du bas vers le haut d'une manière uniforme (radier supposer infiniment rigide).

#### VII.2.3.1 Prédimensionnement du radier :

L'épaisseur minimale du radier doit satisfaire les trois conditions suivantes :

- ❖ La condition d'épaisseur minimale :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25cm ( $h_{min} \geq 25 \text{ cm}$ )

- ❖ Les conditions de coffrages :

$$\text{Nervure : } ht = \frac{L_{\max}}{10}$$

$$\text{Radier : } hr = \frac{L_{\max}}{20}$$

Avec :

$L_{\max}$  : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs entre nus d'appuis

$L_{\max} = 5.9 \text{ m}$

$ht$  : hauteur de la nervure.

$hr$  : hauteur du radier.

$$\text{Donc on a : } ht = \frac{590}{10} = 59 \text{ cm} \rightarrow ht = 60 \text{ cm}$$

$$hr = \frac{590}{20} = 29.5 \text{ cm} \rightarrow hr = 30 \text{ cm}$$

- ❖ La condition de rigidité :

$$\text{Un radier est considéré rigide si : } L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \times Le \quad \text{avec } Le \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times L}{K \times b}}$$

Tel que :

$Le$

: longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide où flexible).

$E$  : Module d'élasticité du béton:  $E = 3.2 \times 10^7 \text{ kN/m}$ .

$I$  : Inertie de la section du radier.

$K$  : Coefficient de raideur du sol, pour un sol moyen:  $K = 4 \times 10^4 \text{ kN/m}^3$ .

$b$  : Largeur de la semelle, on prend une bande de 1 m.

On a :

$$I = \frac{b \times h^3}{12}$$

$$\text{Avec : } ht = \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{\max}^4 \times K}{\pi^4 E}}$$

$$ht = \sqrt[3]{\frac{48 \times 5.9 \times 4 \times 10^4}{\pi^4 \times 3.2 \times 10^7}} = 0.91 \text{ m}$$

On prend  $ht = 1.1 \text{ m}$

$$\text{Donc } I = \frac{1 \times 1.1^3}{12} = 0.111 \text{ m}^4$$

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times 3.2 \times 10^7 \times 0.111}{4 \times 10^4 \times 1}} = 4.34 \text{ m}$$

$$L_{\max} = 5.9 \text{ m} < \frac{\pi}{2} \times 4.34 = 6.81 \text{ m} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

On opte pour  $ht = 1.1 \text{ m}$

### VII.2.3.2 La surface du radier :

La surface du radier dépend de la contrainte admissible du sol, le poids total transmis par la superstructure à la base à l'ELS ( $N_s$ ).

$N_s = 36642.89 \text{ kN}$  (Valeur tirée dans notre modèle).

$$S_{bat} = 308.737 \text{ m}^2$$

Poids de la dalle du radier :  $P_{dalle} = \gamma \times S_{bat} \times h_r = 25 \times 308.737 \times 0.3 = 2315.52 \text{ kN}$

Poids du remblai :  $P_{remblais} = \gamma h \times h \times \sum S_{nervure} = 20 \times (308.737 - (9.35 + 9.35 + 1.9 + 1.9 + 4.55 + 6.45 + 3.175 + 3.175 + 8.265 + 8.265 + 8.25 + 8.25)) \times 0.8 = 3670.51 \text{ kN}$

Poids des nervures :

$$P_{nervure} = \gamma \times \sum V_i = 25 \times 1.1 \times 0.5 \times (18.7 + 18.7 + 9.1 + 12.9 + 6.35 + 6.35 + 16.53 + 16.53 + 16.5 + 16.5) = 2004.2 \text{ kN}$$

$N_{tot} = N_s + P_{dalle\ radier} + P_{nervure}$

$$N_{stot} = 36642.89 + 2315.52 + 3670.51 + 2004.2 = 44633.12 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{ser}}{S_{rad}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{rad} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

$$S_{rad} \geq \frac{44633.12}{171} \Rightarrow S_{rad} = 261.01 \text{ m}^2$$

$$S_{rad} = 308.737 \text{ m}^2 < S_{bat} = 261.01 \text{ m}^2 \text{ donc on prend } S_{rad} = S_{bat} = 308.737 \text{ m}^2$$

❖ Les vérifications faire :

- Vérification au poinçonnement :

Une force est localisée lorsque les dimensions de la surface de son impact sont petites par rapport aux dimensions de la dalle (radier) ; sous l'action des forces localisées il y a lieu de vérifier la résistance des dalles au poinçonnement.

D'après le [CBA93 \(art.A.5.2.4.2\)](#), on doit vérifier la condition suivante :

$$N_d \leq Q_u = 0.04 \times \mu_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_h}$$

$N_d$  : Effort normal de calcul.

$h_t$  : Hauteur de la nervure.

$\mu_c$  : Périmètre du contour cisaillé projeté sur le plan moyen du radier.

Le poteau le plus sollicité est un poteau (55x50) cm<sup>2</sup>, le périmètre d'impact :

$\mu$  : est donné par la formule suivante:  $\mu_c: 2 \times (2B)$

$$B = b + h = 0.5 + 1.1 = 1.6 \rightarrow \mu_c = 6.4 \text{ cm}$$

$$N_d = 1868.91 \text{ kN}$$

$$Q_u = 0.045 \times 6.4 \times 1.1 \times \frac{25}{1.5} = 5.28 \text{ MN}$$

$N_d = 1.868 \text{ MN} \leq Q_u = 5.28 \text{ MN} \Rightarrow$  y'a pas de risque de poinçonnement.

❖ Vérification de la poussée hydrostatique :

On doit vérifier que :  $Ns \geq P = fs \times H \times S \times \gamma_w$

Avec :  $Ns = 44633.12 \text{ kN}$

$fs = 1.15$  Coefficient de sécurité.

$H = 3.6 \text{ m}$  Hauteur encrée du bâtiment

$S = 308.737 \text{ m}^2$ , Surface du radier.

$\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$ , Poids volumique de l'eau.

$Ns = 44633.12 \text{ kN} \geq P = 1.15 \times 3.6 \times 308.737 \times 10 = 12781.71 \text{ kN} \rightarrow$  la condition est vérifiée.

❖ Vérification au cisaillement

Il faut que la condition suivante soit satisfaite :  $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$

$b$  : On prend une bonde de 1 m.

$d = 0.9h_0 = 0.90 * 0.5 = 0.45 \text{ m}$

$$\bar{\tau}_u = \begin{cases} \min\left(\frac{0.2fc28}{\gamma b}; 5 \text{ MPa}\right) \rightarrow \text{F. P. N} \\ \min\left(\frac{0.15fc28}{\gamma b}; 4 \text{ MPa}\right) \rightarrow \text{F. N et F. T. N} \end{cases}$$

Selon le rapport du sol, le site d'implantation est un sol argile sableuse donc la fissuration considérée nuisible :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \times \frac{25}{1.5}; 4 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$v_u = \frac{N_{\text{tot}} \times L_{\text{max}}}{2 \times S_{\text{radier}}} = \frac{99491.84 \times 5.9}{308.737} = 950.65 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{950.65}{1 \times 0.45} = 2112.55 \text{ KPa} = 2.11 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow$  Condition vérifiée.

### VII.2.3.3 Ferraillage du radier :

On calcule le panneau le plus défavorable et on adopte le même ferraillage pour les autres panneaux du radier.

#### ❖ Calcul des sollicitations :

Le radier est calculé comme un ensemble de panneaux de dalles.

Il s'agit d'un panneau de dalle qui repose sur 04 appuis :

$$Lx = 6.35 - 0.5 = 5.85; Ly = 6.4 - 0.5 = 5.9 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{Lx}{Ly} = \frac{5.85}{5.9} = 0.99 > 0.4$$

La dalle travaille suivant les deux sens.

#### ❖ Evaluation des charges :

- A l'ELU :

$$qu = \frac{Nu}{S_{radier}}$$

Nu : l'effort ultime de la super structure (valeur tirée dans notre modèle)

$$qu = \frac{50539.01}{308.737} = 163.69 \text{ kN}$$

- A l'ELS:

$$qs = \frac{Ns}{S_{radier}}$$

Ns : effort normal ramené par la superstructure à l'ELS

$$qs = \frac{36642.89}{308.737} = 118.68 \text{ kN}$$

#### ❖ Calcul des sollicitations dans la dalle :

On utilise les annexes du BAEL 91/99 :

- A l'ELU :

$$\rho = 0.93 \rightarrow \text{Abaque à l'ELU} \begin{cases} \mu_x = 0.0428 \\ \mu_y = 0.8540 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_0^x = \mu_x \cdot qu \cdot l_x^2 \\ M_0^y = \mu_y \cdot M_0^x \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_0^x = 0.0428 \times 163.69 \times 5.85^2 = 239.76 \text{ kN.m} \\ M_0^y = 0.8540 \times 239.76 = 204.75 \text{ kN.m} \end{cases}$$

- Les moments en travée :

$$M_t^{x,y} = \begin{cases} 0.85 M_0^{x,y} \text{ pour une travée de rive.} \\ 0.75 M_0^{x,y} \text{ pour une travée intermédiaire.} \end{cases}$$

$$M_t^x = \begin{cases} 0.75 \times 239.76 = 179.82 \text{ kN.m} \\ 0.75 \times 204.75 = 153.56 \text{ kN.m} \end{cases}$$

- Les moments en appuis :

$$M_a^x = m_a^y = \begin{cases} -0.3 M_a^x \text{ dans le cas d'un appui dérivé.} \\ -0.5 \text{ dans le cas d'un appui intermédiaire.} \end{cases}$$

$$M_t^x = \begin{cases} -0.3 \times 239.76 = -71.92 \text{ kN.m} \\ -0.5 \times 204.75 = -102.37 \text{ kN.m} \end{cases}$$

- A l'ELS :

On utilise les annexes du BAEL 91/99 :

$$\rho = 0.93 \rightarrow \text{Abaque à l'ELU} \quad \begin{cases} \mu_x = 0.0500 \\ \mu_y = 0.8939 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_0^x = 0.0428 \times 118.68 \times 5.85^2 = 173.83 \text{ kN.m} \\ M_0^y = 0.8939 \times 173.83 = 155.38 \text{ kN.m} \end{cases}$$

- Les moments en travée :

$$M_t^y = \begin{cases} 0.75 \times 173.83 = 130.37 \text{ kN.m} \\ 0.75 \times 155.38 = 116.53 \text{ kN.m} \end{cases}$$

- Les moments en appuis :

$$M_t^x = \begin{cases} -0.3 \times 173.83 = -52.149 \text{ kN.m} \\ -0.5 \times 155.38 = -77.69 \text{ kN.m} \end{cases}$$

Le calcul des armatures se fait en la flexion simple de section ( $\mathbf{b} \times \mathbf{e}$ ) = ( $1m \times 0.3$ ), le tableau ci-dessous synthétise les résultats de ce dernier :

$$\mu_{bu} = \frac{Mu}{b \cdot d^2; f_{bu}}$$

$$\mu bu = \frac{179.82 \times 10^{-3}}{1 \times 0.27^2 \times 14.2} = 0.173 < 0.186 \text{ Pivot A donc } fs = \frac{fe}{\gamma s}$$

Avec

$$fe = 400 \text{ MPa}; \gamma s = 1.15$$

$$fsc = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu l = 0.8 \alpha l (1 - 0.4 \alpha l)$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.039}) = 0.239$$

$$\varepsilon l = 400 / (1.15 \times 200000) = 1.74 \%$$

$$\alpha l = 3.5 / (3.5 + 1000 \times 0.00174) = 0.667$$

$$\mu l = 0.8 \times 0.667 (1 - 0.4 \times 0.667) = 0.391$$

$$\mu bu < \mu l \Rightarrow A' = 0$$

$$z = 0.53 (1 - 0.4 \times 0.0497) = 0.244$$

$$At = \frac{152.11 \times 10^{-3}}{0.46 \times 348} = 21.17 \text{ cm}^2$$

**Table VII- 2:**résumés des résultats de ferraillage

		<b>Mu (KN.m)</b>	<b><math>\mu bu</math></b>	$\alpha$	Z (m)	At (cm <sup>2</sup> )
<b>Travées</b>	X-X	179.82	0.173	0.239	0.244	21.17
	Y-Y	153.56	0.148	0.201	0.248	17.79
<b>Appuis</b>	X-X	71.92	0.069	0.089	0.260	7.94
	Y-Y	102.37	0.098	0.129	0.256	11.49

### Condition de non fragilité:

Pour

$$e \geq 12 \text{ cm}$$

$$\rho > 0.4 \begin{cases} A_x^{\min} = \frac{\rho_0}{2} (3 - \rho) \cdot b \cdot h \\ A_x^{\min} = \rho_0 \cdot b \cdot h \end{cases}$$

$\rho_0$ : est le taux d'armatures ( $\rho_0$  est le rapport de volume des aciers à celui du béton) de fini de la façon suivante:

$\rho_0: 0,0008$  s'il s'agit de barres de HA FeE400 ou de TSØ > 6 mm.

$$\begin{cases} A_x^{\min} = \frac{0.0008}{2} (3 - 0.99) \times 100 \times 30 = 2.412 \text{ cm}^2 \\ A_x^{\min} = 0.0008 \times 100 \times 30 = 2.4 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Les résultats du ferraillage sont résumés dans le tableau ci-dessous

**Table VII- 3:**Ferraillage adopté à l'ELU

		Mu (KN.m)	Acalculée (cm <sup>2</sup> /ml)	Amin (cm <sup>2</sup> /ml)	Aadoptée (cm <sup>2</sup> /ml)	st (cm)
<b>Travées</b>	X-X	179.82	21.17	2.412	6HA25=29.45	15
	Y-Y	153.56	17.79	2.4	6HA20=18.85	20
<b>Appuis</b>	X-X	71.92	7.94	2.412	6HA14=9.24	15
	Y-Y	102.37	11.49	2.4	6HA16=12.06	20

❖ Vérifications au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min (0.1.f_c 28; 3 MPa)$$

### Sens X-X

$$V_x = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{163.69 \times 5.85}{2} \times \frac{5.9^4}{5.85^4 + 5.9^4} = 243.47 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{243.47}{1 \times 0.27} \times 10^{-3} = 0.901 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée il n'y a pas de risque de cisaillement selon le sens X-X.

### Sens Y-Y

$$V_y = \frac{q_u \times L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{163.69 \times 5.9}{2} \times \frac{5.85^4}{5.85^4 + 5.9^4} = 483.37 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{483.37}{1 \times 0.25} \times 10^{-3} = 1.933 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée il n'y a pas de risque de cisaillement selon le sens Y-Y.

❖ Vérification a l'ELS :

- Les contraintes dans le béton :

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}xy}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Calcul de y et I :

La position de l'AN ainsi que le moment d'inertie I seront calculés à partir des deux équations suivantes :

$$\frac{b}{2}y^2 + 15A \times y - 15A \times d = 0$$

$$I = \frac{b}{2}y^3 + 15A(d - y)^2$$

- Les contraintes dans l'acier

La fissuration est préjudiciable donc la contrainte de traction des armatures est limitée

$$Fissuration nuisible \rightarrow \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{n}f_{t28}\right) = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I}(d - y)$$

Espacement des armatures :

Armatures // Lx : St = 15cm  $\leq \min(3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$

Armatures // Ly: St = 20cm  $\leq \min(4h, 45\text{cm}) = 45\text{cm}$

La vérification des contraintes est récapitulée dans le tableau ci-dessous

**Table VII- 4:**Résumés des résultats de ferraillage

		Mser (KN.m)	$\mu bu$	$\alpha$	Z (m)	At (cm <sup>2</sup> )
<b>Travées</b>	X-X	130.37	0.125	0.167	0.251	14.92
	Y-Y	116.53	0.112	0.148	0.254	13.03
<b>Appuis</b>	X-X	52.149	0.050	0.064	0.263	5.69
	Y-Y	77.62	0.074	0.096	0.259	8.61

**Table VII- 5:**choix des sections adoptées

		Mu (KN.m)	Acalculée (cm <sup>2</sup> /ml)	Amin (cm <sup>2</sup> /ml)	Aadoptée (cm <sup>2</sup> /ml)	st (cm)
<b>Travées</b>	X-X	130.37	14.92	2.412	6HA20=18.85	15
	Y-Y	116.53	13.03	2.4	5HA20=15.71	20
<b>Appuis</b>	X-X	52.149	5.69	2.412	6HA14=9.24	15
	Y-Y	77.62	8.61	2.4	5HA10=10.05	20

**Table VII- 6:**vérification des conditions à ELS

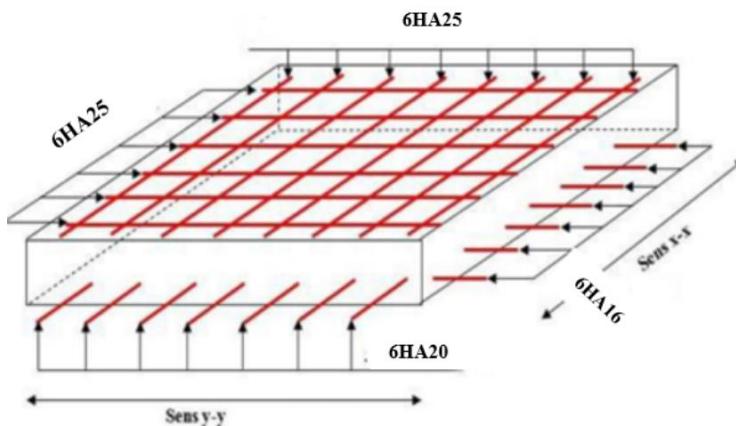
		Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma s$ (MPa)	$\bar{\sigma}s$ (MPa)	obs	$\sigma b$	$\bar{\sigma}bc$	Obs
<b>Travées</b>	X-X	9.84	115018.94	291.75	201.63	Pas vérifiée	11.15	15	Vérifiée
	Y-Y	9.16	100618.46	309.91	201.63	Pas vérifiée	10.60	15	Vérifiée
<b>Appuis</b>	X-X	7.37	66751.54	243.26	201.63	Pas vérifiée	5.75	15	Vérifiée
	Y-Y	7.64	71367.33	315.84	201.63	Pas vérifiée	8.30	15	Vérifiée

**Remarque :**

On remarque que les contraintes dans l'acier n'ont pas été vérifiées donc on doit augmenter les sections du ferraillage, on calcul à ELS les nouvelles sections adoptées sont représentées dans le tableau ci-dessous :

**Table VII- 7:section d'armature choisies**

		As <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	Choix /ml (cm <sup>2</sup> )
<b>Travées</b>	X-X	26.60	6HA25=29.45
	Y-Y	23.78	6HA25=29.45
<b>Appuis</b>	X-X	10.64	6HA16=12.06
	Y-Y	15.84	6HA20=18.85



**Figure VII- 4:** Ferraillage du radier

#### VII.2.3.4 Les nervures :

Les nervures servent d'appuis au radier, la répartition des charges sur chaque travée est triangulaire ou trapézoïdale (selon les lignes de rupture). Mais pour la simplification des calculs, on les remplace par des charges équivalentes uniformément reparties

- Les sollicitations sur les nervures :

Les sollicitations sur les nervures sont déduites en utilisant la méthode de Caquot car on a des charges modérées et la fissuration est préjudiciable.

On a  $\rho = 0.99 \Rightarrow$  la transmission des charges sera subdivisée en deux charges (trapézoïdales et triangulaires)

- Charge triangulaire :

$$P = \frac{q_u \times l_x}{3}$$

Avec :

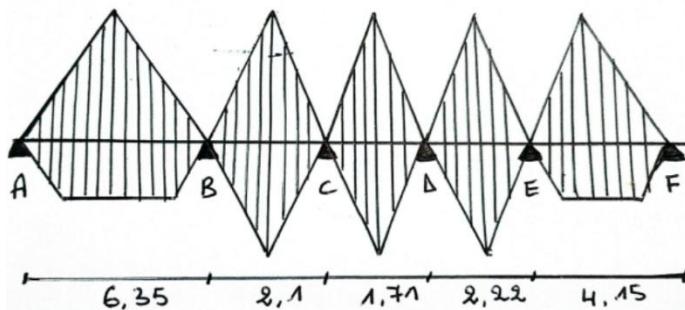
$P$  charge équivalente produisant le même moment que la charge triangulaire

- Charge trapézoïdale :

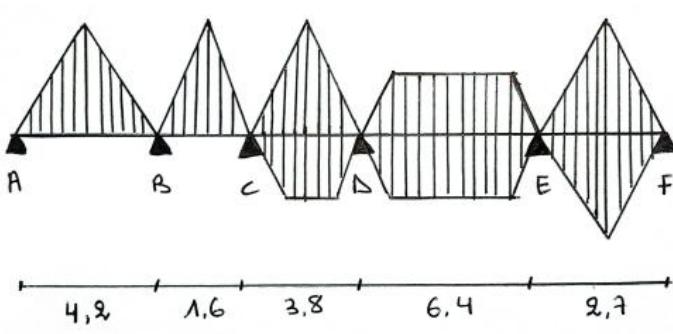
$$P = \left(1 - \frac{\rho^2}{3}\right) \times \frac{q_u \times l_x}{3}$$

$$q_u = 163.69 \text{ kN/m}^2$$

$$q_s = 118.68 \text{ kN/m}^2$$



**Figure VII- 5:** Schéma des sollicitations sur les nervures suivant le sens X-X



**Figure VII- 6:** Schéma des sollicitations sur les nervures suivant le sens Y-Y

Calcul des sollicitations:

- Moments aux appuis :

$$Ma = \frac{p_g \times l'^3 g + p_d \times l'^3 d}{8.5 \times (l'_g + l'_d)}$$

Avec :

Les longueurs fictives :

$$l' = \begin{cases} l & Si c'est une travée de rive \\ 0.8 \times l & Si c'est une travée intermédiaire \end{cases}$$

Pour l'appui de rive, on a :

$$M_a = 0.15 \times M_0 \quad \text{Avec: } M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$$

- Moments en travée :

$$\begin{aligned} M_t(x) &= M_0(x) + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \left(\frac{x}{l}\right) \\ M_0(x) &= \frac{q \times x}{2} \times (1-x) \\ x &= \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l} \end{aligned}$$

$M_g$  et  $M_d$  : moments sur appuis de gauche et droite respectivement

- Sens longitudinal (X-X) :

Les résultats de calcul des sollicitations sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

**Table VII- 8:** Sollicitations sur la nervure dans le sens longitudinal

Moments aux travées			Moments aux appuis		
/	Mu (kN.m)	Ms (kN.m)	/	Mu (kN.m)	Ms (kN.m)
Travée AB	-320.68	-232.52	Appui A/F	0	0
Travée BC	2168.64	1565.86	Appui B	1341.62	972.70
Travée CD	73.27	55.57	Appui C	60.37	48.84
Travée DE	172.78	125.21	Appui D	68.65	49.77
Travée EF	150.44	109.04	Appui E	351.50	254.78

Les résultats de calcul de l'effort tranchant sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

**Table VII-9:** Efforts tranchants sur la nervure dans le sens longitudinal

X-X	V(kN)
Travée AB	1686.57
Travée BC	850.73
Travée CD	154.70
Travée DE	141 .49
Travée EF	870.89

- Sens longitudinal (Y-Y) :

Les résultats de calcul des sollicitations sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

**Table VII-10:** Sollicitations sur la nervure la plus sollicité dans le sens transversal

Moments aux travées			Moments aux appuis		
/	Mu (kN.m)	Ms (kN.m)	/	Mu (kN.m)	Ms (kN.m)
Travée AB	-151.57	-109.89	Appui A/F	0	0
Travée BC	254.94	184.82	Appui B	225.05	163.16
Travée CD	362.76	397.56	Appui C	270.43	196.06
Travée DE	478.62	583.62	Appui D	1050.48	1011.83
Travée EF	1308.48	948.63	Appui E	1067.93	774.24

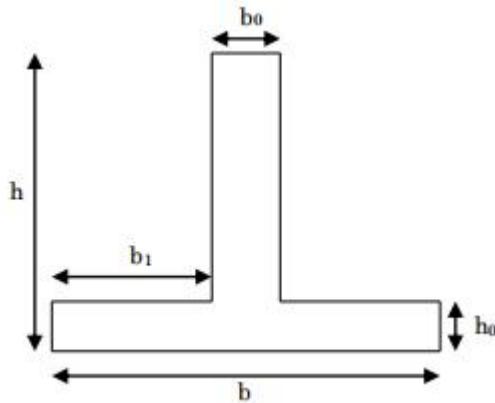
Les résultats de calcul de l'effort tranchant sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

**Table VII-11:** Efforts tranchants sur la nervure dans le sens transversal

Y-Y	V(kN)
Travée AB	427.66
Travée BC	41.47
Travée CD	453.90
Travée DE	1502.04
Travée EF	793.29

## VII.2.3.5 Ferraillage des nervures :

Le ferraillage sera calculé à la flexion simple pour une section en T :



**Figure VII- 7:** Section à ferrailler

$$b_1 \leq \min\left(\frac{Ly}{10}; \frac{Lx}{2}\right)$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{5.9}{10}; \frac{5.85}{2}\right)$$

Soit :  $b_1 = 0.55 \text{ m}$

Soit :  $b_0 = 0.5 \text{ m}$

Donc :  $b = 2 \times b_1 + b_0 = 1.6 \text{ m}$

Il faut comparer entre :  $M_{tu} = fbu \times b \times h_0 \times (d - \frac{h_0}{2})$  et  $M_{travée} = 2168.64 \text{ kN.m}$

$M_{tu} > M_{travée}$  → l'axe neutre est dans la dalle de compression, donc on calcule une section de  $(b \times h)$

Si :  $M_{tu} < M_{travée}$  → On calcule une section en T

On a:  $M_{tu} = 1.6 \times 0.3 \times 14.2 \times (1.07 - \frac{0.3}{2})$

$M_{tu} = 6.27 \text{ MPa}$

$M_{tu} = 6270.72 \text{ kN.m} > M_{travée} = 2168.64 \text{ kN.m}$

⇒ Calcul d'une section rectangulaire

Les résultats de ferraillage sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

- Sens X-X :

**Table VII- 12:**Résumé des résultats de ferraillage sens X-X

X-X	Mu (kN.m)	Ubu	$\alpha$	z (m)	Acalculé (cm <sup>2</sup> /ml)	Amin (cm <sup>2</sup> /ml)	Aadopté (cm <sup>2</sup> /ml)	Choix (cm <sup>2</sup> /ml)
Travée	2168.64	0.083	0.01	1.06	58.78	20.67	58.78	6HA32+ 4HA20= 60.82
Appui	1341.62	0.051	0.0063	1.067	36.13	20.67	36.13	4HA32+ 2HA16= 36.19

- Sens Y-Y :

**Table VII- 13:**Résumé des résultats de ferraillage sens Y.Y

Y-Y	Mu (kN.m)	Ubu	$\alpha$	z (m)	Acalculé (cm <sup>2</sup> /ml)	Amin (cm <sup>2</sup> /ml)	Aadopté (cm <sup>2</sup> /ml)	Choix (cm <sup>2</sup> /ml)
Travée	1308.48	0.05	0.0062	1.067	35.23	20.67	35.23	4HA32+ 2HA16= 36.19
Appui	1067.93	0.041	0.0051	1.066	28.78	20.67	28.78	6HA25= 29.45

## Les vérifications:

- ELU :

- Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min (0.1f_{c28}; 3 \text{ Mpa}) = 2.5 \text{ Mpa}$$

**Table VII- 14:**Vérification de l'effort tranchant

	$V_u$ (kN)	$\tau_u$ (Mpa)	$\bar{\tau}_u$ (Mpa)	Observation
X-X	1686.57	0.985	2.5	Vérifiée
Y-Y	1502.04	0.877	2.5	Vérifiée

➤ ELS :

- Les contraintes dans le béton :

On doit vérifier que:

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

Calcul de y et I :

La position de l'AN ainsi que le moment d'inertie I seront calculés à partir des deux équations suivantes :

$$\frac{b}{2}y^2 + 15A \times Y - 15A \times d = 0$$

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d - y)^2$$

- Les contraintes dans l'acier :

La fissuration est préjudiciable donc la contrainte de traction des armatures est limitée

$$\text{Fissuration nuisible} \rightarrow \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{n \times f_{t28}}\right) = 201.63 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I}(d - y)$$

**Table VII- 15:**Vérification des contraintes dans le béton.

Sens		Ms (kN.m)	Aadopté (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	Observation
X-X	Travée	1565.86	45.55	26.26	5419861.368	7.58	15	Vérifiée
X-X	Appui	972.70	28.21	21.29	3623212.542	5.71	15	Vérifiée
Y-Y	Travée	948.63	28.21	21.29	3623212.542	5.57	15	Vérifiée
Y-Y	Appui	1011.83	28.21	21.29	3623212.542	5.94	15	Vérifiée

**Table VII- 16:**Vérification des contraintes dans l'acier

Sens		Ms (kN.m)	A adopté (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_s$ (Mpa)	$\bar{\sigma}_s$ (Mpa)	Observation
X-X	Travée	1565.86	45.55	26.26	5419861.368	349.90	201.63	Pas Vérifiée
X-X	Appui	972.70	28.21	21.29	3623212.542	345.15	201.63	Pas Vérifiée
Y-Y	Travée	948.63	28.21	21.29	3623212.542	336.61	201.63	Pas Vérifiée
Y-Y	Appui	1011.83	28.21	21.29	3623212.542	359.03	201.63	Pas Vérifiée

- Armatures transversales :

➤ Sens X-X :

$$\varphi_t \leq \min \left( \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \varphi_l \right)$$

$$\varphi_t \leq \min (30.57; 50; 25)$$

$$\varphi_t \leq 25mm \rightarrow \varphi_t = 20mm$$

Espacement des armatures transversales :

$$St \leq \min \left( \frac{h}{14}; 12 \right)$$

$$St \leq 7.64cm \rightarrow St = 6cm$$

➤ Sens Y-Y :

$$\varphi_t \leq \min \left( \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \varphi_l \right)$$

$$\varphi_t \leq \min (30.57; 50; 20)$$

$$\varphi_t \leq 20mm \rightarrow \varphi_t = 20mm$$

Espacement des armatures transversales :

$$St \leq \min \left( \frac{h}{14}; 12 \right)$$

$$St \leq 7.64cm \rightarrow St = 6cm$$

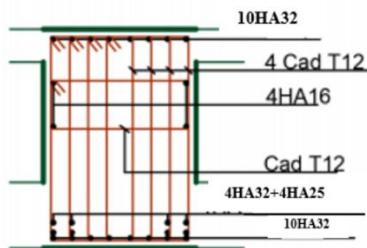
## Remarque :

On remarque que les contraintes dans l'acier aux niveaux des travées n'ont pas été vérifiées donc on doit augmenter les sections du ferraillage, on calcule à ELS les nouvelles sections adoptées sont représentées dans le tableau ci-dessous :

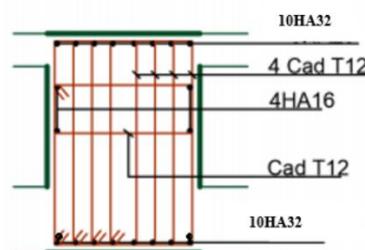
**Table VII- 17:**Section ferraillage choisis

		A adoptée (cm <sup>2</sup> /ml)	Choix (cm <sup>2</sup> /ml)
<b>Travée</b>	XX	80.28	10HA32 = 80.42
	YY	50.09	5HA32 + 5HA16 = 50.26
<b>Appui</b>	XX	50.09	4HA32 + 4HA25 = 51.81
	YY	50.09	5HA32 + 5HA16 = 50.26

Coupe en appui

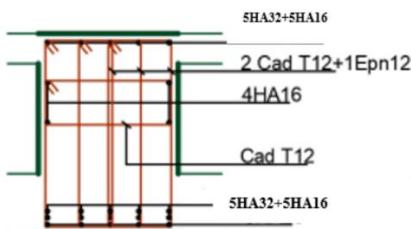


Coupe en travée

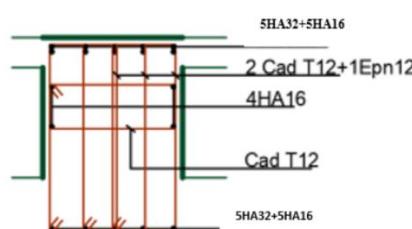


**Figure VII- 8:**Schéma de ferraillage des nervures dans le sens X-X

Coupe en appui



Coupe en travée



**Figure VII- 9:**Schéma de ferraillage des nervures dans le sens Y-Y

### VII.3 Voile périphérique

#### VII.3.1 Définition

Selon le **RPA99/version 2024** les ossatures au-dessous de niveau de base du bâtiment, doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le RDC. Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Epaisseur minimale de 15 cm.
- Les armatures seront constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0.1 % dans les deux sens (horizontale et vertical.)
- Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

Le voile de l'infrastructure étudiée est un voile périphérique, réalisé à une profondeur de 3.06 m avec

une épaisseur de 0.2 m en béton armé. Il permettra la réalisation du sous-sol d'une part et de supporter les charges de la poussée des terres d'une autre part.

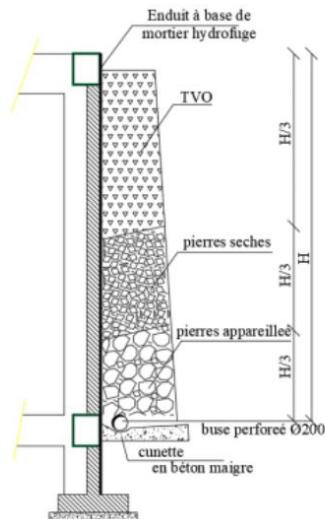


Figure VII- 10:Schéma du voile périphérique

#### VII.3.2 Dimensionnement du voile

- Hauteur : 3.6 m
- Longueur : 6.8 m
- Epaisseur : 20 cm

#### VII.3.3 Caractéristiques du sol

- Poids spécifique :  $\gamma h=19 \text{ KN/m}^3$

- Angle de frottement :  $\varphi=19.80^\circ$

- La cohésion :  $C= 1.15 \text{ bars}$

### VII.3.4 Évaluations des charges sur le voile

Le voile périphérique est soumis à la poussée des terres :

A la base du rideau la pression est égale à :  $p = \frac{1}{2} \times \gamma \times h \times A$  avec :

$A$  : coefficient de poussée donnée par le tableau de **Caquot- Kérisel**.

$$A = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = \operatorname{tg}^2\left(\frac{180}{4} - \frac{19.80}{2}\right) = 0.494$$

$$p = \frac{1}{2} \times 19 \times 3.6 \times 0.494$$

$$p = 16.89 \text{ kN/m}^2$$

➤ ELU :

$$qu = 1.35 p = 22.80 \text{ kN/m}^2$$

➤ ELS :

$$qs = p = 16.89 \text{ kN/m}^2$$

### VII.3.5 Ferraillage du voile

Le voile de l'infrastructure sera calculé comme une dalle pleine encastrée sur son contour et uniformément chargés. L'enca斯特rement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations. On effectue le calcul de ferraillage sur le panneau le plus défavorable, ayant la plus grande portée dans l'une de ces dimensions.

Les dimensions du panneau sont :  $\begin{cases} Lx = 3.6m \\ Ly = 6.8 m \end{cases}$

$$\rho = \frac{Lx}{Ly} = \frac{6.3}{6.8} = 0.53 > 0.4 \rightarrow \text{La dalle porte sur deux sens}$$

### VII.3.6 Calcul des sollicitations

➤ ELU :

$$\begin{cases} \mu x = 0.0922 \\ \mu y = 0.2500 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_0^x = \mu x \cdot qu \cdot l_x^2 \\ M_0^y = \mu y \cdot M_0^x \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_0^x = 0.0922 \times 22.8 \times 3.6^2 = 27.24 \text{ kN.m} \\ M_0^y = 0.2500 \times 27.24 = 6.81 \text{ kN.m} \end{cases}$$

- Les moments en travée :

$$M_t^{x,y} = \begin{cases} 0.85 M_0^{x,y} \text{ pour une travée de rive.} \\ 0.75 M_0^{x,y} \text{ pour une travée intermédiaire.} \end{cases}$$

$$M_t^x = \begin{cases} 0.75 \times 27.24 = 20.43 \text{ kN.m} \\ 0.75 \times 6.81 = 5.78 \text{ kN.m} \end{cases}$$

- Les moments en appuis :

$$M_a^x = m_a^y = \begin{cases} -0.3 M_a^x \text{ dans le cas d'un appui dérivé.} \\ -0.5 \text{ dans le cas d'un appui intermédiaire.} \end{cases}$$

$$M_t^x = \begin{cases} -0.5 \times 27.24 = -13.62 \text{ kN.m} \\ -0.3 \times 6.81 = -2.043 \text{ kN.m} \end{cases}$$

➤ ELS :

$$\begin{cases} \mu x = 0.0961 \\ \mu y = 0.3949 \end{cases}$$

On utilise les annexes du BAEL 91/99 :

$$\begin{cases} M_0^x = 0.0961 \times 16.89 \times 3.6^2 = 21.03 \text{ kN.m} \\ M_0^y = 0.3949 \times 21.03 = 8.30 \text{ kN.m} \end{cases}$$

- Les moments en travée :

$$M_t^y = \begin{cases} 0.75 \times 21.03 = 15.77 \text{ kN.m} \\ 0.85 \times 8.30 = 7.055 \text{ kN.m} \end{cases}$$

- Les moments en appuis :

$$M_t^x = \begin{cases} -0.5 \times 21.03 = -10.515 \text{ Kn.m} \\ -0.3 \times 8.30 = -2.49 \text{ Kn.m} \end{cases}$$

Le ferraillage sera calculé pour une section de  $(1 \times 0.2) \text{ m}^2$ .

➤ Ferraillage à l'ELU :

Le calcul des sections d'armatures est récapitulé dans le tableau ci-dessous :

**Table VII- 18:**Calcul des sections d'armatures pour le ferraillage du voile.

		<b>M<sub>u</sub></b> <b>(KN.m)</b>	<b>μ<sub>b<u>u</u></sub></b>	<b>α</b>	<b>z</b>	<b>A<sub>t</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>
<b>Travées</b>	X-X	20.43	0.049	0.0628	0.165	3.55
	Y-Y	5.78	0.014	0.017	0.168	0.98
<b>Appuis</b>	X-X	13.62	0.033	0.041	0.167	2.34
	Y-Y	2.043	0.0049	0.006	0.169	0.34

**Table VII- 19:**Ferraillage adopté à l'ELU

		<b>M<sub>u</sub></b> <b>(KN.m)</b>	<b>Acalculée</b> <b>(cm<sup>2</sup>/ml)</b>	<b>A<sub>min</sub></b> <b>(cm<sup>2</sup>/ml)</b>	<b>Aadoptée</b> <b>(cm<sup>2</sup>/ml)</b>
<b>Travées</b>	X-X	20.43	3.55	2.05	4HA12=4.52
	Y-Y	5.78	0.98	2.05	4HA10=3.14
<b>Appuis</b>	X-X	13.62	2.34	2.05	4HA12=4.52
	Y-Y	2.043	0.34	2.05	4HA=3.14

➤ Ferraillage à l'ELS :

Le calcul des sections d'armatures est récapitulé dans le tableau ci-dessous :

**Table VII- 20:**Calcul des sections d'armatures pour le ferraillage du voile

		<b>M<sub>s</sub></b> <b>(KN.m)</b>	<b>μ<sub>b<u>u</u></sub></b>	<b>α</b>	<b>z</b>	<b>A<sub>t</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>
<b>Travées</b>	X-X	15.77	0.038	0.048	0.166	2.72
	Y-Y	7.055	0.017	0.021	0.168	1.20
<b>Appuis</b>	X-X	10.515	0.025	0.031	0.167	1.80
	Y-Y	2.49	0.006	0.0075	0.169	0.42

**Table VII- 21:**Ferraillage adopté à l'ELS

		<b>Ms (KN.m)</b>	<b>Acalculée (cm<sup>2</sup>/ml)</b>	<b>Amin (cm<sup>2</sup>/ml)</b>	<b>Aadoptée (cm<sup>2</sup>/ml)</b>
<b>Travées</b>	X-X	15.77	2.72	2.05	4HA12=4.52
	Y-Y	7.055	1.20	2.05	4HA10=3.14
<b>Appuis</b>	X-X	10.515	1.80	2.05	4HA12=4.52
	Y-Y	2.49	0.42	2.05	4HA=3.14

**VII.3.7 Vérification de l'effort tranchant :**

➤ ELU :

Il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$V_u = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{22.8 \times 6.8}{2}$$

$$V_u = 77.52 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{77.52 \times 10^{-3}}{1 \times 0.17} = 0.456 \text{ Mpa}$$

 $\tau_u = 0.456 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa} \rightarrow$  La condition est vérifiée

➤ ELS :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$V_u = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{16.89 \times 6.8}{2}$$

$$V_u = 57.42 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{57.42 \times 10^{-3}}{1 \times 0.17} = 0.33 \text{ Mpa}$$

 $\tau_u = 0.33 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa} \rightarrow$  La condition est vérifiée
**VII.3.8 Vérification les conditions béton et acier :**

➤ ELS :

- Les contraintes dans le béton :

On doit vérifier que:

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28}$$

Calcul de y et I :

La position de l'AN ainsi que le moment d'inertie I seront calculés à partir des deux équations suivantes :

$$\frac{b}{2}y^2 + 15A \times Y - 15A \times d = 0$$

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d - y)^2$$

- Les contraintes dans l'acier :

La fissuration est préjudiciable donc la contrainte de traction des armatures est limitée

*Fissuration nuisible*  $\Rightarrow \overline{\sigma_s} = \min\left(\frac{2}{3}fe; 110\sqrt{n \times ft28}\right) = 201.63 \text{ Mpa}$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I}(d - y)$$

**Table VII- 22:**Vérification des contraintes dans le béton.

Sens		Ms (kN.m)	Aadopté (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (Mpa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (Mpa)	Observation
X-X	Travée	15.77	4.52	4.17	13577.54	4.84	15	Vérifiée
X-X	Appui	7.055	3.14	3.55	10011.80	2.50	15	Vérifiée
Y-Y	Travée	10.515	3.14	3.55	10011.80	3.72	15	Vérifiée
Y-Y	Appui	2.49	3.14	3.55	10011.80	0.88	15	Vérifiée

**Table VII- 23:**Vérification des contraintes dans l'acier

Sens		Ms (kN.m)	Aadopté (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_s$ (Mpa)	$\overline{\sigma_s}$ (Mpa)	Observation
X-X	Travée	15.77	4.52	4.17	13577.54	223.52	201.63	Pas Vérifiée
X-X	Appui	7.055	3.14	3.55	10011.80	142.16	201.63	Vérifiée
Y-Y	Travée	10.515	3.14	3.55	10011.80	211.89	201.63	Pas Vérifiée
Y-Y	Appui	2.49	3.14	3.55	10011.80	50.17	201.63	Vérifiée

**Remarque :**

On remarque que les contraintes dans l'acier aux niveaux des travées n'ont pas été vérifiées donc on doit augmenter les sections du ferraillage, on calcule à ELS les nouvelles sections adoptées sont représentées dans le tableau ci-dessous :

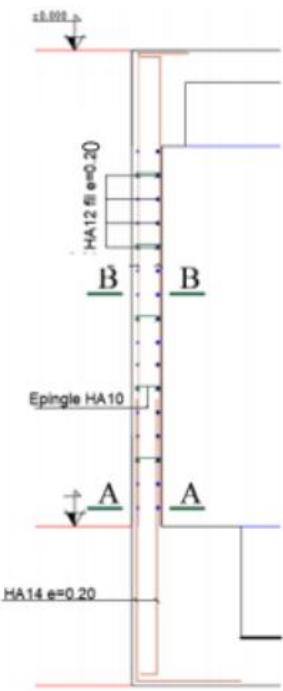
**Table VII- 24:**Section ferraillage choisis

		A adoptée (cm <sup>2</sup> /ml)	Choix (cm <sup>2</sup> /ml)
<b>Travée</b>	XX	5.11	4HA14 = 6.16
	YY	3.40	4HA12 = 4.52
<b>Appui</b>	XX	2 .28	4HA12 = 4.52
	YY	3.40	4HA12 = 4.52

Espacement des armatures :

$$\text{Armatures // Lx: } St = 20\text{cm} \leq \min(3 h, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

$$\text{Armatures // Ly: } St = 20\text{cm} \leq \min(4 h, 45\text{cm}) = 45\text{cm}$$



**Figure VII- 11:**Schéma du ferraillage du voile transversale

# **Conclusion Générale**

## **Conclusion :**

Au cours de ce mémoire, nous avons choisi d'étudier une structure mixte acier-béton, un choix qui nous a paru pertinent pour allier performance technique, durabilité et optimisation économique. Ce système hybride nous a permis de bénéficier des avantages complémentaires de l'acier, comme la légèreté et la rapidité de mise en œuvre, et du béton, reconnu pour sa résistance et son inertie thermique.

Nous avons opté pour des poteaux entièrement enrobés, afin d'assurer une meilleure protection contre le feu et la corrosion, tout en améliorant leur stabilité face aux efforts. Le plancher mixte, associant bacs en acier et dalle en béton, a été privilégié pour ses performances structurelles et sa capacité à réduire le poids global de l'ouvrage. Le contreventement en V a également joué un rôle essentiel pour garantir la stabilité latérale face aux sollicitations telles que le vent ou les séismes.

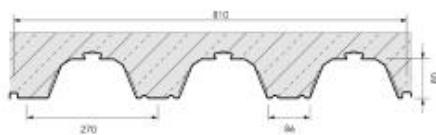
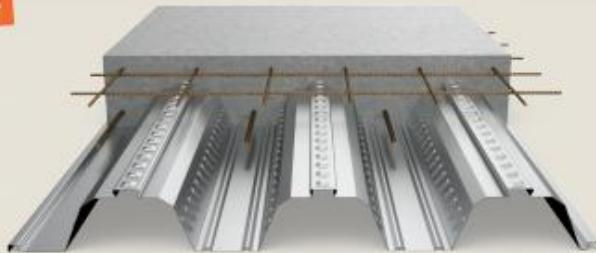
Nous sommes conscients que la réussite de ce projet repose également sur une conception rigoureuse des fondations, adaptée aux caractéristiques du sol et aux charges transmises. Une attention particulière a donc été portée à cette phase pour assurer la pérennité de l'ensemble.

# Annexes

# Planchers collaborants Cofraplus® 80

ArcelorMittal

Nouveauté



Caractéristiques du matériau de base	Normes
Nuance d'acier S 350 GD	NF EN 10 346
Type de protection Acier galvanisé ZM 175	NF P 34-310 ETPM.ZM Evolution

Caractéristiques du profil	Epaisseur nominale du profil (mm)
	0,88 1,00 1,13 1,25
Poids (kg/m²)	10,66 12,11 13,69 15,14
Section Ap : (cm²/m)	12,96 14,81 16,82 18,67
Inertie efficace Ieff : (cm⁴/m)	141,60 158,80 177,40 194,60
Position fibre neutre vi (cm)	4,80 4,80 4,80 4,80
Module d'inertie I/vi (cm³/m)	29,48 33,07 36,95 40,53

Grâce à ses emboutis et à sa géométrie en queue d'arbre, Cofraplus® 80 est une solution de dalle mixte performante, alternative idéale aux solutions traditionnelles en béton.

Sa légèreté, son caractère empilable et sa modularité lui offrent de nombreux avantages en terme mécanique mais aussi logistique et économique. Cofraplus® 80 s'adapte à tout type de construction. Son accessoire spécifique, le Cofrafix, permet de suspendre des faux-plafonds sans chevillage.

## Consommation nominale de béton

Litrage (l/m²)	Epaisseur d de la dalle (cm)									
	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
Litrage (l/m²)	85	95	105	115	125	135	145	155	165	175
Poids théorique du plancher (daN/m²)	213	238	263	288	313	338	363	388	413	438
Poids volumique du béton 2 500 daN/m³										
Epaisseur maximale admissible d = 28 cm										

**Cofraplus® 80 P :**  
Version prépercée  
adaptée pour des connecteurs  
de type NELSON  
préalablement soudés  
sur des poutres mixtes.



Le logiciel de calcul Cofra® 5 donne l'ensemble des renforts d'armatures à prévoir suivant les hypothèses retenues.



[www.arcelormittal.com/cofra5](http://www.arcelormittal.com/cofra5)

# Planchers collaborants Cofraplus® 80



## Résistance au feu

Epaisseur d de la dalle (cm)	REI (min)			
	30	60	90	120
14	14	16	17	18

REI : degré coupe-feu du plancher brut  
L'épaisseur minimale est requise pour respecter le critère (I) de température sur la face non exposée.

En l'absence d'armatures spécifiques, les planchers Cofraplus® 80 sont REI 30.

Pour des résistances supérieures, des renforts d'armatures sont nécessaires. Ces dernières sont positionnées dans les nervures du profil. Leur dimensionnement sera établi par calcul (cf. Cofra5).

## Isolation acoustique

Le comportement acoustique d'un plancher collaborant brut suit la logique de l'algorithme de masse.

Valeurs calculées par modélisations – rapport d'étude CSTB N°AC15-26054708

Rw (dB)	Epaisseur d de la dalle (cm)									
	13	14	15	16	18	20	22	24	26	28
	(C;Ctr) (dB)	(-2;-6)	(-2;-6)	(-2;-7)	(-1;-6)	(-2;-7)	(-2;-7)	(-1;-7)	(-1;-7)	(-1;-7)
48	49	50	50	52	53	54	55	56	57	
(-2;-6)	(-2;-6)	(-2;-7)	(-1;-6)	(-2;-7)	(-2;-7)	(-1;-7)	(-1;-7)	(-1;-7)	(-1;-7)	

## Performances mécaniques en version standard

Valeurs Q admissibles non pondérées avec  $G' = 0$  en daN/m²

Un calcul via Cofra 5 permet d'optimiser ces valeurs selon les hypothèses du projet

Travée simple	Portée (m)									
	3,0	3,1	3,2	3,3	3,4	3,5	3,6	3,7	3,8	3,9
22	2270	2183	2101	2025	1952	1884	1820	1759	1707	1646
21	2136	2053	1976	1904	1836	1772	1711	1654	1600	1548
20	2001	1924	1852	1784	1720	1660	1603	1549	1498	1456
19	1866	1794	1727	1663	1604	1547	1494	1444	1396	1351
18	1732	1665	1602	1543	1487	1435	1386	1339	1295	1253
17	1597	1535	1477	1423	1371	1323	1277	1234	1193	1154
16	1462	1405	1352	1302	1255	1211	1169	1129	1092	1056
15	1327	1276	1227	1182	1139	1098	1060	1024	990	957
14	1193	1146	1102	1061	1023	986	952	919	888	859
13	1058	1016	978	941	906	874	843	814	787	761
	<i>Sans étai</i>					<i>Avec étai</i>				

## Travées multiples

Epaisseur d de la dalle (cm)	Portée (m)									
	3,0	3,1	3,2	3,3	3,4	3,5	3,6	3,7	3,8	3,9
22	1730	1660	1594	1533	1475	1421	1369	1320	1274	1231
21	1626	1561	1499	1441	1387	1335	1287	1241	1198	1156
20	1523	1461	1404	1349	1298	1250	1205	1162	1121	1082
19	1420	1362	1308	1258	1210	1165	1122	1082	1044	1003
18	1317	1263	1213	1166	1121	1079	1040	1003	967	934
17	1213	1164	1117	1074	1033	994	958	923	890	859
16	1110	1065	1022	982	944	909	875	844	814	785
15	1007	965	927	890	856	824	793	764	737	711
14	904	866	831	798	767	735	681	631	585	543
13	800	767	736	707	679	653	605	561	520	482
	<i>Sans étai</i>					<i>Avec étai</i>				

## Hypothèses

- Béton C25/30 (Poids volumique 2 500 daN/m³)
- Stabilité au feu REI30
- Flèche au coulage L / 180
- Flèche en service L (cm) / 350 si L < 3,5 m ou (0,5 cm + L / 700) si L > 3,5 m

Légende	Epaisseur (mm)
Posé sans étai	0,88
	1,00
	1,13
	1,25
Avec étaiement	0,88

Evaluation de charge pour le palier

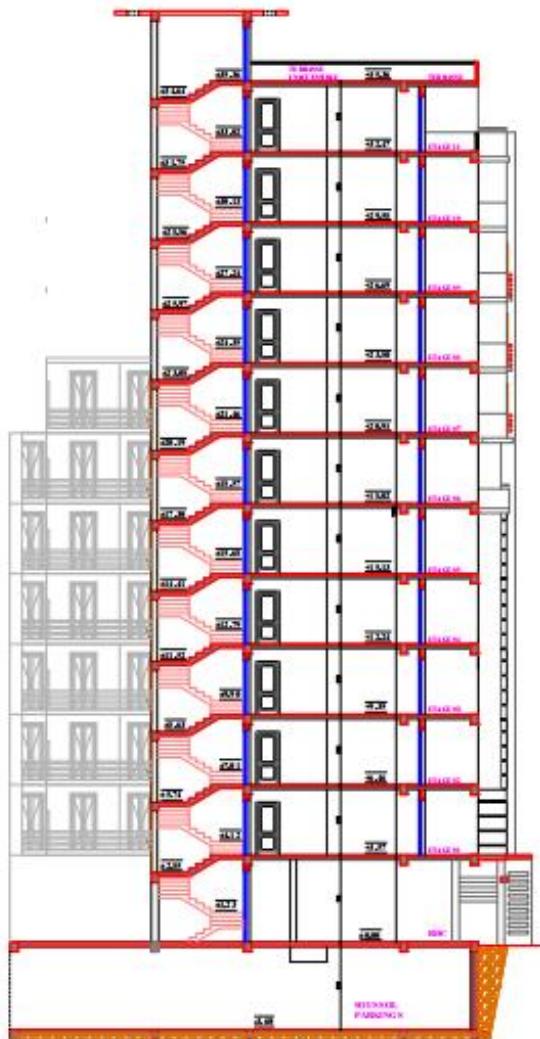
N° :	Eléments	Epaisseur(m)	Poids volumique( $\text{kN}/\text{m}^3$ )	Charge ( $\text{kN}/\text{m}^2$ )
1	Tôle	0.05	9	0.45
2	Dalle en béton	0.14	25	3.5
3	Mortier de pose	0.02	9	0.18
4	Revêtement	0.02	20	0.4
				$G = 4.53 \text{ kN}/\text{m}^2$
				$Q = 2.5 \text{ kN}/\text{m}^2$

Evaluation de charge pour la volée

N° :	Eléments	Epaisseur(m)	Poids volumique( $\text{kN}/\text{m}^3$ )	Charge ( $\text{kN}/\text{m}^2$ )
1	Tôle	0.05	/	0.45
2	Garde de cors	/	/	0.6
3	Mortier de pose	0.02	/	0.18
4	Revêtement	0.02	20	0.4
				$G = 1.93 \text{ kN}/\text{m}^2$
				$Q = 2.5 \text{ kN}/\text{m}^2$

### Evaluation de charge pour la dalle pleine

N° :	Eléments	Epaisseur(m)	Poids volumique( $\text{kN}/\text{m}^3$ )	Charge ( $\text{kN}/\text{m}^2$ )
1	Revêtement en dalle de sol	0.005	15	0.075
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Enduit en mortier ciment	0.02	10	0.2
5	Dalle peine	0.2	14	2.8
$G = 3.83 \text{ kN}/\text{m}^2$				
$Q = 2.5 \text{ kN}/\text{m}^2$				



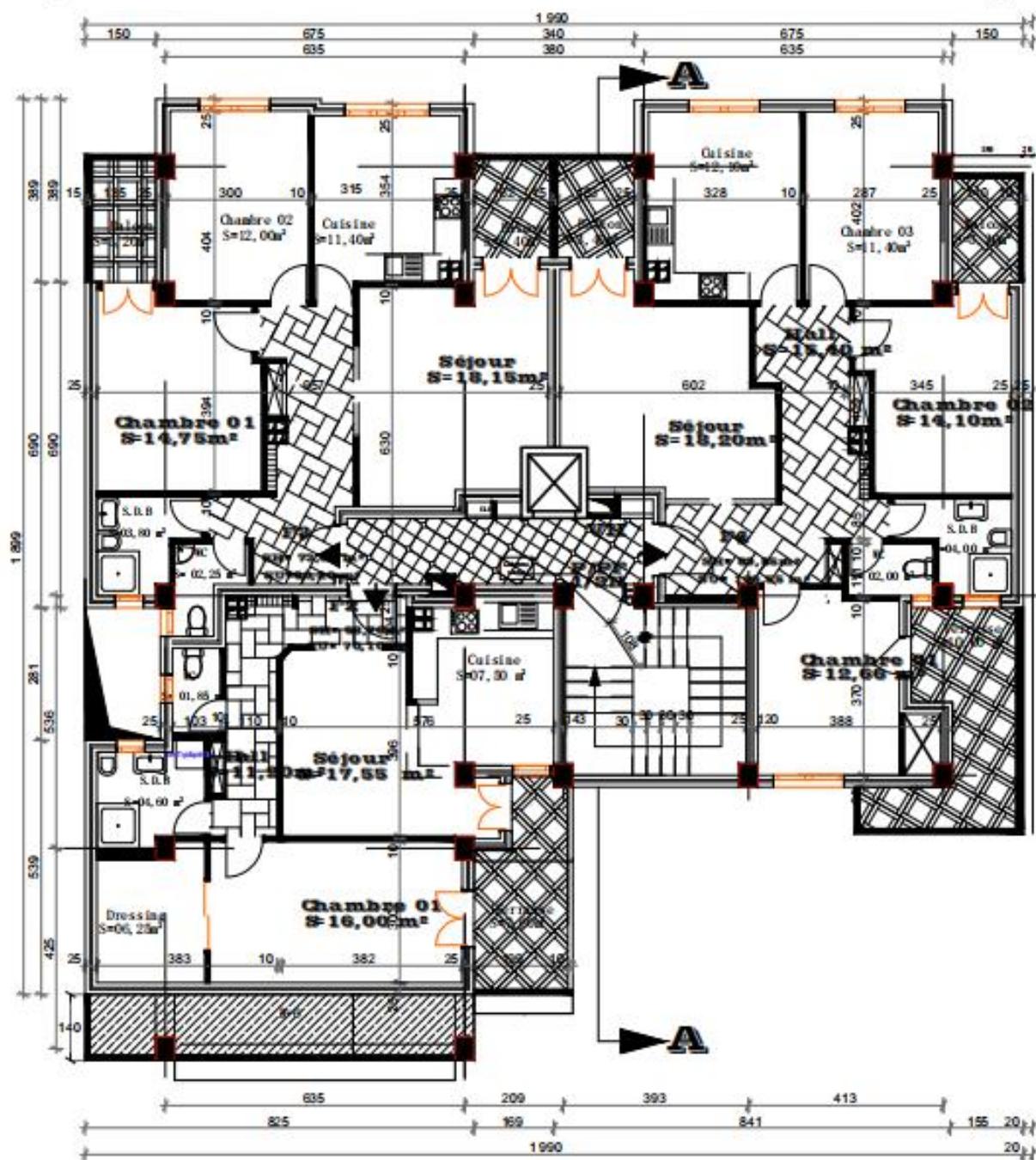
COUPE (A-A)  
BLOC "A"

# BLOC A



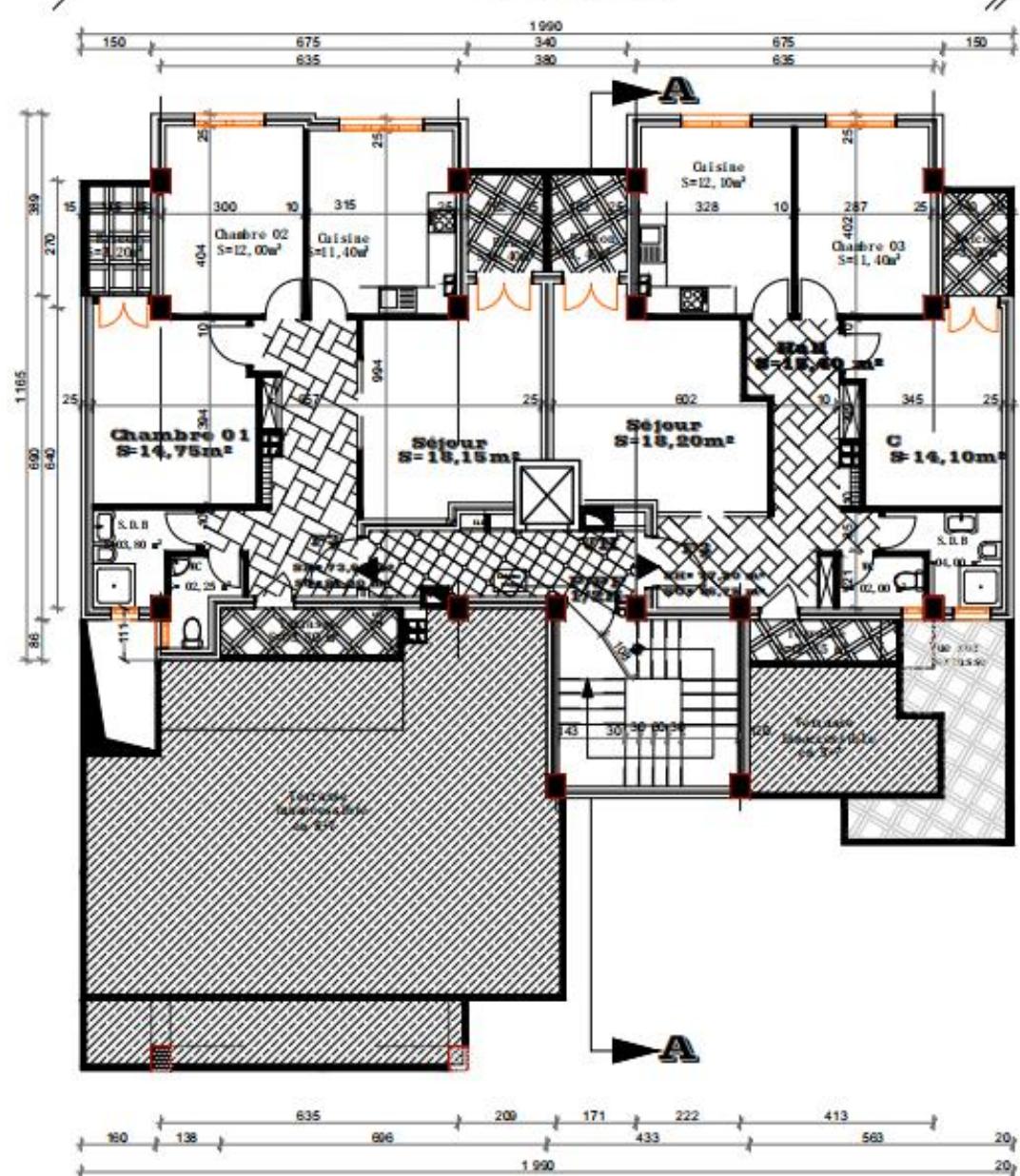
Etage 1, 2, 3, 4, 5, 6

**BLOC A**



Etage 7

## BLOC A



Etage 8/9/10.

## **BLOCA**



Etage 11.

Poutrelles asymétriques à larges ailes  
Din: HE A, HE B et HE M 100-1100 conformes à l'Annexe S3-S8; HE AA 100-2000; HE 900-1100  
TüV-Accord: EN 10044:1993  
HE 100-2000, HE 1000, AA400, HE, AA400

A5-05  
HE avec Gurt-Draht u. HE, 900, HE, 1000 avec Gurt-Draht, u. Gurt-Draht u.  
Etat de surface conforme à EN 10163-3; 2004, classe C, sous-classe 1

Dim: HE A, HE B et HE M 100-1100 conformes à l'Annexe S3-S8; HE AA 100-2000; HE 900-1100  
TüV-Accord: EN 10044:1993  
HE 100-2000, HE 1000, AA400, HE, AA400

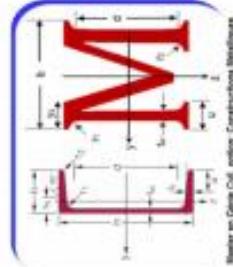
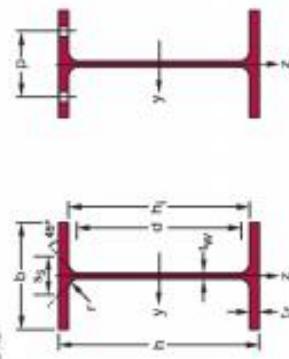
A5-05  
HE avec Gurt-Draht u. HE, 900, HE, 1000 avec Gurt-Draht, u. Gurt-Draht u.  
Etat de surface conforme à EN 10163-3; 2004, classe C, sous-classe 1

# HEA

Dim: HE A, HE B et HE M 100-1100 conformes à l'Annexe S3-S8; HE AA 100-2000; HE 900-1100  
TüV-Accord: EN 10044:1993  
HE 100-2000, HE 1000, AA400, HE, AA400

A5-05  
HE avec Gurt-Draht u. HE, 900, HE, 1000 avec Gurt-Draht, u. Gurt-Draht u.  
Etat de surface conforme à EN 10163-3; 2004, classe C, sous-classe 1

HE-HL



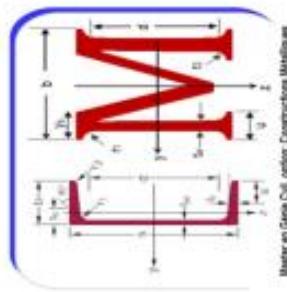
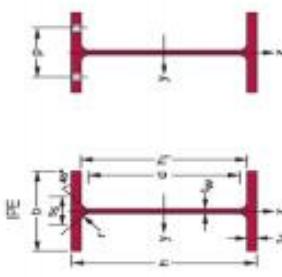
Désignation	Dimensions	Dimensions de construction	Surface	Désignation	Volume statique					
					axe horizontal			axe vertical		
0	h	b	t <sub>fl</sub>	A	$\rho_{\text{fl}}$	$\rho_{\text{fl}} \cdot t^3$	$\rho_{\text{fl}} \cdot t^3 \cdot b$	$\rho_{\text{fl}}$	$\rho_{\text{fl}} \cdot t^3$	$\rho_{\text{fl}} \cdot t^3 \cdot b$
signe	mm	mm	mm	mm <sup>2</sup>	mm <sup>3</sup>	mm <sup>3</sup>	mm <sup>3</sup>	mm <sup>3</sup>	mm <sup>3</sup>	mm <sup>3</sup>
HE 100 A	100	5	8	12	21.2	90	56	56	56	56
HE 120 A	120	5	8	12	24.3	98	74	74	74	74
HE 140 A	140	5	8.5	12	31.4	116	92	94	94	94
HE 160 A	160	6	9	15	38.8	134	104	104	104	104
HE 180 A	180	6	9.5	15	49.3	182	122	124	124	124
HE 200 A	200	6.5	10	16	57.0	170	134	134	134	134
HE 220 A	220	7	11	18	64.2	188	152	152	152	152
HE 240 A	240	7.5	12	21	76.6	206	164	164	164	164
HE 260 A	260	7.5	12.5	24	88.6	225	177	177	177	177
HE 280 A	280	8	13	24	97.3	244	196	196	196	196
HE 300 A	300	8.5	14	27	112.5	262	208	208	208	208
HE 320 A	320	9	15.5	27	126.4	279	225	225	225	225
HE 340 A	340	9.5	16.5	27	133.3	287	243	243	243	243
HE 360 A	360	10	17.5	27	142.4	315	261	261	261	261
HE 380 A	380	10.5	18	27	150.0	352	298	298	298	298
HE 400 A	400	11	19	27	159.0	382	326	326	326	326
HE 420 A	420	11.5	21	27	178.0	386	344	344	344	344
HE 440 A	440	12	22	27	197.5	444	390	390	390	390
HE 460 A	460	12	23	27	211.8	492	438	438	438	438
HE 480 A	480	12.5	24	27	211.8	492	438	438	438	438
HE 500 A	500	13	25	27	230.5	540	486	486	486	486
HE 520 A	520	13.5	26	27	241.8	580	534	534	534	534
HE 540 A	540	14	27	27	260.5	586	537	537	537	537
HE 560 A	560	14.5	27	27	280.5	626	582	582	582	582
HE 580 A	580	15	28	30	285.8	734	674	674	674	674
HE 600 A	600	15.5	30	30	307.5	830	770	770	770	770
HE 620 A	620	16	32	32	322.3	880	822	822	822	822
HE 640 A	640	16.5	31	32	346.8	928	868	868	868	868
HE 660 A	660	17	32	32	375.0	972	912	912	912	912
HE 680 A	680	17.5	32	32	403.2	1016	956	956	956	956
HE 700 A	700	18	33	32	431.4	1060	1000	1000	1000	1000
HE 720 A	720	18.5	33	32	460.6	1104	1044	1044	1044	1044
HE 740 A	740	19	34	32	489.8	1148	1088	1088	1088	1088
HE 760 A	760	19.5	34	32	519.0	1192	1132	1132	1132	1132
HE 780 A	780	20	35	32	548.2	1236	1176	1176	1176	1176
HE 800 A	800	20.5	35	32	577.4	1280	1220	1220	1220	1220
HE 820 A	820	21	36	32	606.6	1324	1264	1264	1264	1264
HE 840 A	840	21.5	36	32	635.8	1368	1308	1308	1308	1308
HE 860 A	860	22	37	32	665.0	1412	1352	1352	1352	1352
HE 880 A	880	22.5	37	32	694.2	1456	1396	1396	1396	1396
HE 900 A	900	23	38	32	723.4	1500	1440	1440	1440	1440
HE 920 A	920	23.5	38	32	752.6	1544	1484	1484	1484	1484
HE 940 A	940	24	39	32	781.8	1588	1528	1528	1528	1528
HE 960 A	960	24.5	39	32	811.0	1632	1572	1572	1572	1572
HE 980 A	980	25	40	32	840.2	1676	1616	1616	1616	1616
HE 1000 A	1000	25.5	40	32	869.4	1720	1660	1660	1660	1660

Désignation	Dimensions	Dimensions de construction	Surface	Désignation	Volume statique					
					axe horizontal			axe vertical		
0	h	b	t <sub>fl</sub>	A	$\rho_{\text{fl}}$	$\rho_{\text{fl}} \cdot t^3$	$\rho_{\text{fl}} \cdot t^3 \cdot b$	$\rho_{\text{fl}}$	$\rho_{\text{fl}} \cdot t^3$	$\rho_{\text{fl}} \cdot t^3 \cdot b$
signe	mm	mm	mm	mm <sup>2</sup>	mm <sup>3</sup>	mm <sup>3</sup>	mm <sup>3</sup>	mm <sup>3</sup>	mm <sup>3</sup>	mm <sup>3</sup>
HE 100 A	100	5	8	12	21.2	90	56	56	56	56
HE 120 A	120	5	8	12	24.3	98	74	74	74	74
HE 140 A	140	5.5	8.5	12	31.4	116	92	94	94	94
HE 160 A	160	6	9	15	38.8	134	104	104	104	104
HE 180 A	180	6	9.5	15	49.3	182	122	124	124	124
HE 200 A	200	6.5	10	16	57.0	170	134	134	134	134
HE 220 A	220	7	11	18	64.2	188	152	152	152	152
HE 240 A	240	7.5	12	21	76.6	206	164	164	164	164
HE 260 A	260	7.5	12.5	24	88.6	225	177	177	177	177
HE 280 A	280	8	13	24	97.3	244	196	196	196	196
HE 300 A	300	8.5	14	27	112.5	262	208	208	208	208
HE 320 A	320	9	15.5	27	126.4	279	225	225	225	225
HE 340 A	340	9.5	16.5	27	133.3	287	243	243	243	243
HE 360 A	360	10	17.5	27	142.4	315	261	261	261	261
HE 380 A	380	10.5	18	27	150.0	352	298	298	298	298
HE 400 A	400	11	19	27	159.0	362	326	326	326	326
HE 420 A	420	11.5	21	27	178.0	386	344	344	344	344
HE 440 A	440	12	22	27	197.5	444	390	390	390	390
HE 460 A	460	12	23	27	211.8	492	438	438	438	438
HE 480 A	480	12.5	24	27	211.8	492	438	438	438	438
HE 500 A	500	13	25	27	230.5	540	486	486	486	486
HE 520 A	520	13.5	26	27	241.8	580	534	534	534	534
HE 540 A	540	14	27	27	260.5	586	537	537	537	537
HE 560 A	560	14.5	27	27	280.5	626	582	582	582	582
HE 580 A	580	15	28	30	285.8	734	674	674	674	674
HE 600 A	600	15.5	28	30	307.5	830	770	770	770	770
HE 620 A	620	16	30	30	320.5	882	822	822	822	822
HE 640 A	640	16.5	31	32	342.2	937	877	877	877	877
HE 660 A	660	17	32	32	363.9	987	927	927	927	927
HE 680 A	680	17.5	32	32	385.6	1037	977	977	977	977
HE 700 A	700	18	33	32	407.3	1087	1027	1027	1027	1027
HE 720 A	720	18.5	33	32	429.0	1137	1077	1077	1077	1077
HE 740 A	740	19	34	32	450.7	1187	1127	1127	1127	1127
HE 760 A	760	19.5	34	32	472.4	1237	1177	1177	1177	1177
HE 780 A	780	20	35	32	494.1	1287	1227	1227	1227	1227
HE 800 A	800	20.5	35	32	515.8	1337	1277	1277	1277	1277
HE 820 A	820	21	36	32	537.5	1387	1327	1327	1327	1327
HE 840 A	840	21.5	36	32	559.2	1437	1377	1377	1377	1377
HE 860 A	860	22	37	32	580.9	1487	1427	1427	1427	1427
HE 880 A	880	22.5	37	32	602.6	1537	1477	1477	1477	1477
HE 900 A	900	23	38	32	624.3	1587	1527	1527	1527	1527
HE 920 A	920	23.5	38	32	646.0	1637	1577	1577	1577	1577
HE 940 A	940	24	39	32	667.7	1687	1627	1627	1627	1627
HE 960 A	960	24.5	39	32	689.4	1737	1677	1677	1677	1677
HE 980 A	980	25	40	32	711.1	1				

### Poutrelles I européennes

Dimensions: IPE 80 - 600 conformes à l'Economie 19-57, IPE A 80 - 600, IPE O 140 - 600, IPE 750  
 Tolérances: EN 1034-1983  
 Etat de Surface conforme à EN 101-53-3, 2004, classe C, sous-sousse 1

# IPE



Matériau en Général, option Construction Métalliques

Désignation	Dimensions	Dimensions de construction	Surface	Désignation		Valeurs statiques		Valeurs table 2-t		Valeurs table 2-t		Caractéristiques EN 1993-1-1	
				axe fort y	axe faible x	axe fort y	axe faible x	axe fort y	axe faible x	axe fort y	axe faible x	Flux	Flux
IPE 80*	60 80 46 3.8 52 5 754	69.6 59.6 + - -	0.323 54.64	IPE 80	60 80 14	20.03 23.22	3.24 3.59	8.49 3.69	5.62 3.69	20.10 20.70	0.12 1.1	1 1 -	1 1 -
IPE 100*	81 100 55 4.1 57 7 103	88.6 74.6 + - -	0.470 46.33	IPE 100	81 17.0	34.20 39.47	4.07 5.08	15.92 5.79	9.15 1.24	23.70 1.20	0.35 1.1	- 1 1 -	- 1 1 -
IPE 120	104 120 64 4.4 63 7 132	107.4 93.4 + - -	0.475 46.82	IPE 120	104 31.8	52.86 60.73	4.90 6.31	21.67 8.05	13.56 1.46	25.20 1.74	0.89 1 1	1 1 1 1	1 1 1 1
IPE 140	129 140 73 4.7 69 7 16.4	126.2 112.2 + - -	0.551 42.70	IPE 140	129 54.12	77.32 88.34	5.74 7.64	44.92 12.31	19.25 1.65	26.70 2.45	1.99 1 1	1 1 1 2	1 1 1 2
IPE 160	153 160 82 5 74 9 20.1	145.2 127.2 + - -	0.623 39.47	IPE 160	15.8 66.3	108.7 123.9	6.58 9.66	68.31 16.66	25.10 1.84	30.34 3.60	3.96 1 1	1 1 1 2	1 1 1 2
IPE 180	18.8 160 91 53 8 9 23.9	164 146 M10 46 48	0.698 37.13	IPE 180	18.8 13.7	146.3 169.4	7.42 11.25	101.9 22.16	34.60 2.05	31.84 4.79	7.40 1 1	1 1 1 1	1 1 1 1
IPE 200	22.4 200 100 5.6 85 12 28.9	183 155 M10 54 56	0.768 34.36	IPE 200	22.4 194.3	220.6 235.6	9.26 14.00	142.4 28.47	44.61 2.24	36.66 6.98	12.99 1 1	1 1 1 2	1 1 1 2
IPE 220	26.2 220 110 5.9 92 12 33.4	201.6 177.6 M12 60 62	0.848 32.36	IPE 220	26.2 27.2	252.0 285.4	9.11 15.88	204.9 37.25	58.11 2.46	38.36 9.07	22.67 1 1	1 1 1 2	1 1 1 2
IPE 240	30.7 240 120 5.2 98 15 39.1	220.4 191.4 M12 56 68	0.922 30.02	IPE 240	30.7 38.02	304.3 366.5	9.97 12.14	283.6 47.27	73.92 2.69	43.37 12.88	37.39 1 1	1 1 1 2	1 1 1 2
IPE 270	36.1 270 155 6.6 102 15 45.9	248.6 219.6 M16 72 72	1.041 28.06	IPE 270	36.1 57.90	428.9 484.0	11.23 22.14	419.9 62.20	96.95 3.02	44.57 15.94	70.56 1 1	1 1 1 2	1 1 1 2
IPE 300	42.2 300 150 7.1 107 15 53.6	278.6 208.6 M16 72 86	1.160 27.46	IPE 300	42.2 63.66	557.1 628.4	12.46 25.68	603.8 80.50	125.2 3.26	46.07 20.12	125.9 1 1	1 1 1 2	1 1 1 2
IPE 330	48.1 330 160 7.5 115 18 62.6	307 271 M16 78 96	1.254 25.53	IPE 330	48.1 117.70	713.1 804.3	13.71 30.81	788.1 96.52	153.7 3.55	51.59 26.15	199.1 1 1	1 1 1 2	1 1 1 2
IPE 360	57.1 360 170 8 127 18 72.7	334.6 288.6 M22 88	1.353 23.70	IPE 360	57.1 162.70	803.6 101.9	14.86 26.44	1043 122.8	191.1 3.79	54.46 37.32	313.6 1 1	1 1 1 2	1 1 1 2
IPE 400	68.3 400 180 8.8 135 21 84.5	373 331 M22 98 98	1.467 22.11	IPE 400	68.3 291.90	115.6 130.7	16.55 47.69	131.8 180.4	229.0 3.95	60.20 51.08	460.0 1 1	1 1 1 2	1 1 1 2
IPE 450	77.8 450 180 9.4 146 21 98.8	420.8 328.8 M24 100 102	1.605 20.69	IPE 450	77.8 337.40	150.0 170.2	18.46 50.85	167.6 176.4	216.4 4.12	63.20 66.87	791.0 1 1	1 1 1 2	1 1 1 2
IPE 500	90.7 500 200 10.2 16 21 116	493 426 M24 102 112	1.744 19.73	IPE 500	90.7 482.00	152.9 219.4	20.45 59.87	244.2 214.2	335.9 4.31	66.80 69.29	124.0 1 1	1 1 1 2	1 1 1 2
IPE 550	106 550 210 11.1 17.2 24 134	515.6 467.6 M24 110 122	1.877 17.78	IPE 550	106 671.20	244.1 278.7	22.35 72.34	269.6 254.1	400.5 4.45	73.62 123.2	186.4 1 1	1 1 1 2	1 1 1 2
IPE 600	122 600 220 12 19 24 156	514 514 M27 116 118	2.015 16.45	IPE 600	122 920.60	309.2 351.2	24.30 83.78	308.7 307.9	465.6 4.60	78.72 105.4	246.1 1 1	1 1 1 2	1 1 1 2

# UPN

Notations pages 205-209 / Bezeichnungen Seiten 205-209

Désignation Designation Bezeichnung	G kg/m	Valeurs statiques / Section properties / Statische Kennwerte														Classification				EN 1993-1-1: 2005			
		axe fort y-y strong axis y-y starke Achse y-y					axe faible z-z weak axis z-z schwache Achse z-z										Pure bending y-y		Pure compression				
		$I_y$ mm $^4$ $\times 10^4$	$W_{d,y}$ mm $^3$ $\times 10^3$	$W_{A,y}$ mm $^3$ $\times 10^3$	$i_y$ mm $\times 10^3$	$A_y$ mm $^2$ $\times 10^2$	$I_z$ mm $^4$ $\times 10^4$	$W_{d,z}$ mm $^3$ $\times 10^3$	$W_{A,z}$ mm $^3$ $\times 10^3$	$i_z$ mm $\times 10^3$	$s_c$ mm	$k_c$ mm $^4$ $\times 10^4$	$I_w$ mm $^4$ $\times 10^4$	$y_s$ mm $\times 10$	$y_m$ mm $\times 10$	S235	S355	S235	S355	EN 10025-2:2004	EN 10025-4:2004	EN 10225:2001	
UPN 50	5,59	26,4	10,6	13,1	1,92	2,77	9,12	3,75	6,78	1,13	16,7	1,12	0,03	1,37	2,47	1	1	1	1	✓			
UPN 65	7,09	57,5	17,7	21,7	2,52	3,68	14,1	5,07	9,38	1,25	18,0	1,61	0,08	1,42	2,60	1	1	1	1	✓			
UPN 80	8,64	106	26,5	32,3	3,10	4,90	19,4	6,36	11,9	1,33	19,4	2,20	0,18	1,45	2,67	1	1	1	1	✓			
UPN 100	10,6	206	41,2	49,0	3,91	6,46	29,3	8,49	16,2	1,47	20,3	2,81	0,41	1,55	2,93	1	1	1	1	✓			
UPN 120	13,4	364	60,7	72,6	4,62	8,80	43,2	11,1	21,2	1,59	22,2	4,15	0,90	1,60	3,03	1	1	1	1	✓			
UPN 140	16,0	605	86,4	103	5,45	10,4	62,7	14,8	28,3	1,75	23,9	5,68	1,80	1,75	3,37	1	1	1	1	✓			
UPN 160	18,8	925	116	138	6,21	12,6	85,3	18,3	35,2	1,89	25,3	7,39	3,26	1,84	3,56	1	1	1	1	✓			
UPN 180	22,0	1350	150	179	6,95	15,1	114	22,4	42,9	2,02	26,7	9,55	5,57	1,92	3,75	1	1	1	1	✓			
UPN 200	25,3	1910	191	228	7,70	17,7	148	27,0	51,8	2,14	28,1	11,9	9,07	2,01	3,94	1	1	1	1	✓			
UPN 220	29,4	2690	245	292	8,48	20,6	197	33,6	64,1	2,30	30,3	16,0	14,6	2,14	4,20	1	1	1	1	✓			
UPN 240	33,2	3600	300	358	9,22	23,7	248	39,6	75,7	2,42	31,7	19,7	22,1	2,23	4,39	1	1	1	1	✓			
UPN 260	37,9	4820	371	442	9,99	27,1	317	47,7	91,6	2,56	33,9	25,5	33,3	2,36	4,66	1	1	1	1	✓			
UPN 280	41,8	6280	448	532	10,9	29,3	399	57,2	109	2,74	35,6	31,0	48,5	2,53	5,02	1	1	1	1	✓			
UPN 300	46,2	8030	535	632	11,7	31,8	495	67,8	130	2,90	37,3	37,4	69,1	2,70	5,41	1	1	1	1	✓			
UPN 320	59,5	10870	679	826	12,1	47,1	597	80,6	152	2,81	43,0	66,7	96,1	2,60	4,82	1	1	1	1	✓			
UPN 350	60,6	12840	734	918	12,9	50,8	570	75,0	143	2,72	40,7	61,2	114	2,40	4,45	1	1	1	1	✓			
UPN 380	63,1	15760	829	1010	14,0	53,2	615	78,7	148	2,77	40,3	59,1	146	2,38	4,58	1	1	1	1	✓			
UPN 400	71,8	20350	1020	1240	14,9	58,6	846	102	190	3,04	44,0	81,6	221	2,65	5,11	1	1	1	1	✓			



Notations pages 205-209 / Bezeichnungen Seiten 205-209

Désignation Designation Bezeichnung	Valeurs statiques / Section properties / Statische Kennwerte										Classification	
	axe y-y / axe z-z axis y-y / axis z-z Achse y-y / Achse z-z				axe u-u axis u-u Achse u-u			axe v-v axis v-v Achse v-v			EN 1993-1-1: 2005	
	G kg/m	$I_y - I_z$ $\text{mm}^4$ $\times 10^4$	$W_{A,y} - W_{A,z}$ $\text{mm}^3$ $\times 10^4$	$i_y - i_z$ $\text{mm}$ $\times 10$	$I_u$ $\text{mm}^4$ $\times 10^4$	$I_v$ $\text{mm}^4$ $\times 10$	$I_u$ $\text{mm}^4$ $\times 10^4$	$I_v$ $\text{mm}^4$ $\times 10$	$I_p$ $\text{mm}^4$ $\times 10^4$	S235	S355	Pure compression
L 20x20x3	0,879	0,388	0,276	0,589	0,614	0,740	0,162	0,380	-0,226	1	1	✓
L 25x25x3	1,11	0,796	0,448	0,749	1,26	0,944	0,329	0,481	-0,467	1	1	✓
L 25x25x4	1,45	1,01	0,582	0,740	1,60	0,930	0,425	0,479	-0,587	1	1	✓
L 30x30x3	1,36	1,40	0,649	0,899	2,23	1,13	0,579	0,578	-0,825	1	2	✓
L 30x30x4	1,78	1,80	0,850	0,892	2,86	1,12	0,749	0,575	-1,05	1	1	✓
L 35x35x4	2,09	2,95	1,18	1,05	4,69	1,33	1,22	0,68	-1,73	1	1	✓
L 40x40x4	2,42	4,47	1,55	1,21	7,10	1,52	1,84	0,77	-2,63	1	2	✓
L 40x40x5	2,97	5,43	1,91	1,20	8,61	1,51	2,25	0,77	-3,18	1	1	✓
L 45x45x4	2,74	6,43	1,97	1,36	10,21	1,71	2,65	0,87	-3,78	1	3	✓
L 45x45x4,5	3,06	7,15	2,20	1,35	11,35	1,71	2,95	0,87	-4,20	1	2	✓
L 45x45x5	3,38	7,84	2,43	1,35	12,45	1,70	3,24	0,87	-4,60	1	1	✓
L 50x50x4	3,06	8,97	2,46	1,52	14,25	1,91	3,70	0,97	-5,28	2	3	✓
L 50x50x5	3,77	10,96	3,05	1,51	17,41	1,90	4,52	0,97	-6,45	1	2	✓
L 50x50x6	4,47	12,84	3,61	1,50	20,37	1,89	5,31	0,97	-7,53	1	1	✓
L 50x50x7	5,15	14,61	4,16	1,49	23,14	1,88	6,09	0,96	-8,52	1	1	✓
L 55x55x5	4,18	14,71	3,70	1,66	23,37	2,10	6,06	1,07	-8,66	1	3	✓
L 55x55x6	4,95	17,29	4,39	1,66	27,44	2,09	7,13	1,06	-10,16	1	1	✓
L 60x60x4	3,70	15,78	3,58	1,83	25,04	2,31	6,51	1,18	-9,26	3	3	✓
L 60x60x5	4,57	19,37	4,45	1,82	30,77	2,30	7,97	1,17	-11,40	2	3	✓
L 60x60x6	5,42	22,79	5,29	1,82	36,20	2,29	9,38	1,17	-13,41	1	2	✓
L 60x60x8	7,09	29,15	6,89	1,80	46,19	2,26	12,11	1,16	-17,04	1	1	✓
L 65x65x6	5,91	29,19	6,21	1,97	46,36	2,48	12,01	1,26	-17,17	1	3	✓
L 65x65x7	6,83	33,43	7,18	1,96	53,08	2,47	13,78	1,26	-19,65	1	1	✓
L 65x65x8	7,73	37,49	8,13	1,95	59,46	2,46	15,52	1,26	-21,97	1	1	✓



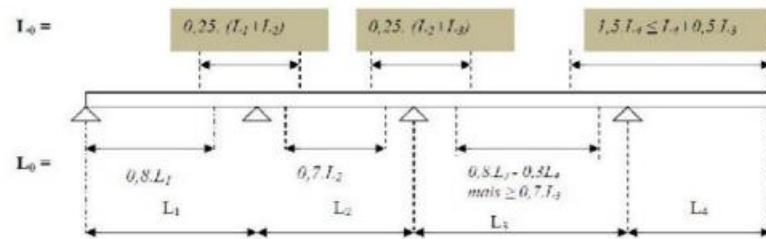
Notations pages 205-209 / Bezeichnungen Seiten 205-209

Désignation Designation Bezeichnung	Valeurs statiques / Section properties / Statische Kennwerte									Classification		
	axe y-y / axe z-z Achse y-y / Achse z-z			axe u-u Achse u-u			axe v-v Achse v-v			EN 1993-1-1: 2005		
	G kg/m	$I_y - I_z$ $\text{mm}^4 \times 10^4$	$W_{y,y} - W_{z,z}$ $\text{mm}^4 \times 10^4$	$i_y - i_z$ $\text{mm} \times 10$	$I_u$ $\text{mm}^4 \times 10^4$	$i_u$ $\text{mm} \times 10$	$I_v$ $\text{mm}^4 \times 10^4$	$i_v$ $\text{mm} \times 10$	$I_w$ $\text{mm}^4 \times 10^4$	S235	S355	Pure compression
L 70 x 70 x 6	6,38	36,88	7,27	2,13	58,60	2,69	15,16	1,37	-21,72	2	3	✓
L 70 x 70 x 7	7,38	42,30	8,41	2,12	67,19	2,67	17,41	1,36	-24,89	1	2	✓
L 70 x 70 x 8	8,37	47,27	9,46	2,10	75,01	2,65	19,52	1,35	-27,75	1	1	✓
L 70 x 70 x 9	9,32	52,47	10,60	2,10	83,18	2,65	21,76	1,35	-30,71	1	1	✓
L 75x75x4	4,65	31,43	5,67	2,30	49,85	2,90	13,01	1,48	-18,42	4	4	✓
L 75x75x5	5,76	38,77	7,06	2,30	61,59	2,90	15,96	1,47	-22,82	3	3	✓
L 75 x 75 x 6	6,85	45,83	8,41	2,29	72,84	2,89	18,82	1,47	-27,01	2	3	✓
L 75x75x7	7,93	52,61	9,74	2,28	83,60	2,88	21,62	1,46	-30,99	1	3	✓
L 75 x 75 x 8	8,99	59,13	11,03	2,27	93,91	2,86	24,35	1,46	-34,78	1	1	✓
L 75x75x10	11,1	71,43	13,52	2,25	113,2	2,83	29,68	1,45	-41,75	1	1	✓
L 80 x 80 x 5	6,17	47,14	8,02	2,45	74,83	3,09	19,45	1,57	-27,69	3	4	✓
L 80 x 80 x 6	7,34	55,82	9,57	2,44	88,69	3,08	22,96	1,57	-32,87	3	3	✓
L 80 x 80 x 7	8,49	64,19	11,09	2,44	102,0	3,07	26,38	1,56	-37,81	1	3	✓
L 80 x 80 x 8	9,63	72,25	12,58	2,43	114,8	3,06	29,72	1,56	-42,52	1	2	✓
L 80 x 80 x 10	11,9	87,50	15,45	2,41	138,8	3,03	36,24	1,55	-51,27	1	1	✓
L 90 x 90 x 6	8,28	80,72	12,26	2,77	128,3	3,49	33,16	1,77	-47,57	3	4	✓
L 90 x 90 x 7	9,61	92,55	14,13	2,75	147,1	3,47	38,03	1,76	-54,52	3	3	✓
L 90 x 90 x 8	10,9	104,4	16,05	2,74	165,9	3,46	42,89	1,76	-61,50	1	3	✓
L 90 x 90 x 9	12,2	115,8	17,93	2,73	184,0	3,44	47,65	1,75	-68,19	1	2	✓
L 90 x 90 x 10	13,4	126,9	19,77	2,72	201,5	3,43	52,33	1,75	-74,59	1	1	✓
L 90 x 90 x 11	14,7	137,6	21,57	2,71	218,3	3,42	56,94	1,74	-80,70	1	1	✓
L100 x 100 x 6	9,26	111,1	15,09	3,07	176,3	3,87	45,80	1,97	-65,25	3	4	✓
L100 x 100 x 7	10,7	128,2	17,54	3,06	203,7	3,86	52,72	1,96	-75,48	3	3	✓
L100 x 100 x 8	12,2	144,8	19,94	3,06	230,2	3,85	59,49	1,96	-85,35	2	3	✓
L100 x 100 x 10	15,0	176,7	24,62	3,04	280,7	3,83	72,66	1,95	-104,0	1	2	✓
L100 x 100 x 12	17,8	206,7	29,12	3,02	327,9	3,80	85,44	1,94	-121,3	1	1	✓
L110 x 110 x 8	13,4	195,3	24,37	3,38	310,5	4,26	80,11	2,16	-115,2	3	3	✓
L110 x 110 x 10	16,6	238,0	29,99	3,35	378,2	4,23	97,74	2,15	-140,2	1	3	✓
L110 x 110 x 12	19,7	279,1	35,54	3,33	443,2	4,20	115,0	2,14	-164,1	1	1	✓

**Valeur de  $\chi$  en fonction de  $\bar{\lambda}$**

$\bar{\lambda}$	Coefficients de réduction			
	a	b	c	d
0,2	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,3	0,9775	0,9641	0,9491	0,9235
0,4	0,9528	0,9261	0,8973	0,8504
0,5	0,9243	0,8842	0,8430	0,7793
0,6	0,8900	0,8371	0,7854	0,7100
0,7	0,8477	0,7837	0,7247	0,6431
0,8	0,7957	0,7245	0,6622	0,5797
0,9	0,7339	0,6612	0,5998	0,5208
1,0	0,6656	0,5970	0,5399	0,4671
1,1	0,5960	0,5352	0,4842	0,4189
1,2	0,5300	0,4781	0,4338	0,3762
1,3	0,4703	0,4269	0,3888	0,3385
1,4	0,4179	0,3817	0,3492	0,3055
1,5	0,3724	0,3422	0,3145	0,2766
1,6	0,3332	0,3079	0,2842	0,2512
1,7	0,2994	0,2781	0,2577	0,2289
1,8	0,2702	0,2521	0,2345	0,2093
1,9	0,2449	0,2294	0,2141	0,1920
2,0	0,2229	0,2095	0,1962	0,1766
2,1	0,2036	0,1920	0,1803	0,1630
2,2	0,1867	0,1765	0,1662	0,1508
2,3	0,1717	0,1628	0,1537	0,1399
2,4	0,1585	0,1506	0,1425	0,1302
2,5	0,1467	0,1397	0,1325	0,1214
2,6	0,1362	0,1299	0,1234	0,1134
2,7	0,1267	0,1211	0,1153	0,1062
2,8	0,1182	0,1132	0,1079	0,0997
2,9	0,1105	0,1060	0,1012	0,0937
3,0	0,1036	0,0994	0,0951	0,0882

Travées équivalentes pour le calcul de la largeur participante de la dalle



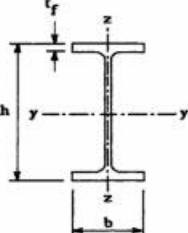
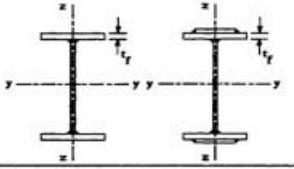
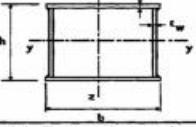
**ANNEXE 02**

Tableau de section d'armature

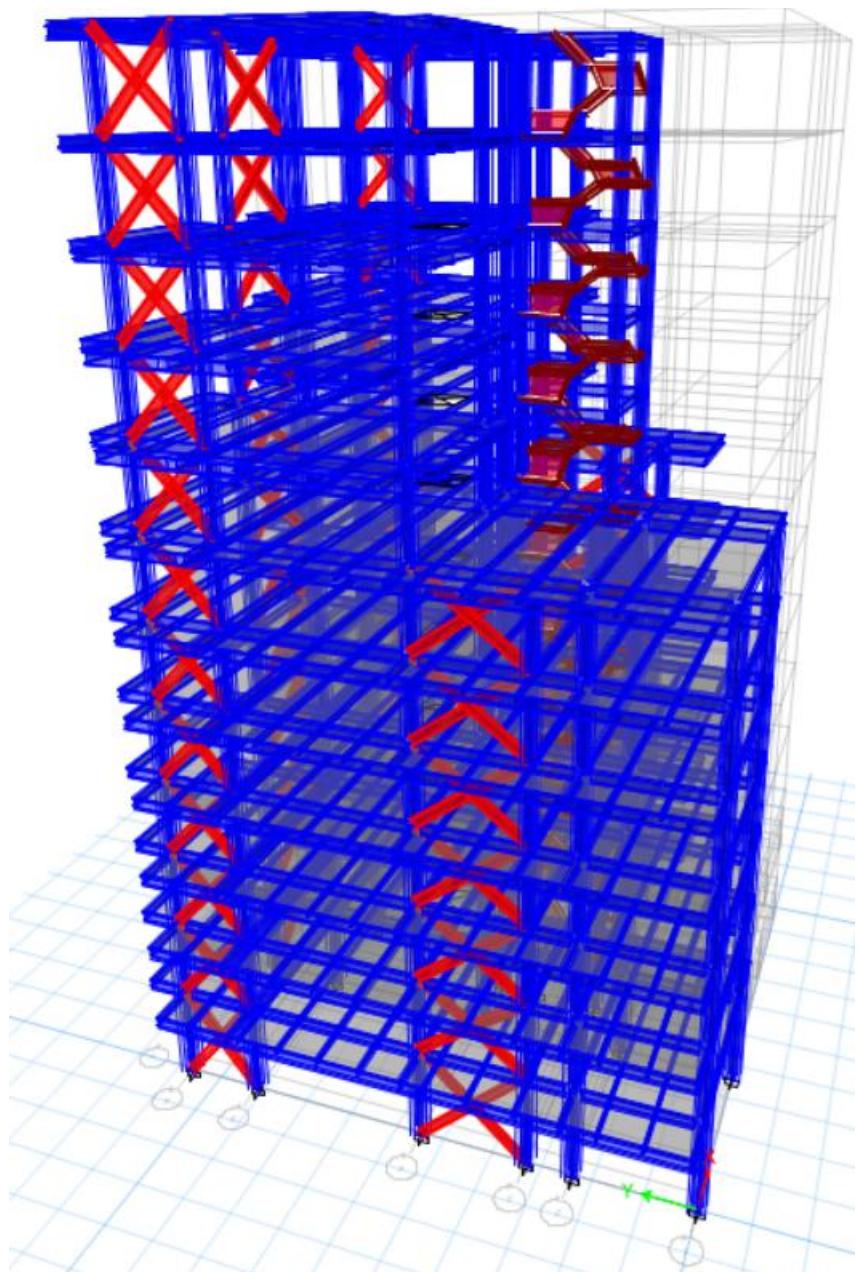
Section en cm<sup>2</sup> de N armatures de diamètre  $\Phi$  (mm)

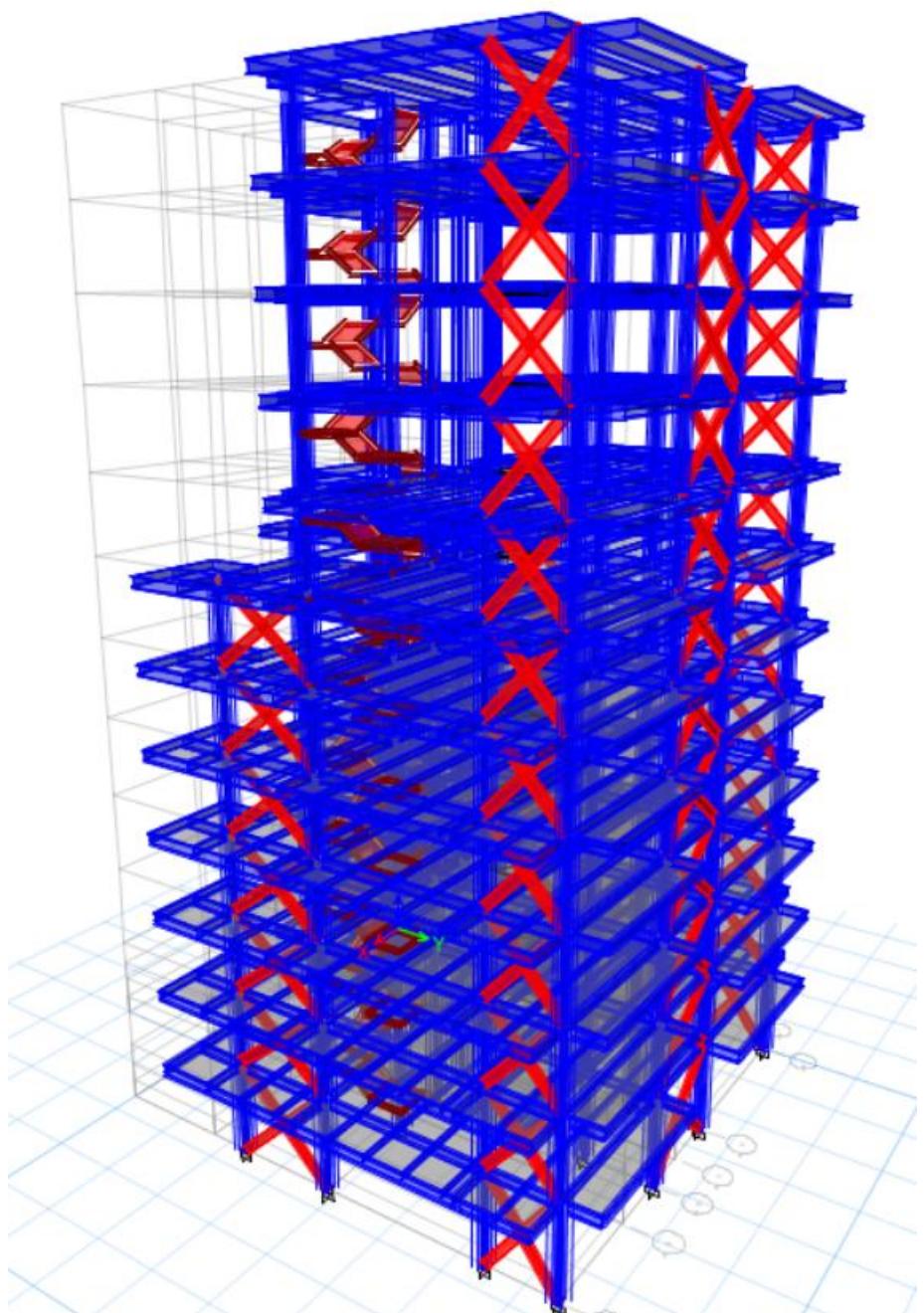
$\Phi$ (mm)	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,20	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,7
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,64	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,72	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,53
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,10
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,66
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,80
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,38	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,20
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33

Tableau 5.5.3 Choix de la courbe de flambement correspondant à une section

Type de Section	limites	axe de flambement	courbe de flambement
<b>Sections en I laminées</b> 	$h / b > 1,2 : t_f \leq 40 \text{ mm}$ $40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm}$ $h / b \leq 1,2 : t_f \leq 100 \text{ mm}$ $t_f > 100 \text{ mm}$	$y - y$ $z - z$ $y - y$ $z - z$ $y - y$ $z - z$	a b b c b c d d
<b>Sections en I soudées</b> 	$t_f \leq 40 \text{ mm}$ $t_f > 40 \text{ mm}$	$y - y$ $z - z$ $y - y$ $z - z$	b c c d
<b>Sections creuses</b> 	laminées à chaud formées à froid - en utilisant $f_{yb}^*$ ) formées à froid - en utilisant $f_{ya}^*$ )	quel qu'il soit quel qu'il soit quel qu'il soit	a b c
<b>Caissons soudés</b> 	d'une manière générale (sauf ci-dessous) Soudures épaisses et $b / t_f < 30$ $h / t_w < 30$	quel qu'il soit y - y z - z	b c c
<b>Sections en U, L, T et sections pleines</b> 		quel qu'il soit	c

\* Voir 5.5.1.4 (4) et figure 5.5.2





## **VII-CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS :**

- ✓ En se basant sur les DTR BC 2.48, BC 2.331 et BC 2.32 ;
- ✓ En se basant sur l'essai SPT ;
- ✓ En se basant sur l'essai au pénétromètre dynamique ;
- ✓ En se basant sur les essais au laboratoire ;
- ✓ Et selon les recommandations du document DTU 13.12 relatif aux règles de calcul des fondations superficielles, on peut conclure sur ce qui suit :

### **1. Couche d'assise et profondeur d'enrage :**

L'assiette réservée au projet comporte un sol meuble classé en site S3, Nous vous recommandons un ancrage à partir de **2,50m** par rapport à la cote du terrain naturel et le sol formant la couche d'assise, est caractérisé par une **Argile Sableuse Marneuse rougeâtre**.

### **2. Données caractérisant la couche d'assise :**

La contrainte de la couche d'assise recommandée est évalué à **Q adm=1.70bars**, l'angle de frottement est de  **$\phi = 19.80^\circ$**  et la cohésion **C = 1.10 bars**.

La contrainte de consolidation est de  **$\sigma_c=1.71\text{Bars}$**

La couche d'assise ne présente pas un risque d'agressivité.

### **3. Recommandations :**

Vu les résultats de l'étude de sol du projet construction d'une promotion immobilière de 73 logs en **R+7 et R+9** avec un **entre sol**, locaux commerciaux et parking nous vous recommandant des fondations superficielle tel que radier, dimensionner selon les données énumérer dans ce rapport et respectant au minimum la profondeur d'enrage de **2.50m**, par rapport à la cote du terrain naturelle.

Des dispositions sont toutefois nécessaires pour préserver la stabilité du site, à savoir :

- Il est préférable d'éviter les terrassements en période pluviale.
- Toutes les eaux de ruissellement doivent être évacuées vers le réseau d'assainissement ;

- Il est préférable d'éviter les terrassements en période pluviale.
- Toutes les eaux de ruissellement doivent être évacuées vers le réseau d'assainissement ;
- Ne tolérer aucune stagnation des eaux en tête et au pied des talus ;
- Prévoir un drainage périphérique adéquat pour éviter l'accumulation et la stagnation des eaux de ruissellement à la périphérie des fondations.
- L'ouverture des fonds de fouilles implique la pose du Bp dans les meilleurs délais, car une couche d'assise imbibée d'eau est déstabilisée.
- Toute poche de remblais ou formations altérés, rencontrées lors des terrassements devra être purgée et remplacée par du grand béton.

LCQ52BAkbou |

8

PROJET : CONSTRUCTION D'UNE PROMOTION IMMOBILIÈRE DE 73 LOGS EN R+7 ET R+9 AVEC UN ENTRE SOL, LOCAUX COMMERCIAUX ET PARKING.

07 novembre 2017

- Finalement, il appartient au bureau d'étude technique et de suivi de tracer un schéma d'exécution des travaux d'infrastructure garantissant la stabilité du projet et de l'assiette du terrain.

**NB :** Selon les recommandations du (CGS 2003), la région est classée en zone de sismicité moyenne (IIa), il y a donc lieu de prendre en compte la sismicité de cette région dans le calcul.

#### Le Responsable d'Essai



SOUIDGHAGHEN  
Ayad

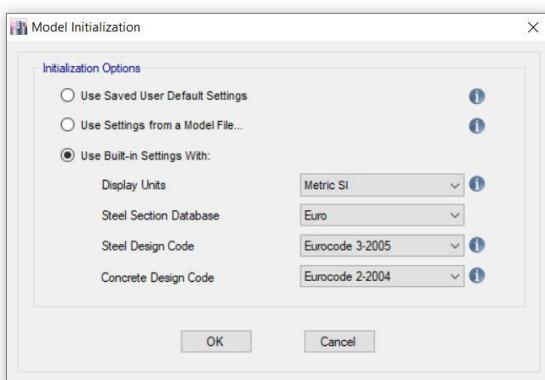
# MODÉLISATION SOUS ETABS

Cette partie présente de manière détaillée les différentes étapes de la modélisation d'un bâtiment à l'aide du logiciel **ETABS**. L'objectif est d'illustrer la démarche générale suivie, depuis la création du modèle jusqu'à l'exploitation des résultats.

## Étapes générales de modélisation

### Configuration du projet

Ouvrir ETABS 2017, créer un nouveau modèle et définir l'unité (ex : kN, m).



Définir les étages (Niveaux) et hauteurs d'étage conformément aux plans architecturaux.

Créer la grille (axes X et Y) pour correspondre aux fichiers plans.

### Définition des matériaux

Créer les matériaux béton et acier avec leurs propriétés (E, v, masse volumique, résistance). Cette étape s'effectue grâce à l'option : define → material → add new material

Exemple des matériaux : béton [C25/30], acier [S275/S355]

Définir le comportement (linéaire élastique pour l'analyse modale ; non-linéaire si vérifications poussées).

### Sections et propriétés d'éléments

Définir sections de poutres et poteaux (rectangulaires/circulaires ou sections acier).

Définir épaisseurs et types de dalle/ contreventement. Pour éléments mixtes (poutres mixtes), indiquer les paramètres de composite si utilisés.

Cette étape s'effectue grâce à l'option : define → section properties → frame section → add new properties

## Géométrie et importation des plans

Importer ou tracer le plan d'étage pour caler les axes.

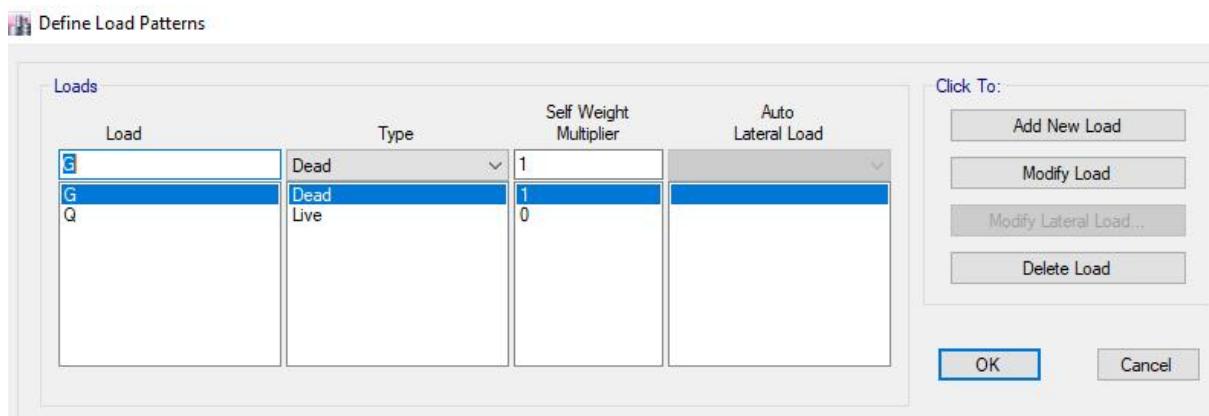
Modéliser les poutres, poteaux, dalles et contreventement (éléments surface) selon la géométrie réelle. Prévoir ouvertures d'escalier, noyaux ascenseurs.

## Définition des charges

Créer les patterns de charge : poids propre (D), charges permanentes (G), charges d'exploitation (Q), neige, vent, sismique, etc.

Appliquer les charges surfaciques sur dalles, charges linéaires sur poutres et charges ponctuelles si nécessaire. Et aussi les charge sur escalier et contreventement.

Cette étape s'effectue grâce à l'option : define → load pattern → add new load

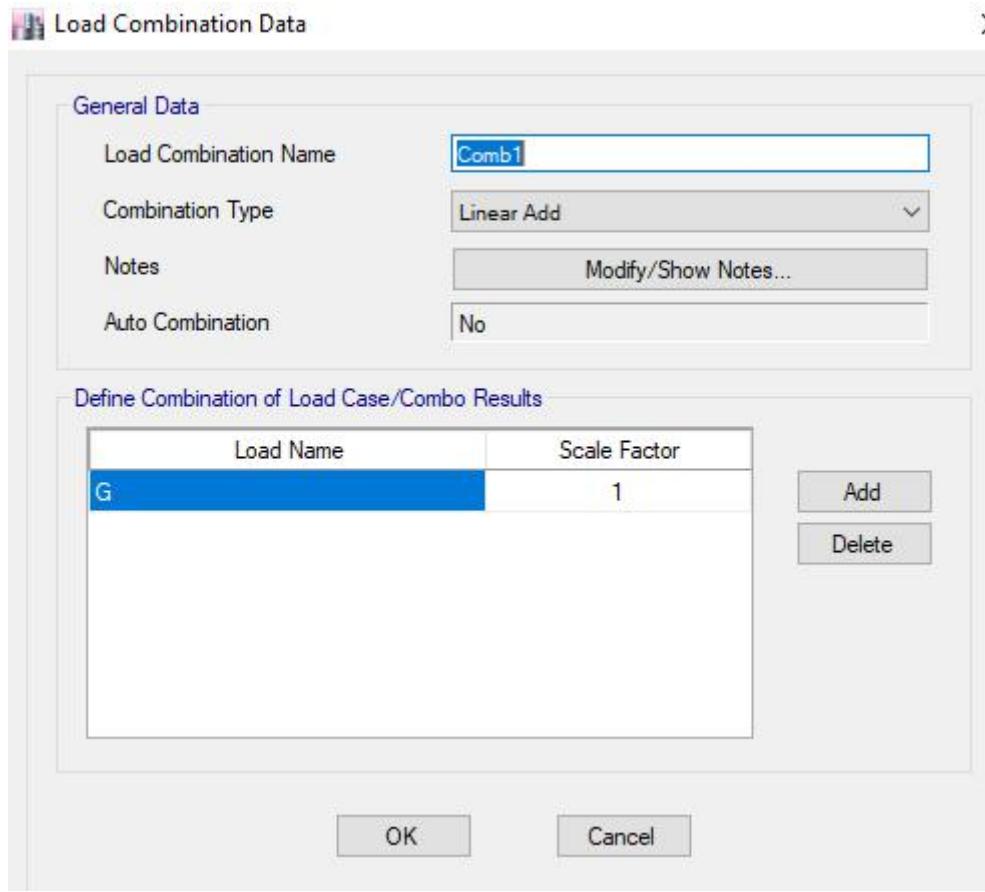


## Combinaisons de charges

Générer combinaisons ELS et ULS (combinaisons favorables/défavorables) conformément au code appliqué.

Créer combinaisons dynamiques pour l'action sismique.

Cette étape s'effectue grâce à l'option : define → load combinations → add new combo



## Soutènements et appuis

Modéliser les appuis de fondation (encastrements, appuis élastiques/raideur d'appui si étude sol réalisée).

Cette étape s'effectue grâce à l'option : assign → joint → restraints joint

## Masse et affectation de la masse sismique

Vérifier que la masse distribuée correspond au poids propre + charges permanentes supplémentaires.

Définir la source de masse en masses si nécessaire.

## Diaphragmes et liaisons

Assigner diaphragmes rigides pour chaque plancher afin de distribuer les charges horizontales.  
Vérifier les connexions poutre-dalle et poteau-dalle.

Cette étape s'effectue grâce à l'option : define → diaphragmes → add new diaphragme

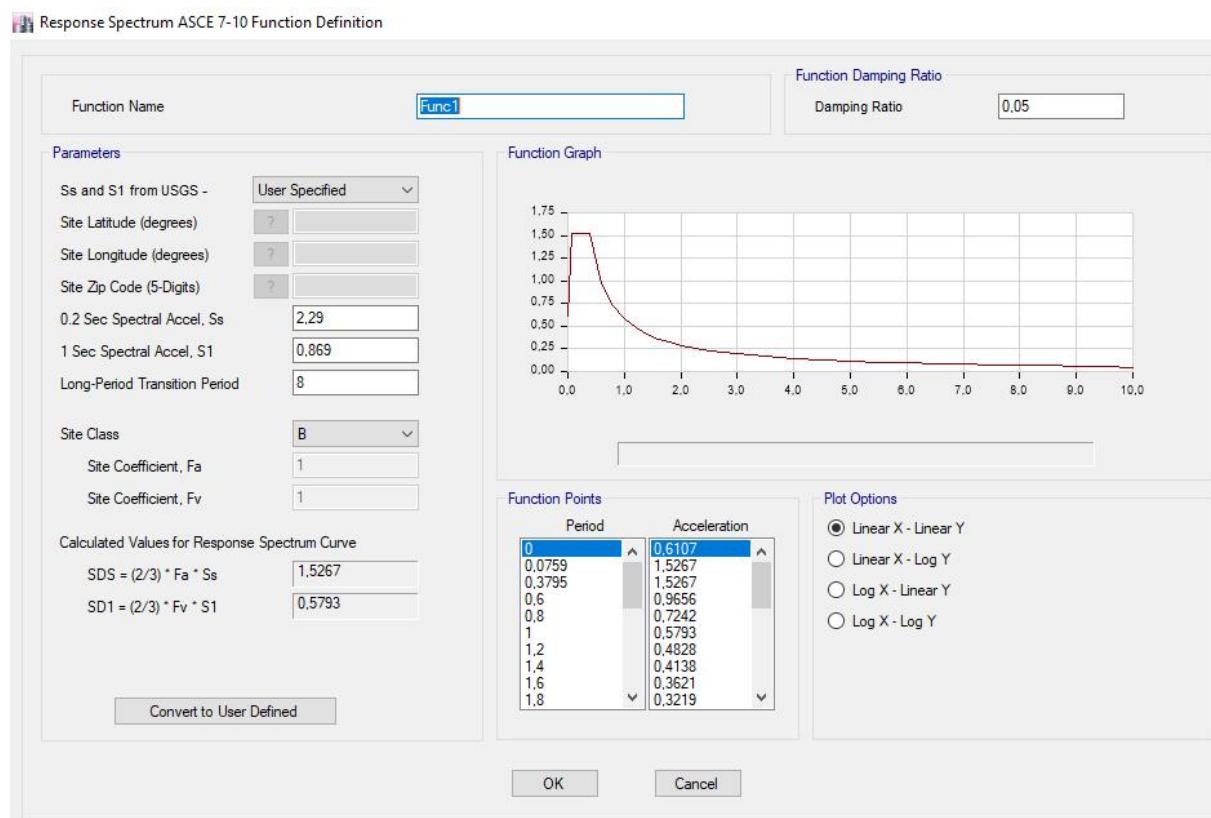
## Analyse dynamique (sismique)

Effectuer l'analyse modale ; retenir un nombre de modes nécessaires pour atteindre une participation massique suffisante (ex :  $\geq 85\text{--}90\%$ ).

Lancer l'analyse par spectre de réponse (Response Spectrum).

Inclure effets de torsion accidentelle. Considérer l'effet P- $\Delta$  (second order) si nécessaire.

Cette étape s'effectue grâce à l'option : define → functions → response spectrums → add new functions



## Vérification des résultats

Contrôler la participation massique, formes modales, déplacement global et déplacements latéraux, cisaillement au pied, moments et efforts.

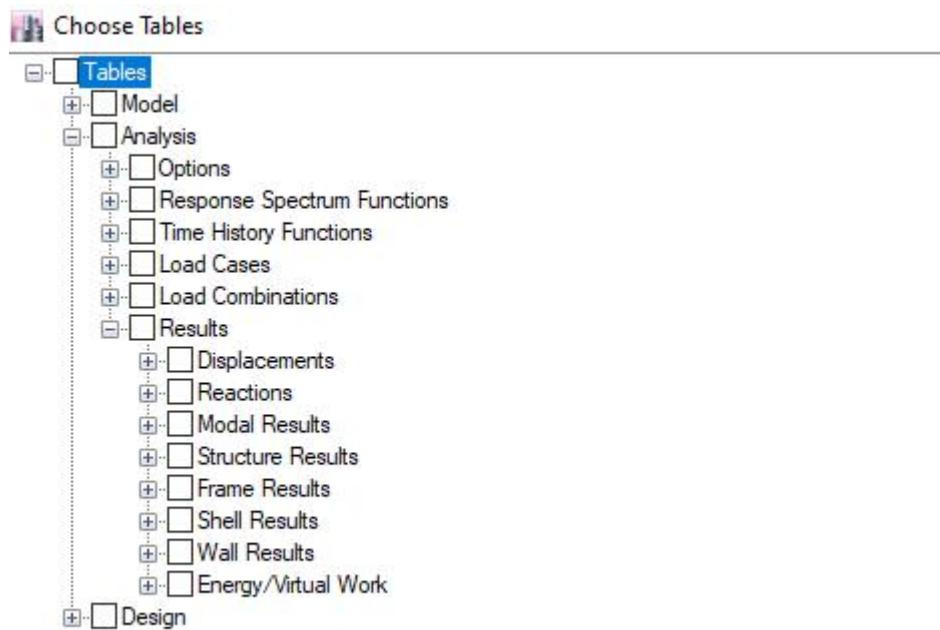
Vérifier les dérives inter- étages comparés aux limites admissibles (ELS/ULS).

## Conception et vérification des éléments

Pour le béton : extraire efforts (Moments, Axial, Cisaillement) par poteau/ contreventement /poutre et dimensionner/contrôler (armatures) selon la méthode choisie. Pour l'acier : vérifier le dimensionnement des sections acier et les assemblages si réalisés.

On faire l'analyse après on extrait les résultats.

Cette étape s'effectue grâce à l'option : display → show tables → analysis → results



Tester la sensibilité du modèle aux hypothèses principales : rigidité des dalles (diaphragme rigide vs souple), disposition des contreventements, appuis.

Comparer résultats (déplacements, effort de base, répartition des efforts) pour justifier les choix des éléments.

L'extraction des résultats a été effectuée à partir du module (Display → Show Tables), qui permet de générer l'ensemble des données numériques relatives aux déplacements, efforts internes, réactions d'appuis et contraintes. Ces résultats ont ensuite été sélectionnés et comparés avec les éléments retenus pour l'étude (poutres, poteaux, contreventement et dalles même pour les assemblage et fondation), afin de vérifier leur conformité vis-à-vis des hypothèses de conception et des prescriptions réglementaires.

## Bibliographie

- D.T.R.B.C.2.2 Charges permanentes et charges d'exploitations.
- Euro-code 4- Calcul des structures mixtes acier-béton et Document d'Application Nationale.
- DTR-BC 2.44 Règles de conception et de calcul des structures en acier
- Règles de calcul des fondations superficielle (DTR-BC 2.3.3.1).
- Le règlement parasismique algérien (RPA99 version 2024).
- Béton armé aux Etats Limites (BAEL91).
- BENYESSAD.Djamel : cours construction mixte (acier-béton).
- BENYESSAD.Djamel : Conception et calcul des Assemblages.
- H.CHIKH AMER, cours de calcul des structures en béton armé.
- B. BANOUNE, cours de construction métalliques 3ème année Master.
- TAHAKOURT, cours de Béton Armé 3ème année licence.
- Anciens mémoires.

## Liste des indices utilisés

A : Section brute d'une pièce

Anet : Section nette d'une pièce

Aw : Section de l'âme

Ap : Surface portante

As : Aire de la Section résistante a la traction du boulon

E : Module d'élasticité longitudinale

F : Force en générale

Fp : Force de calcul précontrainte

Fs : Résistance d'un boulon au glissement

Ft.rd : Résistance d'un boulon en traction

Fb.rd : Résistance a la pression diamétrale

G : La charge permanent

I : Moment d'inertie

Kc : Coefficient de Rigidité poteaux

Kij : Coefficients de Rigidités des poutres

Ky, z : Coefficient de flambement-flexion

L : Longueur

Msd : Moment fléchissant

Mrd : Moment résistant par unité de longueur dans la plaque d'assise

Mpl : Moment plastique

Mcrit : Moment critique

Nsd : effort normal

Ntsd : effort normal de traction

Ncsd : effort normal de compression

Npl : effort normal plastique

Nu : effort normal ultime

Nj : Force d'adhérence avec le béton

Q : charge d'exploitation

W<sub>pl</sub> : Module de résistance plastique

W<sub>el</sub> : Module de résistance élastique

### **Minuscules latines**

b: Largeur de l'âme

b<sub>eff</sub> : Largeur efficace

c<sub>i</sub> : Coefficients

d : entraxe

d<sub>0</sub> : diamètre de perçage des trous de boulon

f : flèche d'une poutre

f<sub>y</sub> : Limite d'élasticité d'un acier

f<sub>yb</sub> : Limite d'élasticité d'un boulon

f<sub>u</sub> : Contrainte de rupture d'une pièce

f<sub>ub</sub> : Contrainte de rupture d'un boulon

f<sub>ck</sub> : résistance caractéristique en compression sur cylindre du béton

f<sub>j</sub> : résistance de contacte de la liaison

f<sub>cd</sub> : valeur de calcul de la résistance en compression sur cylindre du béton de fondation

h : hauteur

i : Rayon de giration

k,w : Facteur de langueur

## Résumé

Ce mémoire porte sur l'étude d'un bâtiment à usage résidentiel de type R+11 avec un sous-sol, conçu en construction mixte acier-béton. L'objectif principal est d'évaluer les performances structurelles et économiques de ce type de solution mixte, qui combine les qualités mécaniques de l'acier et la rigidité du béton. Le travail comprend la modélisation de la structure à l'aide d'un logiciel de calcul, l'analyse des sollicitations, le dimensionnement des éléments porteurs et la vérification de la stabilité globale du bâtiment. Les résultats obtenus montrent que la construction mixte permet d'optimiser les sections, de réduire le poids propre de la structure et d'accélérer les délais d'exécution, tout en respectant les exigences normatives. Ce type de construction représente donc une solution technique fiable et avantageuse pour les bâtiments de grande hauteur.

---

## Summary

This thesis focuses on the study of a residential building with 11 floors and a basement, designed using a composite steel-concrete construction. The main goal is to evaluate the structural and economic performance of this mixed approach, which combines the mechanical strength of steel with the rigidity of concrete. The work includes structural modeling using design software, load analysis, sizing of load-bearing elements, and verification of the building's overall stability. The results demonstrate that composite construction helps optimize sections, reduce the structure's self-weight, and shorten execution time, all while meeting regulatory requirements. This type of structure offers a reliable and efficient solution for high-rise buildings.

---

## الملخص

يركز هذا البحث على دراسة مبني سكني مكون من أحد عشر طابقًا تحت الأرض، باستخدام نظام إنشائي مختلط يجمع بين الفولاذ والخرسانة. الهدف الرئيسي هو تقييم الأداء الإنساني والاقتصادي لهذا النوع من البناء الذي يدمج بين مقاومة الفولاذ الميكانيكية وصلابة الخرسانة. يشمل العمل نمذجة الهيكل باستخدام برامج تصميم، وتحليل الأحمال، وتصميم العناصر الحاملة، والتحقق من استقرار المبني العام. أظهرت النتائج أن البناء المختلط يساهم في تحسين مقاطع العناصر، وتقليل الوزن الذاتي للهيكل، وتسريع مدة التنفيذ، مع احترام المعايير المعتمدة. وبالتالي، يمثل هذا النظام حلًّا فعالًّا وموثوقًا للبنيات ذات الطوابق المتعددة.