



جامعة بجاية
Tasdawit n Bgayet
Université de Béjaïa

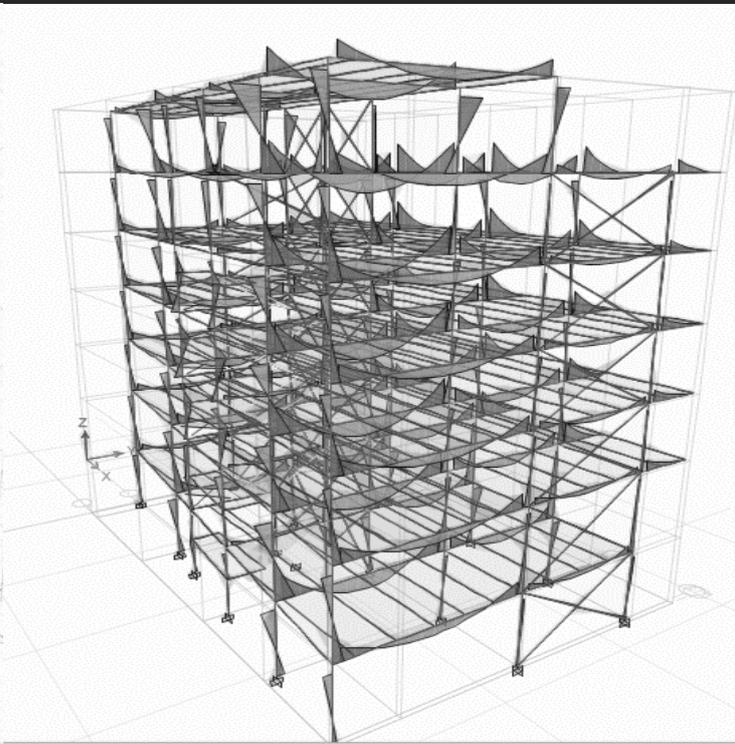
République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université A. MIRA-Bejaia
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil

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+5+Entre-sol en construction mixte (Acier+Béton)



Réalisé par :

Amari Gouraya

Benmakhlouf Tedj-Eddine

Encadré par :

Mr Benyessad Djamel

Soutenu le 02 /07/2024 devant le jury composé de :

Mr L .Guechari
Mr L Ramdani

Président
Examineur

2023-2024

Remerciements

Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à toutes les personnes qui ont contribué à la réalisation de ce mémoire.

Tout d'abord, nous remercions sincèrement Mr Benyessad Djamel, notre Encadrant, pour son soutien constant, ses précieux conseils et son expertise qui ont grandement enrichi ce travail. Sa disponibilité et son engagement ont été essentiels à chaque étape de ce projet.

Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à nos anciens professeurs, en partie à Mr guechari dont les enseignements et les conseils ont été d'une valeur inestimable tout au long de notre parcours académique.

Nous souhaitons également adresser nos remerciements à l'ingénieur Laarbi pour ses conseils qui ont été d'une aide précieuse pour surmonter les défis rencontrés et pour approfondir nos connaissances dans ce domaine.

Nos remerciements vont également à nos familles et à nos amis pour leur soutien, leurs encouragements et leur compréhension tout au long de ce parcours.

Enfin, nous remercions tous ceux et celles qui, de près ou de loin, ont contribué à l'aboutissement de ce mémoire.

Dédicaces

Tout d'abord, je tiens à remercier DIEU De m'avoir donné la force et le courage de mener bien ce modeste travail.

Je tiens à dédier cet humble travail à mes chers parents, pour leur amour inconditionnel, leur patience et leurs encouragements constants.

À mes sœurs Faiza, Inès, Louise et mon petit frère Idhir, votre présence ont été une source de motivation et de réconfort.

À mon grand-père, pour votre sagesse, vos conseils précieux et votre inspiration. Votre soutien m'a toujours porté et vos histoires m'ont appris l'importance de la persévérance et du travail acharné.

À mes amis, belhak ,bouflioune ,tinhinane ,Hafid pour votre présence, votre amitié sincère et vos encouragements constants. Merci pour les moments de joie et de partage qui ont rendu ce voyage plus agréable et mémorable.

À mon binôme, tedjou , pour ta collaboration, ton soutien et ton travail acharné. Ensemble, nous avons surmonté de nombreux défis et atteint nos objectifs. Merci pour ton dévouement et ton amitié.

À tous ceux qui ont cru en moi et m'ont soutenu de près ou de loin, je vous exprime ma plus profonde gratitude. Votre présence et votre soutien ont été essentiels à la réalisation de ce travail.

Gouraya

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à tous mes proches, en particulier à ma mère, qui a consacré sa vie à faire passer notre bonheur avant le sien. Ce travail est un humble témoignage de sa dévotion et de son amour inconditionnel.

À mon père, Merci pour ton soutien et pour m'avoir permis de poursuivre mes études sans jamais manquer de rien.

À mon petit frère Jawad et à ma petite sœur Maya, Vous êtes ma fierté et ma source de motivation au quotidien.

À mes amis Rayan et Cherif, merci pour votre présence et votre soutien indéfectible. A nos innombrables fous rires, a notre amitié.

À la mémoire de mon ami Sofiane, dont le souvenir restera à jamais gravé dans mon cœur, Tu resteras une de mes sources d'inspiration pour ta bonté, ta joie de vivre et parce que tu n'as jamais baissé les bras.

A ma superbe binôme Gouraya sans qui ce travail n'aurait jamais vu le jour .

Ce travail est le fruit de votre amour, de votre soutien et de votre encouragement. Je vous suis infiniment reconnaissant

Tedj

Table des matières

<u>I.</u>	<u>CHAPITRE I: PRESENTATION DE L'OUVRAGE</u>	1
<u>I.1</u>	<u>Présentation de l'ouvrage</u>	1
<u>I.2</u>	<u>caractéristiques géométriques :</u>	2
<u>I.2.1</u>	<u>Caractéristiques géométriques</u>	2
<u>I.2.2</u>	<u>Donnée concernant le site</u>	2
<u>I.2.3</u>	<u>Règlements utilisés :</u>	3
<u>I.2.4</u>	<u>Logiciel utilisé</u>	3
<u>I.3</u>	<u>Eléments structuraux :</u>	3
<u>I.3.1</u>	<u>Les poteaux mixtes :</u>	4
<u>I.3.2</u>	<u>Le plancher mixte :</u>	4
<u>I.3.3</u>	<u>Les poutres mixtes :</u>	5
<u>I.3.4</u>	<u>Les escaliers :</u>	6
<u>I.3.4</u>	<u>Les assemblages</u>	6
<u>I.3.5</u>	<u>Le système de contreventement mixte</u>	7
<u>I.3.6</u>	<u>L'Acrotère</u>	8
<u>I.4</u>	<u>Matériaux utilisés</u>	8
<u>I.4.1</u>	<u>L'acier</u>	8
<u>I.4.2</u>	<u>Le béton</u>	9
<u>I.5</u>	<u>Combinaison d'actions :</u>	9
<u>I.6</u>	<u>Limites des flèches et des déplacements :</u>	9
<u>II.</u>	<u>CHAPITRE II : PREDIMENSIONNMENT DES ELEMENTS</u>	10
<u>II.1</u>	<u>Evaluation des charges :</u>	10
<u>II.1.1</u>	<u>Plancher courant :</u>	11
<u>II.1.2</u>	<u>Plancher terrasse</u>	11
<u>II.2</u>	<u>Prédimensionnements des solives :</u>	12
<u>II.2.1</u>	<u>Premier type de solive :</u>	12
<u>II.2.2</u>	<u>Deuxième Type de solive :</u>	14
<u>II.3</u>	<u>Prédimensionnement de La Poutre maitresse :</u>	15
<u>II.4</u>	<u>Prédimensionnement des balcons :</u>	18
<u>II.5</u>	<u>Prédimensionnement des Poteaux mixte :</u>	21
<u>II.5.1</u>	<u>Descente de charge :</u>	23

II.5.2	Loi de dégression de charge :	24
II.5.3	Vérification des conditions d'enrobage des poteaux mixtes :	25
III.	<u>CHAPITRE III : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES</u>	26
III.1	Etude des solives :	26
III.2	Etude des connecteurs :	31
III.3	Etude de l'escalier	31
III.3.1	Les composantes d'un escalier :	31
III.3.2	Etudes et dimensionnement des escaliers :	32
III.3.3	Calcul du limon	36
III.3.4	Dimensionnement de la poutre d'appui :	39
III.4	L'Acrotère :	43
III.4.1	Hypothèse de calcul :	43
III.4.2	Ferraillage de l'acrotère :	44
IV.	<u>CHAPITRE IV: ETUDE SISMIQUE</u>	51
IV.1	Méthode de calcul :	51
IV.2	La méthode statique équivalente :	51
IV.2.1	Estimation de la période fondamentale de la structure :	54
IV.3	La méthode d'analyse modale spectrale :	55
IV.3.1	Disposition des contreventements :	57
IV.3.2	Les modes de vibrations	57
IV.3.3	Vérification de la résultante des forces sismiques :	59
IV.3.4	Vérification de la période	59
IV.3.5	Périodes et taux de participation des masses modales	60
IV.3.6	Calcul des déplacements :	61
IV.3.7	Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ :	62
V.	<u>CHAPITRE V: ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX</u>	64
V.1	Etude de la poutre maitresse :	64
V.2	Etude des connecteurs :	73
V.3	Etude de la poutre de balcon :	74
V.4	Vérification des poteaux :	79
V.4.1	Méthode de calcul :	79
V.4.2	Vérification des conditions d'enrobage des poteaux mixtes :	80

V.4.3	<u>Vérification à la compression simple :</u>	81
V.4.4	<u>Vérification à la flexion composée</u>	84
V.5	<u>Vérification des contreventements :</u>	87
	<u>Les palées de stabilités :</u>	87
V.5.1	<u>Palées triangulées en X :</u>	87
V.5.2	<u>Palées triangulées en V inversé :</u>	90
VI.	<u>CHAPITRE VI : ETUDE DES ASSEMBLAGES</u>	91
VI.1	<u>Assemblage poutre – solive (IPE 300 – IPE 160)</u>	92
VI.2	<u>Assemblage des éléments de contreventement</u>	95
VI.3	<u>Assemblage poteau – poutre principale (HEB 340 – IPE 300) :</u>	98
VI.4	<u>Assemblage platine – poutre</u>	102
VI.5	<u>Assemblage pied de poteau</u>	104
VII.	<u>CHAPITRE VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE</u>	108
VII.1	<u>Choix du type des fondations :</u>	108
VII.2	<u>Etude des fondations :</u>	108
VII.2.1	<u>Semelle isolée :</u>	109
VII.2.2	<u>Semelles filantes</u>	110
VII.2.3	<u>Radier :</u>	111

Liste des figures

<i>Figure I.1 : Vue en plan et façade de la structure</i>	2
<i>Figure I.2 types de poteaux mixtes</i>	4
<i>Figure I.3 plancher mixte</i>	4
<i>Figure I.4 : types de poutres mixtes</i>	5
<i>Figure I.5 : connecteurs de type goujons</i>	5
<i>Figure I.6 schéma d'un escalier</i>	6
<i>Figure I.7 : assemblage boulonné</i>	6
<i>Figure I.8 : Assemblage soudé</i>	7
<i>Figure I.9 contreventement en X</i>	7
<i>Figure I.10 : exemple d'un acrotère</i>	8
<i>Figure II.1 : représentation des deux types de solives</i>	12
<i>Figure II.2 : Schéma représentatif de la disposition du premier type de solives</i>	12
<i>Figure II.3 schéma statique de la première solive</i>	13
<i>Figure II.4 : Schéma représentatif de la disposition du deuxième type des solives</i>	14
<i>Figure II.5 schéma statique de la solive du deuxième type</i>	14
<i>Figure II.6 dimensions choisis pour les deux solives</i>	15
<i>Figure II.7: représentation de la poutre maitresse</i>	15
<i>Figure II.8 schéma représentatif de la poutre maitresse</i>	16
<i>Figure II.9 schéma statique des charges repretent par la poutre maitresse</i>	16
<i>Figure II.10 dimensions choisis pour la poutre maitresse</i>	18
<i>Figure II.11: représentation de la poutre de balcon</i>	18
<i>Figure II.12 Schéma représentant la console du balcon</i>	18
<i>Figure II.13 schémas des charges repretent par la poutre de balcon</i>	19
<i>Figure II.14 dimensions choisis pour la poutre du balcon</i>	20
<i>Figure II.15 : Section rectangulaire du poteau mixte totalement enrobé</i>	21
<i>Figure II.16 : poteau le plus sollicité</i>	23
<i>Figure III.1 : Largeur efficace de la dalle</i>	27
<i>Figure III.2 : Distribution plastique des contraintes normales</i>	28
<i>Figure III.3 : goujon à tête</i>	31
<i>Figure III.4 : vue en plan de l'escalier et le schéma statique</i>	32
<i>Figure III.5 : éléments constructifs d'une marche</i>	34
<i>Figure III.6 schéma statique de l'escalier</i>	36
<i>Figure III.7 Distribution des charges sur la poutre porteuse</i>	39
<i>Figure III.8 Distribution des charges sur la poutre palière</i>	42
<i>Figure III.9 : l'acrotère de la structure</i>	44
<i>Figure III.10 dimensions de l'acrotère de la terrasse</i>	44
<i>Figure III.11 détails de l'acrotère</i>	45

<i>Figure III.12 section rectangulaire sollicitée a la F_c</i>	47
<i>Figure III.14: Schéma de ferrailage de l'acrotère</i>	50
<i>Figure IV.1 spectre de réponse de calcul par rapport à X-X</i>	56
<i>Figure IV.2 spectre de réponse de calcul par rapport à Y-Y</i>	56
<i>Figure IV.3 : vue 3D et en plan de la disposition des système de contreventement</i>	57
<i>Figure IV.4 Premier mode</i>	58
<i>Figure IV.5 Deuxième mode</i>	59
<i>Figure IV.6 Troisième mode</i>	59
<i>Figure : V.1 Poutre maitresse la plus sollicitée</i>	64
<i>Figure V.2 Redistribution des moments dans une poutre encastré</i>	65
<i>Figure V.3 La résistance d'une poutre mixte sous moment positif</i>	66
<i>Figure V.4 distributions plastique des contraintes avec l'ANP dans la dalle</i>	67
<i>Figure V.5 : la résistance de la section mixte sous un moment négatif</i>	67
<i>Figure V.6 distributions plastique des contraintes avec ANP dans l'âme</i>	68
<i>Figure V.7 Moment sollicitant positif de la poutre de la terrasse (ETABS)</i>	69
<i>Figure IV.8 Moment sollicitant positif de la poutre de l'étage courant (ETABS)</i>	69
<i>Figure V.9 Moment sollicitant négatif de la poutre de la terrasse (ETABS)</i>	71
<i>Figure V.10 Moment sollicitant négatif de la poutre de l'étage courant (ETABS)</i>	71
<i>Figure V.12 l'effort tranchant de la poutre maitresse de l'étage courant</i>	71
<i>Figure V.11 l'effort tranchant de la poutre maitresse de la terrasse</i>	71
<i>Figure V.13 : goujon à tête</i>	73
<i>Figure V.14 : la console la plus sollicitée selon ETABS</i>	75
<i>Figure V.15 beff de la poutre du balcon</i>	75
<i>Figure V.16 moment fléchissant de la poutre du balcon</i>	77
<i>Figure V.17 l'effort tranchant de la poutre du balcon</i>	77
<i>Figure V.18 Répartition des contraintes correspondant à la courbe d'interaction (Section enrobée de béton)</i> ...	84
<i>Figure V.19 courbe d'interaction</i>	84
<i>Figure VI.1 : Articulation poutre-solive par cornières</i>	92
<i>Figures VI.2 : la disposition géométrique</i>	93
<i>Figure VI.3 : démonstratif d'un assemblage de système de contreventement</i>	95
<i>Figures VI.4 : la disposition géométrique</i>	97
<i>Figure VI.5 : Assemblage poteau-poutre</i>	98
<i>Figure VI.6 disposition des boulons</i>	100
<i>Figure VI.7 : dimension de la tige d'ancrage</i>	105
<i>Figure VI.8 : disposition des tiges d'ancrage</i>	106
<i>Figure VII.1 semelles isolées</i>	109
<i>Figure VII.2 Portiques étudiés</i>	110
<i>Figures VII.3 représentations du portique le plus sollicité</i>	111

<u>Figure VII.4 zone d'impact de la charge.....</u>	114
<u>Figure VII.5 ferrailage du radier.....</u>	121
<u>Figure VII.6 Schéma des sollicitations sur les nervures suivant le sens X-X.....</u>	122
<u>Figure VII.7 Schéma des sollicitations sur les nervures suivant le sens Y-Y.....</u>	122
<u>Figure VII.8 Section à ferrailer.....</u>	124
<u>Figure VII.9 Schémas de ferrailages des nervures.....</u>	128

Liste des Tableaux

<u>Tableau I.1 : Distribution des espaces.....</u>	1
<u>Tableau I.2 Contrainte admissible du sol.....</u>	2
<u>Tableau II.1 : Evaluation du chargement de l'étage courant.....</u>	11
<u>Tableau II.2 : Evaluation du chargement de la terrasse inaccessible.....</u>	11
<u>Tableau II.3: charges reprises par les solives du premier type.....</u>	13
<u>Tableau II.4 : récapitulatif de la vérification de la condition de résistance.....</u>	13
<u>Tableau II.5: représentation des vérifications des efforts tranchants.....</u>	14
<u>Tableau II.6 : vérifications nécessaires pour la deuxième solive.....</u>	15
<u>Tableau II.7 : charges reprises par la poutre maitresse.....</u>	17
<u>Tableau II.8 : récapitulatif de la vérification de la condition de résistance.....</u>	17
<u>Tableau II.9: représentation des vérifications des efforts tranchants.....</u>	17
<u>Tableau II.10: charges reprises par la poutre de balcon.....</u>	19
<u>Tableau II.11 : vérification de la condition de résistance.....</u>	20
<u>Tableau II.12: représentation des vérifications des efforts tranchants.....</u>	20
<u>Tableau II.13 Récapitulatif des profilés supposés pour les poteaux mixtes.....</u>	21
<u>Tableau II.14 paramètres à prendre en considération pour la descente de charge.....</u>	22
<u>Tableau II.15 : Coefficients de dégression des surcharges.....</u>	24
<u>Tableau II.16: Récapitulatif de la descente de charges pour le poteau (B-5).....</u>	24
<u>Tableau II.17 vérifications de l'enrobage des poteaux.....</u>	25
<u>Tableau III.1 : récapitulatif des combinaisons de charge.....</u>	27
<u>Tableau III.2 : Caractéristiques du béton.....</u>	28
<u>Tableau III.3: Le calcul de la position de l'ANP de la solive (IPE160).....</u>	28
<u>Tableau III.4 : Calcul de Z_{pl} et M_{Plrd} (les solives).....</u>	29
<u>Tableau III.5 : La vérification du moment résistant (les solives).....</u>	29
<u>Tableau III.6 : Tableau récapitulatif de vérification de l'effort tranchant.....</u>	29
<u>Tableau III.7: Le calcul de la position de l'ANE Z_{el} de la solive.....</u>	30
<u>Tableau III.8: Le calcul du moment d'inertie mixte I_{my} des solives.....</u>	30
<u>Tableau III.9: récapitulatif de la vérification de la flèche.....</u>	30

<u>Tableau III.10 Caractéristique de UPN180</u>	39
<u>Tableau III.11 résumés des résultats obtenus</u>	43
<u>Tableau III.12 Caractéristiques des acrotères</u>	45
<u>Tableau III.13 : vérification au séisme</u>	46
<u>Tableau III.14 : Efforts normaux dans l'acrotère</u>	46
<u>Tableau III.15 : Moments dans l'acrotère</u>	46
<u>Tableau III.16 : Efforts tranchants dans l'acrotère</u>	46
<u>Tableau III.17 : Ferrailage de l'acrotère</u>	48
<u>Tableau III.18. Ferrailage adopté de l'acrotère</u>	50
<u>Tableau IV.1 Valeur de coefficient d'accélération A</u>	52
<u>Tableau IV.2 Valeur de R</u>	52
<u>Tableau IV.3 Valeur de pénalités Pq</u>	53
<u>Tableau IV.4 Valeur de C_T</u>	54
<u>Tableau IV.5 Valeurs de T1 et T2</u>	55
<u>Tableau IV.8 Périodes de vibration et taux de participation des masses modales</u>	60
<u>Tableau IV.6 Vérification de la résultante des forces sismiques</u>	60
<u>Tableau IV.7 vérifications de la période</u>	61
<u>Tableau IV.9 Vérification des déplacements sens X-X</u>	61
<u>Tableau IV.10 Vérification des déplacements sens Y-Y</u>	62
<u>Tableau IV.11 Justification vis-à-vis de l'effet p-Δ selon le sens X-X</u>	63
<u>Tableau IV.12 Justification vis-à-vis de l'effet p-Δ selon le sens Y-Y</u>	63
<u>Tableau V.1 les sollicitations de la poutre maitresse</u>	65
<u>Tableau V.2 : Calcul de la position de l'ANP de la poutre maitresse</u>	67
<u>Tableau V.3 : Calcul de la position de l'ANP de la poutre maitresse</u>	68
<u>Tableau V.4 : Calcul de Zpl et MPlrd (la poutre maitresse)</u>	69
<u>Tableau V.5 : La vérification du moment résistant positif (poutre maitresse)</u>	69
<u>Tableau V.6 : moment négatif au niveau des appuis</u>	70
<u>Tableau V.7 Vérification du moment résistant négatif (poutre maitresse)</u>	70
<u>Tableau V.8 : Vérification de l'effort tranchant (Poutre maitresse)</u>	71
<u>Tableau V.9 : vérification de l'interaction moment-effort tranchant</u>	72
<u>Tableau V.10: Le calcul de la position de l'ANE Zel de la poutre maitresse</u>	72
<u>Tableau V.11: Le calcul du moment d'inertie mixte I_{my} de la poutre maitresse</u>	72
<u>Tableau V.12: Tableau récapitulatif de la vérification de la flèche</u>	73
<u>Tableau V.13 Moment sollicitant de la console tirée du modèle</u>	75
<u>Tableau V.14: Le calcul de la position de l'ANP de la console</u>	76
<u>Tableau V.15 : Moment négatif au niveau des appuis</u>	76
<u>Tableau V.16: Vérification du moment résistant négatif (console)</u>	77
<u>Tableau V.17 : Vérification de l'effort tranchant (Poutre maitresse)</u>	77

<u>Tableau V.18 : vérification de l'interaction moment-effort tranchant.....</u>	78
<u>Tableau V.19 : Le calcul de la position de l'ANE Zel de la console.....</u>	78
<u>Tableau V.20 : Le calcul du moment d'inertie mixte I_{my} de la console.....</u>	78
<u>Tableau V.21 : récapitulatif de la vérification de la flèche.....</u>	78
<u>Tableau V.22 vérification de l'enrobage des poteaux.....</u>	80
<u>Tableau V.23 Vérification de de la contribution du profilé dans les poteaux.....</u>	81
<u>Tableau V.24 Vérification des Poteaux à la compression simple (flambement).....</u>	83
<u>Tableau V.25 Vérification des poteaux à la flexion composée selon le sens Y-Y.....</u>	86
<u>Tableau V.26 Vérification des poteaux à la flexion composée selon le sens Z-Z.....</u>	86
<u>Tableau VII.1 efforts des portiques.....</u>	110
<u>Tableau VII.2 résumés des résultats de ferrailage.....</u>	118
<u>Tableau VII.3 ferrailage adopté à l'ELU.....</u>	118
<u>Tableau VII.4 résumés des résultats de ferrailage.....</u>	120
<u>Tableau VII.5 choix des sections adoptées.....</u>	120
<u>Tableau VII.6 Vérification des conditions à l'ELS.....</u>	120
<u>Tableau VII.7 Sollicitations sur la nervure dans le sens longitudinal.....</u>	123
<u>Tableau VII.8. Efforts tranchants sur la nervure dans le sens longitudinal.....</u>	123
<u>Tableau VII.9 Sollicitations sur la nervure la plus sollicité dans le sens transversal.....</u>	124
<u>Tableau VII.10 Efforts tranchants sur la nervure dans le sens transversal.....</u>	124
<u>Tableau VII.11 Résumé des résultats de ferrailage sens X-X.....</u>	125
<u>Tableau VII.12 Résumé des résultats de ferrailage sens Y.Y.....</u>	125
<u>Tableau VII.13 Vérification de l'effort tranchant.....</u>	125
<u>Tableau VII.14 Vérification des contraintes dans le béton.....</u>	126
<u>Tableau VII.15 Vérification des contraintes dans l'acier.....</u>	127

Introduction générale

L'homme a su construire bien avant de savoir écrire, Aucun autre produit de l'activité humaine n'est fait pour durer aussi longtemps qu'un ouvrage de génie civil. Parmi les nombreux types de structures que les ingénieurs civils conçoivent, les structures mixtes acier-béton jouent un rôle crucial dans la construction moderne.

Ces structures combinent les avantages de l'acier et du béton pour créer des systèmes structurels solides, durables et économiques.

Ce mémoire présente une étude approfondie d'une structure mixte acier-béton spécifique. L'objectif principal de ce travail est d'analyser le comportement de notre structure sous différentes charges que ce soit les charges verticales ou bien les charges horizontales.

Le logiciel d'analyse par éléments finis ETABS 2017 sera utilisé pour modéliser et analyser la structure. Les résultats de cette analyse seront utilisés pour évaluer la performance de la structure et pour proposer des recommandations d'amélioration si nécessaire.

Notre travail sera constitué des chapitres suivants :

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

Ce chapitre est une introduction à notre étude en présentant chaque élément de notre structure.

Chapitre II : Prédimensionnement des éléments

Ce chapitre détermine le dimensionnement initial des éléments afin d'obtenir une estimation pour entamer notre étude.

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

Ce chapitre traite de la conception des éléments pour assurer un support adéquat au système structural primaire et à la stabilité latérale.

Chapitre IV : Etude sismique

Ce chapitre évalue la performance sismique de la structure, en tenant compte du règlement parasismique algérien qui se basera sur la modélisation de notre structure en se servant du logiciel ETABS 2017.

Chapitre V : Analyse des éléments structuraux

Ce chapitre est consacré au calcul définitif des éléments structuraux après avoir effectué l'étude sismique.

Chapitre VI : Analyse des assemblages

Ce chapitre se concentre sur l'analyse et la conception des connexions entre les éléments pour éviter la ruine brutale de la structure.

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

Ce chapitre examine la conception du système de fondation de la structure, en tenant compte des propriétés du sol, des charges de fondation et de l'interaction avec la superstructure.

A detailed architectural drawing of a building's structural frame, showing a central vertical column and horizontal beams. The drawing is rendered in a light, sketchy style with some areas shaded to indicate depth. The text is overlaid on the right side of the drawing.

Chapitre I

Présentation de l'ouvrage

INTRODUCTION

La construction mixte, représente une méthode novatrice et efficace en ingénierie civil. Notre projet de fin d'études se penche sur cette approche pour dimensionner les éléments d'une structure mixte.

Ce premier chapitre est dédié à la présentation de toutes les données pertinentes concernant le projet.

I.1 Présentation de l'ouvrage

Notre projet consiste à faire l'étude d'un bâtiment de 08 niveaux en (R+05+Entre-sol+ sous-sol) a usage d'habitation (*figure I.1*), ce dernier est classé comme ouvrage de moyenne importance (groupe d'usage 2) qui sera implanté dans la commune de Beni kssila, wilaya de Bejaïa qui est classée Selon le *RPA99/version2003*. Zone à moyenne sismicité (Zone. II.a)

I.2 Caractéristiques de l'ouvrage :

L'objectif architectural de ce projet est de créer un bâtiment haut standing qui répond aux exigences modernes, l'ouvrage sera réparti comme suit :

Tableau I.1 : Distribution des espaces.

Niveau	Répartition des espaces	
Entre-sol	Parking constitué de 10 boxes	
RDC 1 ^{er} étage	F4 en duplex SH= 147.38m ²	F4 en duplex SH= 109.18m ²
2-ème étage	F3 SH= 64.35m ²	F3 SH= 82.81m ²
3-ème étage	F3 SH= 64.35m ²	F3 SH= 82.81m ²
4-ème étage 5-ème étage	F4 en duplex SH= 119.81m ²	F4 en duplex SH= 108.09m ²
	Terrasse inaccessible au 5eme étage	

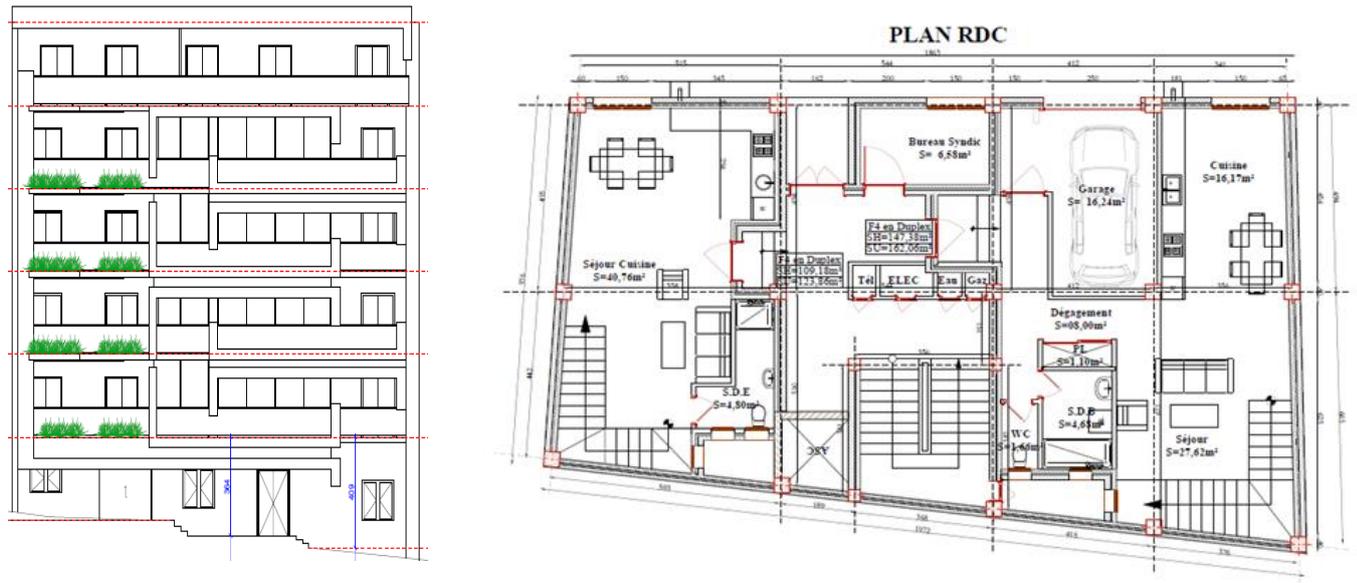


Figure I.1 : Vue en plan et façade de la structure

I.2.1 Caractéristiques géométriques

Longueur en plan.....	18.63m
Largeur en plan.....	12.04m
Hauteur Sous-Sol.....	2.80m
Hauteur Entre-Sol.....	3.06m
Hauteur du RDC.....	3.38m
Hauteur étage courant.....	2.80m
Hauteur de l'acrotère.....	0.50m
Hauteur totale.....	17.38m

I.2.2 Donnée concernant le site

D'après Le rapport de sol :

La contrainte admissible du sol est comme suit :

Tableau I.2 Contrainte admissible du sol

Profondeur (m)	Contrainte admissible	Type de sol
De 1.00 m à 3.00m	2.50 bars	S2 : ferme

I.2.3 Règlements utilisés :

Les règlements techniques utilisés dans cette étude sont :

- DTR BC2.2 : Charges permanentes et charges d'exploitation
- CCM97 : Règles de construction et de calcul des structures en acier
- EC4 : Calcul des structures mixtes acier-béton
- RPA99 : Règlement Parasismique Algériennes version 2003
- CBA93 : Règlement de conception et de calcul des structures en béton armé

I.2.4 Logiciel utilisé

- ETABS: est l'abréviation de « Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems ». Ce logiciel est destiné à la conception et l'analyse des structures des ouvrages de génie civil de la catégorie bâtiments. Ces structures peuvent être réalisées en béton armé, en acier ou tout autre matériau que l'utilisateur choisi.

I.3 Eléments structuraux :

Notre structure mixte tire sa capacité portante de la collaboration entre l'acier et le béton, exploitant de manière optimale les caractéristiques favorables de ces matériaux distincts. Le béton excelle dans la résistance à la compression, tandis que l'acier est mieux adapté pour supporter les efforts de traction et de compression.

De cette manière notre structure sera constituée des éléments suivants

I.3.1 Les 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. Les sections utilisées sont multiples et permettent au concepteur de varier à loisir les formes les dispositions respectives des deux matériaux acier et béton et l'aspect extérieur.

Nous utiliserons lors de notre étude des poteaux entièrement enrobés

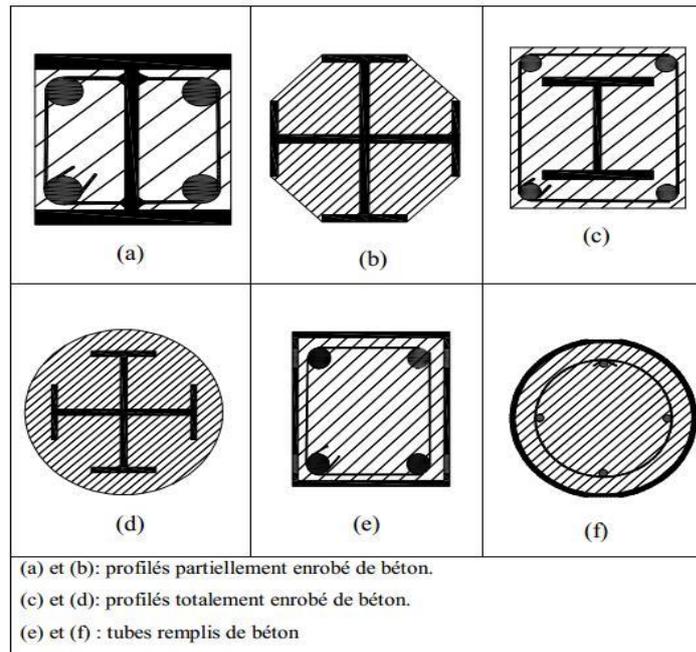


Figure I.2 types de poteaux mixtes

I.3.2 Le plancher mixte :

Ce plancher est constitué d'une tôle en acier qui est placée dans la zone tendue et collabore avec le béton par l'intermédiaire de connecteurs pour reprendre les efforts de Traction. La dalle se repose sur les solives qui transmettent à leurs tours les chargements aux éléments porteurs (les poutres et les poteaux).

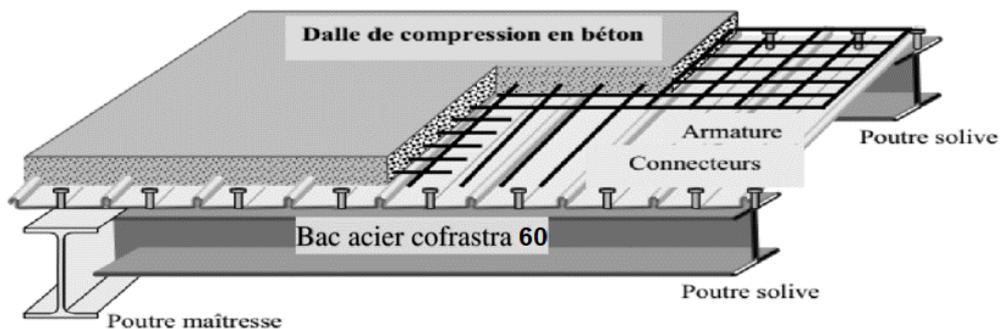


Figure I.3 plancher mixte

I.3.3 Les poutres mixtes :

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

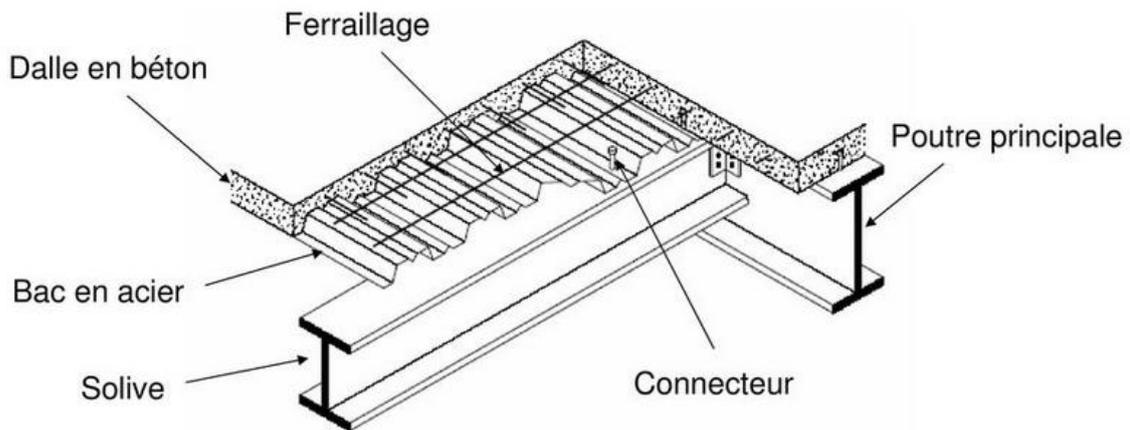


Figure I.4 : types de poutres mixtes

I.3.4 Les connexions :

Pour que l'ensemble travaille de façon monolithique, il faut s'assurer que les efforts sont bien transmis entre la poutre et le béton de la dalle. C'est le rôle des connecteurs.

Lors de notre étude nous utiliserons des goujons pour permettre une connexion entre l'acier et le béton.

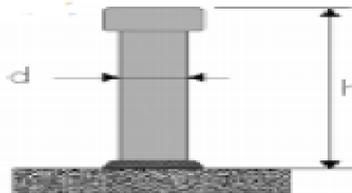


Figure I.5 : connecteurs de type goujons

I.3.5 Les escaliers :

Les escaliers sont des structures accessoires qui permettent l'accès aux différents niveaux du bâtiment, Notre structure comporte deux types d'escaliers qui se résument à :

- Un escalier principal qui mène du Sous-sol au 5^{ème} étage
- Un escalier secondaire qui mène du RDC au premier étage ainsi que du 4^{ème} jusqu'au 5^{ème}

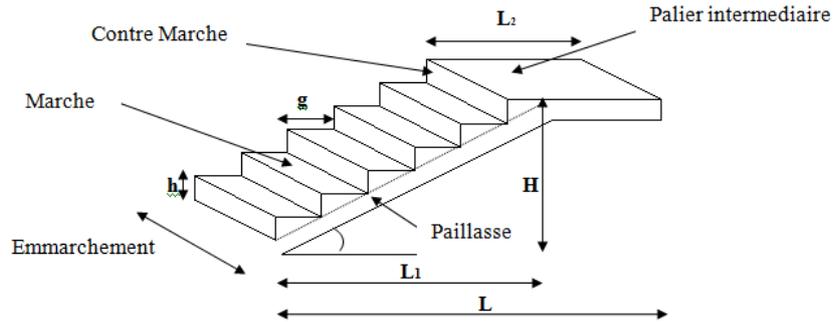


Figure I.6 schéma d'un escalier

I.3.6 Les assemblages

Les assemblages en construction mixte se réfèrent aux connexions ou liaisons entre les éléments en acier et en béton dans une structure mixte.

Ces assemblages peuvent inclure plusieurs méthodes, Chaque type d'assemblage est sélectionné en fonction des exigences de conception, de la capacité de charge et des considérations de performance de la structure.

I.3.6.1 Les Assemblage boulonnés :

Le boulonnage est une méthode d'assemblage mécanique démontable. Les boulons servant à créer une liaison de continuité entre élément ou à assurer la transmission intégrale des efforts d'une partie à l'autre d'une construction.

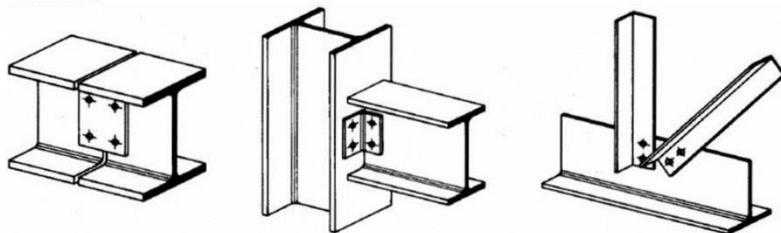


Figure I.7 : assemblage boulonné

I.3.6.2 Assemblage soudé

Le soudage est une technique d'assemblage permettant d'assurer la continuité métallique entre les pièces soudées.

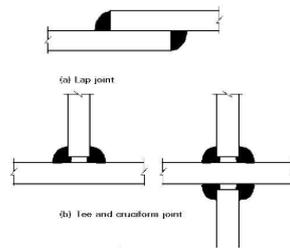


Figure I.8 : Assemblage soudé

I.3.7 Le système de contreventement métallique

Un système de contreventement est un ensemble d'éléments structurels qui permet de rigidifier une construction et de la stabiliser face aux forces horizontales, telles que le vent et les séismes.

Notre ouvrage en question rentre dans le cadre de l'application du *RPA 99/2003*, on doit donc adopter un système de contreventement.

I.3.7.1 Contreventement en X (croix de Saint André)

Dans ce type de palée, on admet que la résistance aux forces horizontales est assurée uniquement par les diagonales tendues, les diagonales comprimées étant négligées.

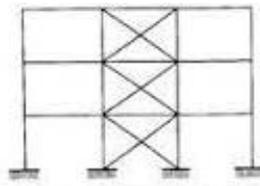


Figure I.9 contreventement en X

I.3.8 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 10,00 cm.

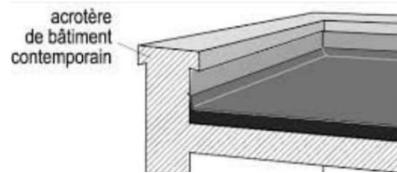


Figure I.10 : exemple d'un acrotère

I.4 Matériaux utilisés

I.4.1 L'acier

L'acier est un alliage métallique principalement composé de fer et de carbone, avec d'autres éléments en quantités variables. Il est largement utilisé dans la construction pour sa résistance et sa ductilité. Dans la construction mixte, l'acier est souvent utilisé comme élément porteur principal, pour supporter les charges de la structure.

❖ L'acier présente les caractéristiques suivantes :

- Classe de l'acier utilisée S235 et S275
- Module d'élasticité longitudinale : $E = 210000 \text{ MPa}$
- Coefficient de poisson : $\nu = 0.3$
- Coefficient d'élasticité transversale : $G = 81000 \text{ MPa}$
- Dilatation : $\lambda = 11 \times 10^{-6}$

I.4.2 Le béton

Le béton est un matériau de construction composé de ciment, de granulats sable et gravier, d'eau et éventuellement d'adjuvants. Il se distingue par sa résistance à la compression, ce qui signifie sa capacité à résister aux forces qui tendent à le comprimer

❖ Le béton présente les caractéristiques suivantes :

- La résistance caractéristique à la compression : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.
- La résistance caractéristique à la traction : $f_{t28} = 0.06 f_{c28} + 0.6 = 2.1 \text{ MPa}$.
- Masse volumique : $\rho = 2500 \text{ Kg/m}^3$
- Module d'élasticité longitudinale : $E_c = 305000 \text{ MPa}$

I.5 Combinaison d'actions :

Les combinaisons à considérer pour déterminer les sollicitations et les déformations dans les éléments de la structure sont :

- ❖ Situation durable :

$$ELU : 1.35G + 1.5Q$$

$$ELS : G + Q$$

- ❖ Situation accidentelle :

$$ELA : G + Q \pm E$$

$$ELA : 0.8G \pm E$$

Avec :

ELU : Etats limites ultimes

ELS : Etats limites de service

ELA : Etats limites accidentelles

G : L'ensemble des actions permanentes

Q : L'ensemble des actions variables

E : L'ensemble des actions accidentelles

I.6 Limites des flèches et des déplacements :

Les structures en acier et leurs composants doivent être dimensionnés de manière que les flèches restent dans les limites appropriées à l'usage et à l'occupation envisagée du bâtiment et à la nature des matériaux de remplissage devant être supportés.

The background of the slide is a grayscale collage. It features architectural floor plans with various room layouts and lines. Overlaid on these plans are a laptop keyboard in the upper right corner and a calculator in the lower left corner. The overall aesthetic is technical and professional.

Chapitre II

Prédimensionnement des
éléments

INTRODUCTION

Dans ce chapitre nous avons pour objectif la détermination de l'ordre de grandeur des éléments de notre projet :

- Le plancher collaborant
- Les solives
- Les poutres maitresses
- Les poteaux

Dans cette démarche, nos calculs s'appuieront sur les normes régissant le domaine, nous veillerons à intégrer toutes les exigences pertinentes pour garantir une conception structurale optimale.

Dans le calcul des ossatures mixte, on considère deux phases de calcul à savoir :

- **Phase de montage** : correspond au moment du bétonnage (le béton n'a pas encore fait prise), ce qui fait que le profilé résiste seul aux charges et surcharges venant du plancher.
- **Phase d'exploitation** : Dans cette phase, le béton ayant durci, la résistance est donc assurée par le système mixte (profilé + dalle).

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.

II.1 Evaluation des charges :

II.1.1 Plancher courant :

Tableau II.1 : Evaluation du chargement de l'étage courant.

N°	Eléments	Épaisseur (m)	Poids volumique (kN/m ³)	Charge (kN/m ²)
1	Cloison de repartition	0.1	10	1
2	Parquet en porcelain	0.005	15	0.075
3	Chape	0.04	18	0.72
4	Dalle en béton	0.14	25	3.5
5	Faux plafond	0.01	10	0.1
6	Tôle	/	0.1137	0.1137
				G=5.51

II.1.2 Plancher terrasse

Tableau II.2 : Evaluation du chargement de la terrasse inaccessible.

N°	Eléments	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charge (kN/m ²)
1	Gravillon de protection	0.04	20	0.8
2	Étanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Isolation thermique	0.04	4	0.16
4	Faux plafond	0.01	10	0.1
5	Tôle	0.001	/	0.1137
6	Dalle en béton	0.14	25	3.5
				G=4,79

II.2 Prédimensionnements des solives :

Les solives sont des poutrelles en IPE qui travaillent à la flexion simple, dans notre cas on va pré-dimensionner deux types de solive.

l = L'écartement entre deux solives est limité comme suite :

$$0.7m < l < 1.5m$$

On prend une distance de $l = 1.3m$.

Nous étudierons deux types de solives lors de cette étude :

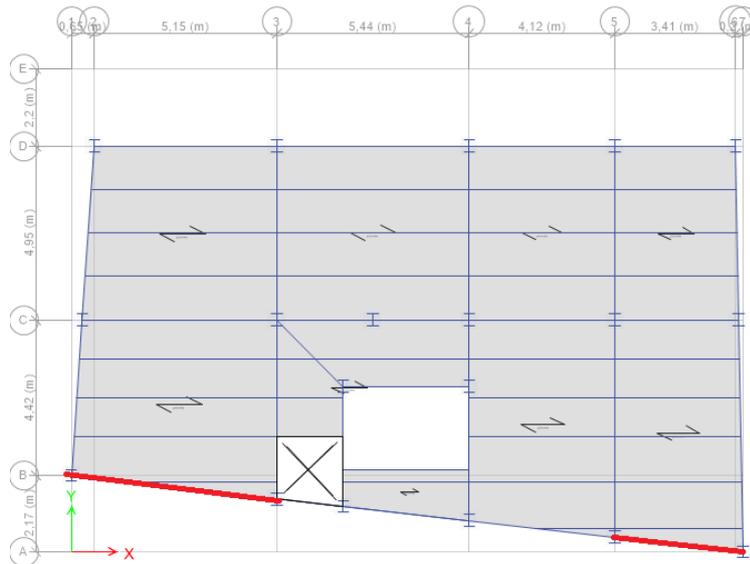


Figure II.1 : représentation des deux types de solives

II.2.1 Premier type de solive :

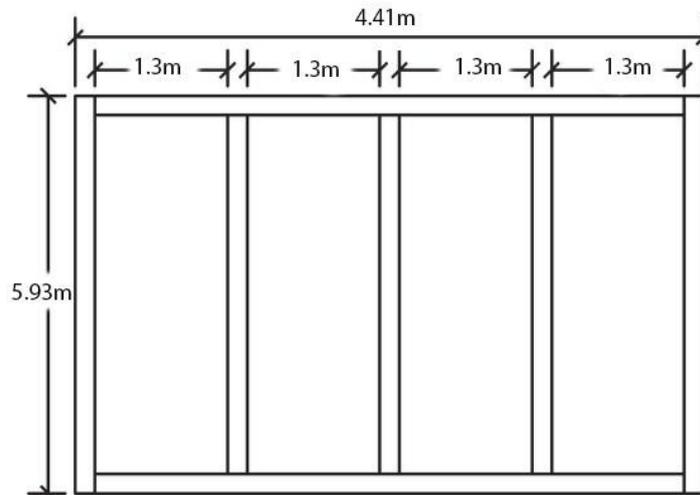


Figure II.2 : Schéma représentatif de la disposition du premier type de solives

❖ Combinaison de charges :

- Les poids à considérer sont :

Le prédimensionnement se fait à la phase de montage, les solives sont étayées à mi travée.

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

- poids propre de IPE100 : $G_p = 0.081 \text{ KN/m}$

- Poids propre de la tôle : $G_t = 0.1137 \text{ KN/m}^2$

- Surcharges de montage $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

ELU : $q_u = [(1.35 \times (G_b + G_t + G_p) + (1.5 \times Q))] \times 1.3 = 8.43 \text{ kN/m}$

ELS : $q_s = [G_b + G_t + G_p + Q] \times 1.3 = 6.10 \text{ kN/m}$

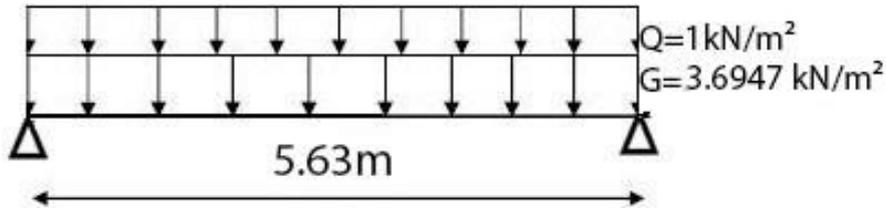


Figure II.3 schéma statique de la première solive

Tableau II.3: charges reprises par les solives du premier type

	G (kN/m)	Q (kN/m ²)	q_u (kN/m)	q_s (kN/m)
Solive	3.6947	1	8.43	6.10

❖ Vérification aux états limites ultimes :

On doit satisfaire la condition suivante :

$$M_{sd} = \frac{qu\left(\frac{l}{2}\right)^2}{8} \leq M_{rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

Tableau II.4 : récapitulatif de la vérification de la condition de résistance

IPE	W_{ply} (cm ³)	M_{sd} (kN.m)	M_{rd} (kN.m)	Observation
100	39.4	8.35	8.41	Vérifiée

• Vérification de l'effort tranchant :

On doit satisfaire la condition suivante :

$$V_{sd} = \frac{qu\left(\frac{l}{2}\right)}{2} \leq V_{plrd} = \frac{A_v \times f_y}{1.1\sqrt{3}}$$

II.2.2 Deuxième Type de solive :

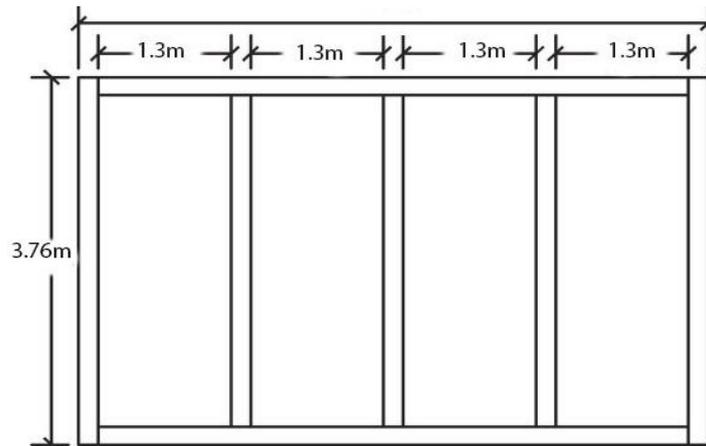


Figure II.4 : Schéma représentatif de la disposition du deuxième type des solives

❖ Combinaison de charges :

- Poids propre de béton frais : $G_b = 0.14 \times 25 = 3.5 \text{ kN/m}^2$.
- poids propre de L'YPE80 : $G_p = 0.06 \text{ kN/m}$
- Poids propre de la tôle : $G_t = 0.1137 \text{ kN/m}^2$
- Surcharges de montage $Q = 1 \text{ kN/m}^2$

Tableau II.5: représentation des vérifications des efforts tranchants

IPE	Avz(cm ²)	Vsd (kN)	Vplrd (kN)	Observation
100	5.08	33.40	62.65	Vérifiée

$$\text{ELU} : qu = [(1.35 \times (G_b + G_t + G_p) + (1.5 \times Q))] \times 1.3 = 8.39 \text{ kN/m}$$

$$\text{ELS} : qs = [G_b + G_t + G_p + Q] \times 1.3 = 6.07 \text{ kN/m}$$

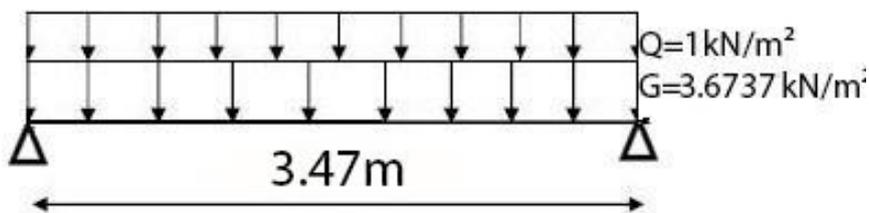


Figure II.5 schéma statique de la solive du deuxième type

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

Tableau II.6 : vérifications nécessaires pour la deuxième solive

IPE	$M_{sd} \leq M_{rd}$ (kN.m)	$V_{sd} \leq V_{plrd}$ (kN.m)	Observation
80	$3.13 < 4.95$	$7.25 < 40.08$	Vérifiée

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

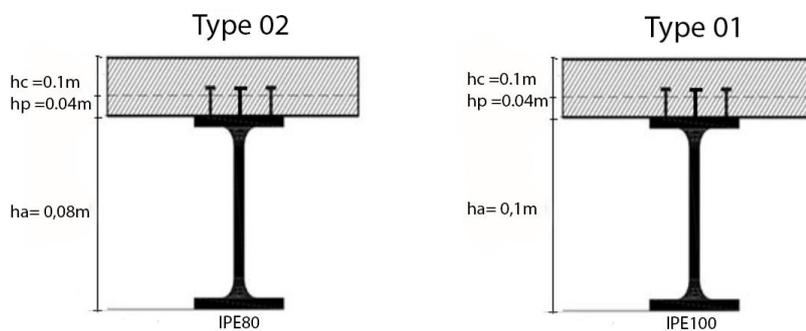


Figure II.6 dimensions choisis pour les deux solives

II.3 Prédimensionnement de La Poutre maitresse :

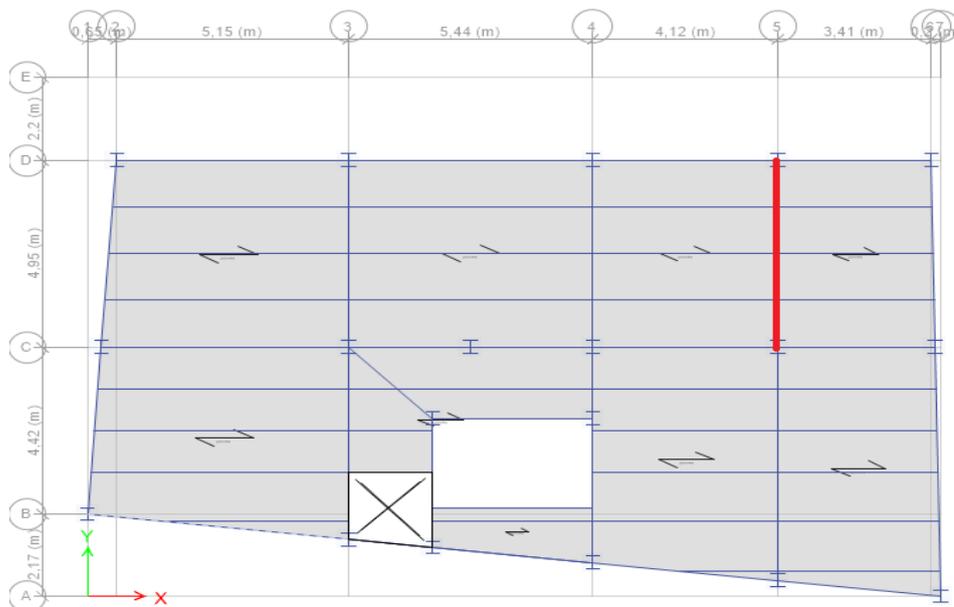


Figure II.7: représentation de la poutre maitresse

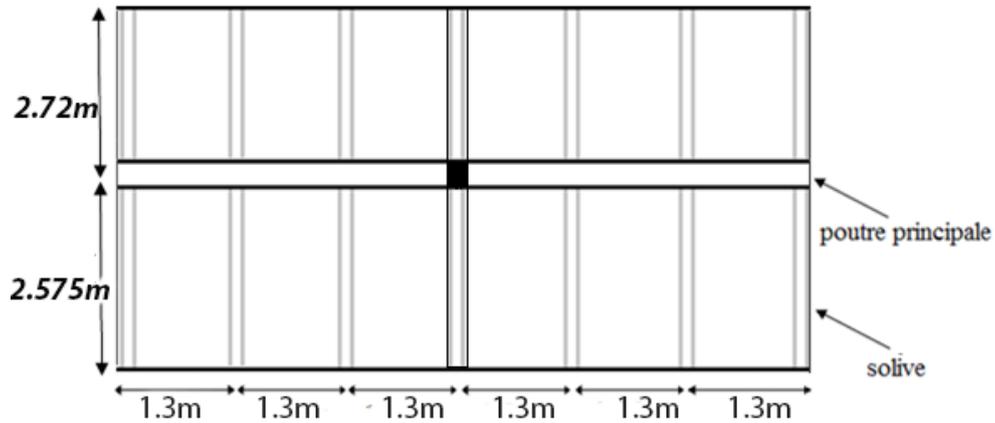


Figure II.8 schéma représentatif de la poutre maitresse

La poutre maitresse est un élément horizontal qui travaille à la flexion simple, elle permet la transmission des efforts venants des solives, directement aux poteaux

Son prédimensionnement se fait au stade de montage en considérant les poids suivants :

On prend l'entre axe : $l = 5.29 \text{ m}$

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

- Poids propre de la tôle : $G_t = 0,1137 \text{ kN/m}^2$

- Poids de l'IPE 180 : $G_p = 0.188 \text{ KN/m}$

- Surcharge des ouvriers : $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

ELU : $q_u = [(1,35 \times (G_b + G_t + G_p)) + (1,5 \times Q)] \times 5.29 = 35.084 \text{ kN/m}$

ELS : $q_s = [G_b + G_t + Q] \times 3.95 = 25.40 \text{ kN/m}$

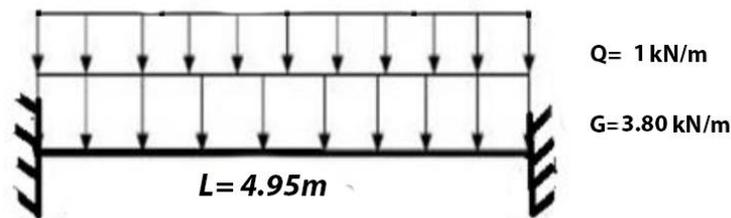


Figure II.9 schéma statique des charges représenté par la poutre maitresse

Tableau II.7 : charges reprises par la poutre maitresse

	G (kN/m)	Q (kN/m ²)	q _u (kN/m)	q _s (kN/m)
Poutre maitresse	3.742	1	35.084	25.40

❖ Vérification aux états limites ultimes :

- Vérification par critère de résistance :

On doit satisfaire la condition suivante :

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

Tableau II.8 : récapitulatif de la vérification de la condition de résistance

IPE	l (m)	W _{ply} (cm ³)	M _{sd} (kN.m)	M _{rd} (kN.m)	Observation
180	4.95	166	17.90	35.46	Vérifiée

- Vérification de l'effort tranchant :

On doit satisfaire la condition suivante :

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

Tableau II.9: représentation des vérifications des efforts tranchants

IPE	A _{vz} (cm ²)	V _{sd} (kN)	V _{plrd} (kN)	Observation
180	11.3	43.41	139.37	Vérifiée

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

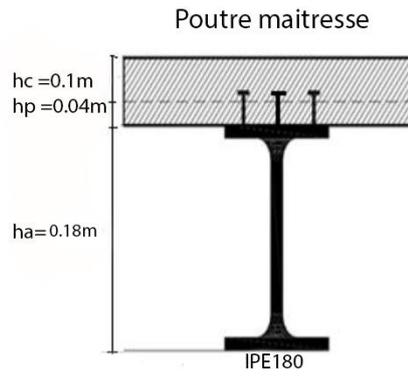


Figure II.10 dimensions choisis pour la poutre maitresse

II.4 Prédimensionnement des balcons :

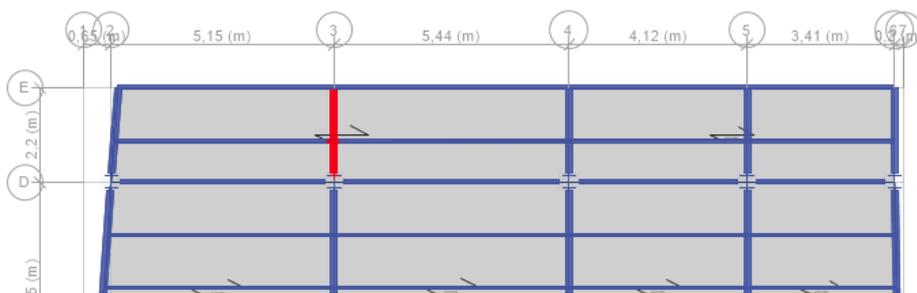


Figure II.11: représentation de la poutre de balcon

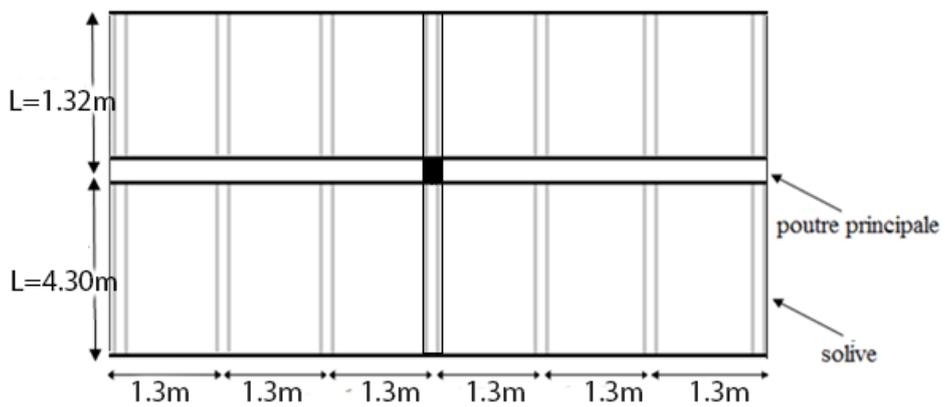


Figure II.12 Schéma représentant la console du balcon

❖ Combinaison de charges :

On prend l'entre axe : $l = 5.62 \text{ m}$

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

Poids propre de IPE140 : $G_p = 0.129 \text{ kN/m}$

Poids propre de la tôle : $G_t = 0.1137 \text{ kN/m}^2$

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

ELU : $q_u = [(1.35 \times (G_b + G_t + G_p) + (1.5 \times Q))] \times 5.62 = 36.82 \text{ kN/m}$

ELS : $q_s = [G_b + G_t + G_p + Q] \times 5.62 = 26.65 \text{ kN/m}$

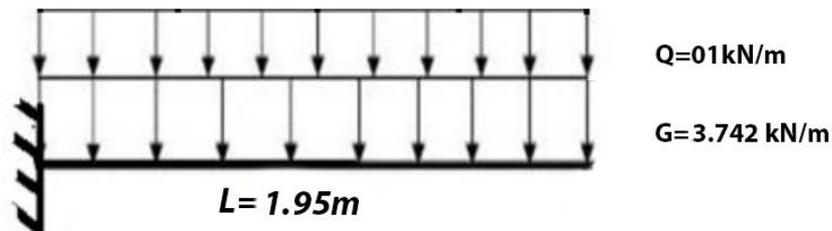


Figure II.13 schémas des charges repressent par la poutre de balcon

Tableau II.10: charges repressent par la poutre de balcon

	G (kN/m)	Q (kN/m ²)	q_u (kN/m)	q_s (kN/m)
Poutre de balcon	3.742	1	36.82	26.65

❖ Vérification aux états limites ultimes :

- Vérification par critère de résistance :

On doit satisfaire la condition suivante :

$$M_{sd} = -\frac{q_u \left(\frac{l}{2}\right)^2}{2} \leq M_{rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

Tableau II.11 : vérification de la condition de résistance

IPE	L(m)	W _{ply} (cm ³)	M _{sd} (kN.m)	M _{rd} (kN.m)	Observation
140	1.95	88.3	17.50	18.86	Vérifiée

- Vérification de l'effort tranchant :

On doit satisfaire la condition suivante :

$$V_{sd} = \frac{qu\left(\frac{l}{2}\right)}{2} \leq V_{plrd} = \frac{A_v \times f_y}{1.1\sqrt{3}}$$

Tableau II.12: représentation des vérifications des efforts tranchants

IPE	A _{vz} (cm ²)	V _{sd} (kN)	V _{plrd} (kN)	Observation
140	7.64	17.949	94.23	Vérifiée

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

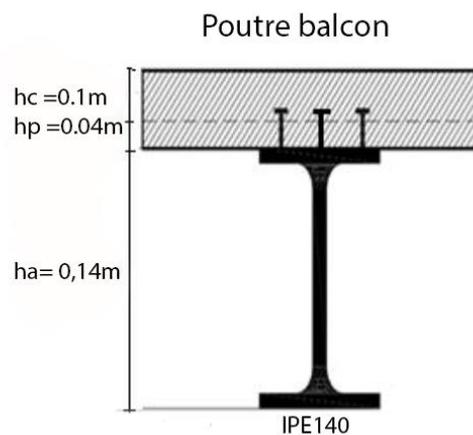


Figure II.14 dimensions choisis pour la poutre du balcon

II.5 Prédimensionnement des Poteaux mixte :

Pour les poteaux de notre ossature en éléments mixte nous optons pour des poteaux de type (poteaux mixtes entièrement enrobé composé d'un profilé type HEB enrobé par une section rectangulaire en béton armé (voire figure ci-dessous).

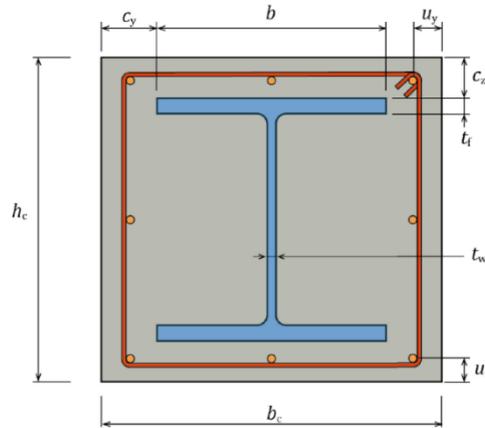


Figure II.15 : Section rectangulaire du poteau mixte totalement enrobé.

On opte pour des poteaux mixtes de dimensions suivantes :

Tableau II.13 Récapitulatif des profilés supposés pour les poteaux mixtes

Etages	Section (cm ²)	Profilés
Sous-sol	(50×50)	HEB260
RDC et l'entre sol	(45×50)	HEB240
1 ^{er} et 2 ^{eme}	(40×45)	HEB220
3 ^{eme} et 4 ^{eme}	(35×40)	HEB200
5 ^{eme} et 6 ^{eme}	(30×35)	HEB180

Tableau II.14 paramètres à prendre en considération pour la descente de charge

Niveaux	Poteaux (cm ²)	ρ_{acier} (kN)	$\rho_{béton}$ (kN)	A_p (cm ²)	A_a (cm ²)	A_c (cm ²)	Hétage (m)	$P_{béton}$ (kN)	P_{acier} (kN)	P_{total} (kN)
Sous- sol	(50×50)	78	25	2500	118.44	2381.56	2.08	12.38	1.92	14.3
Entre-sol	(45×50)	78	25	2025	105.99	2144.01	3.06	16.40	2.52	18.92
RDC	(45×50)	78	25	2250	105.99	2144.01	3.38	18.11	2.79	20.9
1 ^{er} & 2 ^{eme}	(40×45)	78	25	1800	91.04	1708.96	2.08	08.88	2.40	11.28
3 ^{eme} &4 ^{eme}	(35×40)	78	25	1400	78.08	1321.96	2.08	06.87	2.05	8.92
5 ^{eme}	(30×35)	78	25	1050	65.25	984.75	2.08	05.12	1.72	6.84

Avec :

- A_p : section de poteaux

- A_a : section d'aciers

- A_c : section de béton

- $P_{béton}$: le poids de béton

- P_{acier} : le poids d'acier

- $A_c = A_p - A_a$

- P_{total} : le poids total de béton

- $H_{étage}$: hauteur de l'étage

- $P_{béton} = \rho_{béton} \times A_c \times H_{étage}$

- $P_{acier} = \rho_{acier} \times A_a \times H_{étage}$

II.5.1 Descente de charge :

Nous appliquons la descente de charge au poteau le plus sollicité en prenant compte de la surface afférente et l'importance des chargements revenant à ce dernier.

Dans notre projet nous effectuerons une descente de charges pour le Poteau (B-5)

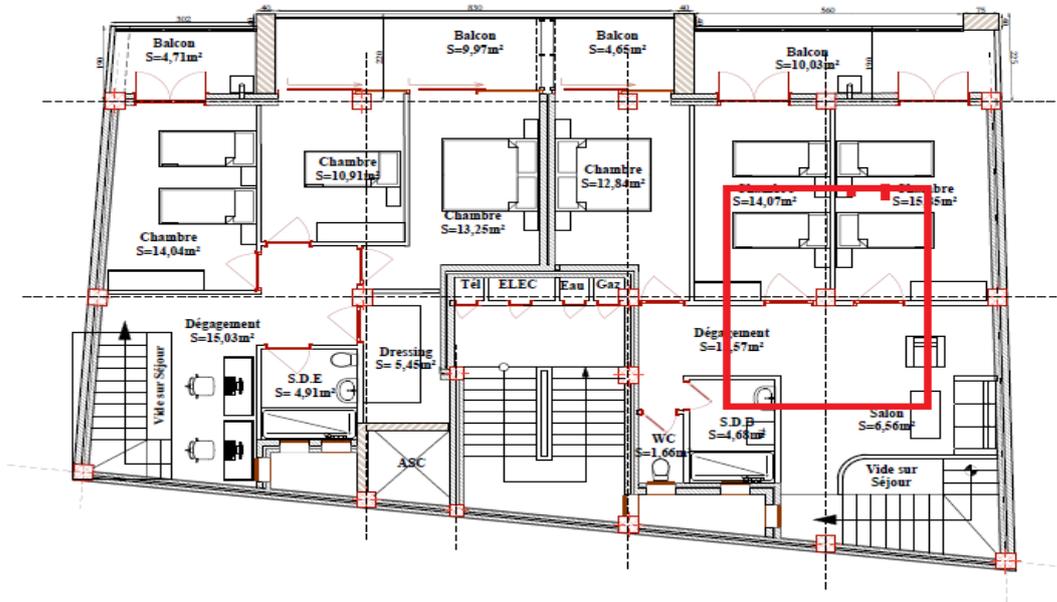


Figure II.16 : poteau le plus sollicité

II.5.2 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 d'autres termes, cette loi stipule que les charges supportées par les éléments porteurs d'un bâtiment ne se cumulent pas entièrement à chaque niveau. Plus on s'élève dans la structure, moins les charges exercées sur les éléments porteurs sont importantes.

Q_0 .

$Q_0 + Q_1$.

$Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$.

$Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$.

Sous les étages inférieurs (pour $n \geq 5$) : $Q_0 + (3 + n) / (2 * n) \sum q_i$

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

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

Tableau II.15 : Coefficients de dégression des surcharges.

Niveaux	6eme	5eme	4eme	3eme	2eme	1er	RDC	E.SOL	S.SOL
n	/	/	/	/	4	5	6	7	8
Coefficient	1	1	0.95	0.90	0.85	0.80	0.75	0.714	0.68

Les résultats de la descente de charge réalisée sur le poteau sont récapitulés dans le tableau ci-après :

Tableau II.16: Récapitulatif de la descente de charges pour le poteau (B-5).

NIVEAUX	G plancher (kN)	G poteau (kN)	G Poutres (S+P) (kN)	G Solive (kN)	$\sum G_i$ (kN)	G Cumulé (kN)	Q (kN)	Q Cumulé (kN)	NS (kN)	NU (kN)
6	95.34	/	1.07	2.25	98.66	98.66	21.47	21.470	118.13	165.396
5	109.67	6.84	1.07	2.25	119.38	218.49	32.50	53.970	268.01	375.916
4	109.67	8.92	1.07	2.25	121.91	340.4	32.50	83.470	416.72	589.245
3	109.67	8.92	1.07	2.25	121.91	462.31	32.50	118.97	562.18	802.573
2	109.67	11.28	1.07	2.25	124.27	586.58	32.50	151.47	706.75	1019.088
1	109.67	11.28	1.07	2.25	124.27	710.5	32.50	183.97	848.07	1235.602
RDC	109.67	20.9	1.07	2.25	133.89	844.74	32.50	216.47	995.76	1465.104
E.SOL	109.67	18.92	1.07	2.25	131.97	976.71	107.33	323.8	1158.14	1804.258
S.SOL	109.67	14.3	1.07	2.25	127.29	1104	32.50	356.3	1433.7	2024.85

II.5.3 Vérification des conditions d'enrobage des poteaux mixtes :

Pour valider les sections optées pour les poteaux, il faut vérifier les conditions d'enrobage

Suivantes : $40mm \leq c_y = \frac{b_c - b}{2} \leq 0.4b_c$

$40mm \leq c_z = \frac{h_c - h}{2} \leq 0.3h_c$

Avec :

bc : Largeur totale de la section du poteau

b : largeur du profilé

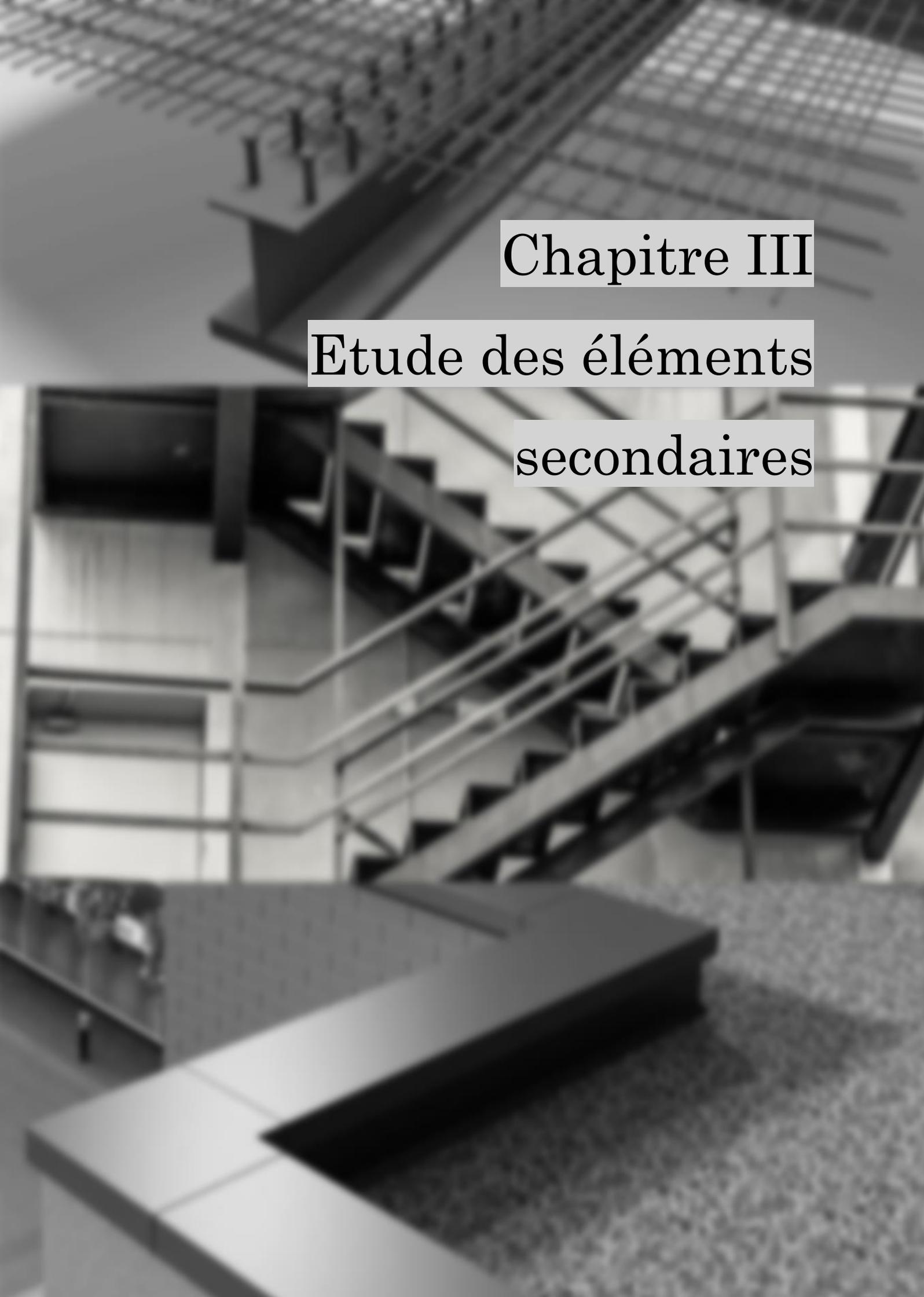
hc : hauteur totale de la section du poteau

h : largeur du profilé

On résume les résultats de la vérification dans le tableau ci-dessous :

Tableau II.17 vérifications de l'enrobage des poteaux

	bc (mm)	b (mm)	hc (mm)	h (mm)	Cz (mm)	Cy (mm)	$0.3hc$ (mm)	$0.4bc$ (mm)	Condition Cz	Condition Cy
(50×50)	500	260	500	260	120	120	150	200	Vérifiée	Vérifiée
(45×50)	450	240	500	240	105	130	135	200	Vérifiée	Vérifiée
(40×45)	400	220	450	220	90	115	120	180	Vérifiée	Vérifiée
(35×40)	350	200	400	200	75	100	105	160	Vérifiée	Vérifiée
(30×35)	300	180	350	180	60	85	90	140	Vérifiée	Vérifiée



Chapitre III

Etude des éléments

secondaires

INTRODUCTION

Toute structure se compose de deux catégories d'éléments distinctes :

- Les éléments porteurs principaux qui contribuent directement aux contreventements.
- Les éléments secondaires qui n'apportent pas de contribution directe au contreventement.

Ce chapitre se consacre au calcul et à l'étude des éléments secondaires tels que, les solives, l'acrotères et les escaliers.

III.1 Etude des solives :

Lors la phase finale, le béton est durci, donc la section mixte (le profile + la dalle) travaille ensemble.

On a étudié la solive la plus sollicitée (solive type 01 d chapitre II)

Nous avons pris la distance entre les solives $L = 1.3m$

III.1.1 Les charges à considérer :

- Poids du plancher

$$G_{terrasse} = 4.79 \times 1.3 = 6.22 \text{ kN/m}$$

$$G_{courant} = 5.51 \times 1.3 = 7.16 \text{ kN/m}$$

- Surcharge d'exploitation :

$$Q_{terrasse} = 1 \times 1.3 = 1.3 \text{ kN/m}$$

$$Q_{courant} = 1.5 \times 1.3 = 1.95 \text{ kN/m}$$

- Poids du profilé (IPE120) :

$$G_{profilé} = 0.104 \text{ kN/m}$$

- Combinaison des charges :

$$G_{tot} = G_p + G_{cour} + G_{terr}$$

$$Q_{tot} = Q_{cour} + Q_{terr}$$

$$\text{ELU : } q_u = [(1.35 \times (G_{tot}) + (1.5 \times Q_{tot})) \times 1.3$$

$$\text{ELS: } q_s = [G_{tot} + Q_{tot}] \times 1.3$$

Tableau III.1 : récapitulatif des combinaisons de charge.

Planchers	IPE	Poids du profilé (kN/m)	q_u (kN/m)	q_s (kN/m)
Terrasse	120	0.104	10.53	7.66
Étage courant	120	0.104	12.77	9.24

III.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

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

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

$$\text{Pour notre cas : } l_0 = 5.63\text{m} \quad b_{e1} = b_{e2} = \min\left(\frac{5.63}{8} ; \frac{1.3}{2}\right)$$

Donc : $b_{eff} = 1.3\text{m}$.

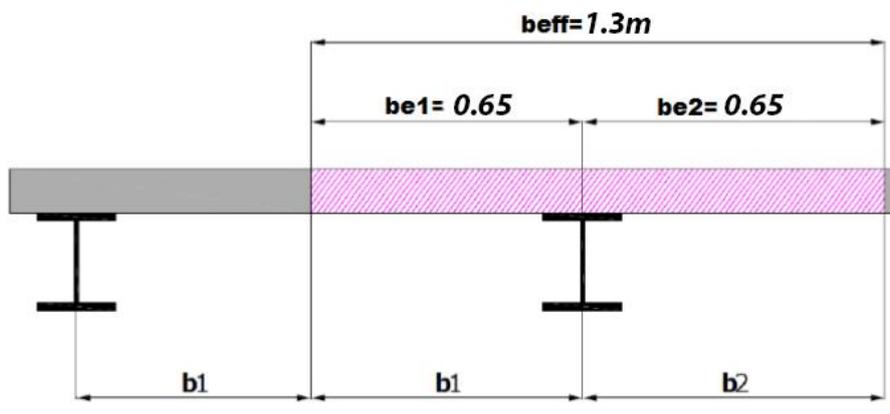


Figure III.1 : Largeur efficace de la dalle

III.1.3 Position de l'axe neutre :

Nous procéderons à un calcul plastique pour confirmer la classe de la section mixte en déterminant la position de l'axe neutre plastique (ANP) de la manière suivante :

Si $FC > Fa \Rightarrow$ 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.

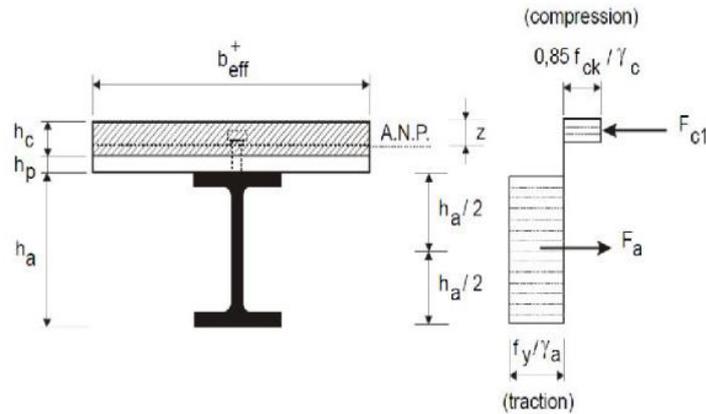


Figure III.2 : Distribution plastique des contraintes normales.

$$F_c = h_c \times b_{eff} \times 0,85 \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \qquad F_a = A_a \times \frac{f_y}{\gamma_a}$$

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 :

Tableau III.2 : Caractéristiques du béton

f_y (MPa)	f_{ck} (MPa)	f_{sk} (MPa)	E_{cm} (MPa)
235	25	400	30500

Tableau III.3: Le calcul de la position de l'ANP de la solive (IPE160).

	h_c (cm)	b_{eff} (cm)	A_a (cm ²)	F_c (kN)	F_a (kN)	Position de l'ANP
La solive	14	130	20.1	2511.36	282	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 :

$$M_{sd} = \frac{qu(l)^2}{8} \leq M_{rd} = F_a \left(\frac{ha}{2} + hc + hp - \frac{Z}{2} \right) \quad z_{pl} = \frac{F_a}{b_{eff} \times 0.85 \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c}}$$

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

Tableau III.4 : Calcul de Z_{pl} et M_{plrd} (les solives)

IPE	Fa(kN)	beff (cm)	Z_{pl} (m)	$\frac{ha}{2}$ (m)	hc (m)	hp (m)	$\frac{Z}{2}$ (m)	M_{plrd} (kN.m)
120	282	1.3	0.015	0.06	0.1	0.04	0.0075	54.28

❖ Vérification du moment résistant

Tableau III.5 : La vérification du moment résistant (les solives).

Planchers	IPE	Msd (kN.m)	Mrd (kN.m)	Observation
Terrasse	120	41.72	54.28	Vérifiée
Etage courant	120	50.59	54.28	Vérifiée

❖ Vérification des Efforts tranchants

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

Tableau III.6 : Tableau récapitulatif de vérification de l'effort tranchant.

Plancher	A_v (cm ²)	qu (kN/m)	V_{sd} (kN)	V_{plrd} (kN)	Observations
Terrasse	6.31	10.53	29.64	77.82	Vérifiée
Etage courant	6.31	12.77	35.94	77.82	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 :

$$A_a (h - Z_a - hc) < \frac{A_c}{n} \times \frac{hc}{2} \rightarrow \text{L'axe neutre est dans la dalle}$$

$$Z_{el} = \frac{n \times A_a}{b_{eff}} \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times b_{eff}}{n \times A_a} (h - Z_a)} \right] \quad \text{Avec} \quad n = \frac{E_a}{E_{cm}}$$

Tableau III.7: Le calcul de la position de l'ANE Zel de la solive.

	Aa (cm ²)	H (cm)	beff (cm)	N	Za (cm)	Zm (cm)	Zel (cm)
IPE160	13.2	26	130	6.88	6	21.37	4.63

❖ Le moment d'inertie de la section mixte :

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

Tableau III.8: Le calcul du moment d'inertie mixte I_{my} des solives

IPE	Aa (cm ²)	Za (cm)	Zel (cm)	Zm (cm)	I _{ay} (cm ⁴)	I _{my} (cm ⁴)
IPE160	13.2	6	4.63	21.37	318	4061.46

❖ Vérification de la flèche :

$$f_{max} = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_{my}} \leq f_{adm} = \frac{l}{300}$$

Tableau III.9: récapitulatif de la vérification de la flèche.

	IPE	Q _s (kN/m)	I _{mixte} (cm ⁴)	F _{max} (cm)	F _{adm} (cm)	Observation
Terrasse	120	7.66	4061.46	1.17	1.87	Vérifiée
Etage courant	120	9.24	4061.46	1.41	1.87	Vérifiée

On constate que les conditions de flèches sont vérifiées donc on peut passer à l'étude des connecteurs

III.2 Etude des connecteurs :

Pour garantir le bon fonctionnement mixte de l'acier et béton, trois questions importantes sont à soulever lors du dimensionnement des planchers mixtes :

- Quels sont les moyens de connexion pour attacher la dalle aux poutrelles métalliques ?
- Quelle est la résistance des connecteurs ?
- Combien faudra-t-il de connecteurs pour réaliser la connexion ?

❖ Moyens de connexion :

Nous optons pour le type de connecteurs des goujons pour la connexion solive-dalle :

$$h = 80\text{mm} \quad d = 16\text{mm}$$

$$f_y = 350\text{MPa} \quad f_u = 450\text{MPa}$$

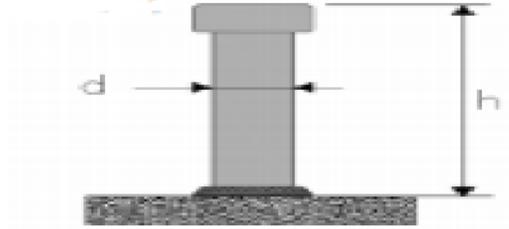


Figure III.3 : goujon à tête

❖ Quelle est la résistance des connecteurs ?

$$Prd = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.8 \frac{f_u}{\gamma_v} \left(\frac{\pi d^2}{4} \right) \quad (\text{cisaillement de goujon}) \\ 0.29 \frac{\alpha \cdot d^2}{\gamma_v} \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}} \quad (\text{Ecrsement du beton autour du goujon}) \end{array} \right.$$

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

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

f_{ck} : Résistance caractéristique du béton à l'âge considéré.

E_{cm} : Module de Young du béton

γ_v : Coefficient de sécurité partiel : ($\gamma_v = 1,25$).

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

Après les calculs on a : $Prd = \min(57.9; 51.86) \Rightarrow Prd = 51.86 \text{ kN}$

$$Prd' = rPrd$$

$$Prd' = 0.85 \times 51.86 = 44.08 \text{ kN}$$

En mettant un seul goujon par nervure, N_r sera égale à 1 et puisque on a opté pour des goujons soudés à travers la tôle donc $r = 0.85$

L'effort de cisaillement longitudinal :

$$V_{lf} = \min(F_a; F_c) = \min(282; 2511.36) \Rightarrow V_{lf} = F_a = 282 \text{ kN}$$

❖ Combien faudra-t-il de connecteurs pour réaliser la connexion

- Le nombre de goujons :

$$N = \frac{Vlf}{prd}$$

$$\Rightarrow N = \frac{282}{44.08} = 6.39 \quad \text{Donc } N = 7 \text{ goujons pour une distance de } \frac{l}{2}$$

Avec

$$l = 5.61m \rightarrow \frac{l}{2} = 2.805m$$

- L'espacement entre goujons

$$e \leq \frac{280.5}{10} \rightarrow e = 28 \text{ cm}$$

III.3 Etude de l'escalier

Dans notre projet, Nous étudierons un seul type d'escalier à étudier qui est composée de deux volée liée à un palier de repos, ce dernier se compose d'une solive en profilée UPN encastrée aux poteaux, la volée est constituée de deux limons en profilée UPN et des marches constituées par des cornières de support et de tôle.

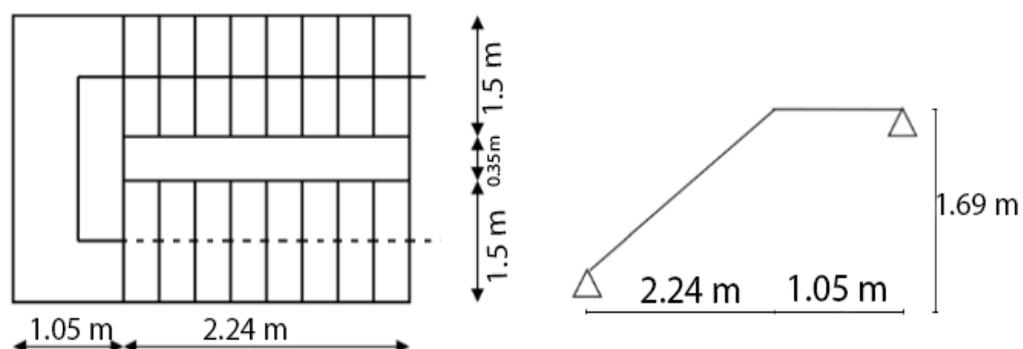


Figure III.4 : vue en plan de l'escalier et le schéma statique.

III.3.1 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 contremarches successives.
- Limon : c'est une partie rampante d'un escalier dans laquelle s'assemblent les marches et contremarches.

III.3.2 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 $H=3.38\text{m}$, pour que la formule de BLONDEL soit vérifiée, nous utiliserons des hauteurs de contres marches différentes.

la contremarche de départ ça sera égale a $h = 11\text{cm}$ et pour les autres seront les mêmes avec $h = 17\text{cm}$.

On prend $h = 17 \text{ cm} \Rightarrow n = \frac{338}{17} = 20 \text{ contremarches}$

Avec $n - 1 = 20 - 1 = 19$ marches pour chaque volée.

❖ Calcul des marches :

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

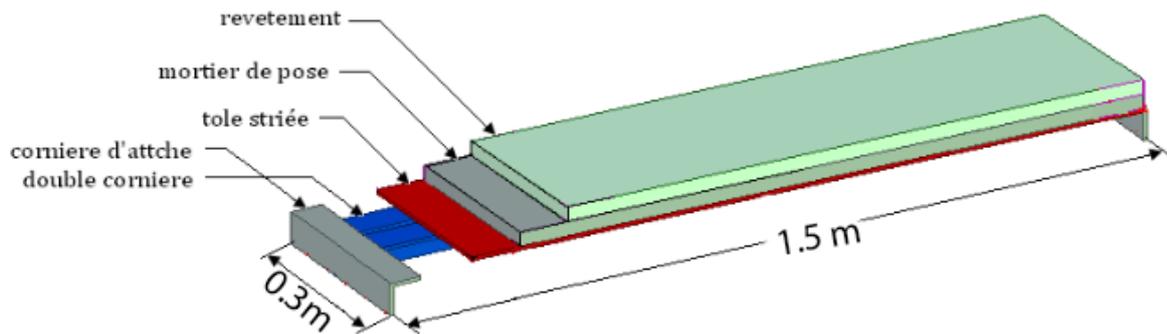


Figure III.5 : éléments constructifs d'une marche

❖ Evaluation des charges et les surcharges :

➤ La charge permanente :

$$G(\text{tôle striée}) \Rightarrow G_{\text{tôle}} = 0,45 \times 0,3 = 0,135 \text{ kN/ml}$$

$$G(\text{Mortier de pose}) \Rightarrow G_{\text{tôle}} = 0,40 \times 0,3 = 0,12 \text{ kN/ml}$$

$$G(\text{Revetement}) \Rightarrow G(\text{Revetement}) = 0,40 \times 0,3 = 0,12 \text{ kN/ml}$$

$$G_{\text{total}} = 0,40 \times 0,3 = 0,375 \text{ kN/ml}$$

➤ 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 :

$$\text{ELS: } G_{\text{total}} + Q_{\text{total}} = 1,125 \text{ kN/ml}$$

$$\text{ELU: } 1,35G_{\text{total}} + 1,5Q_{\text{total}} = 1,63 \text{ kN/ml}$$

- ❖ La vérification des marches:
- Vérification de la condition de flèche (ELS) :

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

Avec :

$$q_s = 1.125 \text{ kN/ml}$$

l : la longueur de la marche = 1.5m

$$I_y \geq \frac{5 \times q_s \times (l)^3 \times 250}{384 \times 2.1 \times 10^6}$$

$$I_y \geq 5.88 \text{ Cm}^4$$

La cornière qui correspond est : L 40 × 40 × 6 → $I_y = 6.31 \text{ cm}^4$

Avec :

$$P_p = 3.58 \text{ kg/m} \quad q_s = q_s + \text{poid propre de profilé} = 1.125 + 0.0358 = 1.1608 \text{ kN/ml}$$

$$f_c = \frac{5 \times 1.1608 \times (1500)^4}{384 \times 210000 \times 6.31 \times 10^4} = 5.77 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = \frac{l}{250} = \frac{1500}{250} = 6 \text{ mm}$$

$$f_c = 5.77 \text{ mm} \leq f_{adm} = 6 \text{ mm} \quad \text{condition vérifiée}$$

- Vérification de la condition de résistance (ELU) :

$$M_{sd} \leq M_{cr,d} = w_{pl} \times \frac{f_y}{\gamma_{mo}}$$

Avec :

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

$$q_u = [1.35 \times G_{total} + 1.5 \times Q_{total}] + 1.35 \times P_{\text{poid propre de profilé}} = 1.67 \text{ kN/ml}$$

$$M_{sd} = 1.67 \times \frac{1.5^2}{8} = 0.460 \text{ KN.m}$$

$$M_{cr,d} = W_{ely} \times \frac{f_y}{\gamma_{mo}} = 2.26 \times 10^3 \times \frac{235}{1.1} = 0.48 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 0.460 \text{ kN.m} < M_{cr,d} = 0.48 \text{ kN.m} \quad \text{la condition est vérifiée}$$

➤ Vérification au cisaillement :

$$V_{sd} \leq V_{plr,d} = \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{m0} \times \sqrt{3}}$$

Avec :

$$V_{sd} = qu \times \frac{l}{2} = 1.67 \times \frac{1.5}{2} = 1.25 \text{ kN}$$

Avec :

$$A_v = l \times t = 40 \times 6 = 240 \text{ mm}^2$$

$$V_{plr,d} = \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{m0} \times \sqrt{3}} = \frac{240 \times 235}{1.1 \times \sqrt{3}} = 29.60 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 1.25 \text{ kN} < V_{plr,d} = 29.60 \text{ kN}$$

La cornière L 40x40x6 : répond à toutes les conditions de **CCM97** concernant la vérification de résistance, la vérification de moment fléchissant et la vérification au cisaillement

III.3.3 Calcul du limon

Le limon est une pièce en bois, en pierre ou en métal (comme exemple notre cas), utilisée dans la construction des escaliers. C'est en effet grâce à cette pièce d'appui que peuvent être fixée et assemblées les marches et contremarches. Une volée contient deux limons, et chaque limon doit supporter la moitié des charges et des surcharges exercées sur la volée. Comme indiquée sur la figure :

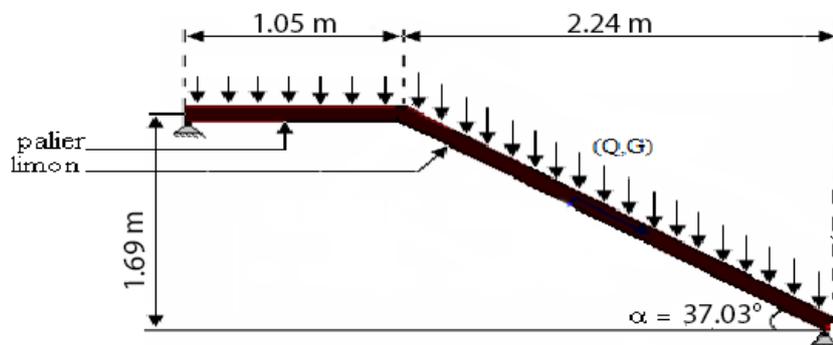


Figure III.6 schéma statique de l'escalier

❖ Evaluation des charges et les surcharges :

➤ Charges surcharges sur la volée :

• La charge permanente :

$$G_{\text{tole striée}} \Rightarrow G_{\text{tole}} = \frac{1}{2}(0.45 \times 1.5) = 0.337 \text{ kN/ml}$$

$$G_{\text{Mortier de poseole}} \Rightarrow G_{\text{tole}} = \frac{1}{2}(0.4 \times 1.5) = 0.3 \text{ kN/ml}$$

$$G_{\text{Revetement}} \Rightarrow G_{\text{Revetement}} = \frac{1}{2}(0.4 \times 1.5) = 0.3 \text{ kN/ml}$$

$$G_{\text{corniere}} = 0.0358 \text{ kN/ml}$$

$$G_{\text{garde corp}} = 1 \text{ kN/ml}$$

$$G_{\text{total}} = 1.972 \text{ kN/ml}$$

• La charge d'exploitation :

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

$$Q_{\text{total}} = 1.81 \text{ kN/ml}$$

• Les combinaisons de charge :

$$\text{ELS: } G_{\text{total}} + Q_{\text{total}} = 3.847 \text{ kN/ml}$$

$$\text{ELU: } 1.35G_{\text{total}} + 1.5Q_{\text{total}} = 5.47 \text{ kN/ml}$$

• La projection sur l'axe (Z-Z) ELS :

$$F_Z = F \times \cos(\alpha) = 3.847 \times \cos(37.033) = 3.065 \text{ kN/ml}$$

➤ 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 :

$$q_s = 3.065 \text{ kN/ml}$$

$$l : \text{la longueur de la volée} \rightarrow l = \sqrt{(1.69)^2 + (2.24)^2} = 2.80 \text{ m}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times q_s \times (l)^3 \times 250}{384 \times 210000}$$

$$I_y \geq 104.29 \text{ Cm}^4$$

Le profilée UPN qui correspond est : UPN100 → $I_y = 206 \text{ cm}^4$

Avec

$$P_p = 10.6 \text{ kg/m}$$

$$q_s = q_s + P_{P(UPN100)} = 3.065 + 0.106 = 3.171 \text{ kN/ml}$$

$$f_c = \frac{5 \times 3.171 \times (2800)^4}{384 \times 210000 \times 206 \times 10^4} = 5.8 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = \frac{l}{250} = \frac{2800}{250} = 11.2 \text{ mm}$$

$$f_c = 6.75 \text{ mm} \leq f_{adm} = 11.2 \text{ mm} \quad \text{condition vérifiée}$$

- ELU:

$$q_u = 1,35 \times (G_{total} + P_{P(UPN100)}) + 1,5 \times Q_{total} = 1,35 \times 3.171 + 1,5 \times 1.875$$

$$q_u = 5.61 \text{ kN/ml}$$

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

$$F_Z = F \times \cos(\alpha^\circ) = 5.61 \times \cos(37.033) = 4.47 \text{ kN.ml}$$

$$F_Z = 4.47 \text{ kN.ml}$$

- Vérification de la condition de résistance (ELU) :

$$M_{sd} \leq M_{cr,d} = w_{pl} \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$$

Avec :

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

$$q_u = 4.47 \text{ kN.ml}$$

$$M_{sd} = 4.47 \times \frac{2.8^2}{8} = 4.38 \text{ kN.m}$$

$$M_{cr,d} = W_{ely} \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = 49 \times 10^3 \times \frac{235}{1.1} = 10.46 \text{ kN.m}$$

$M_{sd} = 4.38 \text{ kN.m} < M_{cr,d} = 10.46 \text{ kN.m}$ la conditions est vérifiée

➤ Vérification au cisaillement :

$$V_{sd} \leq V_{plr,d} = \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{m0} \times \sqrt{3}}$$

Avec : $V_{sd} = qu \times \frac{l}{2} = 4.47 \times \frac{2.8}{2} = 6.25 \text{ kN}$ $A_v = 623.25 \text{ mm}^2$

$$V_{plr,d} = \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{m0} \times \sqrt{3}} = \frac{623.25 \times 235}{1.1 \times \sqrt{3}} = 76.87 \text{ kN}$$

$V_{sd} = 6.25 \text{ kN} < V_{plr,d} = 76.87 \text{ kN}$ la conditions est vérifiée

Le profilé UPN100 : répond à toutes les conditions de **CCM97** concernant la vérification de résistance, la vérification de moment fléchissant et la vérification au cisaillement

III.3.4 Dimensionnement de la poutre d'appui :

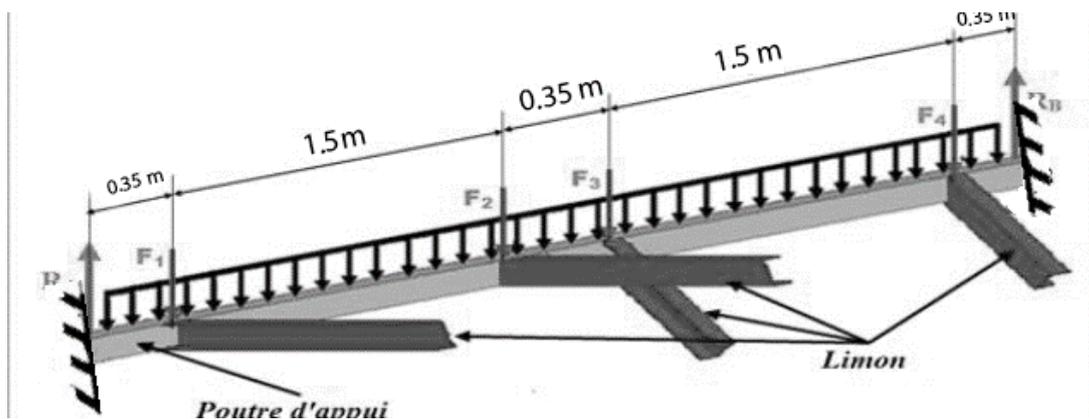


Figure III.7 Distribution des charges sur la poutre porteuse.

La longueur de la poutre est : $L = 4.05m$

On considère que les quatre limons ont la même charger et même longue, et on va estimer que la poutre d'appui est : UPN 180.

Profilé	Poids	Section	Dimensions						Caractéristiques					
			G (kg/m)	A (cm ²)	h (mm)	b (mm)	tf (mm)	tw (mm)	d (mm)	r (mm)	I _y (mm ⁴ x10 ⁴)	I _z (mm ⁴ x10 ⁴)	W _{plY} (mm ³ x10 ³)	W _{plZ} (mm ³ x10 ³)
UPN180	21,9	27,9	180	70	11	8	133	11	1350	788,1	150	42.9	7	2,02

❖ Evaluation des charges et les surcharges :

➤ Pour la charge répartie

• La charge permanente :

$$G_{\text{tole striée}} \Rightarrow G_{\text{tole}} = \frac{1}{2}(0.45 \times 1.05) = 0.236 \text{ kN/ml}$$

$$G_{\text{Mortier de pose}} \Rightarrow G_{\text{tole}} = \frac{1}{2}(0.4 \times 1.05) = 0.21 \text{ kN/ml}$$

$$G_{\text{Revetement}} \Rightarrow G_{\text{Revetement}} = \frac{1}{2}(0.4 \times 1.05) = 0.21 \text{ kN/ml}$$

$$G_{\text{UPN180}} = 0.219 \text{ kN/ml}$$

$$G_{\text{total}} = 0.875 \text{ kN/ml}$$

• La charge d'exploitation :

$$Q_{\text{exp}} \Rightarrow Q_{\text{exp}} = \frac{1}{2}(2.5 \times 1.05) = 1.312 \text{ kN/ml}$$

$$Q_{\text{total}} = 1.312 \text{ kN/ml}$$

• Les combinaisons de charge :

$$\text{ELS: } G_{\text{total}} + Q_{\text{total}} = 2.187 \text{ kN/ml}$$

$$\text{ELU: } 1.35G_{\text{total}} + 1.5Q_{\text{total}} = 3.149 \text{ kN/ml}$$

➤ La charge ponctuelle

Les quatre (04) limons sont assemblés avec la poutre UPN180 dans quatre (04) points distincts. Cette poutre supporte dans chaque point d'assemblage une charge ponctuelle (**Fp et FQ**).

• La charge permanente :

$$G_{\text{LIMON}} = \text{les charges permanentes} + \text{poids de profilé} = G_{\text{tole striée}} + G_{\text{Mortier de pose}} + G_{\text{Revetement}} + G_{\text{corniere}} + G_{\text{garde corp}} + G_{\text{UPN100}} = 2.078 \text{ kN/ml}$$

$$F_p = G_{\text{limon}} \times L = 2.078 \times 2.8 = 5.81 \text{ kN/ml}$$

• La charge d'exploitation :

$$F_Q = 2.5 \times 2.8 \times \frac{1.05}{2} = 3.675 \text{ kN/ml}$$

- ❖ Les combinaisons de charge :

$$ELS: Fp + FQ = 5.81 + 3.675 = 9.485 \text{ kN/ml}$$

$$ELU: 1,35 \times Fp + 1,5 \times FQ = 1,35 \times 5.81 + 1,5 \times 3.675 = 13.35 \text{ kN/ml}$$

- Vérification de la condition de flèche (ELS)

Flèche = La flèche due aux charges réparties + La flèche due aux charges ponctuelles.

- ❖ La flèche due aux charges réparties :

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

Avec:

$$qs = 2.187 \text{ kN/ml}$$

$$f_c = \frac{5 \times 2.187 \times (4.05 \times 10^3)^4}{384 \times 210000 \times 1350 \times 10^4} = 0.54 \text{ mm}$$

- ❖ La flèche due aux charges ponctuelles :

On a quatre charges ponctuelles et des charges réparties sur la poutre UPN 180, pour calculer la flèche on utilise le théorème de superposition qui annonce que la flèche totale est la somme des flèches dues à chacune de ces charges. La flèche au milieu de la poutre est égale à :

$$F = \sum f_i = f_1 + f_2 + f_3 + f_4$$

Avec :

$$f_i = \frac{(q' \times a_i)}{(48 \times E \times I_y)} (3 \times L^2) - (4 \times a_i^2)$$

Avec:

$$a_1 = 350 \text{ mm} = a_4 \quad \text{Voir figure (III.8)}$$

$$a_2 = 10850 \text{ mm} = a_3$$

$$f_1 = f_4 = \frac{(948.5 \times 350)}{(48 \times 21000 \times 1350 \times 10^4)} (3 \times 4050^2 - 4 \times 350^2) = 1.18 \text{ mm}$$

$$f_2 = f_3 = \frac{(9.485 \times 1850)}{(48 \times 210000 \times 1350 \times 10^4)} (3 \times 4050^2 - 4 \times 1850^2) = 4.579 \text{ mm}$$

$$F = \sum f_i = f_1 + f_2 + f_3 + f_4 = 2 \times 1.18 + 2 \times 4.579 = 11.51 \text{ mm}$$

Donc la flèche égale :

$$f = f + F = 0.54 + 11.51 = 12.05 \text{ mm} \Rightarrow f = 12.05 \text{ mm.}$$

$$f_{adm} = \frac{l}{250} = \frac{4050}{250} = 16.2 \text{ mm}$$

$$f = 12.05 \text{ mm} < f_{adm} = 16.2 \text{ mm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

❖ Vérification de la condition de résistance (ELU)

La condition : $M_{sd} \leq M_{cr,d} = w_{pl} \times \frac{f_y}{\gamma_{mo}}$

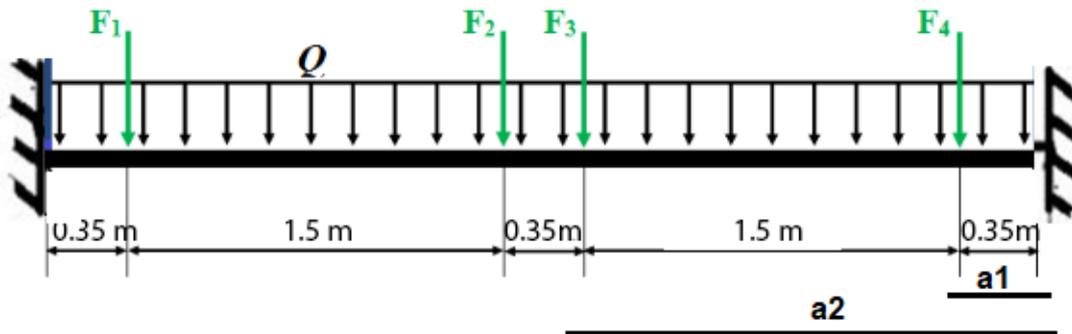


Figure III.8 Distribution des charges sur la poutre palière.

❖ Calcul des réactions RA et RB :

$$\sum F_{ext} = 0 \dots \dots \dots .01$$

$$\sum M/A = 0 \dots \dots \dots .02.$$

A partir de la 1ère équation, on détermine les réactions :

$$R_A = R_B = \frac{K \times L + 4 \times K' l}{2} = \frac{3.149 \times 4.05 + 4 \times 13.35}{2} = 33.76 \text{ kN}$$

Calcul moment max **Mmax** :

Le moment fléchissant max **Mmax** se trouve à $\frac{L}{2}$

Avec :

K'' : La charge répartie à l'ELU

K : La charge ponctuelle a l'ELU

$a_1; a_2$: Regarder la figure au dessous

$$M_{max} = \frac{R_A \times L}{2} - \frac{K \times L^2}{8} - K'' \times (L - a_1 - a_2)$$

$$M_{max} = \frac{33.76 \times 4.05}{2} - \frac{3.148 \times 4.05^2}{8} - 13.35 \times (4.05 - 0.35 - 1.85)$$

$$M_{max} = 37.21 \text{ kN.m}$$

$$M_{cr,d} = W_{ely} \times \frac{f_y}{\gamma_{mo}} = 179 \times 10^3 \times \frac{235}{1.1} = 38.24 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = M_{max} = 37.21 \text{ kN.m} < M_{cr,d} = 38.24 \text{ kN.m} \quad \text{la conditions est verifiée}$$

Le profilé UPN180 répond à toutes les conditions de CCM97 concernant la vérification de Résistance et la vérification de moment fléchissant.

Le résumé des résultats obtenus :

Tableau III.11 résumés des résultats obtenus

Eléments	Profils obtenus
Marches	L 40 × 40 × 6
Limon	UPN100
Poutre palière	UPN180

III.4 L'Acrotère :

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse, il forme une paroi, contre toute chute, elle est considérée comme une console encastrée soumise à son poids propre, à une charge (Q) qui est due à la main courante et une force latérale sismique.

Notre structure est dotée d'un acrotère comme montré sur la figure ci-dessous :

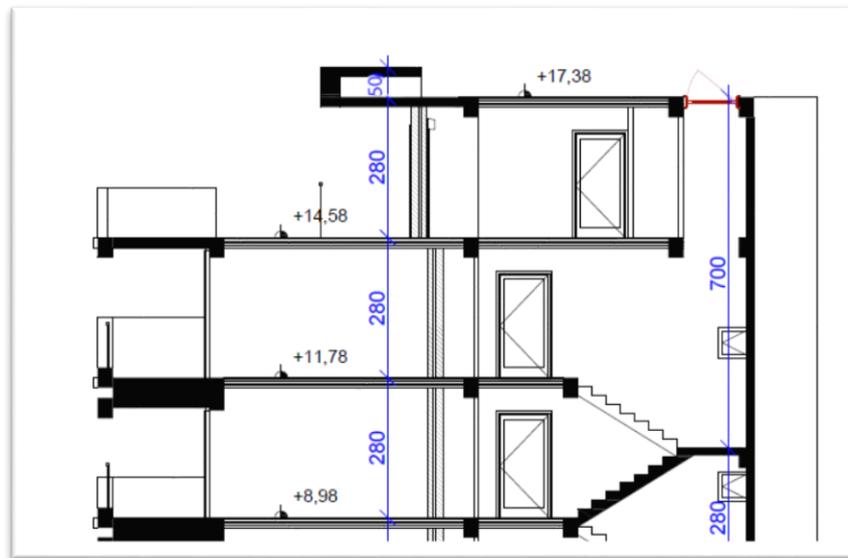


Figure III.9 : l'acrotère de la structure

III.4.1 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

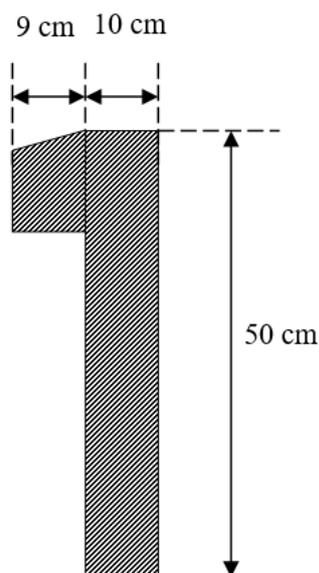


Figure III.10 dimensions de l'acrotère de la terrasse

$$\begin{cases} X_G = \frac{\sum A_i \cdot X_i}{\sum A_i} \\ Y_G = \frac{\sum A_i \cdot Y_i}{\sum A_i} \end{cases}$$

Tableau III.12 Caractéristiques des acrotères

G (kN)	Q(kN)	S(m ²)	X _G (cm)	Y _G (cm)
1,82	1,00	0,05675	4,73	22,29

III.4.2 Ferrailage de l'acrotère :

❖ Vérification au séisme :

D'après le RPA99 Version 2003 (Article 6.2.3) les éléments non structuraux doivent être calculés sous l'action des forces horizontales suivant la formule suivante :

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

A : Coefficient d'accélération de la zone sismique

Zone II.a → A = 0,15

C_p : Facteur de force horizontale C_p = 0,8

W_p : Poids propre.

F_p : Force horizontale pour les éléments non structuraux

On doit vérifier la condition suivante : $F_p < 1,5Q$

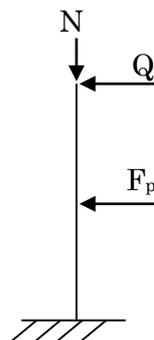


Figure III.11 détails de l'acrotère

Tableau III.13 : vérification au séisme

F_p (kN)	$1.5Q$ (kN)	$F_p < 1.5Q$
0,8736	1,5	Vérifiée

❖ Sollicitations :

L'acrotère est assimilé à une console encastrée au niveau du plancher soumis au poids propre et la surcharge d'exploitation, le calcul se fait par une bande de 1 m.

$$NG = W_p \cdot MF_p = F_p \cdot YG$$

$$NQ = 1 \text{ kN} \cdot MQ = Q \cdot h$$

❖ Effort normal :

Tableau III.14 : Efforts normaux dans l'acrotère

N_u	N_{ser}
2,457	1,82

Tableau III.15 : Moments dans l'acrotère

M_{Fp}	M_Q
0,1947	0.50

❖ Effort tranchant :

$$V = NQ + NF_p = 1,8736 \text{ kN/ml}$$

$$Vu = 1,5V = 2,8104 \text{ kN/ml}$$

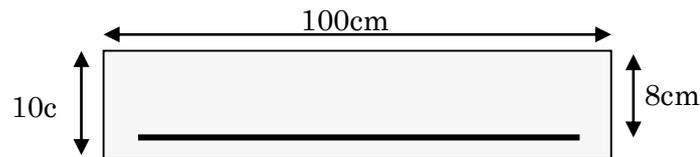
Tableau III.16 : Efforts tranchants dans l'acrotère

	RPA 99	E L U	E L S
Sollicitations	G + Q + E	1,35G + 1,5Q	G + Q
N (kN)	3,6936	3,957	2,82
M (kN.m)	0,6947	0,75	0,5

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 ($b \cdot h = 100 \cdot 10$) cm² sollicitée par une flexion composée.

Figure III.12 section rectangulaire sollicitée à la Fc



➤ Calcul de la section à l'ELU :

• Calcul de l'excentricité :

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,75}{3,957} = 0,1895 \Rightarrow e_0 = 18,95 \text{ cm}$$

$$e_1 = \frac{h_t}{6} = \frac{10}{6} = 1,67 \text{ cm} \Rightarrow e_1 = 1,67 \text{ cm}$$

$e_0 > e_1 \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée (S.P.C).

Donc on se ramène à un calcul en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_f rapporté au centre de gravité des armatures tendues.

$$M_f = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 0,75 + 3,957 \left(0,08 - \frac{0,1}{2} \right)$$

$$M_f = 1,264 \text{ kN.m.}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{1,264 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0,08^2 \cdot 14,2} = 0,0139$$

$\mu < 0,186 \Rightarrow$ pas d'acier comprimé

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,0139}) = 0,0175$$

$$\alpha = 0,0175$$

$$z = d \cdot (1 - 0,4\alpha) = 0,08 \cdot (1 - 0,4 \cdot 0,0175) = 0,079.$$

$$z = 7,9 \text{ cm}$$

$$A_1 = \frac{M_u}{z \cdot f_{st}} = \frac{1,264 \cdot 10^{-3}}{0,079 \cdot 384} = 0,4166 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2/\text{ml}$$

$$A_1 = 0,4166 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_s = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 0,4166 \cdot 10^{-4} - \frac{3,957 \cdot 10^{-3}}{348} = 0,30 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_s = 0,30 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 1 \cdot 0,08 \cdot \frac{2,1}{400} = 0,996 \text{ cm}^2.$$

$$A < A_{\min} \Rightarrow \text{On adopte } A = A_{\min} = 0,996 \text{ cm}^2.$$

- Vérification au cisaillement :

$$V_u = F_{p+} + Q = 1,5(0,8736 + 1) = 2,8104 \text{ kN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{2,8014}{1 \cdot 0,08} = 35,0175 \text{ kPa.}$$

$$\tau_u = 0,035 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\tau_u} < \min(0,13 \cdot f_{c28}; 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \tau_u < \min(3,25; 4) \text{ MPa.} = 3,25 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0,035 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3,25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

Tableau III.17 : Ferrailage de l'acrotère

M_f (kN.m)	μ_{bu}	α	z (m)	A (cm ²)	A_s (cm ²)	A_{adop} (cm ²)
1,264	0,0139	0,0175	0,079	0,41	0,30	4HA8 = 2,01

- Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,5 \text{ cm}^2$$

On adopte : $4\emptyset_6 = 1,13 \text{ cm}^2$

- Calcul de l'espacement :

$$\text{Les armatures principales : } S_t < \frac{50}{3} = 16,66 \text{ cm} .$$

$$\text{Les armatures secondaires : } S_t < \frac{100}{3} = 33,33 \text{ cm} .$$

On adopte un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$ pour les armatures secondaires et $S_t = 15 \text{ cm}$ pour les armatures principales.

➤ Calcul de la section à l'ELU :

- Vérification de la contrainte d'adhérence :

$$\tau_s = \frac{V}{0,9 \cdot d \sum u_i} \leq \bar{\tau}_{ser} .$$

$$V = F + Q = 1 + 0,8736 = 1,8736 \text{ kN} .$$

Avec :

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

$$\sum u_i = \pi \cdot n \cdot \phi = 3,14 \times 4 \times 8 = 100,48 \text{ mm} .$$

$$\tau_{ser} = \frac{1,8736 \cdot 10^{-3}}{0,9 \cdot 0,08 \cdot 100,48 \cdot 10^{-3}} = 0,259 \text{ MPa} .$$

$$\bar{\tau}_{ser} = 0,6 \cdot \psi^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \cdot 1,5^2 \cdot 2,1 = 2,83 \text{ MPa}$$

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

- Etat limite de compression de béton :

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{B_1 \cdot d \cdot A} \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\sigma_b = K \cdot \sigma_s \leq \bar{\sigma}_b$$

$$M_{ser} = M_s + V_s (d - h) = 0,6947 + 1,8736 (0,08 - 0,1) = 0,732 \text{ KN.m}$$

$$\rho = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d} = \frac{100 \cdot 2,01}{100 \cdot 8} = 0,251.$$

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

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{B_1 \cdot d \cdot A} = \frac{732}{0,92 \cdot 0,8 \cdot 2,01} = 49,48 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{La condition est vérifiée.}$$

$$\sigma_b = K \cdot \sigma_s = 0,021 \cdot 49,48 = 1,04 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{La condition est vérifiée.}$$

Tableau III.18. Ferrailage adopté de l'acrotère

	Section calculée (cm^2)	Cdt fragilité (cm^2)	Section adoptée (cm^2)	A de répartition (cm^2)
Section (cm)	0,43	0,996	$4\phi 8 = 2,01$ $S_t = 15 \text{ cm}$	$4\phi 6 = 1,13$ $S_t = 25 \text{ cm}$

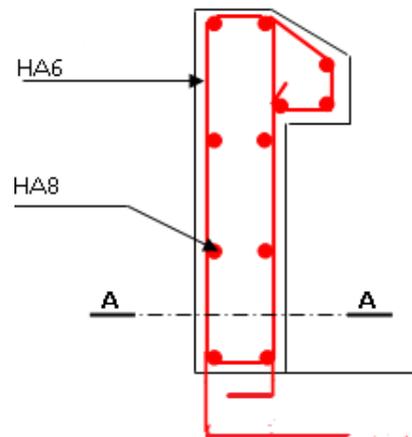
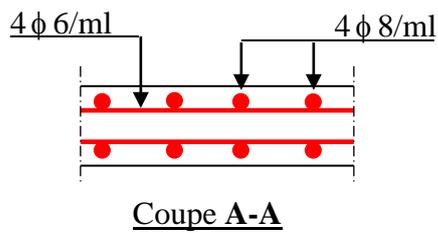
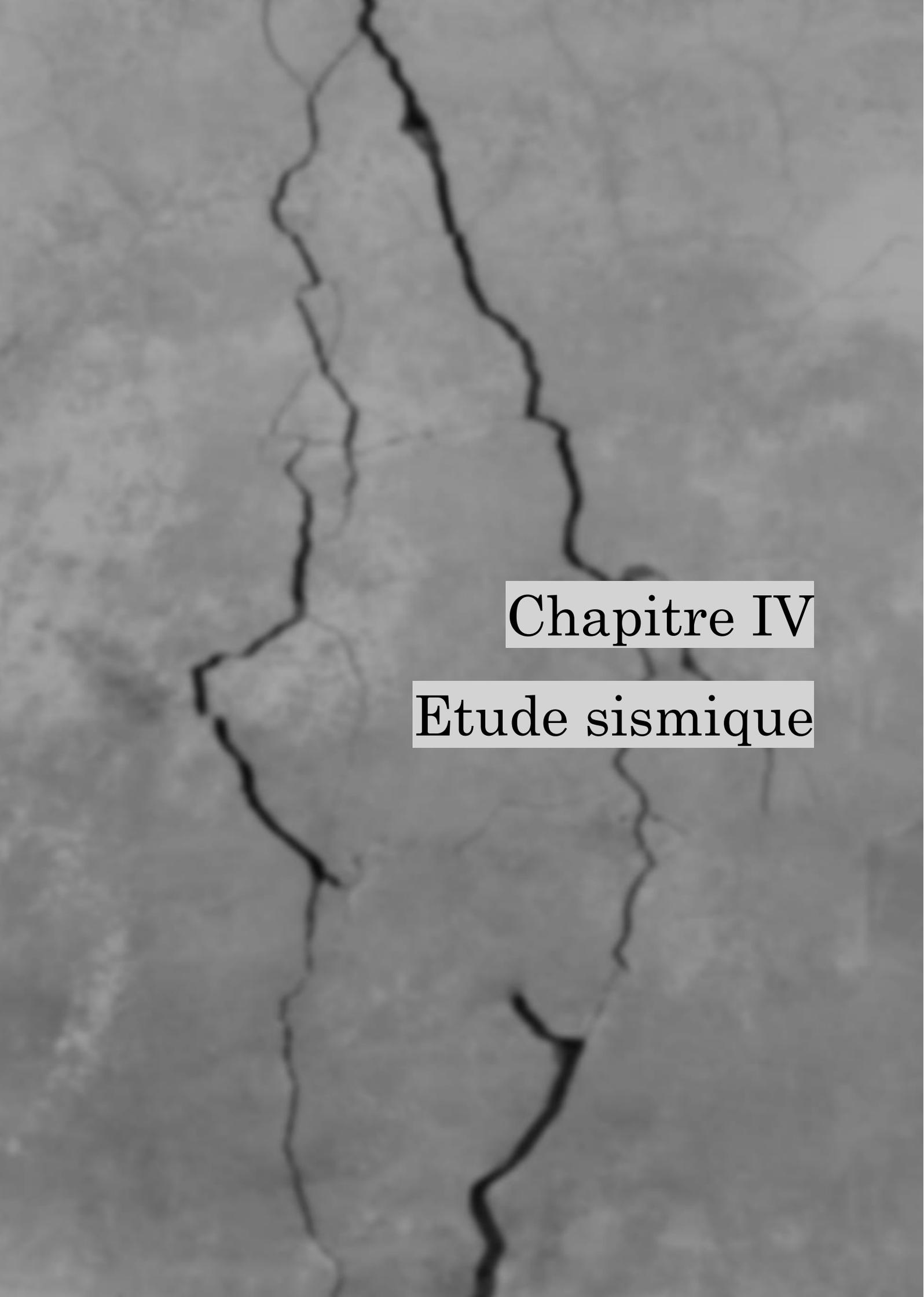


Figure III.14: Schéma de ferrailage de l'acrotère



Chapitre IV

Etude sismique

INTRODUCTION

Toute structure implantée en zone sismique est susceptible de subir des excitations dynamiques imprévisibles. Il est donc nécessaire de concevoir ces structures de manière à résister aux actions sismiques, ce qui impose une étude dynamique approfondie. Cette étude a pour objectif d'estimer les valeurs caractéristiques de la réponse sismique et de dimensionner les éléments résistants afin d'assurer la sécurité de l'ouvrage et le confort des occupants.

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

Selon le *RPA99/2003*, il existe trois méthodes de calcul, dont les conditions d'application varient en fonction du type de structure étudiée.

Les trois méthodes sont :

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

IV.1 Méthode de calcul :

Étant donné que notre structure est située en zone II.a, appartenant au groupe d'usage 2 et d'une hauteur de 17.38 mètres, elle satisfait une des conditions d'application de la méthode statique équivalente qui est :

- Zone II : groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.

Selon le *RPA99/2003*, la méthode applicable dans ce cas est l'analyse modale spectrale. Cette méthode consiste à déterminer, pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés par l'action sismique. Ces effets sont ensuite combinés pour obtenir la réponse globale de la structure, et l'action sismique est représentée sous forme d'un spectre de réponse.

IV.2 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 :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \quad [\text{Article 4.2.3 (RPA99/2003)}]$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone, il dépend de la zone d'implantation de l'ouvrage et du groupe d'usage du bâtiment.

Dans notre cas :

Tableau IV.1 Valeur de coefficient d'accélération A

Zone sismique	Groupe d'usage	Coefficient(A)
<i>Ila</i>	2	0.15

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

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & \dots\dots\dots 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & \dots\dots\dots T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & \dots\dots\dots T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

*T*₂ : période caractéristique, associée à la catégorie du site [Article 4.7 RPA99.]

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

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7 \quad \rightarrow \quad \eta = \sqrt{\frac{7}{2 + 4}} = 1.08$$

Ou ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages, et ses valeurs [Article 4.2 RPA99].

R : coefficient de comportement global de la structure, sa valeur dépend du type de contreventement [Tableau 4.3 RPA99]

Tableau IV.2 Valeur de R.

Système de contreventement	Valeur de (R)
<i>Ossature contreventée par palées triangulées en X</i>	4

Q : 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.
- La qualité du contrôle de la construction.

Sa valeur est donnée par la formule suivante : $Q = 1 + \sum_1^5 P_q$

P_q : est la pénalité à retenir selon que les critères de qualité q « est satisfaite ou non ».

[Tableau 4.4

RPA99.]

Tableau IV.3 Valeur de pénalités P_q .

Critère q	P_q			
	Observée	P_q/xx	Observée	P_q/yy
Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0	Oui	0
Redondance en plan	Non	0,05	Non	0.05
Régularité en plan	Oui	0	Oui	0
Régularité en élévation	Oui	0	Non	0.05
Contrôle des qualités des matériaux	Non	0.05	Non	0.05
Contrôle de qualité d'exécution	Oui	0	Oui	0
\sum La somme		0.1		0.15

Donc :

$$Q_x = 1 + \sum_1^5 P_q = 1.1$$

$$Q_y = 1 + \sum_1^5 P_q = 1.15$$

W : poids total de la structure, sa valeur est donnée par la formule suivante :

$$\sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \quad [\text{Article 4.5 RPA99/2003}]$$

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

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et la durée de la charge d'exploitation
[Tableau 4.5 RPA99]

Pour notre cas $\beta = 0.2 \rightarrow$ *usage d'habitation.*

Le poids total de notre structure a été tiré de notre modèle réalisé par *ETABS 2017*,

La valeur trouvée est : $W_i = \underline{\underline{11126.025 \text{ kN}}}$

IV.2.1 Estimation de la période fondamentale de la structure :

- La valeur de la période fondamentale (**T**) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.
- La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_T \times h_N^{\frac{3}{4}} \quad [\text{Article 4-6 RPA99/2003}]$$

- h_N : Hauteur mesurée en mètres a partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau
- C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement. [Tableau 4.6 RPA99]

Tableau IV.4 Valeur de C_T

Systeme de contreventement	C_T
Contreventement en X	0.050

$$\text{On a: } \begin{cases} h_N = H = 17.38 \text{ m} \\ L_x = 18.63 \text{ m} \\ L_y = 12.04 \text{ m} \end{cases}$$

D'où :

$$T = \min \left(C_T \times h_N^{\frac{3}{4}} ; \frac{0.09 H}{\sqrt{L_{x,y}}} \right)$$

$L_{x,y}$: Dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

$$T_x = \min(0.4256 ; 0.3623) = \mathbf{0.3623 \text{ s}}$$

$$T_y = \min(0.4256 ; 0.45) = \mathbf{0.4256 \text{ s}}$$

Valeur de T_1 et T_2 , périodes caractéristiques associées à la catégorie de site [*Tableau 4.7 RPA99*]

D'après le rapport de sol le site d'implantation de notre structure est un sol ferme. De catégorie **S2**.

Tableau IV.5 Valeurs de T_1 et T_2

<i>Nature de sol</i>	<i>Site</i>	<i>$T_1(s)$</i>	<i>$T_2(s)$</i>
<i>Ferme</i>	<i>2</i>	<i>0.15</i>	<i>0.40</i>

- Valeur de D_x :

$$T_2 = 0.40 \text{ s} > T_x = \mathbf{0.3623 \text{ s}} > 0$$

$$D_x = 2.5 \times 1.08 = 2.7$$

- Valeur de D_y :

$$T_2 = 0.40 \text{ s} < T_y = \mathbf{0.4256 \text{ s}} < 3.0 \text{ s}$$

$$D_y = 2.5 \times 1.08 \left(\frac{0.4}{0.4256} \right)^{\frac{2}{3}} = 2.4 \text{ s}$$

D'où :

$$\begin{cases} V_{st}^x = \frac{0.15 \times 2.7 \times 1.1}{4} \times 11126.025 = 1\,239.161 \text{ KN.} \\ V_{st}^y = \frac{0.15 \times 2.4 \times 1.15}{4} \times 11126.025 = 1\,151.544 \text{ KN.} \end{cases}$$

IV.3 La méthode d'analyse modale spectrale :

Cette méthode nous permet de déterminer V_{dyn} en combinant les effets engendrés dans la structure par des forces sismiques représentées sous forme d'un spectre de réponse de calcul défini par les paramètres suivants :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases} \quad [Article 4-13-RPA99/2003]$$

En appliquant le rapport ci-dessus, on obtient les spectres ci-dessous :

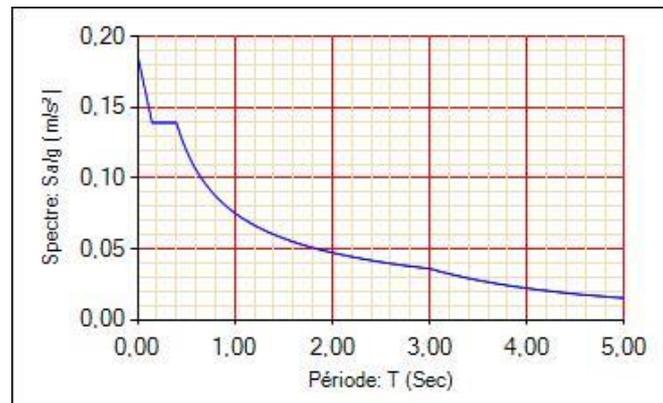


Figure IV.1 spectre de réponse de calcul par rapport à X-X

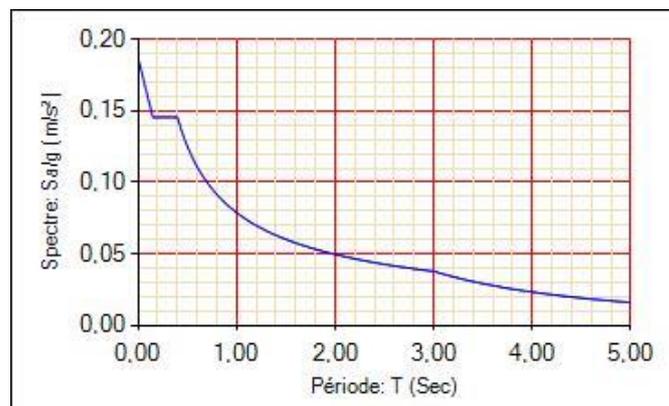


Figure IV.2 spectre de réponse de calcul par rapport à Y-Y

IV.3.1 Disposition des contreventements :

Une bonne disposition du système de contreventement est une distribution qui permet de limiter l'effet de torsion et d'aboutir à un système de contreventement mixte satisfaisant qui répond aux exigences du *RPA99/2003*, pour cela plusieurs combinaisons de dispositions ont été effectués pour enfin obtenir la disposition présentée ci-dessous :

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

Quelques dispositions avec les périodes correspondantes se trouvent dans l'ANNEXE

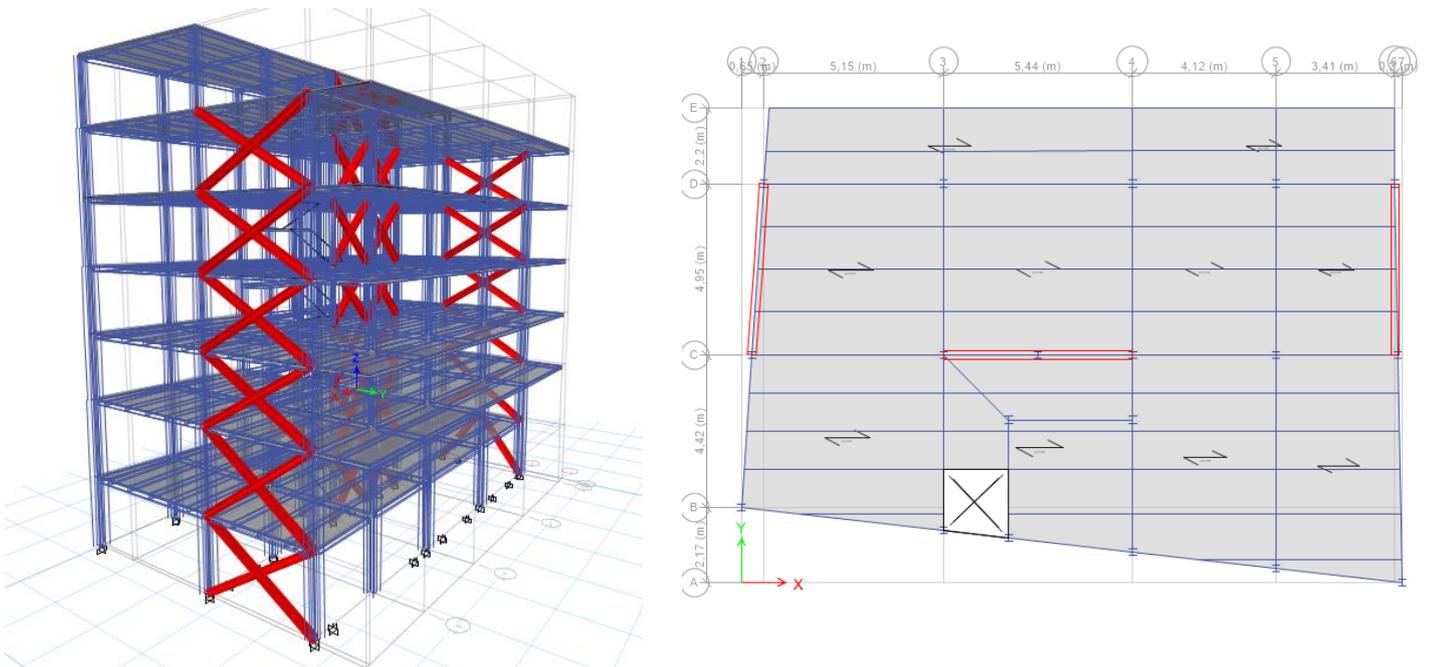


Figure IV.3 : vue 3D et en plan de la disposition des système de contreventement

IV.3.2 Les modes de vibrations

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

- Premier Mode

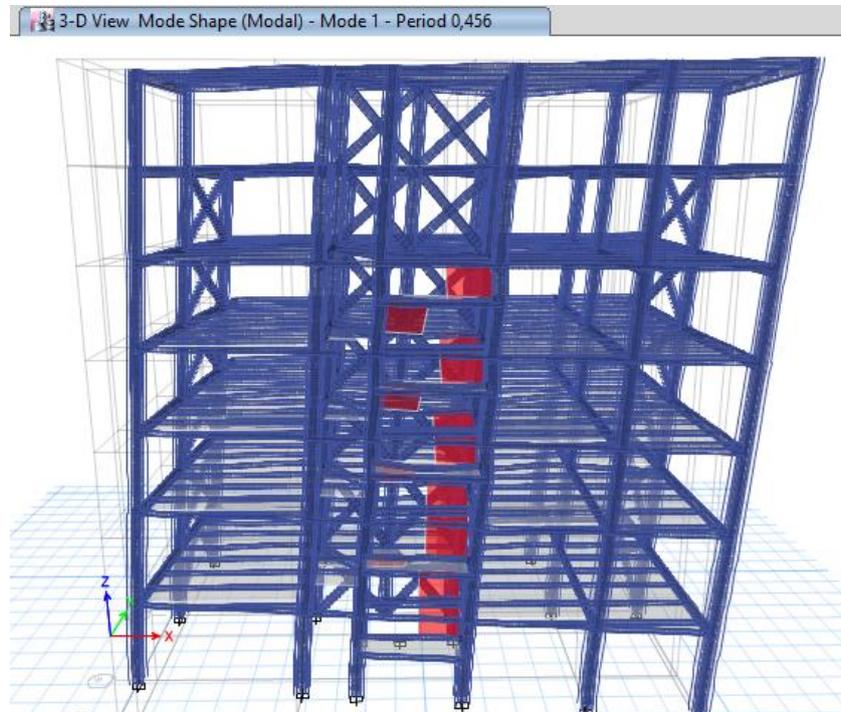


Figure IV.4 Premier mode

- Deuxième Mode

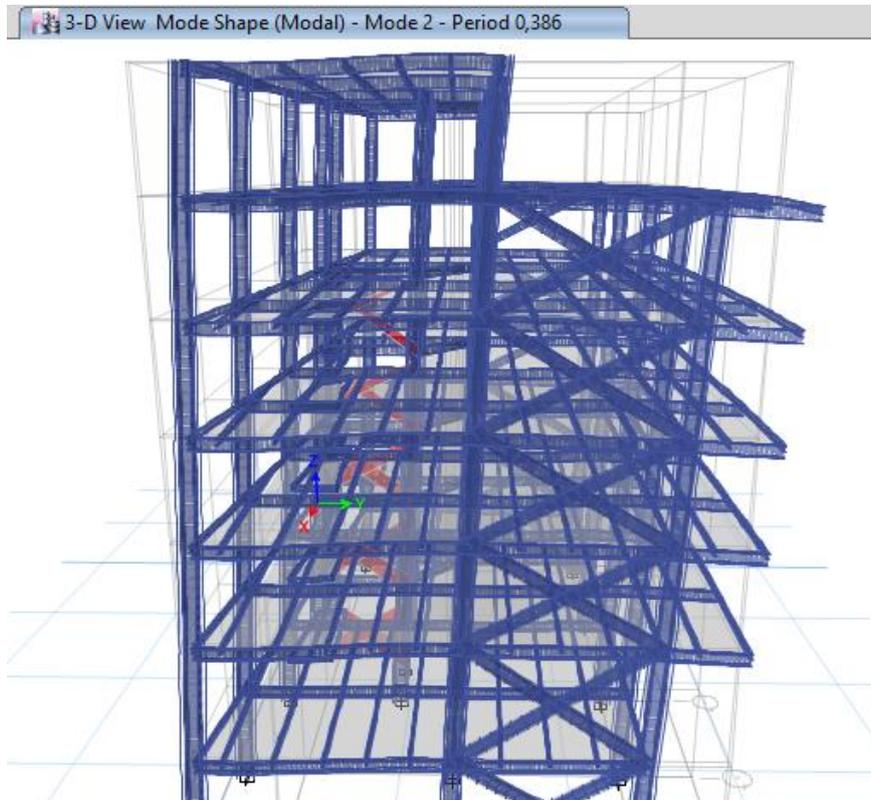
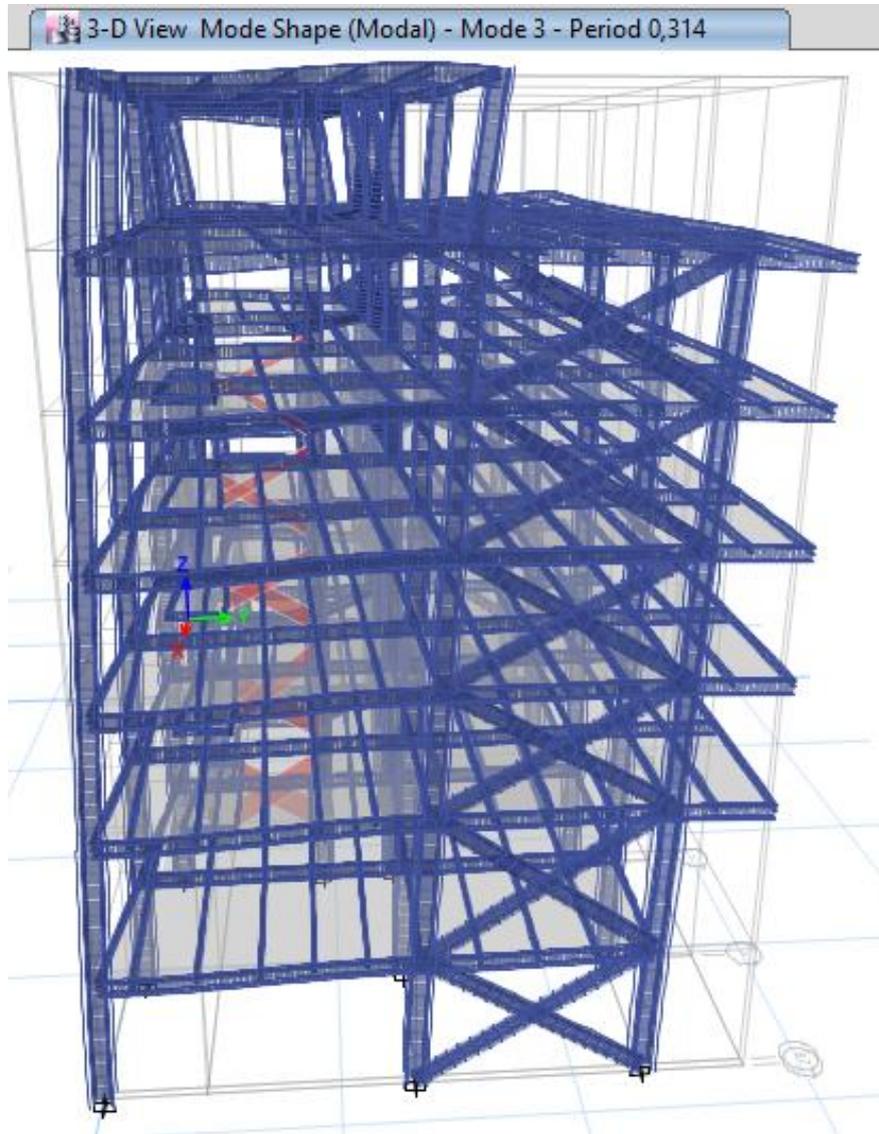


Figure IV.5 Deuxième mode

- Troisième Mode

*Figure IV.6 Troisième mode*

IV.3.3 Périodes et taux de participation des masses modales

Le taux de participation massique tel qu'il est exigé par le RPA99-2003 doit être supérieur à 90%. Le tableau suivant donne la participation massique pour chaque mode

Tableau IV.8 Périodes de vibration et taux de participation des masses modales

Mode	Période (s)	Somme UX	Somme UY	Somme Rx	Somme Ry
1	0,456	0,7862	0,0042	0,0011	0,2172
2	0,386	0,7926	0,7757	0,2363	0,2197
3	0,314	0,8053	0,7935	0,2403	0,2284
4	0,146	0,9176	0,7996	0,2586	0,662
5	0,141	0,9287	0,8861	0,5635	0,7129
6	0,121	0,9292	0,8865	0,565	0,7154
7	0,12	0,9432	0,8889	0,5748	0,7818
8	0,12	0,9433	0,8893	0,5759	0,7824
9	0,098	0,9433	0,8894	0,5763	0,7824
10	0,098	0,9433	0,8894	0,5763	0,7824
11	0,093	0,9433	0,891	0,5837	0,7824
12	0,09	0,9434	0,9433	0,8119	0,7828

IV.3.4 Vérification de la résultante des forces sismiques :

En se référant à *l'article 4.3.6 du RPA 99/2003*, qui stipule que la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à **80%** de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{st} .

Tableau IV.6 Vérification de la résultante des forces sismiques.

Sens	$V_{dyn}(KN)$	$V_{st}(KN)$	$0.8 V_{st}(KN)$	$V_{dyn} \geq 0.8 V_{st}$
Sens xx	1 112,301	1 239,161	991,329	Vérifiée
Sens yy	1 241,914	1 151,544	921,235	Vérifiée

IV.3.5 Vérification de la période

Les valeurs de T, calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%. *[Article 4.2.4.4 du RPA 99/2003]*

Tableau IIV.7 vérifications de la période

<i>sens</i>	<i>Période calc (s)</i>	<i>30%Tcalc (s)</i>	<i>Période tirée du modele (s)</i>	<i>30%Tcalc > T</i>
<i>Sens xx</i>	0.3623	0.47	0.456	Vérifiée
<i>Sens yy</i>	0.4256	0.55	0.386	Vérifiée

IV.3.6 Calcul des déplacements :

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

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \quad [\text{Article 5.10 RPA99/2003}] .$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

δ_k Déplacement horizontale à chaque niveau < k > de la structure.

R : Coefficient de comportement = 4

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

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad [\text{Article 5.10 RPA99/2003}]$$

Avec $\Delta_k < 1\% \times h_k$

h_k : Étant la hauteur de l'étage.

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau IV.9 Vérification des déplacements sens X-X.

<i>Niveaux</i>	$\delta_{ekx}(m)$	$\delta_{kx}(m)$	$\Delta_{k(x)}$	$h_k(m)$	$1\%hk$	$\Delta_k < 1\% \times h_k$
N7	0,010608	0,042432	0,0021	2,80	0,028	Vérifiée
N6	0,011133	0,044532	0,00918	2,80	0,028	Vérifiée
N5	0,008838	0,035352	0,0069	2,80	0,028	Vérifiée
N4	0,007113	0,028452	0,006692	2,80	0,028	Vérifiée
N3	0,00544	0,02176	0,006968	2,80	0,028	Vérifiée
N2	0,003698	0,014792	0,009184	2,80	0,028	Vérifiée
N1	0,001402	0,005608	0,005608	3,06	0,0306	Vérifiée

Tableau IV.10 Vérification des déplacements sens Y-Y.

Niveaux	$\delta_{eky}(m)$	$\delta_{ky}(m)$	$\Delta_{ky}(m)$	$h_k(m)$	$1\%hk$	$\Delta_k < 1\% \times h_k$
N7	0,011161	0,044644	0,0093512	2,80	0,028	Vérifiée
N6	0,0088232	0,0352928	0,0063288	2,80	0,028	Vérifiée
N5	0,007241	0,028964	0,005576	2,80	0,028	Vérifiée
N4	0,005847	0,023388	0,00558	2,80	0,028	Vérifiée
N3	0,004452	0,017808	0,00608	2,80	0,028	Vérifiée
N2	0,002932	0,011728	0,0076	2,80	0,028	Vérifiée
N1	0,001032	0,004128	0,004128	3,06	0,0306	Vérifiée

IV.3.7 Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ :

L'effet **P- Δ** (effet de second ordre) est l'effet dû aux charges verticales après déplacement.

Il peut être négligé si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.1 < \quad [\text{Article 5.9 RPA99/2003}]$$

Tel que :

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau « k ».

$$P_k = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta \times W_{Qi})$$

Si **0,10 $\leq \theta_k \leq 0,20$** , les effets **P- Δ** peuvent être pris en compte de manière approximative

En amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du **1er** ordre par le facteur **1/ (1 - θ_k)**.

Si **$\theta_k > 0,20$** , la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau IV.11 Justification vis-à-vis de l'effet $p-\Delta$ selon le sens X-X

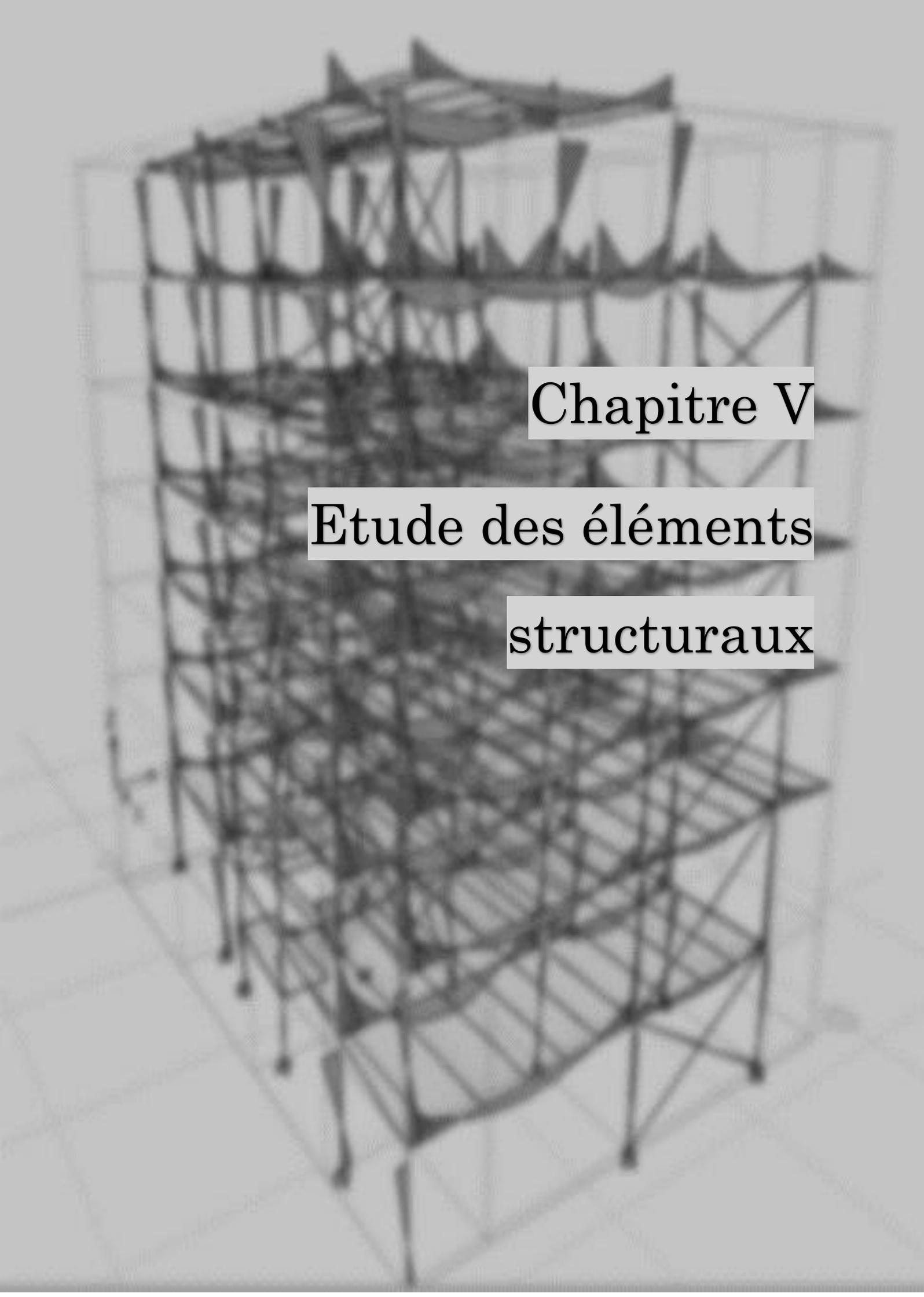
Niveaux	$\Delta_k(x)$	$P_k(KN)$	$V_x(KN)$	$h_k(m)$	θ_k	$\theta_k < 0,1$
N7	0,0021	765,0614	134,3982	2,80	0,00426937	Vérifiée
N6	0,00918	3260,154	409,5005	2,80	0,026101672	Vérifiée
N5	0,0069	7445,2953	628,3843	2,80	0,029197634	Vérifiée
N4	0,006692	13383,305	811,5414	2,80	0,039414008	Vérifiée
N3	0,006968	21074,1832	959,025	2,80	0,054685342	Vérifiée
N2	0,009184	30634,8281	1069,0616	2,80	0,093991063	Vérifiée
N1	0,005608	41760,8529	1112,013	3,06	0,068824977	Vérifiée

Tableau IV.12 Justification vis-à-vis de l'effet $p-\Delta$ selon le sens Y-Y

Niveaux	$\Delta_k y$	$P_k(KN)$	$V_y(KN)$	$h_k(m)$	θ_k	$\theta_k < 0,1$
N7	0,0093512	765,0614	174,7501	2,80	0,014621374	Vérifiée
N6	0,0063288	3260,154	466,5947	2,80	0,015792892	Vérifiée
N5	0,005576	7445,2953	711,7801	2,80	0,020830554	Vérifiée
N4	0,00558	13383,305	917,5652	2,80	0,029067161	Vérifiée
N3	0,00608	21074,1832	1081,2795	2,80	0,042321235	Vérifiée
N2	0,0076	30634,8281	1199,444	2,80	0,069325184	Vérifiée
N1	0,004128	41760,8529	1242,1317	3,06	0,045354458	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.

L'analyse dynamique réalisée dans ce chapitre a permis de déterminer la période de vibration de la structure étudiée. La valeur obtenue est cohérente avec les valeurs attendues pour ce type de structure et les données de conception. Cette concordance valide la modélisation de la structure et la précision des calculs effectués.



Chapitre V

Etude des éléments

structuraux

INTRODUCTION

Les éléments structuraux doivent être dimensionnés conformément aux règles du *CCM 97*. La vérification est effectuée en utilisant des combinaisons de forces sismiques et de charges verticales, établies selon les règlements.

IV.4 Etude de la poutre maitresse :

La poutre principale la plus sollicitée selon ETABS 2017 est représentée (en rouge) sur la figure ci-dessous, Avec une longueur $L = 6.17\text{ m}$

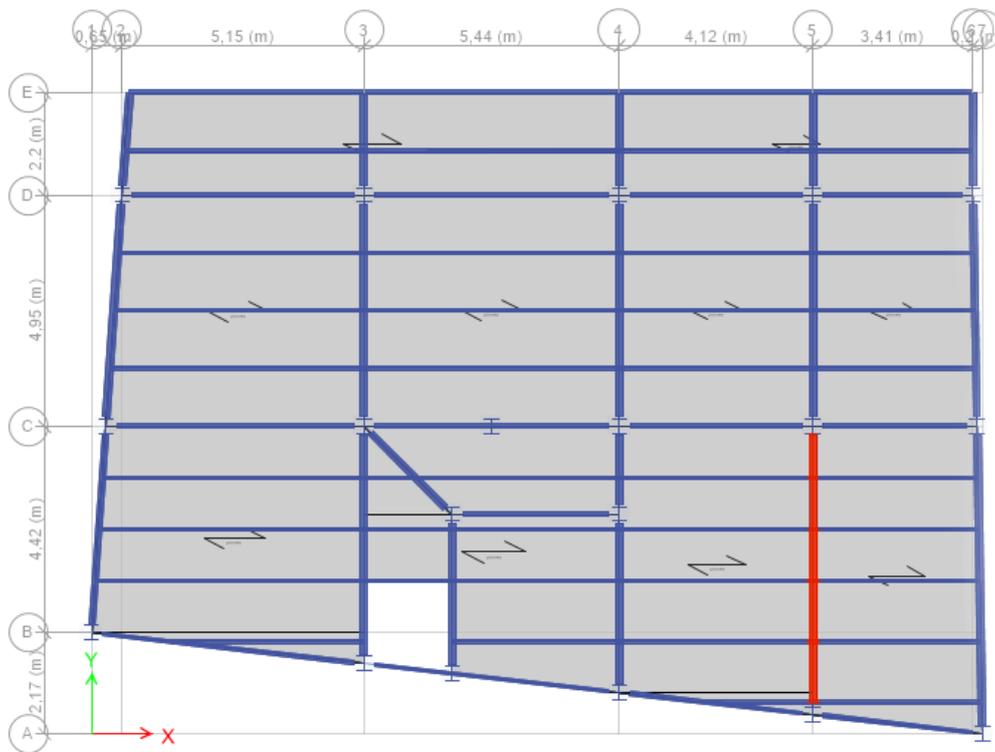


Figure : V.1 Poutre maitresse la plus sollicitée

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

Tableau V.1 les sollicitations de la poutre maitresse

Planchers	M_{sd}		V_{sd} (ELU)
	En travée (ELU)	En appuis (ELU)	
Terrasse inaccessible	56.36	-81.40	93.30
Etage courant	62.008	-104.34	124.94

IV.4.1 Largeur efficace de la dalle (b_{eff}) :

Sachant que la poutre maitresse est doublement encastree, Cependant il existe un moment positif sur une largeur efficace b_{eff}^+ au niveau de la travée et un moment négatif au niveau des appuis sur une largeur efficace appelée b_{eff}^-

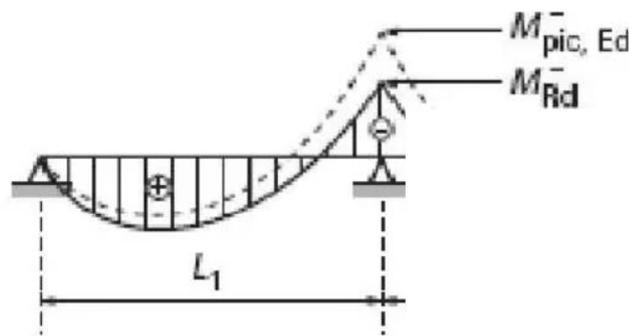


Figure V.2 Redistribution des moments dans une poutre encastree

❖ En travée :

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

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

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

$$l_0 = 0.7 \times 6.17 = 4.31 \text{ m} \quad b_{e1} = b_{e2} = \min\left(\frac{4.31}{8} ; \frac{3.76}{2}\right) = 0.53$$

Donc $b_{eff+} = 1.06 \text{ m}$.

❖ En appuis :

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

$$l_0 = 0.25(L1 + L2) = 0.25(4.95 + 4.42) = 2.34m$$

Donc : $B_{eff} = 0.29m$

- ❖ Position de l'axe neutre :
- Sous moment positif :

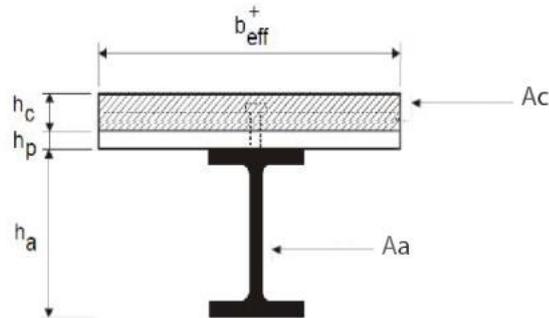


Figure V.3 La résistance d'une poutre mixte sous moment positif

- 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 $F_c > F_a \Rightarrow$ 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.

Avec :

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

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

Caractéristiques : $f_y = 235MPa$ $f_{ck} = 25MPa$ $f_{sk} = 400MPa$

A_a : Aire du profilé métallique .

A_c : Aire du béton comprimé

F_a = Résistance de profilée en traction.

F_c = Resistance de béton en compression.

h_c : Hauteur de la dalle en béton

b_{eff} : Largeur efficace de la dalle

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

Tableau V.2 : Calcul de la position de l'ANP de la poutre maitresse.

	h_c (cm)	b_{eff} (cm)	Aa (cm ²)	Fc (kN)	Fa (kN)	Position de l'ANP
Poutre maitresse	14	53	53.8	14334.09	1149.36	Dans la dalle

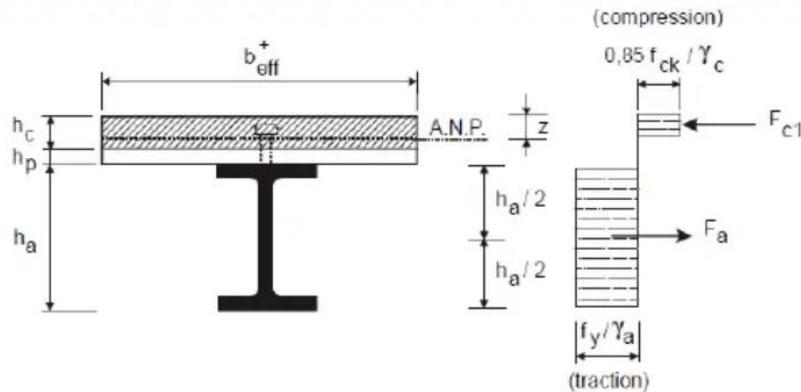


Figure V.4 distributions plastique des contraintes avec l'ANP dans la dalle

- Sous moment négatif :

La section mixte sous moment de flexion résiste seulement au niveau du profilé en acier et des barres d'armatures qui sont situées à l'intérieur de la largeur efficace de la dalle.

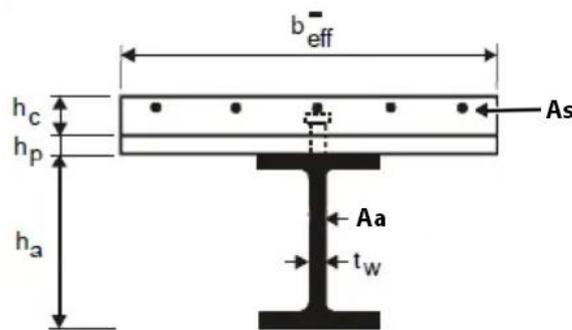


Figure V.5 : la résistance de la section mixte sous un moment négatif

- On calcule 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.

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

Avec :

$$F_a = A_a \times \frac{f_y}{\gamma_a} \qquad F_s = A_s \times \frac{f_{sk}}{\gamma_s}$$

b_f : Largeur de la semelle

t_f : Largeur de l'âme

F_s : Résistance plastique des barres d'armatures

F_a : Résistance de profilée en traction

A_s : Aire des armatures

A_a : Aire du profile métallique

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

Tableau V.3 : Calcul de la position de l'ANP de la poutre maitresse.

Poutre maitresse	$A_s(\text{cm}^2)$	$A_a (\text{cm}^2)$	$F_a (\text{Kn})$	$F_s (\text{Kn})$	Position de l'ANP
IPE300	4.52	53.8	1149.36	157.21	Dans l'âme

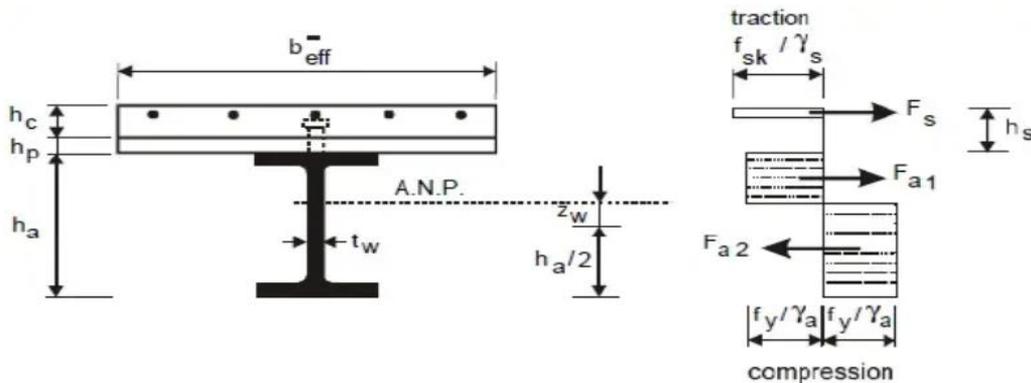


Figure V.6 distributions plastique des contraintes avec ANP dans l'âme

❖ Vérification de la poutre maitresse à l'ELU :

- Moment fléchissant :
- **En travée :**

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

$$M_{sd} \leq M_{rd} = F_a \left(\frac{h_a}{2} + h_c + h_p - \frac{z_{pl}}{2} \right) \qquad z_{pl} = \frac{F_a}{b_{eff} \times 0.85 \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c}}$$

Avec :

F_a : Résistance de profilée en traction.

b_{eff} : Largeur efficace de la dalle

Z_{pl} : L'axe neutre plastique

h_p : Hauteur de la tole

h_c : Hauteur de la dalle en béton

h_a : Hauteur de profilé

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

IPE	Fa (Kn)	Beff(m)	Z_{pl} (m)	$\frac{h_a}{2}$ (m)	h_c (m)	h_p (m)	$\frac{Z_{pl}}{2}$ (m)	M_{Plrd} (Kn.m)
300	1149.36	0.53	0.153	0.153	0.1	0.04	0.076	161.48

Tableau V.4 : Calcul de Z_{pl} et M_{Plrd} (la poutre maitresse)

Tableau V.5 : La vérification du moment résistant positif (poutre maitresse).

Planchers	IPE	Msd (Kn.m) (ELU)	M_{Plrd} (Kn.m)	Observations
Terrasse	300	56.37	161.48	Vérifiée
Etage courant	300	62.02	161.48	Vérifiée



Figure V.7 Moment sollicitant positif de la poutre de la terrasse (ETABS)



Figure IV.8 Moment sollicitant positif de la poutre de l'étage courant (ETABS)

- En appuis :

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

$$M_{aPlrd} = \frac{Wply \times fy}{\gamma_{m0}}$$

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

$$Z_w = \frac{Fs}{\left(\frac{2tw \times fy}{\gamma_a} \right)}$$

Avec :

F_s : Résistance plastique des barres d'armatures

ϕ : Diamètre des armatures

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

Z_w : L'épaisseur de l'âme en traction

$Wply$: Module de résistance plastique

e : L'enrobage

Tableau V.6 : moment négatif au niveau des appuis

Poutre maitresse	Fa (kN)	Fs (kN)	$\frac{\phi}{2}$ (m)	E (m)	hs (m)	Z_w (m)	M_{aPlrd} (kN.m)	$Mplrd^-$ (kN.m)
IPE300	1149.36	157.21	0.006	0.03	0.104	0.0051	134.16	173.65

On doit vérifier que :

$$Msd \leq Mplrd^-$$

Msd : est le moment sollicitant obtenue du notre model par le biais de (ETABS2017)

La vérification de la résistance est résumée dans le tableau suivant :

Tableau V.7 Vérification du moment résistant négatif (poutre maitresse).

Planchers	IPE	Msd (kN.m) (ELU)	$Mplrd^-$ (kN.m)	Observations
Terrasse	300	81.40	173.65	Vérifiée
Étage courant	300	104.34	173.65	Vérifiée

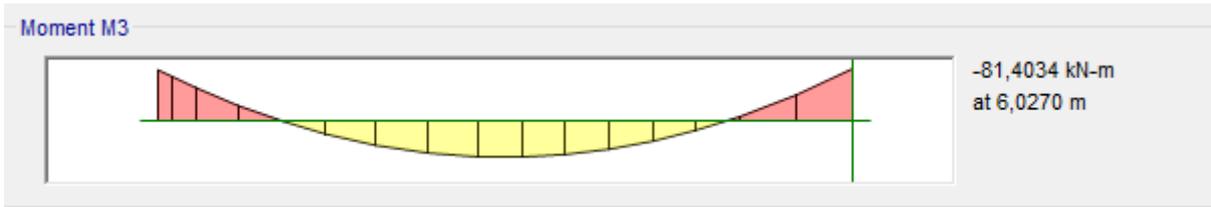


Figure V.9 Moment sollicitant négatif de la poutre de la terrasse (ETABS)



Figure V.10 Moment sollicitant négatif de la poutre de l'étage courant (ETABS)

❖ Effort tranchant :

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

V_{sd} : effort tranchant obtenue de notre model par le biais de (ETABS2017)

Tableau V.8 : Vérification de l'effort tranchant (Poutre maitresse).

Planchers	A_vz (cm ²)	V_{sd} (kN) (ELU)	V_{plrd} (kN)	Observations
Terrasse	25.7	93.30	316.99	Vérifiée
Etage courant	25.7	124.94	316.99	Vérifiée

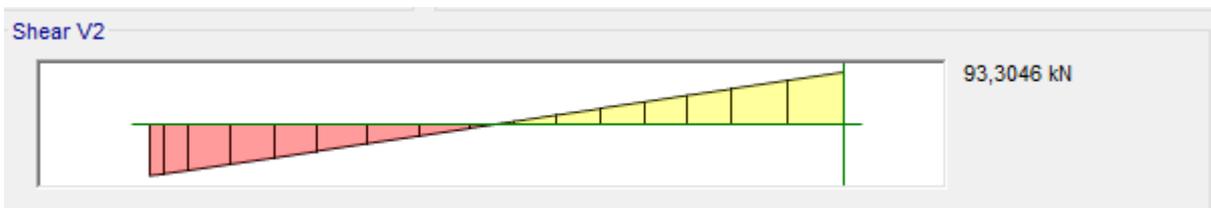


Figure V.11 l'effort tranchant de la poutre maitresse de la terrasse

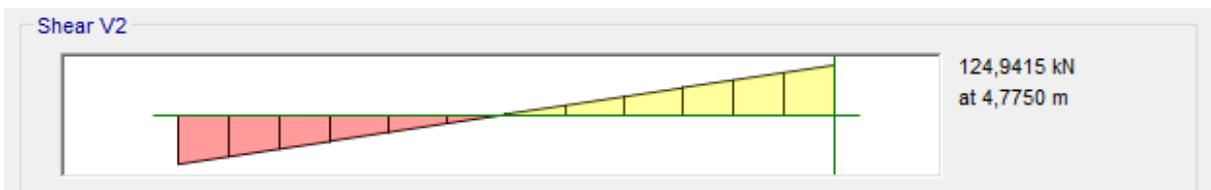


Figure V.12 l'effort tranchant de la poutre maitresse de l'étage courant

- ❖ Vérification de l'interaction effort tranchant-moment résistant :

On doit vérifier que :

$$V_{sd} \leq 0.5 V_{plrd}$$

Tableau V.9 : vérification de l'interaction moment-effort tranchant.

Planchers	A_{vz} (cm ²)	V_{sd} (kN)	V_{plrd} (kN)	$0.5 V_{plrd}$ (kN)	Observations
Terrasse	25.7	91.56	316.99	158.49	Vérifiée
Etage courant	25.7	122.92	316.99	158.49	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 :

$$A_a (h - Z_a - hc) < \frac{A_c}{n} \times \frac{hc}{2} \rightarrow \text{L'axe neutre est dans la dalle}$$

$$Z_{el} = \frac{n \times A_a}{b_{eff}} \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times b_{eff}}{n \times A_a} (h - Z_a)} \right] \quad \text{Avec} \quad n = \frac{E_a}{E_{cm}}$$

Tableau V.10: Le calcul de la position de l'ANE Z_{el} de la poutre maitresse.

	A_a (cm ²)	h (cm)	b_{eff} (cm)	n	Z_a (cm)	Z_{el} (cm)
IPE300	53.8	44	53	6.88	15	14.31

- Le moment d'inertie de la section mixte :

$$I_{my} = I_{ay} + A_a(Z_a - Z_m)^2 + \frac{b_{eff} \times Z_{el}^3}{3n}$$

Tableau V.11: Le calcul du moment d'inertie mixte I_{my} de la poutre maitresse

IPE	A_a (cm ²)	Z_a (cm)	Z_{el} (cm)	Z_m (cm)	I_{ay} (cm ⁴)	I_{my} (cm ⁴)
IPE300	53.8	15	14.31	29.69	8356	27490.45

- Vérification de la flèche :

$$f_{max} = \frac{1 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_{my}} \leq f_{adm} = \frac{l}{300}$$

Tableau V.12: Tableau récapitulatif de la vérification de la flèche.

Planchers	IPE	Qs (kN/m)	I _{my} (cm ⁴)	F _{max} (cm)	F _{adm} (cm)	Observation
Terrasse	300	22.32	33667.29	1.45	2.05	Vérifiée
Etage courant	300	27.32	33667.29	1.78	2.05	Vérifiée

IV.5 Etude des connecteurs :

- ❖ Moyens de connexion :

Nous optons pour ce type de goujon pour la connexion solive-dalle :

$$h = 80\text{mm} \quad d = 16\text{mm}$$

$$f_y = 350\text{MPa} \quad f_u = 450\text{MPa}$$

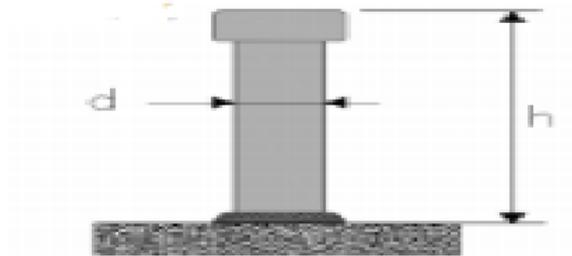


Figure V.13 : goujon à tête

- ❖ Quelle est la résistance des connecteurs ?

$$Prd = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.8 \frac{f_u}{\gamma_v} \left(\frac{\pi d^2}{4} \right) \quad (\text{cisaillement de goujon}) \\ 0.29 \frac{\alpha \cdot d^2}{\gamma_v} \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}} \quad (\text{Ecrsement du beton autour du goujon}) \end{array} \right.$$

d : Diamètre du fût du goujon ($d < 22 \text{ mm}$)

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

f_{ck} : Résistance caractéristique du béton à l'âge considéré.

E_{cm} : Module de Young sécant du béton;

γ_v : Coefficient de sécurité partiel: ($\gamma_v = 1,25$)

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

Après les calculs on a : $Prd = \min(57.9; 51.86) \Rightarrow Prd = 51.86 \text{ kN}$

$$Prd' = rPrd$$

$$Prd' = 0.85 \times 51.86 = 44.08 \text{ kN}$$

En mettant un seul goujon par nervure, Nr sera égale à 1 et puisque on a opté pour des goujons soudés à travers la tôle donc $r = 0.85$

- L'effort de cisaillement longitudinal :

$$Vlf = \min(Fa; Fc) = \min(1149.36; 14334.09) \Rightarrow Vlf = Fa = 1149.36 \text{ kN}$$

- ❖ Combien faudra-t-il de connecteurs pour réaliser la connexion

- Le nombre de goujons :

$$N = \frac{Vlf}{prd}$$

$$\Rightarrow N = \frac{1149.36}{44.08} = 26.07 \quad \text{Donc } N = 26 \text{ goujons pour une distance de } l/2$$

Avec

$$l = 6.15m \rightarrow \frac{l}{2} = 3.075m$$

- L'espacement entre goujons

$$e \leq \frac{307.5}{10} \rightarrow e \leq 30 \text{ cm}$$

IV.6 Etude de la poutre de balcon :

La console la plus sollicitée de notre model selon ETABS 2017 est représentée dans la figure ci-dessous, avec une longueur $L = 1.95m$

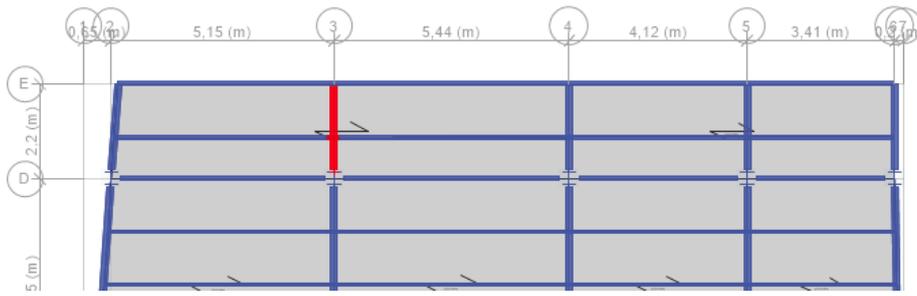


Figure V.14 : la console la plus sollicitée selon ETABS

Cette poutre est soumise aux sollicitations tirées de notre modèle.

Tableau V.13 Moment sollicitant de la console tirée du modèle

	M_{sd} (ELU)	V_{sd} (ELU)
Balcon	140.16	138.11

❖ Largeur efficace de la dalle (b_{eff}) :

Sachant que les poutres des balcons sont des consoles, donc le moment négatif est sur la largeur efficace b_{eff}^-

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

$$l_0 = 1.5L_4 \leq L_4 + 0.5L_3 \rightarrow l_0 = 1.5 \times 1.95 \leq 1.95 + 0.5 \times 4.95$$

$$\text{donc } l_0 = 4.42 \text{ m}$$

Donc : $b_{eff}^- = 0.55\text{m}$

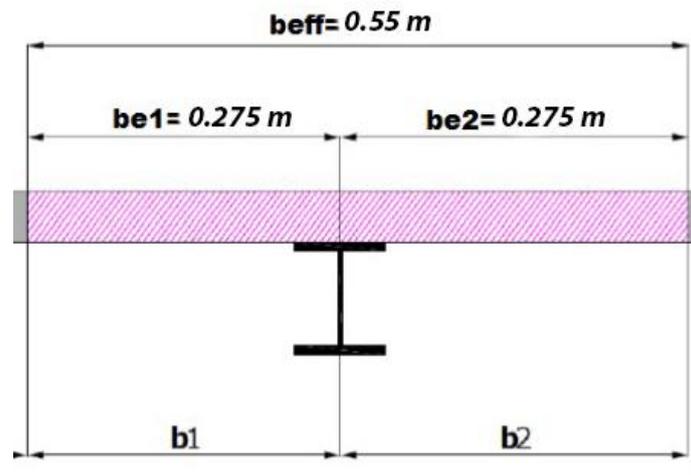


Figure V.15 b_{eff} de la poutre du balcon

❖ Position de l'axe neutre :

- Sous moment négatif

On calcule 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.

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

$$F_a = A_a \times \frac{f_y}{\gamma_a} \quad F_s = A_s \times \frac{f_{sk}}{\gamma_s}$$

Avec :

F_s : Résistance plastique des barres d'armatures

F_a = Résistance du profilé en traction.

A_s : Aire des armatures

A_a : Aire de profilé

On opte pour une section : $A_s = 6HA12 = 6.97 \text{ cm}^2$

Tableau V.14: Le calcul de la position de l'ANP de la console.

Poutre maitresse	A_s (cm ²)	A_a (cm ²)	F_a (kN)	F_s (kN)	Position de l'ANP
IPE300	6.97	53.8	1149.36	236.17	Dans l'âme

IV.6.1 Vérification de la console à l'ELU :

- Moment fléchissant :

$$M_{sd} \leq M_{plrd}^- = M_{aPlrd} + F_s \left(\frac{h_a}{2} + h_s \right) - \frac{F_s^2}{\left(\frac{4t_w \times f_y}{\gamma_a} \right)}$$

Tableau V.15 : Moment négatif au niveau des appuis

IPE	F_a (Kn)	F_s (Kn)	$\frac{\phi}{2}$ (m)	e (m)	h _s (m)	Z_w (m)	M_{aPlrd} (Kn.m)	M_{plrd}^- (Kn.m)
IPE300	1149.36	236.17	0.006	0.03	0.104	0.0041	134.16	193.15

On doit vérifier que :

$$M_{sd} \leq M_{plrd}^-$$

La vérification de la résistance est résumée dans le tableau suivant :

Tableau V.16: Vérification du moment résistant négatif (console).

	IPE	$M_{sd}(KN.m)$ (ELU)	M_{plrd}	Observations
Balcon	300	140.16	193.15	Vérifiée

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

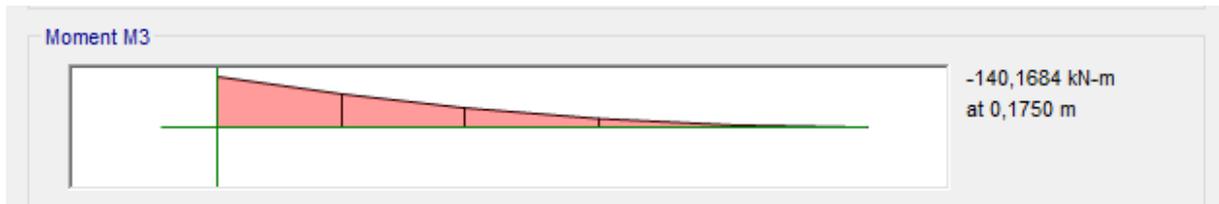


Figure V.16 moment fléchissant de la poutre du balcon

- Effort tranchant :

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

V_{sd} : effort tranchant obtenue de notre model par le biais de (ETABS2017)

Tableau V.17 : Vérification de l'effort tranchant (Poutre maitresse).

	$A_vz (cm^2)$	$V_{sd} (kn)$ (ELU)	$V_{plrd} (kn)$ (KN)	Observations
Balcon	25.7	138.11	316.99	Vérifiée

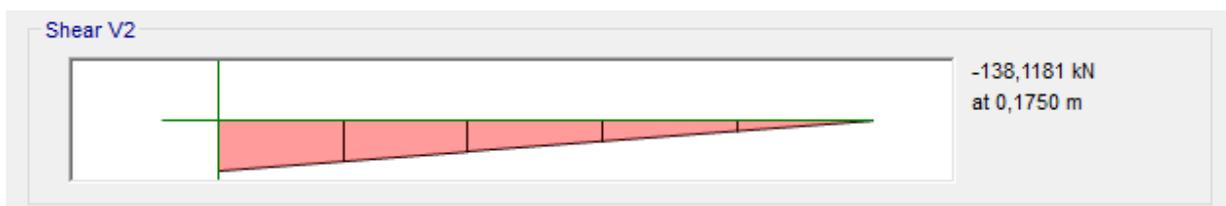


Figure V.17 l'effort tranchant de la poutre du balcon

On doit vérifier que :

$$V_{sd} \leq 0.5 V_{plrd}$$

Tableau V.18 : vérification de l'interaction moment-effort tranchant.

Planchers	Avz (cm ²)	Vsd(kn) (ELU)	Vplrd(kn) (ELU)	0.5 Vplrd (kn)	Observations
Balcon	25.7	137.44	316.99	158.49	Vérifiée

IV.6.2 Vérification de la console à l'ELS :

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

Position de l'ANE :

$$Aa (h - Za - hc) < \frac{Ac}{n} \times \frac{hc}{2} \rightarrow \text{L'axe neutre est dans la dalle}$$

$$Z_{el} = \frac{n \times Aa}{b_{eff}} \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times b_{eff}}{n \times Aa} (h - Za)} \right] \quad \text{Avec} \quad n = \frac{E_a}{E_{cm}}$$

Tableau V.19 : Le calcul de la position de l'ANE Zel de la console.

IPE	Aa (cm ²)	h (cm)	b _{eff} (cm)	n	Za (cm)	Zel (cm)
IPE300	53.8	44	55	6.88	15	14.14

Le moment d'inertie de la section mixte

$$I_{my} = I_{ay} + Aa(Za - Z_m)^2 + \frac{b_{eff} \times Z_{el}^3}{3n}$$

Tableau V.20 : Le calcul du moment d'inertie mixte I_{my} de la console

IPE	Aa (cm ²)	Za (cm)	Zel (cm)	Zm (cm)	I _{ay} (cm ⁴)	I _{my} (cm ⁴)
IPE300	53.8	15	14.14	29.86	8356	27769.67

Vérification de la flèche :

$$f_{max} = \frac{1 \times q_s \times l^4}{8 \times E \times I_{mixte}} \leq f_{adm} = \frac{l}{300}$$

Tableau V.21 : récapitulatif de la vérification de la flèche.

	IPE	Qs (kn/m)	Imixte (cm ⁴)	Fmax (cm)	Fadm (cm)	Observation
Balcon	300	53.007	27769.67	0.16	0.65	Vérifiée

IV.7 Vérification des poteaux :

Les poteaux subissent simultanément des sollicitations de compression et de flexion en raison des charges du plancher et des efforts horizontaux. Par conséquent, ils sont dimensionnés pour résister à la flexion composée.

IV.7.1 Méthode de calcul :

L'*Eurocode 4* propose deux méthodes pour dimensionner les poteaux mixtes qui se résument à :

- Méthode Générale qui exige de considérer explicitement les effets du second ordre et les imperfections. Adaptée aux sections non symétriques et aux poteaux de section variable en hauteur, cette méthode nécessite des outils de calcul numérique et des logiciels spécialisés.
- Méthode Simplifiée qui elle utilise les courbes de flambement européennes pour les poteaux en acier et intègre implicitement les imperfections. Elle est applicable uniquement aux poteaux mixtes à section doublement symétrique et uniforme sur leur hauteur.

Les deux méthodes sont fondées sur les hypothèses classiques suivantes :

- Il y a une interaction complète entre la section en acier et la section de béton et ce, 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, lors de notre travail, nous utiliserons la méthode simplifiée pour dimensionner les poteaux de notre structure.

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 δ est compris entre 0.2 et 0.9.
- L'élanement réduit λ 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%.

$$\text{Dans le sens } y - y : 40\text{mm} \leq c_y \leq 0.4b_c$$

$$\text{Dans le sens } z - z : 40\text{mm} \leq c_z \leq 0.3h_c$$

IV.7.2 Vérification des conditions d'enrobage des poteaux mixtes :

Pour valider les sections optées pour les poteaux, il faut vérifier les conditions d'enrobage

$$\text{Suivantes : } 40\text{mm} \leq c_y = \frac{b_c - b}{2} \leq 0.4b_c \qquad 40\text{mm} \leq c_z = \frac{h_c - h}{2} \leq 0.3h_c$$

Avec :

b_c : Largeur totale de la section du poteau

b : largeur du profilé

h_c : hauteur totale de la section du poteau

h : largeur du profilé

On résume les résultats de la vérification dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.22 vérification de l'enrobage des poteaux

	b_c (mm)	b (mm)	h_c (mm)	h (mm)	C_z (mm)	C_y (mm)	$0.3h_c$ (mm)	$0.4b_c$ (mm)	Condition C_z	Condition C_y
(50×50)	500	340	500	340	80	80	150	150	Vérifiée	Vérifiée
(45×50)	450	320	500	320	90	65	150	135	Vérifiée	Vérifiée
(40×45)	400	300	450	300	75	50	135	120	Vérifiée	Vérifiée
(40×45)	400	280	450	280	85	60	135	120	Vérifiée	Vérifiée

- Vérification de la contribution du profilé à la résistance totale du poteau :

$$0.2 \leq \rho = \frac{N_a}{N_{pl.Rd}} \leq 0.9$$

Avec : $N_{pl.Rd} = N_a + N_c + N_s$

$$N_a = A_a \frac{f_y}{\gamma_{m0}}; \quad f_y = 235\text{MPa} \quad \gamma_{m0} = 1.1$$

$$N_c = 0.85 A_c \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad f_{ck} = 25 \text{ MPa} \quad \gamma_c = 1.5$$

$$N_s = A_s \frac{f_{ck}}{\gamma_s} \quad f_{ck} = 400 \text{ MPa} \quad \gamma_s = 1.15$$

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

Tableau V.23 Vérification de de la contribution du profilé dans les poteaux

	Nbr et ϕ barres	Aa mm ²	As mm ²	Ac mm ²	Na kN	Nc kN	Ns kN	Npl.Rd	ρ	$0.2 \leq \rho \leq 0.9$
HEB 340	8HA 16	17100	1608	231292	3653,18	3276,64	559.30	7489,12	0,487	Vérifiée
HEB 320	8HA 14	16100	1232	207668	3439.55	2941,96	428.52	6810,03	0,505	Vérifiée
HEB 300	8HA 12	14900	905	164195	3183.18	2326,10	314.78	5824,06	0,546	Vérifiée
HEB 280	8HA 10	13100	628	146272	2798.64	2072,19	218.43	5089,26	0,549	Vérifiée

IV.7.3 Vérification à la compression simple :

Nous devons vérifier que : $N_{sd} \leq N_b.Rd = \chi N_{pl}.Rd$

Avec

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

$$\chi = \frac{1}{\phi + [\phi^2 - \bar{\lambda}^2]^{0.5}}$$

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

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{pl}.Rd}{N_{cr}}}$$

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

$$(EI)_e = E_a I_a + 0.8 E_c d I_c + E_s I_s \quad \text{Avec } E_c d = \frac{E_{cm}}{\gamma_c}$$

$N_b.Rd$: La résistance au flambement du poteau

N_{pl}, Rd : Résistance au flambement

N_{sd} : Effort sollicitant

χ : Coefficient de réduction

λ : L'élanement réduit

l : 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 (50x50) selon les deux axes :

• Selon l'axe Y-Y :

$$Na = \frac{17100 \times 235}{1.1} = 3653.18 \text{ kN} \quad Nc = \frac{0.85 \times 231292 \times 25}{1.5} = 3653.18 \text{ kN} \quad Ns = \frac{1608 \times 400}{1.15} = 559.30$$

$$Npl.Rd = Na + Nc + Ns = 3653.18 + 3653.18 + 559.30 = 7489.12 \text{ kN}$$

$$(EI)e = Ea.Ia + 0.8Ecd.Ic + Es.Is = 21000 \times 366.10^6 + 0.8 \times \frac{32000}{1.5} \times 479,10^7 + 20000 \times 486.10^5 = 1.68.10^{14}$$

Avec :

Ia = Moment d'inertie du profilé

Ic = Moment d'inertie du béton

Is = Moment d'inertie des armatures

$$Ncr = \frac{\pi^2(1.68^{14})}{3060^2} = 177445879 \text{ N}$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{7489120}{177445879}} = 0.205 > 0.2$$

La condition $\bar{\lambda} < 0.2$ n'est pas vérifiée, il y'a risque de flambement, donc nous devons calculer $\chi Npl.Rd$.

$$\phi = 0,5 \times [1 + 0.85 \times (0.205 - 0,2) + 0.205^2] = 0.523$$

$$\chi = \frac{1}{0.523 + [0.523^2 - 0.205^2]^{0.5}} = 0.995 < 1$$

$$Nb.Rd = \chi Npl.Rd = 7453153.65N = 7453.15 \text{ kN}$$

$Nsd \leq Nb.Rd \rightarrow 2892.80 < 7453.15$ La condition est vérifiée, il n'y a aucun risque de flambement

• Selon l'axe Z-Z :

$$Npl.Rd = Na + Nc + Ns = 3653.18 + 3653.18 + 559.30 = 7489.12 \text{ kN}$$

$$(EI)e = Ea.Ia + 0.8Ecd.Ic + Es.Is = 21000 \times 969.10^6 + 0.8 \times \frac{32000}{1.5} \times 503,10^7 + 20000 \times 778.10^5 = 1.21.10^{14}$$

$$Ncr = \frac{\pi^2(1.21^{14})}{3060^2} = 128271341 \text{ N}$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{7489120}{128271341}} = 0.24 > 0.2$$

La condition $\bar{\lambda} < 0.2$ n'est pas vérifiée, il y'a risque de flambement, donc nous devons calculer $\chi Npl.Rd$.

$$\phi = 0,5 \times [1 + 0,85 \times (0,24 - 0,2) + 0,24^2] = 0,546$$

$$\chi = \frac{1}{0,546 + [0,546^2 - 0,24^2]^{0,5}} = 0,96 < 1$$

$$Nb.Rd = \chi Npl.Rd = 7218460,774N = 7218,46 kN$$

$Nsd \leq Nb.Rd \rightarrow 2892,80 < 7218,46 kN$ 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

Tableau V.24 Vérification des Poteaux a la compression simple (flambement)

	N_{crz} (kN)	L (mm)	λ_z	θ	χ	Nsd (kN)	$Npl.Rd$ (kN)	$\chi Npl.Rd$ (kN)	Obs
(50×50)	128271341,4	3060	0,24	0,54	0,96	2953,52	7489,120	7218,4607	Verifiée
(50×50)	105133007,6	3380	0,26	0,56	0,94	2141,98	7489,120	7058,8392	Verifiée
(45×50)	114677160	2800	0,24	0,54	0,96	1402,78	6810,030	6551,9740	Verifiée
(40×45)	78300587,11	2800	0,27	0,56	0,93	961,52	5824,060	5461,1447	Verifiée
(40×45)	71688405,83	2800	0,26	0,56	0,94	642,26	5089,260	4798,8006	Verifiée

IV.7.4 Vérification à la flexion composée

La vérification des poteaux à la flexion composée est une étape cruciale dans la conception et l'analyse des structures. Lorsque les poteaux sont soumis à des charges axiales et des moments de flexion simultanés, ils subissent ce qu'on appelle une flexion composée. Cette combinaison de charges peut entraîner des contraintes importantes dans le matériau du poteau, nécessitant une analyse approfondie pour garantir la sécurité et la durabilité de la structure.

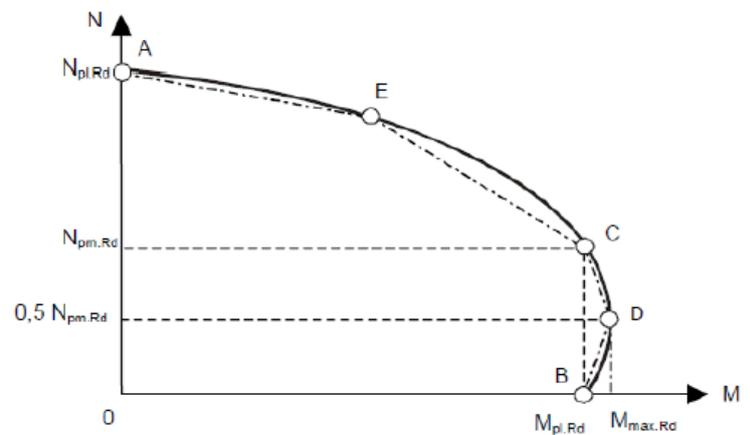
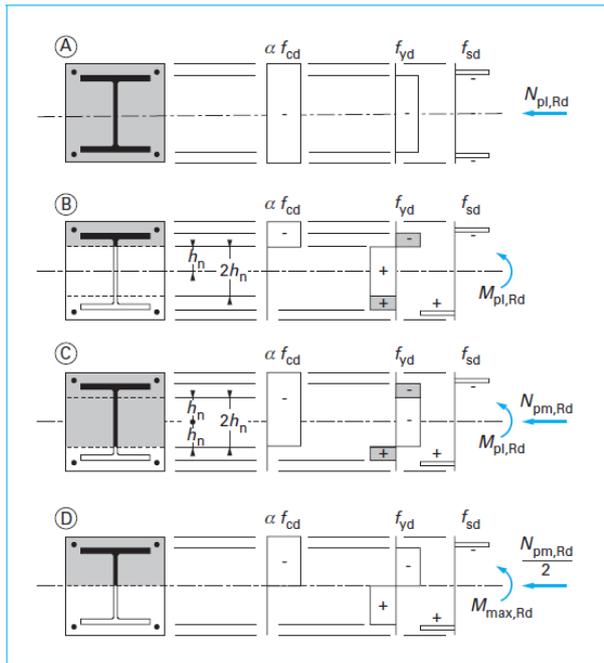


Figure V.18 Répartition des contraintes correspondant à la courbe d'interaction (Section enrobée de béton)

Figure V.19 courbe d'interaction

❖ Sens y-y :

Point A : Résistance en compression

$$N_A = 3653,18 \text{ kN.M}$$

Point B : Résistance en flexion

$$N_B = 0 \quad M_B = M_{pl,Rd} = \frac{W_{ply}.f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{2408.10^{-3}.235}{1.1} = 514.45 \text{ kN.m}$$

Point C : Même résistance en flexion que pour le point B mais avec résultante en

compression $N_c = N_{pm,Rd} = 0.85 A_c \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \rightarrow N_c = 3276,64 \text{ kN}$

$$M_c = M_{pl,Rd} = \frac{W_{ply}.f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{2408.10^{-3}.235}{1.1} = 514.45 \text{ kN.m}$$

Point D : Moment résistant maximum

$$ND = \frac{1}{2} N_{pm} \cdot Rd = 1638.32 \text{ KN}$$

$$W_{pa} = \frac{t_w h^2}{4} + (b - t_w)(h - t_f)t_f + \frac{4-\pi}{2} r^2 (h - t_f) + \frac{3\pi-10}{3} r^3$$

$$W_{pc} = \frac{b_c h_c^2}{4} - W_{pa} - W_{ps}$$

$$W_{ps} = \sum A_s \times e$$

$$M_D = W_{pa} \frac{f_y}{\gamma_a} + W_{ps} \frac{f_{sk}}{\gamma_s} + \frac{1}{2} W_{pc} \alpha \frac{f_{ck}}{\gamma_c}; \quad MD = 810.57 \text{ KN.m}$$

Avec :

W_{pa} : Modules de résistance plastique de l'acier

W_{ps} : Modules de résistance plastique de l'armature

W_{pc} : 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

$$N_A = 3653,18 \text{ kN} \quad M_A = 0$$

Point B : Résistance en flexion

$$N_B = 0 \quad MB = M_{pl} \cdot Rd = \frac{W_{plz} \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = 210.58 \text{ kN.m}$$

Point C : Même résistance en flexion que pour le point B mais avec résultante en

$$\text{compression} \quad N_c = N_{pm} \cdot Rd = 0.85 A_c \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \rightarrow N_c = 3276,64 \text{ kN}$$

$$M_c = M_{pl} \cdot Rd = \frac{W_{plz} \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = 210.58 \text{ kN.m}$$

Point D : moment résistant maximum

$$ND = \frac{1}{2} N_{pm} \cdot Rd = 1638.32 \text{ KN}$$

$$W_{pa} = \frac{t_w h^2}{4} + (b - t_w)(h - t_f)t_f + \frac{4-\pi}{2} r^2 (h - t_f) + \frac{3\pi-10}{3} r^3$$

$$W_{pc} = \frac{b_c h_c^2}{4} - W_{pa} - W_{ps}$$

$$W_{ps} = \sum A_s \times e$$

Avec

e : L'enrobage des poteaux = 0.03 m

$$M_D = W_{pa} \frac{f_y}{\gamma_a} + W_{ps} \frac{f_{sk}}{\gamma_s} + \frac{1}{2} W_{pc} \alpha \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

$$MD = 714.47 \text{ KN.m}$$

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.

Tableau V.25 Vérification des poteaux à la flexion composée selon le sens Y-Y

Poteaux	$N_{\max} \rightarrow M^{\text{corr}}$		$N_{\min} \rightarrow M^{\text{corr}}$		$M_{\max} \rightarrow N^{\text{corr}}$		Npl.Rd	Mpl.Rd
(50×50)	2953,52	87.37	1512.21	73.66	103.88	733.69	7489.120	514.45
(50×50)	2141.98	13.35	1106.57	11.97	81.03	295.91	7489.120	514.45
(45×50)	1402.78	11.88	661.58	3.31	225.17	315.31	6810.030	411.57
(45×50)	961.52	14.70	422.84	3.06	237.05	248.61	6810.030	411.57
(40×45)	642.26	10.66	271.40	1.88	191.24	161.69	5824.060	358.41
(40×45)	347.18	21.21	130.81	5.29	72.20	79.11	5824.060	358.41
(40×45)	117.51	49.72	26.70	7.26	82.77	100.01	5089.260	294.04

Tableau V.26 Vérification des poteaux à la flexion composée selon le sens Z-Z

Poteaux	$N_{\max} \rightarrow M^{\text{corr}}$		$N_{\min} \rightarrow M^{\text{corr}}$		$M_{\max} \rightarrow N^{\text{corr}}$		Npl.Rd	Mpl.Rd
(50×50)	2953,52	87.37	1512.21	73.66	103.88	733.69	7489.120	460.66
(50×50)	2141.98	13.35	1106.57	11.97	81.03	295.91	7489.120	460.66
(45×50)	1402.78	11.88	661.58	3.31	225.17	315.31	6810.030	200.62
(45×50)	961.52	14.70	422.84	3.06	237.05	248.61	6810.030	200.62
(40×45)	642.26	10.66	271.40	1.88	191.24	161.69	5824.060	185.88
(40×45)	347.18	21.21	130.81	5.29	72.20	79.11	5824.060	185.88
(40×45)	117.51	49.72	26.70	7.26	82.77	100.01	5089.260	153.30

On conclue que les poteaux résistent a la flexion composée dans les deux sens.

IV.8 Vérification des contreventements :

Les palées de stabilités :

Les type des palées utilisées dans cette étude sont triangulées en X sont autorisés par le *RPA99/version2003*

IV.8.1 Palées triangulées en X :

Les palées en X utilisés sont des double UPN300 raccordés avec un gousset.

❖ Les vérifications nécessaires :

On doit vérifier que :

$$N_{sd} < N_{tRd} = \min (N_{u,Rd} ; N_{netRd} ; N_{pl,Rd})$$

Avec : $N_{sd} = 775.37 \text{ kN}$ (valeur tirée de notre modèle depuis ETABS 2017)

Résistance plastique de calcul de la section brute :

$$N_{pl,Rd} = A \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$N_{pl,Rd} = 117.6 \cdot 10^2 \times \frac{235}{1.1}$$

$$N_{pl,Rd} = 2512.36 \text{ kN}$$

Résistance plastique de calcul de section nette :

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

Avec

t : épaisseur du trou

d : diamètre du trou

$$A_{vide} = 16\text{mm} \times 35\text{mm} = 560\text{mm}^2$$

$$A_{net} = A - 4A_{vide}$$

$$A_{net} = 9520\text{mm}^2$$

$$N_{net,Rd} = 9520 \times \frac{235}{1.1} = 2033.8\text{kN}$$

Résistance ultime de calcul de section nette :

$$N_{U,Rd} = 0.9A_{net} \frac{f_u}{\gamma_{m2}}$$

$$N_{U,Rd} = 0.9 \times 11200 \times \frac{360}{1.25}$$

$$N_{U,Rd} = 2903.04 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 775.37 \leq \min(N_{pl,Rd}; N_{net,Rd}; N_{net,Rd}) \rightarrow 775.37 \text{ kN} \leq 2033.8 \text{ kN}$$

La condition est vérifiée pas de risque de traction

❖ Résistance au flambement :

• Sens Y-Y :

$$N_{sd} \leq N_{pl,Rd} = X \times B_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$\bar{\lambda} = \left[\frac{\lambda_y}{\lambda_k} \right] \times (\beta_A^{0.5})$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \lambda_y = \frac{l_f}{i_z} = \frac{5.7 \times 10^3}{2.9 \times 10} = 196.55 \\ \lambda_k = 93.9 \varepsilon = 93.9 \end{cases}$$

$$\text{Alors : } \bar{\lambda} = \left[\frac{196.55}{93.9} \right] \times (1^{0.5}) = 2.09 > 0.2$$

Avec

$N_{pl,Rd}$: Résistance au flambement

N_{sd} : Effort sollicitant

χ : Coefficient de réduction

λ : L'élanement pour le mode de flambement à considérer

$\bar{\lambda}$: L'élanement réduit

$B_A = 1$ pour les sections transversales de classe 1,2,3

l_f : Longueur de flambement

$(\lambda)^2 > 0.2$ 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 C, est déterminé

Selon [CCM 97 Tableau 55.1 et tableau 55.3] se trouvant dans l'annexe

$$\phi = 0,5 \times [1 + 0,34 \times (2,09 - 0,2) + 2,09^2]$$

$$\phi = 3,005$$

$$\chi = \frac{1}{3,005 + [3,005^2 - 2,09^2]^{0,5}}$$

$$\chi = 0,19$$

$$N_{pl,Rd} = 0,19 \times 117,6 \cdot 10^2 \times \frac{235}{1,1}$$

$$N_{pl,Rd} = 477,34 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = \frac{775,37}{2} = 387,68 < N_{pl,Rd} = 477,34 \quad \text{Condition Vérifiée}$$

- Sens Z-Z :

$$N_{sd} \leq N_{pl,Rd} = X \times B_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$\bar{\lambda} = \left[\frac{\lambda_z}{\lambda_k} \right] \times (\beta_A^{0,5})$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \lambda_z = \frac{I_f}{i_z} = \frac{5,7 \times 10^3}{11,70 \times 10} = 48,717 \\ \lambda_k = 93,9 \varepsilon = 93,9 \end{cases}$$

$$\text{Alors : } \bar{\lambda} = \left[\frac{48,717}{93,9} \right] \times (1^{0,5}) = 0,51 > 0,2$$

$\bar{\lambda} > 0,2$ 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 C

$$\phi = 0,5 \times [1 + 0,34 \times (0,518 - 0,2) + 0,518^2]$$

$$\phi = 0,68$$

$$\chi = \frac{1}{0,68 + [0,68^2 - 0,51^2]^{0,5}}$$

$$\chi = 0,88$$

$$N_{pl,Rd} = 0.88 \times 117.6 \cdot 10^2 \times \frac{235}{1.1}$$

$$N_{pl,Rd} = 2210.88 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = \frac{775.37}{2} = 387.68 < N_{pl,Rd} = 2210.88 \text{ La condition est Vérifiée}$$

IV.9 Palées triangulées en V inversé

Les palées triangulées en V utilisés sont des double UPN300 raccordés avec un gousset. Au niveau de l'entrée du garage au RDC.

Ce dernier est sollicité en traction avec un effort $N_{tsd} = 436.75 \text{ kN}$, (valeur tirée de notre modèle a l'aide de Etabs 2017)

On doit vérifier que :

$$N_{tsd} \leq N_{trd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$A = 117.6 \cdot 10^2 \text{ cm}^2 \text{ (Section brute)}$$

$$N_{trd} = \frac{117.6 \cdot 10^2 \times 235 \cdot 10^2 \times 10^{-2}}{1.1}$$

$$N_{trd} = 2512.36 \text{ kN}$$

$$N_{tsd} = 436.75 \text{ kN} < N_{trd} = 2512.36 \text{ kN} \text{ La condition est vérifiée}$$



Chapitre VI

Etude des Assemblages

INTRODUCTION

La conception et le calcul des assemblages revêtent en construction métallique une importance équivalente à celle du dimensionnement des pièces pour la sécurité finale de la construction. Les ossatures ne présentent généralement pas de redondances importantes et les assemblages constituent donc de point de passage obligé pour les sollicitations régnant dans les différents composants structurels.

❖ Rôle des assemblages :

Un assemblage est un dispositif qui permet de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elles, en assurant la transmission et la réparation des diverses sollicitations entre les pièces, sans générer des sollicitations parasites notamment de torsion. Pour conduire les calculs selon les schémas classiques de la résistance des matériaux, il y a lieu de distinguer, parmi les assemblages :

- Les assemblages articulés, qui transmettent uniquement les efforts normaux et tranchants.
- Les assemblages rigides, qui transmettent en outre les divers moments.

❖ Assemblage à étudier :

Dans cette étude nous nous intéressons à l'étude de quelques assemblages à savoir :

- ❖ Assemblage solive poutre maitresse
- ❖ Assemblage de système de contreventement
- ❖ Assemblage poteau poutre maitresse
- ❖ Assemblage platine- poutre
- ❖ Assemblage pied de poteau

VI.1 CALCUL DES ASSEMBLAGES :

VI.1.1 Assemblage poutre – solive (IPE 300 – IPE 160) :

L'assemblage est réalisé à l'aide de deux cornières qui relient l'extrémité de la solive

IPE160 avec l'âme de la poutre IPE 300, avec une file verticale de deux boulons.

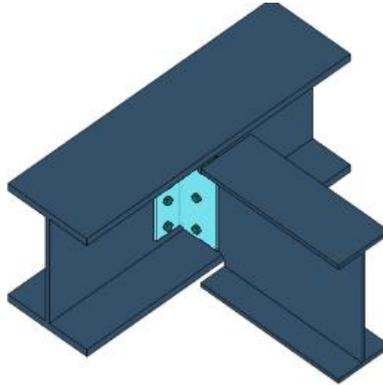


Figure VI.1 : Articulation poutre-solive par cornières

❖ Efforts sollicitant :

Les efforts sollicitant de l'assemblage sous la combin.

$$V_{sd} = 39.66 \text{ kN.}$$

On prend une cornière de dimensions $L(80/80/8)$.

❖ Dimensionnement des boulons ordinaires : (Solive-cornières)

- Boulons soumis à un effort de cisaillement :

Pour les boulons ordinaires de classe 6.8 :

$$F_{v.sd} \leq F_{v.Rd}$$

$$F_{v.sd} = \frac{V_{sd}}{n \times p}$$

$$F_{v.Rd} = 0.5A_s \times \frac{F_{ub}}{\gamma_{Mb}}$$

Avec :

F_{ub} : La résistance à la traction ultime

γ_{Mb} : 1.25

n : Nombre du boulon = 4

p : Plan de cisaillement = 2

$$A_s \geq \frac{V_{sd} \times \gamma_{Mb}}{0.6 \times F_{ub} \times n \times p} = \frac{39.66 \times 10^3 \times 1.25}{0.5 \times 600 \times 4 \times 2} = 20.65 \text{ mm}^2$$

Alors on opte pour des boulons M8 : $d = 8 \text{ mm}$ $d_0 = 9 \text{ mm}$ $A = 50.3 \text{ mm}^2$

- Disposition constructive :

L'assemblage est réalisé avec une file verticale de 2 boulons Ordinaire classes 6.8, dans les deux Côtés de la cornière.

$$t = \min(tw(IPE300); tw(IPE160); t_{corniere}) = \min(7.1; 5; 8) = 5 \text{ mm}$$

Entraxes (p_2) :

$$2.2d_0 \leq P_2 \leq 14t \rightarrow 19.8 \text{ mm} \leq P_1 \leq 70 \text{ mm}$$

On prend $P_1 = 60 \text{ mm}$

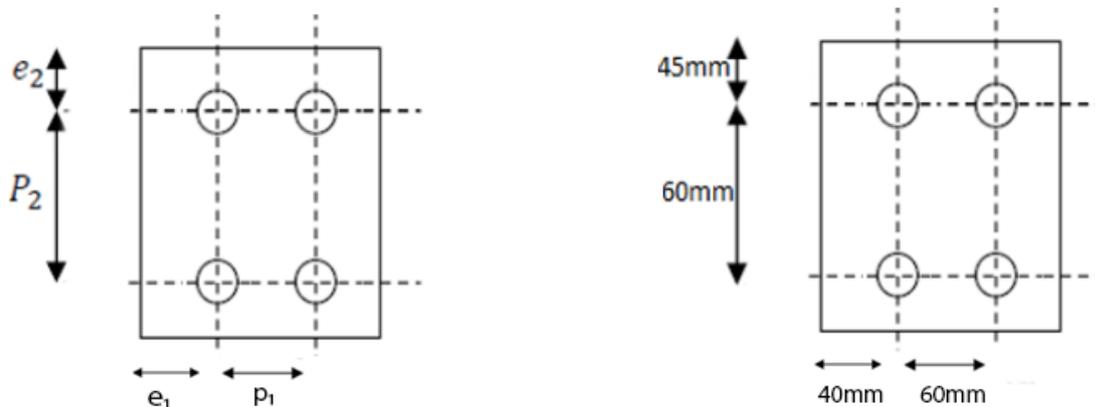
Pince ($e_2; e_1$):

$$1.2d_0 \leq e_1 \leq 12t \rightarrow 10.8 \leq e_1 \leq 60 \text{ mm}$$

On prend $e_1 = 40 \text{ mm}$

$$1.5d_0 \leq e_2 \leq 12t \rightarrow 13.5 \leq e_2 \leq 12 \times 5 = 60 \text{ mm}$$

On prend $e_2 = 45 \text{ mm}$



Figures VI.2 : la disposition géométrique

- Vérification de la pression diamétrale :
- La solive

$$F_{v.Sd} \leq F_{b.Rd}$$

$$F_{v.sd} = \frac{V_{sd}}{n \times p}$$

$$F_{b.Rd} = \frac{2.5 \times \alpha \times f_u \times d \times t_p}{\gamma_{mb}}$$

d : Diamètre nominal du boulon,

d_o : Diamètre nominal du trou,

fub : Limite de rupture du boulon,

fu : Limite de rupture de la plaque,

tp: Épaisseur de la plaque (la solive) = 5mm

α : La valeur la plus petite des suivantes :

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_o}; \frac{p_1}{3d_o} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right) = \min\left(\frac{40}{3 \times 13}; \frac{60}{3 \times 13} - \frac{1}{4}; \frac{600}{360}; 1\right)$$

$$\alpha = \min(1.02; 1.28; 1.66; 1) = 1$$

$$F_{b.rd} = \frac{2.5 \times 1 \times 360 \times 12 \times 5}{1.25} = 43.20 \text{ kN}$$

$$F_{v.sd} = \frac{39.66}{4 \times 2} = 4.95 \text{ kN}$$

$$F_{v.sd} = 4.95 \text{ kN} \leq F_{b.rd} = 43.20 \text{ kN}$$

- la cornière :

$$F_{v.Sd} \leq F_{b.Rd}$$

$$F_{v.sd} = \frac{V_{sd}}{n \times p}$$

$$F_{b.Rd} = \frac{2.5 \times \alpha \times f_u \times d \times t_p}{\gamma_{mb}}$$

d : Diamètre nominal du boulon,

d_o : Diamètre nominal du trou,

fub : Limite de rupture du boulon,

f_u : Limite de rupture de la plaque,

t_p : Épaisseur de la plaque (cornière)=8mm

α : La valeur la plus petite des suivantes :

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_o}; \frac{p_1}{3d_o} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right) = \min\left(\frac{40}{3 \times 13}; \frac{60}{3 \times 13} - \frac{1}{4}; \frac{600}{360}; 1\right)$$

$$\alpha = \min(1.02; 1.28; 1.66; 1) = 1$$

$$F_{b.rd} = \frac{2.5 \times 1 \times 360 \times 12 \times 8}{1.25} = 69.12 \text{ kN}$$

$$F_{v.sd} = \frac{39.66}{4 \times 2} = 2.47 \text{ kN}$$

$$F_{v.sd} = 2.47 \text{ kN} \leq F_{b.rd} = 43.20 \text{ kN}$$

VI.2 Assemblage des éléments de contreventement

❖ Assemblage du contreventement en X (Double UPN300) :

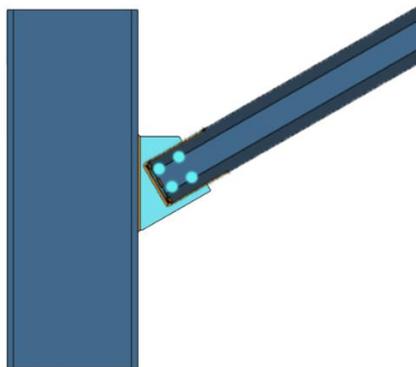


Figure VI.3 : démonstratif d'un assemblage de système de contreventement

❖ Efforts sollicitant :

Les efforts sollicitant de l'assemblage sous la combinaison (G + Q + Ex) :

$$N_{sd} = 775 \text{ kN.}$$

❖ Dimensionnement des boulons ordinaires :

L'assemblage est réalisé avec une file verticale de 4 boulons Ordinaire classe 6.8

❖ Boulons soumis à un effort de cisaillement

$$Fv, sd = \frac{Nsd}{n \times p} \leq Fv, rd = \frac{0.5 \times A_s \times f_{ub}}{\gamma_{mb}}$$

$$\rightarrow A_s \geq \frac{Nsd \times \gamma_{mb}}{0.5 \times f_{ub} \times n \times p}$$

Avec :

$$\gamma_{mb} = 1.25$$

Fv, rd : résistance de calcul à la pression diamétrale par boulon

Fv, sd : effort de cisaillement de calcul par boulon

f_{ub} : La résistance à la rupture des boulons

A_s : section de boulon

n : nombre du boulon=4

p : plan de cisaillement=2

$$\text{Donc : } A_s \geq \frac{775 \times 10^3 \times 1.25}{0.5 \times 4 \times 2 \times 600} = 403.64 \text{ mm}^2$$

On opte pour des boulons de type M24 avec : $A_s = 452 \text{ mm}^2$, $d_0 = 26 \text{ mm}$, $d = 24 \text{ mm}$

❖ Cordon de soudure :

$$\alpha > \frac{B_w \times \gamma_w \times N \sqrt{2}}{f_u \times l}$$

$$\alpha > \frac{0.8 \times 1.25 \times 775 \times 10^3 \times \sqrt{2}}{360 \times 330} = 1 \text{ mm}$$

On prend $a=5 \text{ mm}$

❖ Disposition géométrique :

$$t = \max(t_{\text{gousset}} ; t_{\text{upn300}})$$

$$t_{\text{gousset}} = 14 \text{ mm} ; t_{\text{upn}} = 10 \text{ mm}$$

$$3d_0 = 78 \text{ mm} \leq p_2 \leq \min(14t = 196; 200) = 154 \text{ mm}$$

$$D'où : p_2 = 80 \text{ mm}$$

$$2.2d_0 = 57.2 \text{ mm} \leq p_1 \leq \min(14t = 196; 200) = 154 \text{ mm}$$

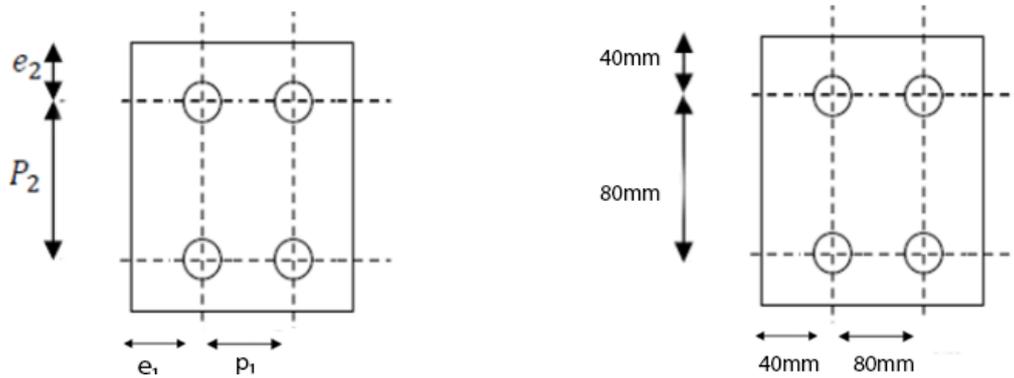
D'où : $p_1 = 80\text{mm}$

$1.5d_o = 39\text{mm} \leq e_2 \leq \min(12t = 144; 200) = 168\text{mm}$

D'où : $e_2 = 40\text{mm}$

$1.2d_o = 31.2\text{mm} \leq e_1 \leq \min(12t = 144; 200) = 168\text{mm}$

D'où : $e_1 = 40\text{mm}$



Figures VI.4 : la disposition géométrique

❖ Vérification de la longueur de l'assemblage :

$$l = 80$$

$$15d = 300\text{mm}$$

$$l \leq 15d \rightarrow \text{l'assemblage n'est pas long}$$

❖ Vérification vis-à-vis de la pression diamétrale :

➤ UPN(300) :

On doit vérifier que :

$$\frac{F_{v, sd}}{2} \leq F_{b, rd} = 2.5 \times \alpha \times \frac{f_u \times d \times t_p}{\gamma_{mb}} \text{ avec } \gamma_{mb} = 1.25$$

$$F_{v, sd} = \frac{N_{sd}}{n \times p} = \frac{775}{4 \times 2} = 96.87\text{ kN} \rightarrow \frac{F_{v, sd}}{2} = 48.43\text{ kN}$$

$$\alpha = \min\left(\frac{40}{3 \times 18}; \frac{80}{3 \times 18} - \frac{1}{4}; \frac{600}{360}; 1\right) = \min(1.11; 1.48; 1.66; 1) = 1$$

$$F_{b,rd} = 2.5 \times 1 \times \frac{360 \times 18 \times 10}{1.25} = 129.600 \text{ kN}$$

Alors :

$$\frac{F_{v,sd}}{2} < F_{b,rd} \rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

❖ Gousset :

On doit vérifier que :

$$F_{v,sd} \leq F_{b,rd} = 2.5 \times \alpha \times \frac{f_u \times d \times t_p}{\gamma_{mb}} \text{ avec } \gamma_{mb} = 1.25$$

$$F_{v,sd} = \frac{N_{sd}}{n \times p} = \frac{775}{4 \times 2} = 96.87 \text{ KN}$$

$$\alpha = \min\left(\frac{40}{3 \times 18}; \frac{80}{3 \times 18} - \frac{1}{4}; \frac{600}{360}; 1\right) = \min(1.11; 1.48; 1.66; 1) = 1$$

$$F_{b,rd} = 2.5 \times 1 \times \frac{360 \times 18 \times 14}{1.25} = 181.44 \text{ KN}$$

$F_{v,sd} < F_{b,rd} \rightarrow \text{la condition est vérifiée}$

VI.3 Assemblage poteau – poutre principale (HEB 340 – IPE 300) :

Cet assemblage est réalisé avec boulonnage de l'âme de la poutre principale avec la

Platine soudée perpendiculairement avec l'âme du poteau. L'assemblage est réalisé avec une file verticale de 4 boulons *HR classe 8.8* dans chaque côté.

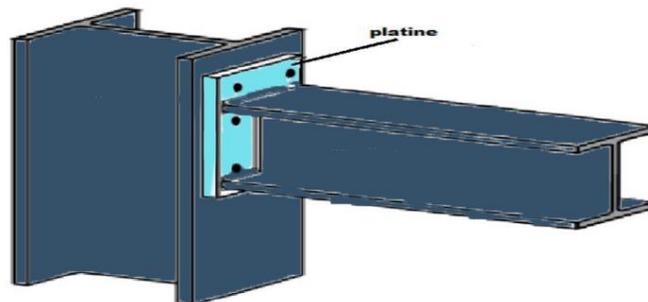


Figure VI.5 : Assemblage poteau-poutre

Les sollicitations maximales tirées depuis notre modèle sont :

$$M_{sd} = 133 \text{ kN.m} \quad V = 134.76 \text{ kN} \quad (G + Q + Ex):$$

On suppose que :

$$d1 = 249 \text{ mm} \qquad d2 = 183 \text{ mm}$$

$$d3 = 117 \text{ mm} \qquad d4 = 51 \text{ mm}$$

La zone tendue est définie par x :

- Caractéristique du poteau HEB340 : $t_w = 12 \text{ mm}$; $t_f = 21.5 \text{ mm}$; $b = 300 \text{ mm}$
- Caractéristique de la poutre IPE300 : $t_w = 7,1 \text{ mm}$; $t_f = 10.7 \text{ mm}$; $b = 150 \text{ mm}$

❖ Calcul du diamètre des boulons

- Détermination des efforts dans les boulons :

$$N_i \leq n \times F_p \Rightarrow N_i = M_{sd} \times \frac{d_i}{\sum d_i^2}$$

N_i : L'effort sollicitant sur les boulons

M_{sd} : Le moment sollicitant sur les boulons

d_i : Distance entre le point de rotation et l'axe du boulon

n : Le nombre de boulon

F_p : L'effort précontraint

$$\sum d_i^2 = (249^2 + 183^2 + 117^2) = 109179 \text{ mm}^2 \Rightarrow \sum d_i^2 = 109179 \text{ mm}^2$$

$$N_1 = M_{sd} \times \frac{d_1}{\sum d_i^2} = \frac{133 \cdot 10^3 \times 249}{109179} = 303.32 \text{ kN} \Rightarrow N_1 = 303.32 \text{ kN}$$

$$N_2 = M_{sd} \times \frac{d_2}{\sum d_i^2} = \frac{133 \cdot 10^3 \times 183}{109179} = 222.92 \text{ kN} \Rightarrow N_2 = 222.92 \text{ kN}$$

$$N_3 = M_{sd} \times \frac{d_3}{\sum d_i^2} = \frac{133 \cdot 10^3 \times 117}{109179} = 142.52 \text{ kN} \Rightarrow N_3 = 142.52 \text{ kN}$$

Les boulons les plus chargés sont les boulons de la ligne niveau (N1).

❖ Détermination de la section des boulons :

Il faut vérifier que : $N_i \leq n \times 0,7 \times A_s \times f_{ub}$ avec $f_{ub} = 800 \text{ MPA}$ (boulons HR 8.8)

$$A_s \geq \frac{N_1}{n \times 0,7 \times f_{ub}} \Rightarrow A_s \geq \frac{303.32 \times 10^3}{2 \times 0,7 \times 800} \Rightarrow A_s \geq 270.82 \text{ mm}^2$$

Soit des boulons HR M20 de classe (8.8) de diamètre : $A_s = 314 \text{ mm}^2$ $d = 20 \text{ mm}$ avec un diamètre de trou égale $d_0 = d + 2 \text{ mm} = 20 + 2 = 22 \text{ mm} \Rightarrow d_0 = 22 \text{ mm}$.

$$e_1 \geq 1.2d_0 = 1.2 \times 22 \rightarrow e_1 = 30 \text{ mm}$$

$$e_2 \geq 1.5d_0 = 1.5 \times 22 \rightarrow e_2 = 40 \text{ mm}$$

$$p_1 \geq 2.2d_0 = 2.2 \times 22 \rightarrow p_1 = 50 \text{ mm}$$

$$p_2 \geq 3d_0 = 3 \times 22 \rightarrow p_2 = 70 \text{ mm}$$

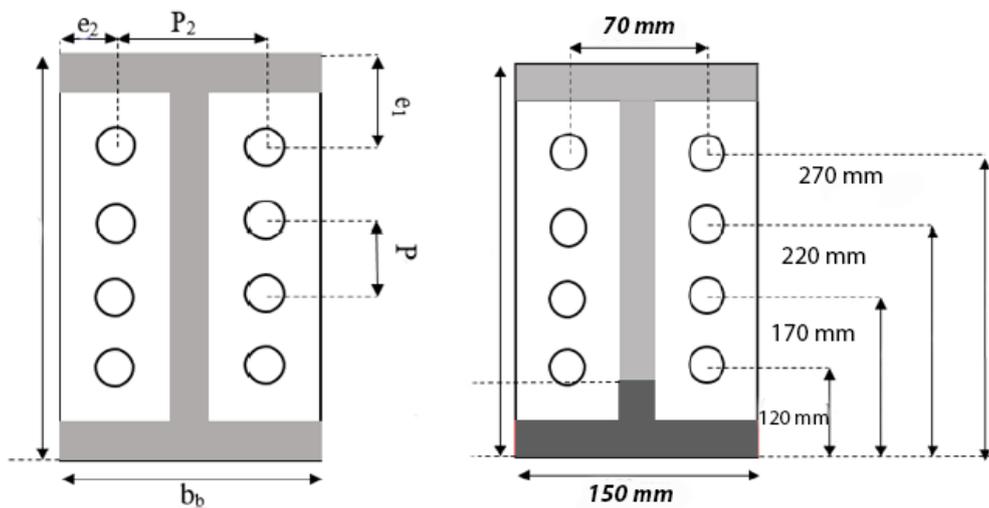


Figure VI.6 disposition des boulons

$$\sum d_i^2 = 270^2 + 220^2 + 170^2 = 164600 \text{ mm}^2$$

❖ Calcul du moment résistant effectif de l'assemblage

Il faut vérifier que : $M_{sd} < M_R$

$$N_{t,rd} = n \times 0.7 \times A_s \times f_{ub}$$

$$N_{t,rd} = 2 \times 0.7 \times 314 \times 800 = 351.68 \text{ kN}$$

$$M_R = \frac{Nt_{rd} \times \sum d_i^2}{d_1} = \frac{351.68 \times 10^3 \times (270^2 + 220^2 + 170^2)}{270} = 195.63 \text{ kN}$$

$$M_{sd} = 133 < M_R = 195.63 \text{ La condition est vérifiée}$$

❖ Vérification au cisaillement plus traction dans chaque bouton :

$$V = 134.76 \text{ kN} \rightarrow \text{sur 8 boulons}$$

Il faut vérifier que : $F_{v, sd} \leq F_{s, rd}$

$$F_{v, sd} = \frac{V}{n} = \frac{134.76}{8} = 16.84 \text{ kN}$$

$$F_{s, rd} = K_s \times \mu \times \frac{(F_{p, cd} - 0.8 \times F_{t, sd})}{\gamma_{ms}}$$

Avec :

$F_{p, cd}$: La précontrainte

$K_s = 1$: Trou nominal

$$\gamma_{ms} = 1.25$$

$\mu = 0.3$ Brossage à la brosse métallique

$$F_{p, cd} = 0.7 \times 800 \times 314 \Rightarrow F_{p, cd} = 175.84 \text{ kN}$$

$$F_{t, sd} = \frac{1}{2} \times \frac{M_{sd} \times d_i}{\sum d_i^2} = \frac{1}{2} \times \frac{133 \times 10^3 \times 270}{109179} = 164.45 \text{ kN}$$

$$F_{s, rd} = \frac{175.84 - 0.8 \times 164.45}{1.25} = 35.42 \Rightarrow F_{s, rd} = 35.42 \text{ kN}$$

$F_{v, sd} = 16.84 \text{ kN} < F_{s, rd} = 35.42 \text{ kN}$ La condition est vérifiée

❖ Vérification à la traction :

- La condition à vérifier :

$$F_{v, Sd} \leq F_{t, Rd} = \frac{0.9 \times A_s \times f_{ub}}{\gamma_{m2}}$$

$$F_{t, Rd} = \frac{0.9 \times 314 \times 800}{1.25} = 180.86 \text{ kN}$$

$$F_{v, Sd} = \frac{V}{n} = \frac{134.76}{8} = 16.84 \text{ kN}$$

$$F_v, S_d = 16.84 \text{ KN} \leq F_t, R_d = 180.86 \text{ kN}$$

VI.4 Assemblage platine-poutre :

Cette attache se fera au moyen de cordon de soudure.

Le dimensionnement des cordons se fait suivant l'hypothèse suivante :

On suppose que le moment est repris uniquement par les cordons reliant les semelles à la Platine on suppose également que l'effort tranchant est repris par les cordons reliant l'âme à la platine.

L'assemblage est soumis aux sollicitations suivantes :

$$M = 133 \text{ kN.m}$$

$$V = 134.76 \text{ kN.m}$$

On prend $e = 15 \text{ mm}$ épaisseur de la platine.

- Gorge relie l'âme :

$$3 \text{ mm} \leq a \leq 0.5 \times t_w = 0.5 \times 7.1 = 3.55 \text{ mm}$$

Soit $a = 3 \text{ mm}$

- Gorge relie la semelle à la platine :

$$3 \text{ mm} \leq a \leq 0.5 \times t_f = 0.5 \times 10.7 = 5.35 \text{ mm}$$

Soit $a = 4 \text{ mm}$

- Distribution des efforts sur les différents cordons :

- Cordon âme-platine :

Chaque cordon repend $V/2$

$$\frac{V}{2} = \frac{134.76}{2} = 67.38 \text{ KN}$$

La longueur du cordon est : $L_w = h - 2 \times t_f$

$$L_w = 300 - 2 \times 7.1 \Rightarrow L_w = 285.8 \text{ mm}$$

- Cordon semelle-platine :

Chaque cordon reprend F

$$F = \frac{M}{h - t_f} = \frac{133}{(300 - 10.7) \times 10^{-3}} = 459.73 \text{ KN}$$

La longueur du cordon est : $L_f = 2 \times b - tw$

$$L_f = 2 \times 150 - 7.1 \Rightarrow L_f = 292.9 \text{ mm}$$

- Vérification :

- Cordon âme-platine :

Il faut vérifier la condition suivante :

$$\frac{V}{2} \leq F_{w,rd}$$

Avec :

$F_{w,rd}$: Résistance d'un cordon de soudure.

$$F_{w,rd} = a \times L_w \times \frac{F_u}{B_w \times \gamma_{mw} \times \sqrt{3}} \rightarrow CCM97 \text{ art } 6.6.5.3$$

On a :

$$S235 \rightarrow \begin{cases} F_u = 360 \\ B_w = 0.8 \\ \gamma_{mw} = 1.25 \end{cases}$$

$$F_{w,rd} = 3 \times 285.8 \times \frac{360}{0.8 \times 1.25 \times \sqrt{3}} = 178.20 \text{ KN}$$

$$\frac{V}{2} = \frac{134.76}{2} = 67.38 \text{ KN} < F_{w,rd} = 178.20 \text{ KN}$$

- Cordon semelle-platine :

$$F_{w,rd} = a \times L_F \times \frac{F_u}{B_w \times \gamma_{mw} \times \sqrt{3}} = 4 \times 292.9 \times \frac{360}{0.8 \times 1.25 \times \sqrt{3}} = 243.41 \text{ KN}$$

$F = 459.73 \text{ KN} > F_{w,rd} = 243.41 \text{ KN}$ La conditions n'est pas vérifiée

Donc, on augmente l'épaisseur de la gorge, soit :

$$a = 8 \text{ mm} \rightarrow F_{w,rd} = 487.024 \text{ kN} > F = 459.73 \text{ kN}$$

VI.5 Assemblage pied de poteau :

VI.5.1 Introduction :

La base des poteaux sert à transmettre les charges au sol à l'aide d'assises en acier, ces assises sont des plaques métalliques appelées : « platines », fixées aux pieds des poteaux par des tiges d'ancrage sur le béton d'appui, dans notre cas les poteaux sont encastrés à leur base.

Les tiges d'ancrages ont pour but de résister aux effets des charges de calcul, elles doivent assurer la résistance en traction nécessaire vis-à-vis des effets de soulèvement et des moments de flexions.

Efforts à prendre en considération :

$$N_{sd} = 2651.07 \text{ KN} \quad (G+Q+Ex)$$

$$M_{sd} = 201.68 \text{ KN.m} \quad (G+Q+Ey)$$

$$V_{sd} = 332.44 \text{ KN} \quad (G+Q+Ey)$$

❖ Dimensionnement de la plaque d'assise :

C'est une plaque en acier rectangulaire soudé à la base du poteau par un cordon de soudure appliqué sur le contour de la section du profilé constituant le poteau.

❖ Cordon de soudure :

- Cordon de soudure de la semelle :

$$a_s = 0,7 \times t_f = 0,7 \times 21,5 = 15,05 \text{ mm}$$

- Cordon de soudure de l'âme

$$a_w = 0,7 \times t_w = 0,7 \times 12 = 8,4 \text{ mm}$$

Donc on prend $a_w = a_s = 20 \text{ mm}$

- Surface de la platine :

$$a \geq 340 + (3 \times 20) = 400 \text{ mm}$$

on prend $a = 800 \text{ mm}$

$$b \geq 300 + (3 \times 20) = 360$$

on prend $b = 600 \text{ mm}$

Epaisseur de la platine :

$$t \geq u \sqrt{\frac{3f_j \times \gamma_{mb}}{f_y}}$$

$$t \geq u \sqrt{\frac{3f_j \times \gamma_{mb}}{f_y}} \rightarrow t \geq 40 \sqrt{\frac{3 \times 25 \times 1.25}{235}} = 25.26 \text{ mm}$$

Donc on prend $t=30 \text{ mm}$

❖ Dimensionnement de la tige d'encrage :

La tige d'ancrage sera dimensionnée avec l'effort de traction le plus défavorable

$$N_t = 1512.21 \text{ KN}$$

L'effort admissible par scellement, dans le cas des goujons est donné par la formule suivante :

$$N_{ad} = 0.1 \left(1 + \frac{7g_c}{1000}\right) \frac{\phi}{\left(1 + \frac{\phi}{d_1}\right)^2} (l_1 + 6.4r + 3.5l_2) \geq \frac{N_t}{n_b}$$

Avec :

g_c : Dosage en ciment du béton (kg/m^3)

d_1 : enrobage (150mm)

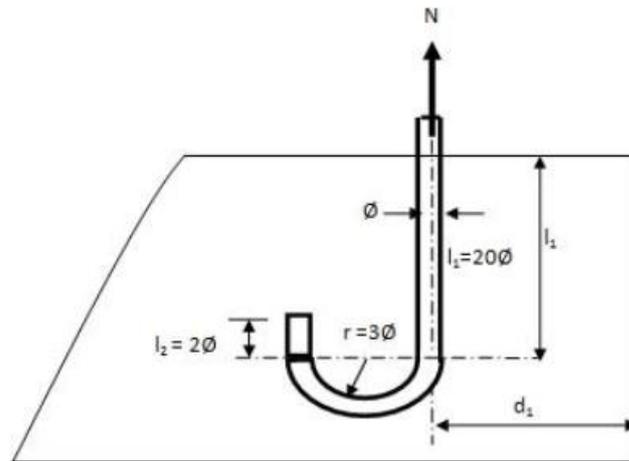


Figure VI.7 : dimension de la tige d'ancrage

Φ : Diamètre du goujon

n_b : Nombre des goujons

$$r = 3\Phi$$

$$l_1 = 20\Phi$$

$$l_2 = 2\Phi$$

On choisit 8 boulons, après le développement de l'équation (I) on trouve :

La résolution de cette équation donne : $\Phi \geq 31\text{mm}$

Donc on choisit des tiges de diamètre = 32mm disposé comme suit :

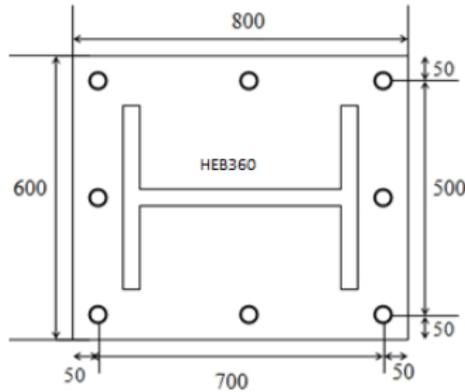


Figure VI.8 : disposition des tiges d'ancrage

- **Vérification des contraintes**

$$e = \frac{M}{N_c} = \frac{201.68}{2651.07} = 0.076m$$

$$\frac{h}{6} = \frac{0.75}{6} = 0.125m$$

On $e < \frac{h}{6}$ la section est entièrement comprimée, dans ce cas on vérifie uniquement la contrainte dans le béton.

$$\sigma_b = \frac{0.02N_{sd}l}{bh'(h - \frac{h'}{3})} \leq f_{bu}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} l = 37.8 \text{ cm} \\ b = 60 \text{ cm} \\ h = h' = 75 \text{ cm} \rightarrow \sigma_b = 8.90 \text{ MPA} \end{array} \right.$$

$$f_{bu} = \frac{0.85f_{c28}}{\gamma_b} = 14.2 \text{ MPA}$$

D'où : $\sigma_b < f_{bu}$ conditions vérifier

Les contraintes sous la platine sont données par les deux expressions suivantes :

$$\sigma_M = \frac{N}{bh} \left(1 + \frac{6e}{h} \right) = 11.73 \text{ MPA}$$

$$\sigma_M = \frac{N}{bh} \left(1 - \frac{6e}{h} \right) = 0.69 \text{ MPA}$$

- Vérification de la bêche:

L'utilisation de la bêche est nécessaire si la condition suivante est vérifiée.

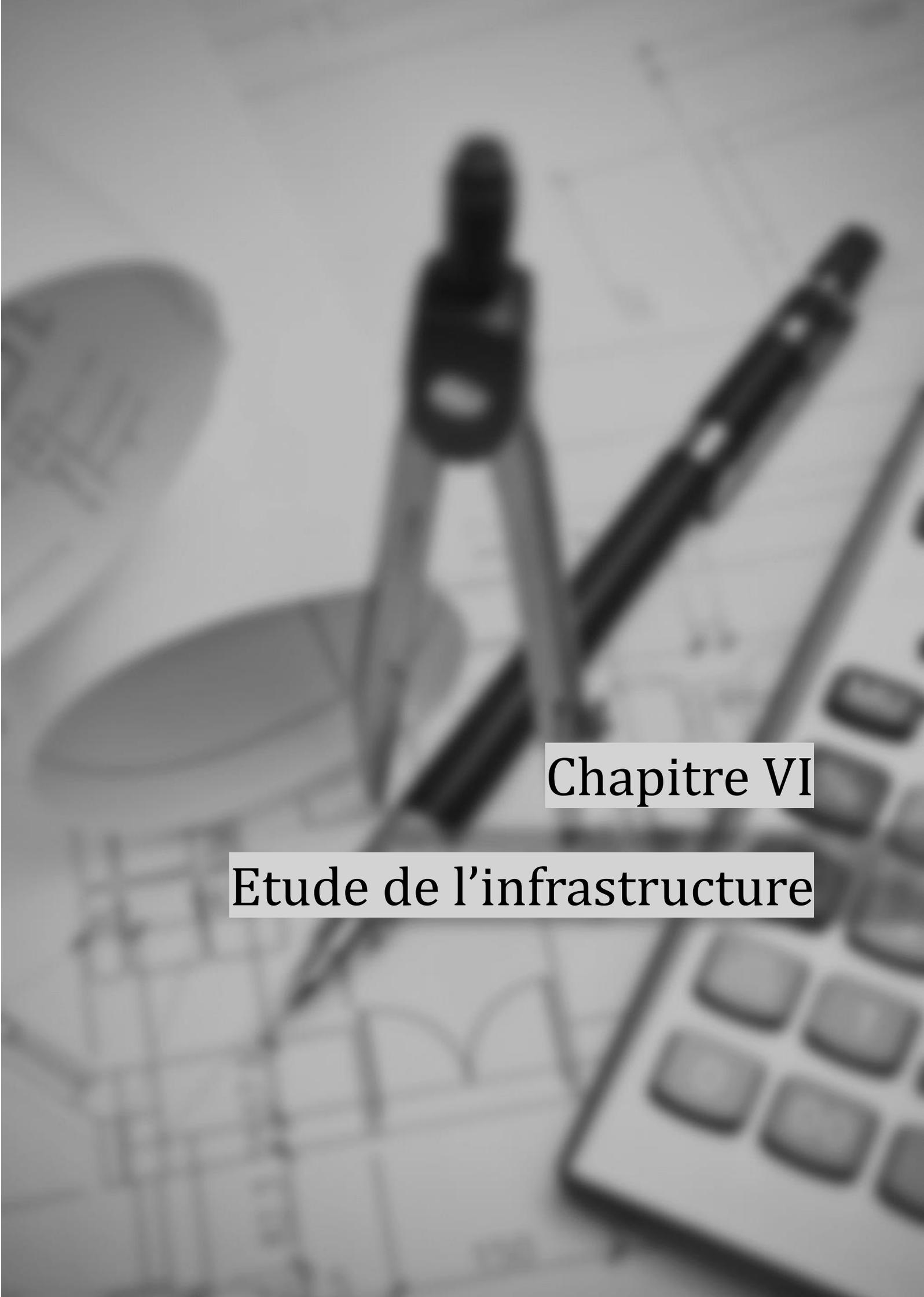
$$0.3N < V$$

Avec :

V : l'effort tranchant max ($v=332.44\text{kN}$)

N : effort de compression max ($N=2651.07\text{kN}$)

$0.3N=795.32 \text{ KN} > V=332.44 \text{ KN} \rightarrow$ la bêche est utile.



Chapitre VI

Etude de l'infrastructure

INTRODUCTION

Eléments souterrains et fondamentaux d'une construction, les fondations jouent un rôle crucial en garantissant la stabilité et la pérennité de l'ouvrage. Véritables interfaces entre la structure et le sol, elles ont pour mission de transmettre l'ensemble des charges supportées par le bâtiment (poids propre, charges climatiques, etc.) au sol porteur.

En assurant cette répartition uniforme des pressions exercées, les fondations préviennent efficacement les risques de tassement différentiel et d'affaissement de la structure, préservant ainsi l'intégrité du bâtiment face aux aléas du temps et aux contraintes environnementales.

Par conséquent, les fondations constituent bien plus qu'une simple base pour la construction. Elles s'imposent comme l'élément clé de la stabilité structurelle, garantissant la sécurité et la longévité de l'ouvrage.

VII.1 Choix du type des fondations :

Le choix de type des fondations dépend essentiellement des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol d'assise.
- L'importance de l'ouvrage.
- La distance entre axes des poteaux.
- La profondeur de bon sol.

Selon le rapport du sol, le terrain présente une capacité moyenne dans les trois premiers mètres. Le type de fondations suggéré est superficiel, ancrées à 3.06 m, du niveau de base, et un taux de travail de 2.5 bars.

Les fondations sont calculées par les combinaisons d'actions suivantes :

- $1,35G + 1,5Q$
- $G + Q$ *RPA99 (Article 10.1.4.1)*
- $0,8G \pm E$

VII.2 Etude des fondations :

VII.2.1 Semelle isolée :

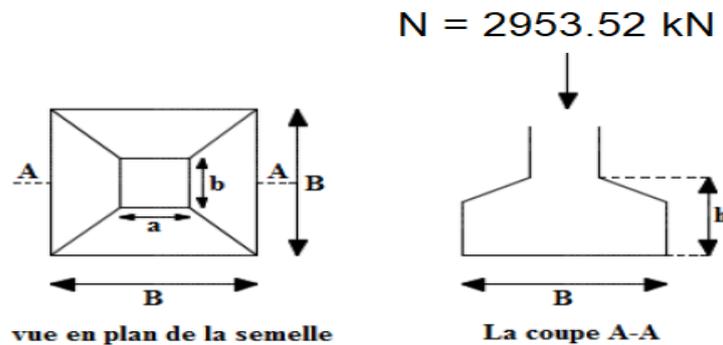


Figure VII.1 semelles isolées

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 = 2953.52 kN

S : Surface d'appui de la semelle.

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol. = 2.5 bars Selon le rapport de sol ([voir Annexe](#)) .

Les poteaux de notre structure sont carrés à la base ($a \times b$), donc les semelles sont carrées ($A \times B$), considérons une semelle isolée sous le poteau le plus sollicité 'C3'

([Voir plan annexe](#))

tel que :

$$\frac{N}{B \times B} \leq \sigma_{sol} \rightarrow B^2 \geq \sqrt{\frac{N}{\sigma_{sol}}} \rightarrow B \geq \sqrt{\frac{2953.52}{250}} = 3.43 \text{ m}$$

On remarque qu'il va y avoir un chevauchement entre les semelles car l'entre-axe minimale entre nos poteaux est de 1.88m , 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 en utilisant ETABS 2017, Cela en tirant les efforts normaux situés sous les poteaux qu'elle reprend.

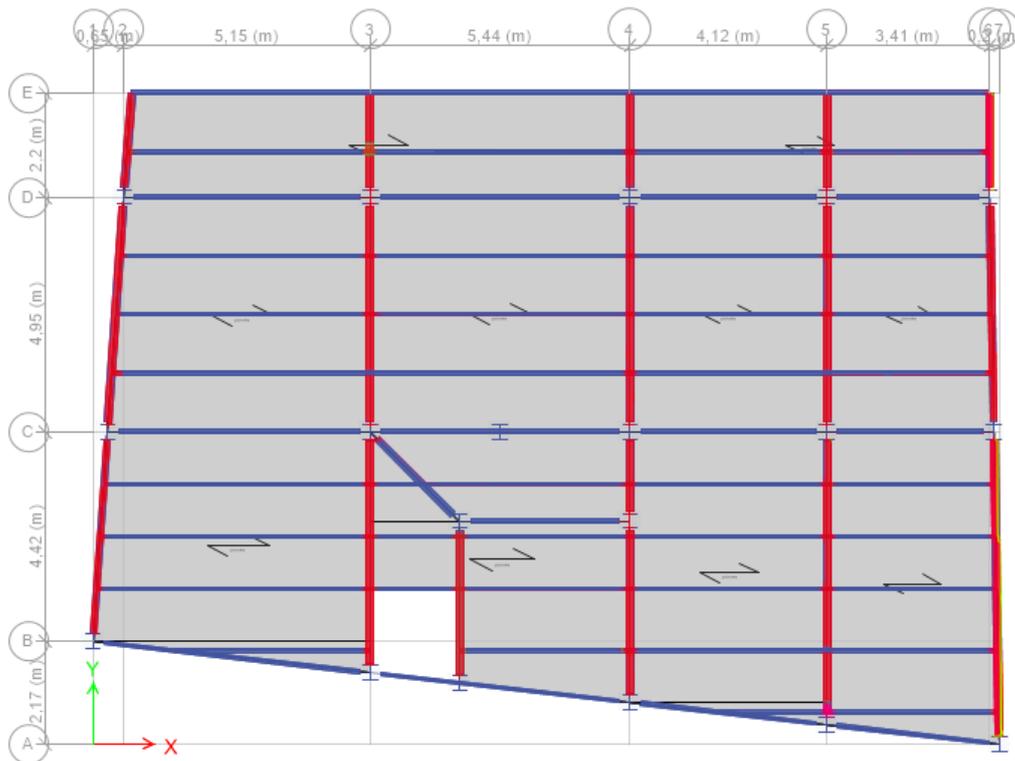


Figure VII.2 Portiques étudiés

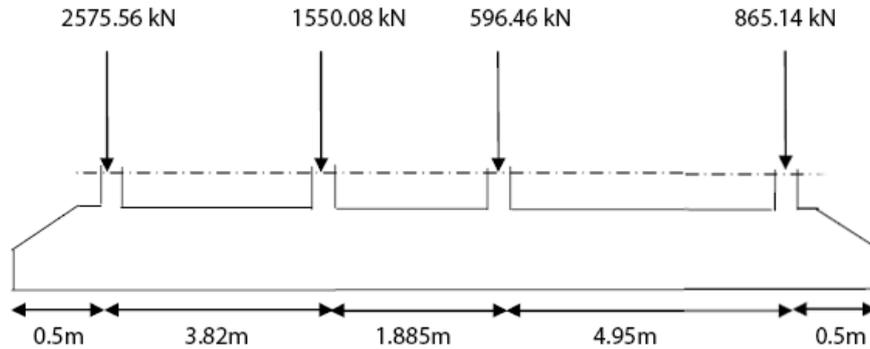
Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII.1 efforts des portiques

File de portique	1	2	3	4	5	6
Efforts N (kN)	4141.72	5338.26	1018.46	5769.24	3766.72	4847.26

Le portique (4) est le portique le plus sollicité, donc le dimensionnement se fera en fonction de son effort.

Avec $N = 5769.24 \text{ kN}$



Figures VII.3 représentations du portique le plus sollicité

$$B \geq \frac{5769.24}{250 \times 11.6558} = 1.98m \text{ On prend } B = 2m$$

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface d'emprise du bâtiment :

$$\frac{S_{semelle}}{S_{bat}} \leq 50\%$$

$$S_{semelles} = 2 \times 11.65 = 23.3m^2 \rightarrow Stot\ semmelle = 23.3 \times 6 = 139.8m^2$$

$$S_{bat} = 18.63 \times 12.04 = 224.30 m^2$$

$$\frac{139.8}{224.30} = 0.62 = 62\% > 50\%$$

La surface totale des semelles dépasse 50 % de la surface 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 :

Dans le Génie civil, un radier désigne une dalle en béton armé ou maçonnée, généralement plane et superficielle, qui sert de base stable à un ouvrage. Il s'agit d'un élément crucial qui assure la répartition uniforme des charges supportées par la structure (poids propre, charges d'exploitation, etc.) sur le sol porteur

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 :

$$\text{Nervure: } ht \geq \frac{L_{max}}{10}$$

$$\text{Radier : } hr \geq \frac{L_{max}}{20}$$

Avec :

L_{max} : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs entre nuis d'appuis

$$L_{max} = 6.65 \text{ m ;}$$

ht : hauteur de la nervure ;

hr : hauteur du radier.

$$\text{Donc on a : } ht \geq \frac{665}{10} = 66.5 \text{ cm} \rightarrow ht = 70 \text{ cm}$$

$$hr \geq \frac{665}{20} = 33.25 \text{ cm} \rightarrow hr = 35 \text{ cm}$$

❖ La condition de rigidité :

$$\text{Un radier est considéré rigide si } L_{max} \leq \frac{\pi}{2} \times L_e \quad \text{Avec : } L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

Tel que :

L_e : longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible) ;

E : Module d'élasticité du béton : $E = 320000 \text{ kN/m}$;

I : Inertie de la section du radier ;

K : Coefficient de raideur du sol, pour un sol moyen : $K = 4 \times 10^4 \text{ kN/m}$;

b : Largeur de la semelle, on prend une bande de 1 m.

On a :

$$I = \frac{bh^3}{12}; \quad \text{Avec} \quad ht \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L^4 \times max \times K}{\pi^4 E}} \rightarrow ht \geq 1.05 \text{ m}$$

On prend $h = 105 \text{ cm}$

Donc :

$$I = 0.096 \text{ cm}^4$$

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}} = \sqrt[4]{\frac{4 \times 3.2 \cdot 10^7 \times 0.096}{4 \cdot 10^4 \times 1}} = 4.18 \text{ m}$$

$$L_{max} = 6.59 \text{ m} \geq \frac{\pi}{2} L_e = 6.56 \text{ m}$$

La condition est vérifiée

On opte pour $ht = 105 \text{ cm}$

❖ La surface du radier :

La surface du radier dépend de la contrainte admissible du sol, le poids total transmis par la superstructure a la base à l'ELS (N_s)

Tel que

$$N_s = 13175,0608 \text{ (Valeur tirée du model en utilisant le logiciel ETABS 2017)}$$

$$S_{bat} = 224.30 \text{ m}^2$$

$$\text{Poids de la dalle du radier : } P_{dalle} = 25 \times 224.30 \times 35 = 1962.625 \text{ kN}$$

Poids du remblai :

$$P_{remblais} = 20 \times (224.30 - (4.88 + 9.315 + 9.86 + 5.8 + 5.02 + 5.02 + 6.575)) \times 0.9 = 3201.03 \text{ kN}$$

Poids des nervures :

$$P_{nervure} = 25 \times 1.05 \times 0.5 \times (9.76 + 19.72 + 11.59 + 18.63 + 10.04 + 10.04 + 10.75) = 1188.20 \text{ kN}$$

$$N_{stot} = 13175,0608 + 1962.625 + 1188.20 + 3195.54 = 19526.915 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{ser}}{S_{rad}} \leq \sigma_{sol} \rightarrow S_{rad} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} = \frac{19526.915}{250} = 78.10 \text{ m}^2$$

$$S_{rad} = 78.10 \text{ m}^2 < S_{bat} = 224.30 \text{ donc on prend } S_{rad} = S_{bat} = 224.30 \text{ m}^2$$

❖ 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 :

$$Nd \leq Qu = 0.045 \times \mu_c \times ht \times \frac{fc28}{\gamma_h}$$

Nd : Effort normal de calcul.

ht : Hauteur de la nervure.

μ_c : Périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

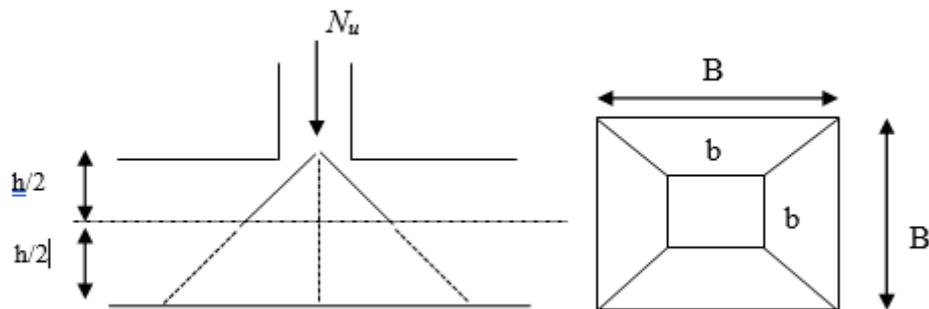


Figure VII.4 zone d'impact de la charge.

Le poteau le plus sollicité est un poteau carré (50x50) cm², le périmètre d'impact : μ_c : est donné par la formule suivante : $\mu_c : 2 \times (2B)$

$$B = b + h = 0.5 + 1.05 = 1.55 \rightarrow \mu_c = 6.2 \text{ m}$$

$$Nd = 1696,4947 \text{ kN} = 1.696 \text{ MN} \text{ (Tirée du poteau le plus sollicité à l'ELU)}$$

$$Q = 0.045 \times 6.2 \times 1.05 \times \frac{25}{1.5} = 4.88 \text{ MN}$$

$$1.696 < 4.88 \text{ MN} \text{ Condition vérifiée}$$

❖ Vérification de la poussée hydrostatique :

$$\text{On doit vérifier que : } N_s \geq P = f_s \times H \times S \times \gamma_w$$

$$\text{Avec } N_s = 19526.915 \text{ kN}$$

$$f_s = 1.15 \text{ Coefficient de sécurité.}$$

$$H = 3.06 \text{ m Hauteur encrée du bâtiment}$$

$$S = 233.24 \text{ m}^2, \text{ Surface du radier.}$$

$\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$, Poids volumique de l'eau.

$$19526.915 \text{ kN} \geq P = 1.15 \times 3.06 \times 233.24 \times 10 = 8207.71 \text{ kN}$$

La condition est vérifiée

VII.2.4 Ferrailage du radier :

On calcule le panneau le plus défavorable et on adopte le même ferrailage pour les autres panneaux du radier.

❖ Calcul des sollicitations :

Le radier est calculé comme un ensemble de panneaux de dalles.

La structure prend appui :

- Soit le long de son contour généralement rectangulaire, de façon continue sur des poutres, voiles ou murs maçonnés,
- Soit ponctuellement sur poteaux.

Il s'agit d'un panneau de dalle qui repose sur 04 appuis :

$$L_x = 5.475 \text{ m} ; L_y = 5.7 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{5.475}{5.7} = 0.96 > 0.4$$

La dalle travaille suivant les deux sens.

❖ Evaluation des charges :

- A l'ELU

$$q_u = \frac{N_u}{S_{tot}}$$

N_u = L'effort ultime de la super structure + le poids du radier, nervures et le remblai

$$N_u = 18170.52 \text{ kN (Valeur tirée depuis notre modele)} + 1.35 \times (1962.62 + 1188.20 + 3195.54) = 26738.11 \text{ kN}$$

$$q_u = \frac{26738.11}{224.33} = 119.19 \text{ kN/m}^2$$

- A l'ELS

$$N_s = 13175.06 \text{ kN (Valeur tirée depuis notre modele)} + (1962.62 + 1188.20 + 3195.54) = 19526.915 \text{ kN}$$

$$q_s = \frac{N_s}{S_{tot}}$$

$$q_s = \frac{N_s}{S_{tot}} = \frac{19526.915}{224.33} = 87.04 \text{ kN/m}^2$$

- ❖ Calcul des sollicitations dans la dalle :

On utilise les annexes du *BAEL 91/99* :

- A l'ELU

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

$$\rho = 0.96 \rightarrow \text{Abaque à l'ELU} \begin{cases} \mu_x = 0.0401 \\ \mu_y = 0.9092 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_0^x = 0.0401 \times 119.19 \times 5.475^2 = 143.27 \text{ kN.m} \\ M_0^y = 0.9092 \times 143.27 = 130.26 \text{ kN.m} \end{cases}$$

- Les moments en travée :

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

$$M_t^x = 0.75 M_0^x = 0.75 \times 143.27 = 107.45 \text{ kN.m}$$

$$M_t^y = 0.75 M_0^y = 0.75 \times 130.26 = 97.7 \text{ kN.m}$$

- Les moments en appui :

$$M_a^x = M_a^y = \begin{cases} -0.3 M_0^x \text{ dans le cas d'un appui de rive.} \\ -0.5 M_0^x \text{ dans le cas d'un appui intermédiaire.} \end{cases}$$

$$M_a^x = -0.5 \times 143.27 = -71.63 \text{ kN.m}$$

$$M_a^y = -0.3 \times 130.26 = -39.08 \text{ kN.m}$$

- A l'ELS

On utilise les annexes du *BAEL 91/99* :

$$\rho = 0.96 \rightarrow \text{Abaque à l'ELU} \begin{cases} \mu_x = 0.0474 \\ \mu_y = 0.9385 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_0^x = 0.0474 \times 87.04 \times 5.7^2 = 134.04 \text{ kN.m} \\ M_0^y = 0.9385 \times 134.04 = 125.8 \text{ kN.m} \end{cases}$$

- Les moments en travée :

$$M_t^x = 0.85 M_0^x = 0.85 \times 134.04 = 113.93 \text{ kN.m}$$

$$M_t^y = 0.85 M_0^y = 0.85 \times 125.8 = 106.93 \text{ kN.m}$$

- Les moments en appuis :

$$M_a^x = -0.5 \times 134.04 = -67.02 \text{ kN.m}$$

$$M_a^y = -0.3 \times 125.8 = -37.74 \text{ kN.m}$$

❖ Armatures principales:

Le calcul des armatures se fait en la flexion simple de section ($\mathbf{b} \times \mathbf{e}$) = ($\mathbf{1m} \times \mathbf{e}$), le tableau ci-dessous synthétise les résultats de ce dernier :

$$\mu_{bu} = \frac{Mu}{b \cdot d \cdot f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{107.45 \times 10^{-3}}{0.5 \times 0.475^2 \times 18.48} = 0.024 < 0.186 \text{ Pivot A donc } f_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Avec

$$f_e = 400 \text{ MPa} \quad \gamma_s = 1.15$$

$$f_{sc} = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu_l = 0.8\alpha(1 - 0.4\alpha)$$

$$\alpha_l = 3.5 / (3.5 + 1000 \times 0.051)$$

$$\varepsilon_l = \frac{400}{1.15 \times 200000} = 1.74 \%$$

$$\rightarrow \alpha_l = 0.636 \rightarrow \mu_l = 0.379$$

$$\mu_{bu} < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

$$A_t = \frac{Mu}{z \cdot f_{st}}$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha)$$

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.024})$$

$$\alpha = 0.030$$

$$z = 0.475(1 - 0.4 \times 0.030)$$

$$z = 0.469m$$

$$At = \frac{107.45 \times 10^{-3}}{0.469 \times 348}$$

$$At = 6.58 \text{ cm}^2$$

Tableau *VVII.2* résumés des résultats de ferrailage

		<i>Mu (KN.m)</i>	μ_{bu}	α	<i>Z (m)</i>	$A_t^x(\text{cm}^2)$
<i>Travées</i>	<i>X_X</i>	107.45	0.024	0.030	0.469	6.58
	<i>Y_Y</i>	97.7	0.046	0.0588	0.4638	6.05
<i>Appuis</i>	<i>X_X</i>	71.63	0.034	0.0432	0.466	4.42
	<i>Y_Y</i>	39.08	0.018	0.0227	0.47	2.39

Condition de non fragilité :

Pour :

$$e \geq 12 \text{ cm} \begin{cases} A_x^{min} = \frac{\rho_0}{2} (3 - \rho) \cdot b \cdot h \\ \rho > 0.4 \end{cases} \quad \begin{cases} A_y^{min} = \rho_0 \cdot b \cdot h \end{cases}$$

ρ_0 : est le taux d'armatures (ρ_0 est le rapport de volume des aciers à celui du béton) défini de la façon suivante :

ρ_0 : 0,0008 s'il s'agit de barres de HA FeE400 ou de TSØ > 6 mm.

$$\begin{cases} A_x^{min} = \frac{0.0008}{2} (3 - 0.96) \cdot 100 \cdot 50 = 4.08 \text{ cm}^2 \\ A_y^{min} = 0.0008 \times 100 \times 50 = 4 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

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

Tableau *VII.3* ferrailage adopté à l'ELU

		<i>Mu (kN.m)</i>	Acalculée (cm^2/ml)	A_{min} (cm^2/ml)	<i>Aadoptée</i> (cm^2/ml)	<i>st</i>
<i>Travées</i>	<i>X_X</i>	107.45	6.58	4.08	6HA12=6.79	15
	<i>Y_Y</i>	97.7	6.05	4	4HA14=6.16	20
<i>Appuis</i>	<i>X_X</i>	71.63	4.42	4.08	6HA10=4.71	15
	<i>Y_Y</i>	39.08	2.39	4	4HA12=4.52	20

❖ Vérifications au cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 \cdot f_{c28}; 3 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

Sens X-X

$$V_x = \frac{qu \times L_x}{2} \times \frac{Ly^4}{Lx^4 + Ly^4} = \frac{119.19 \times 5.475}{2} \times \frac{5.7^4}{5.475^4 + 5.7^4} = 176.25$$

$$\tau_u = \frac{176.25}{0.5 \times 0.475} = 742.12 \text{ kN} = 0.74 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa}$$

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

Sens Y-Y

$$V_y = \frac{qu \times Ly}{2} \times \frac{Lx^4}{Lx^4 + Ly^4} = \frac{119.19 \times 5.7}{2} \times \frac{5.475^4}{5.475^4 + 5.7^4} = 156.24 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{156.24}{0.5 \times 0.475} = 657.88 \text{ kN} = 0.657 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa}$$

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 : $\sigma_{bc} = \frac{M_{serxy}}{I} \leq \sigma_{bc}^- = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

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 :

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

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

- Les contraintes dans l'acier

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

Fissuration nuisible $\rightarrow \sigma_s^- = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{n f_{t28}}\right) = 201.63 \text{ MPa}$

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

Espacement des armatures :

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

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

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

Tableau VII.4 résumés des résultats de ferrailage

		Ms (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_t^x(\text{cm}^2)$
Travées	X_X	113.93	0.055	0.07	0.4617	7.09
	Y_Y	106.93	0.051	0.065	0.462	6.65
Appuis	X_X	67.02	0.032	0.04	0.467	4.12
	Y_Y	37.74	0.018	0.022	0.47	2.3

Tableau VII.5 choix des sections adoptées

		Ms (kN.m)	Acalculée (cm^2/ml)	Amin (cm^2/ml)	Aadopté (cm^2/ml)	st
Travées	X_X	113.93	7.09	4.08	6HA20=18.85	15
	Y_Y	106.93	6.65	4	6HA20=18.85	20
Appuis	X_X	67.02	4.12	4.08	6HA16=12.06	15
	Y_Y	37.74	2.3	4	6HA12=6.79	20

Tableau VII.6 Vérification des conditions à l'ELS

		Ms (KN.m)	Aadoptée (cm^2/ml)	Y (cm)	I (cm^4)	σ_s (mPa)	σ_s^- (mPa)	obs	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc}^- (MPa)	obs
Travées	X_X	113.93	6HA20=18.85	18.20	343214,181	145,89	201.63	V	6.04	15	V
	Y_Y	106.93	6HA20=18.85	18.20	343214,181	136,92	201.63	V	5,67	15	V
Appuis	X_X	67.02	6HA16=12.06	15.27	247256,521	131,04	201.63	V	4.13	15	V
	Y_Y	37.74	6HA12=6.79	12.02	157156,116	127,80	201.63	V	2.88	15	V

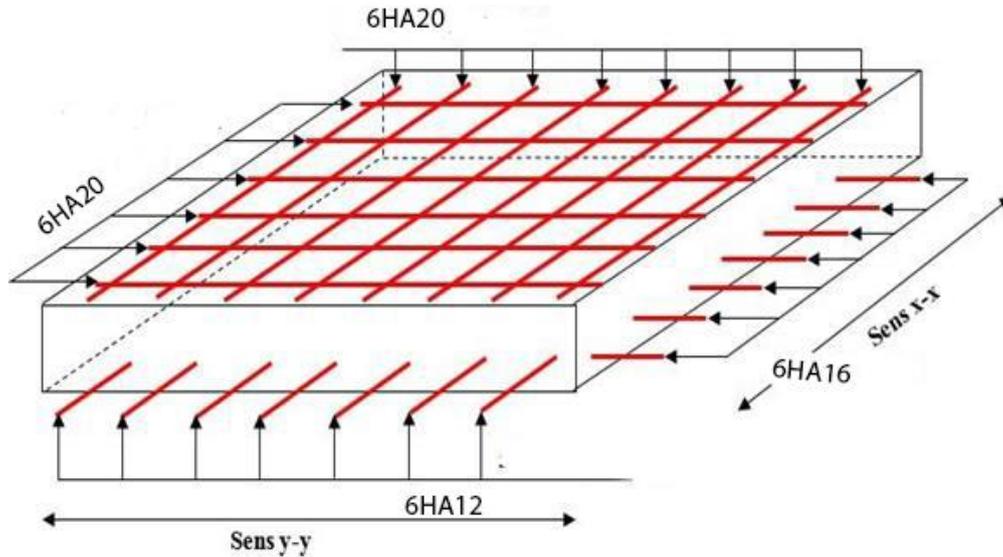


Figure VII.5 ferrailage du radier

VII.3 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 réparties

- 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 $\rho = 0.96 \Rightarrow$ 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 :

$P = (1 - \frac{\rho^2}{3}) \times \frac{q_u \times l_x}{2}$ Avec P charge équivalente produisant le même moment que la charge trapézoïdale.

$$q_u = 119.19 \text{ kN/m}^2$$

$$q_s = 87.04 \text{ kN/m}^2$$

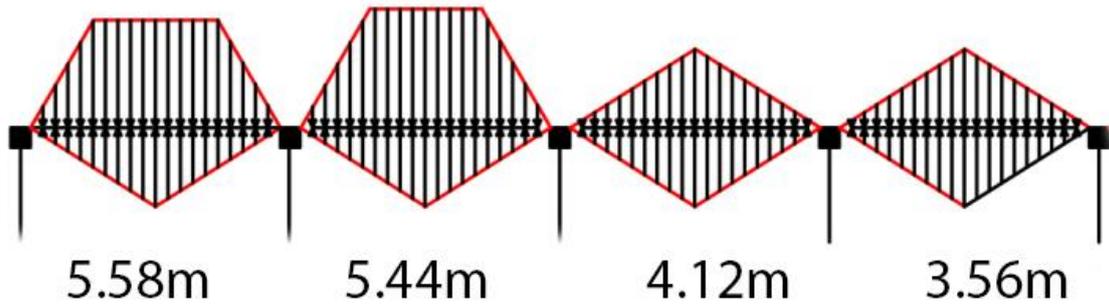


Figure VII.6 Schéma des sollicitations sur les nervures suivant le sens X-X.

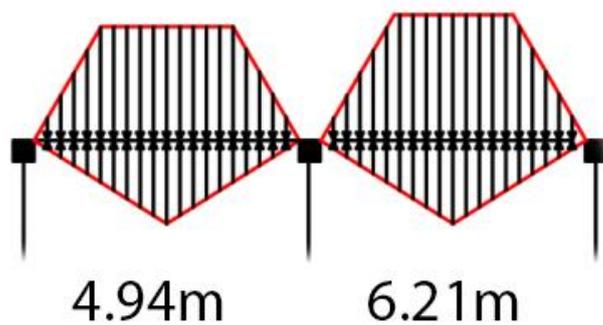


Figure VII.7 Schéma des sollicitations sur les nervures suivant le sens Y-Y.

Calcul des sollicitations :

- -Moments aux appuis :

$$M_a = \frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l'_g + l'_d)}$$

Avec :

$$\text{Les longueurs fictives : } l' = \begin{cases} l & \text{Si c'est une travée de rive} \\ 0.8 \times l & \text{Si c'est une travée intermédiaire} \end{cases}$$

Pour l'appui de rive, on a :

$$M_a = 0.15 \times M_0 \quad \text{Avec } M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$$

- -Moment en travée :

$$M_t(x) = M_0(x) + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \left(\frac{x}{l}\right)$$

$$M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (1 - x)$$

$$x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

2M_g et M_d : moments sur appuis de gauche et droite respectivement.

- Sens longitudinale (X-X) :

Les résultats de calcul des sollicitations sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VII.7 Sollicitations sur la nervure dans le sens longitudinal.

Moments aux travées			Moments aux appuis		
/	$M_u(\text{kN.m})$	$M_s(\text{kN.m})$	/	$M_u(\text{kN.m})$	$M_s(\text{kN.m})$
travées AB	300,68	219,577	Appuis A/E	0	0
travées BC	154,66	112,944	Appuis B	-361,667	-264,112
travées CD	62,4	45,57	Appuis C	-216,776	-158,304
travées DE	115,13	84,077	Appuis D	-165,512	-120,867

Les résultats de calcul de l'effort tranchant sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VII.8. Efforts tranchants sur la nervure dans le sens longitudinal.

X-X	V (kN)
appuis A	267,725
appuis B	-397,355
appuis C	-297,562
appuis D	258,65
appuis E	-165,666

- Sens longitudinale (Y-Y) :

Les résultats de calcul des sollicitations sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VII.9 Sollicitations sur la nervure la plus sollicitée dans le sens transversal.

Moments aux travées			Moments aux appuis		
/	$M_u(\text{kN.m})$	$M_s(\text{kN.m})$	/	$M_u(\text{kN.m})$	$M_s(\text{kN.m})$
Travées AB	172,432	125,921	Appuis A/B	0	0
Travées BC	370,465	270,537	Appuis C	-452,786	-330,653

Les résultats de calcul de l'effort tranchant sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VII.10 Efforts tranchants sur la nervure dans le sens transversal.

Y-Y	V (kN)
Appuis A	202,742
Appuis B	442,997
Appuis C	-297,173

VII.3.1 Ferrailage des nervures

Le ferrailage sera calculé à la flexion simple pour une section en T.

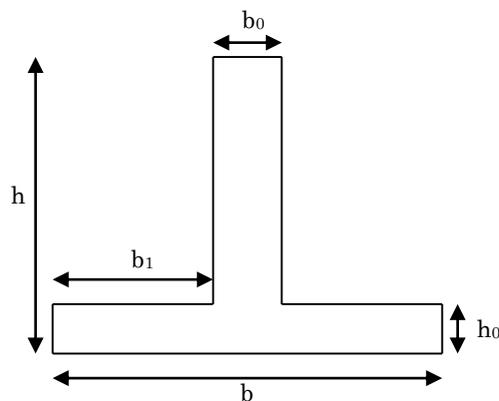


Figure VI.8 Section à ferrailer.

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}\right)$$

$$\text{soit: } b_1 = 0.6 \text{ m}$$

$$b_0 = 0.4 \square a 0.6 \square$$

$$\text{soit: } b_0 = 0.5 \square = 0.525 \text{ m}$$

$$\text{donc : } b = 2b_1 + b_0 = 1.72 \text{ m}$$

Il faut comparer entre : $M_{tu} = f_{bu} \times b \times h_0 \times (d - h_0^2)$ et $M_{travée} = 300,68 \text{ kN.m}$
 $M_{tu} > M_{travée} \Rightarrow$ l'axe neutre est dans la dalle de compression, donc on calcul une section de ($b \times h$)

Si : $M_{tu} < M_{travée} \Rightarrow$ On calcul une section en T.

On a : $M_{tu} = 1.72 \times 0.35 \times 14.2 \times \left(1.025 - \frac{0.35}{2}\right) = 7266.14 \text{ kN.m} > 552.16 \text{ kN.m}$

\Rightarrow calcul d'une section rectangulaire

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VII.11 Résumé des résultats de ferrailage sens X-X.

X-X	Mu (kN/m)	μ_{bu}	a	Z	Acal (cm ²)	A adopté (cm ²)	A (cm ²)
Travée	300,68	0,011	0,013	1.019	7,37	7.37	6HA14=9,24
Appui	361,667	0,014	0,017	1.018	8,88	8.88	6HA16=12,06

Sens Y-Y :

On suivra la même méthodologie de travail, les calculs seront résumés dans les tableaux suivants

Tableau VII.12 Résumé des résultats de ferrailage sens Y.Y

Y-Y	Mu (kN/m)	μ_{bu}	a	Z	Acal (cm ²)	A adopté (cm ²)	A (cm ²)
Travée	370,465	0,014	0,017	1.018	9.09	9.09	6HA14=9,24
Appui	-452,786	0,017	0,021	1.016	11,14	11,14	8HA14=12,32

Les vérifications

➤ ELU :

Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1f_{c28}; 3\text{MPa}) = 2.5\text{MPa}$$

Tableau VII.13 Vérification de l'effort tranchant

	V_u (kN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	OBS
X-X	397,355	0.225	2.5	Vérifiée
Y-Y	442,997	0.251	2.5	Vérifiée

❖ Vérification a l'ELS

- Les contraintes dans le béton

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \sigma_{bc}^- = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$

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 :

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

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

- Les contraintes dans l'acier

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

Fissuration nuisible $\rightarrow \sigma_s^- = \min\left(\frac{2}{3} f_e : 110 \sqrt{n f_{t28}}\right) = 201.63 \text{ mPa}$

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

Tableau VII.14 Vérification des contraintes dans le béton.

		Ms	Y	I	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc}^- (MPa)	A calculée (cm ²)	A adopté (cm ²)	OBS
X-X	Travée	219,577	0.104	0,0092	2,48	15	5.38	6HA12=6,79	Vérifiée
	Appuis	-264,112	0,119	0,012	2,61	15	6.47	8HA12=9,05	Vérifiée
Y-Y	Travée	270,537	0.104	0,0092	3,05	15	6,63	6HA12=6,79	Vérifiée
	Appuis	-330,653	0,119	0,012	3,27	15	8,12	8HA12=9,05	Vérifiée

- ❖ La vérification des contraintes dans l'acier

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

Fissuration nuisible $\rightarrow \sigma_s^- = \min\left(\frac{2}{3} f_e : 110 \sqrt{n f_{t28}}\right) = 201.63 \text{ mPa}$

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

Tableau VII.15 Vérification des contraintes dans l'acier.

		M_s (kN.m)	Aadoptée (cm ² /ml)	Y (m)	I (m ⁴)	σ_s (MPa)	σ^-_s (MPa)	obs
Travées	X_X	219,577	8HA14=12,32	0.13	0.016	184,23	201.63	Vérifiée
	Y_Y	264,112	10HA14=15,39	0.15	0.019	182,44	201.63	Vérifiée
Appuis	X_X	270,537	8HA20=25,13	0.19	0.03	112,9	201.63	Vérifiée
	Y_Y	330,653	10HA16=20,1	0.17	0.024	176,6	201.63	Vérifiée

❖ Armatures transversales :

• Sens X-X :

$$\triangleright \varphi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \varphi_l\right) = \min(25.71; 60; 20) = 20\text{mm} \text{ soit } \varphi_t = 12 \text{ mm.}$$

- Espacement des armatures transversales :

$$\triangleright st \leq \min\left(\frac{h}{14}; 12\right) = \min(22.5; 12) = 12\text{cm} \text{ soit } st \leq 12 \text{ cm.}$$

• Sens Y-Y :

$$\triangleright \varphi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \varphi_l\right) = \min(40; 60; 20) = 20\text{mm} \text{ soit } \varphi_t = 16 \text{ mm.}$$

- Espacement des armatures transversales :

$$\triangleright st \leq \min\left(\frac{h}{14}; 12\right) = \min(35; 12) = 12\text{cm} \text{ soit } st \leq 12 \text{ cm.}$$

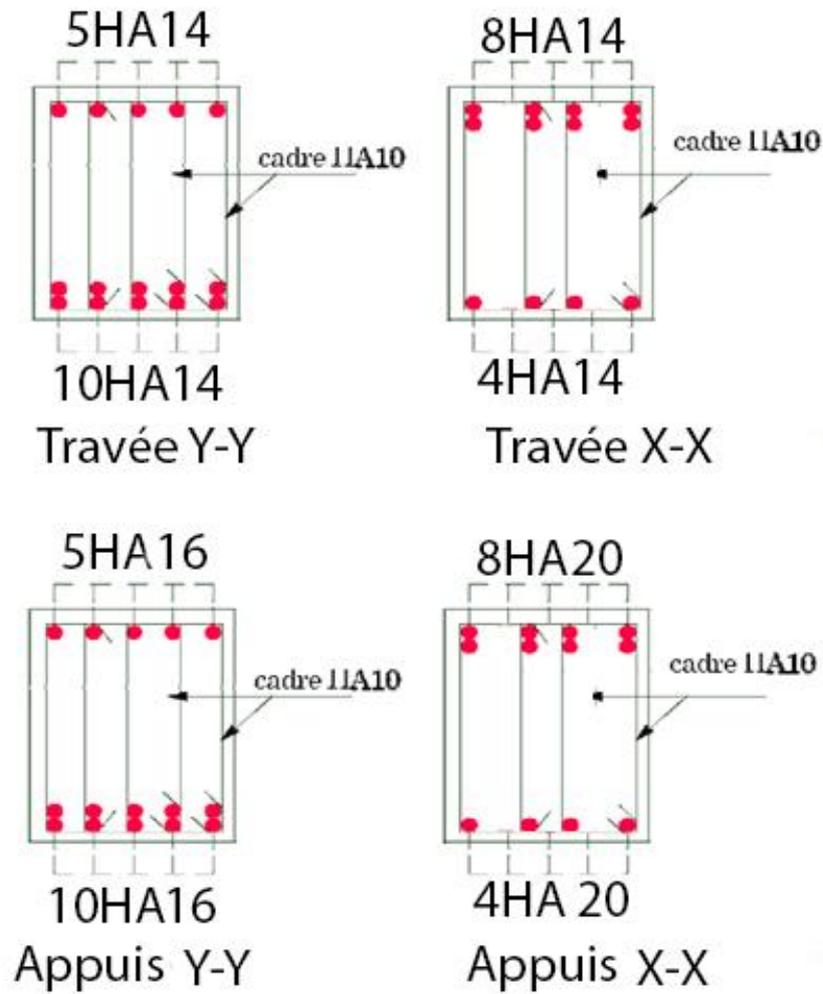


Figure VII.9 Schémas de ferrillages des nervures

Conclusion Générale

Notre étude sur cette structure mixte acier-béton a été une étape cruciale de notre formation en génie civil. Ce choix de système de construction offre plusieurs avantages significatifs : une portée accrue entre les poteaux, un poids réduit par rapport aux structures en béton traditionnelles, ce qui influence directement le dimensionnement des fondations, ainsi qu'une rapidité d'exécution notable.

Nous avons privilégié l'utilisation de poteaux mixtes entièrement enrobés pour leur capacité à combiner efficacement les propriétés de l'acier et du béton, offrant ainsi une meilleure résistance et une plus grande durabilité. De même, les planchers mixtes ont été choisis pour leur légèreté et leur capacité à supporter des charges élevées tout en facilitant la rapidité de construction.

Un des aspects essentiels mis en lumière par notre étude est l'importance de la disposition des contreventements pour améliorer la résistance sismique de la structure. Plutôt que de simplement augmenter le nombre de contreventements, notre recherche souligne l'impact positif d'une disposition stratégique sur la performance globale de la structure face aux séismes.

L'étude a également permis de souligner l'importance d'une conception de fondations adaptée, en tenant compte non seulement des charges structurelles mais aussi des spécificités de la structure mixte, afin d'assurer sa stabilité et sa durabilité à long terme.

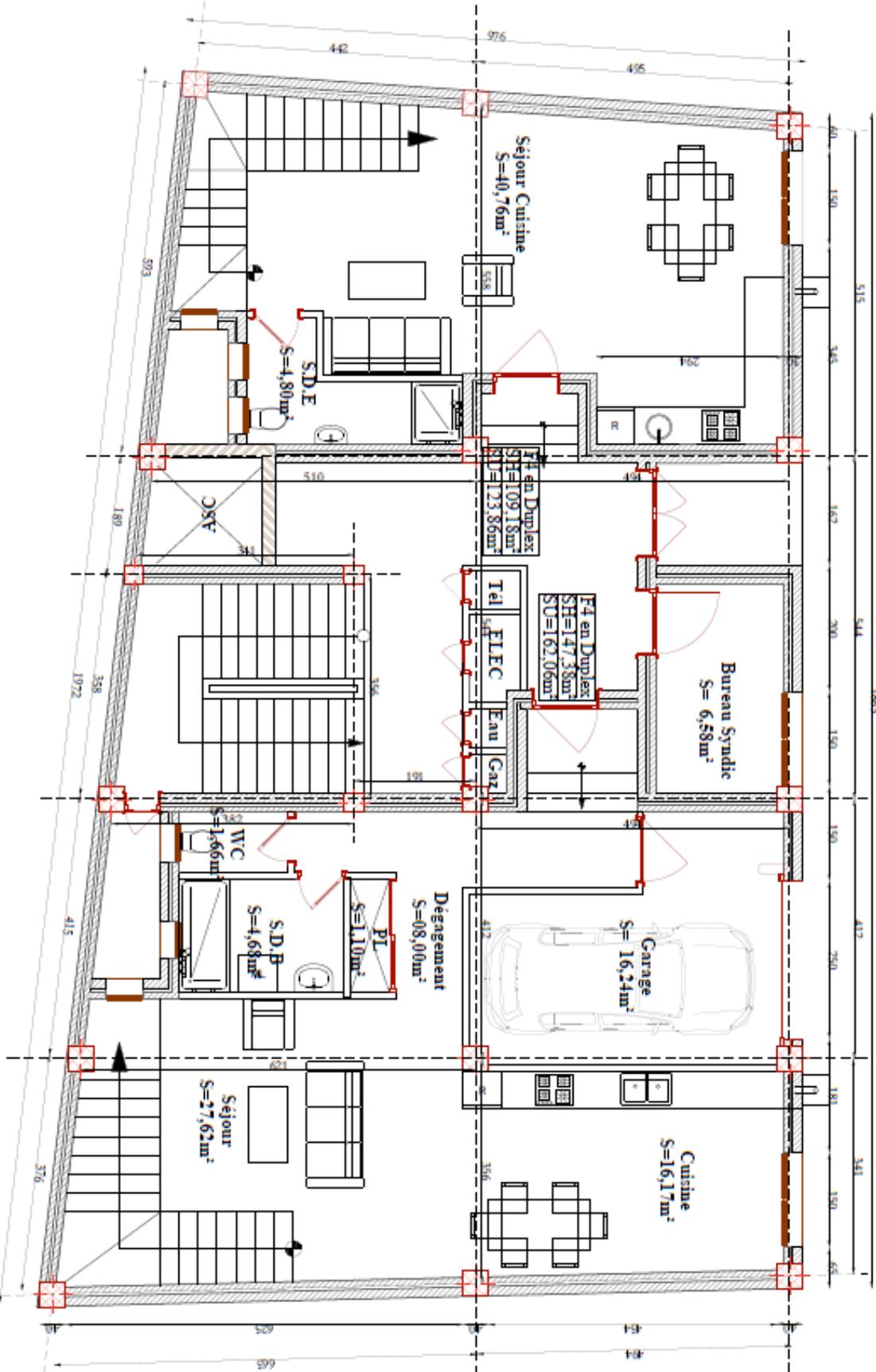
En conclusion, notre projet nous a non seulement permis d'approfondir nos connaissances techniques et pratiques en génie civil, mais il nous a également dotés de compétences essentielles telles que l'analyse critique, la rigueur méthodologique et la collaboration au sein d'une équipe. Ces acquis seront indéniablement précieux pour aborder avec succès les défis futurs dans le domaine du génie civil et contribuer de manière positive au développement de nouvelles normes et pratiques dans le secteur de la construction.

Annexe

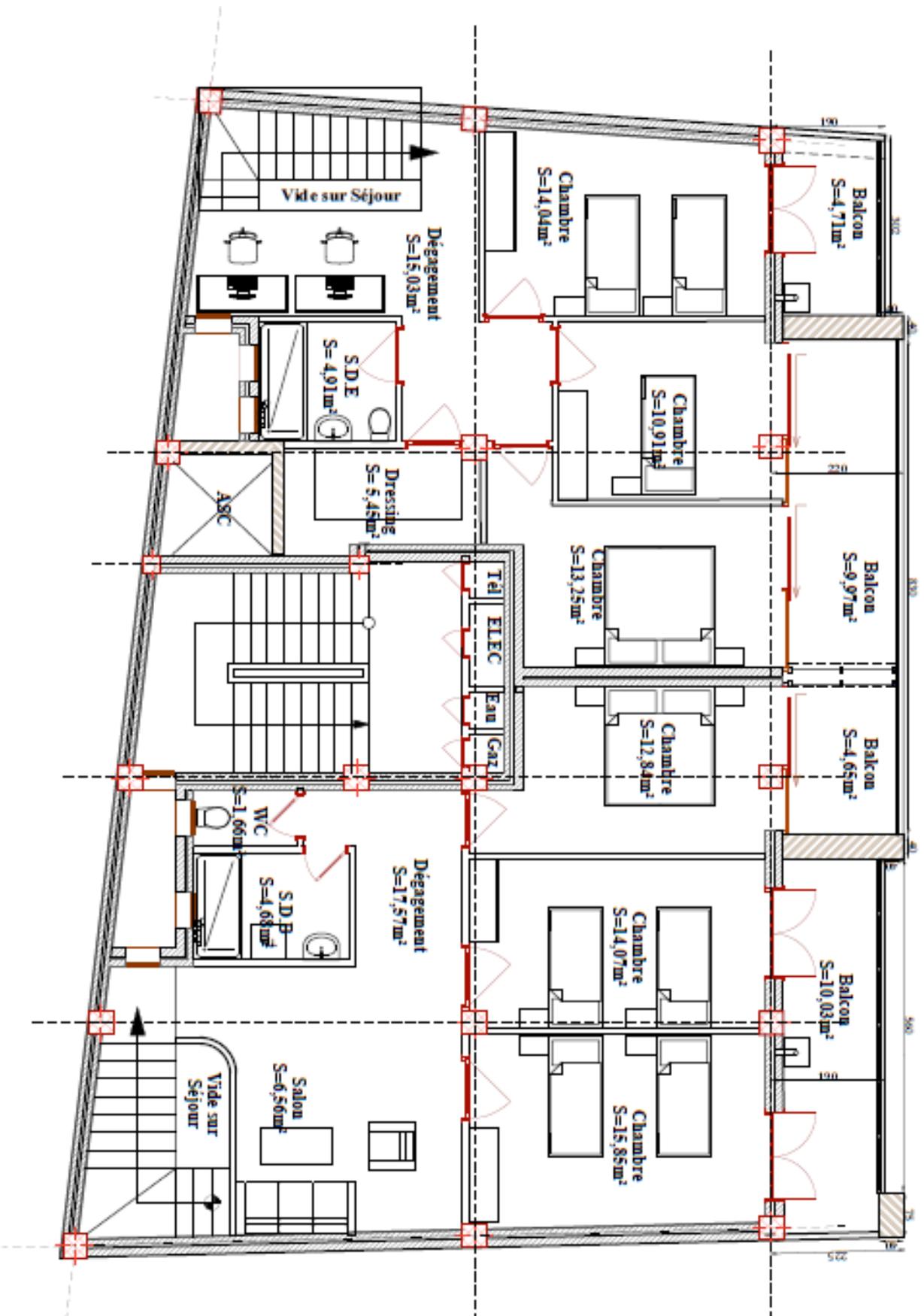
PLAN E/Sol : PARKING



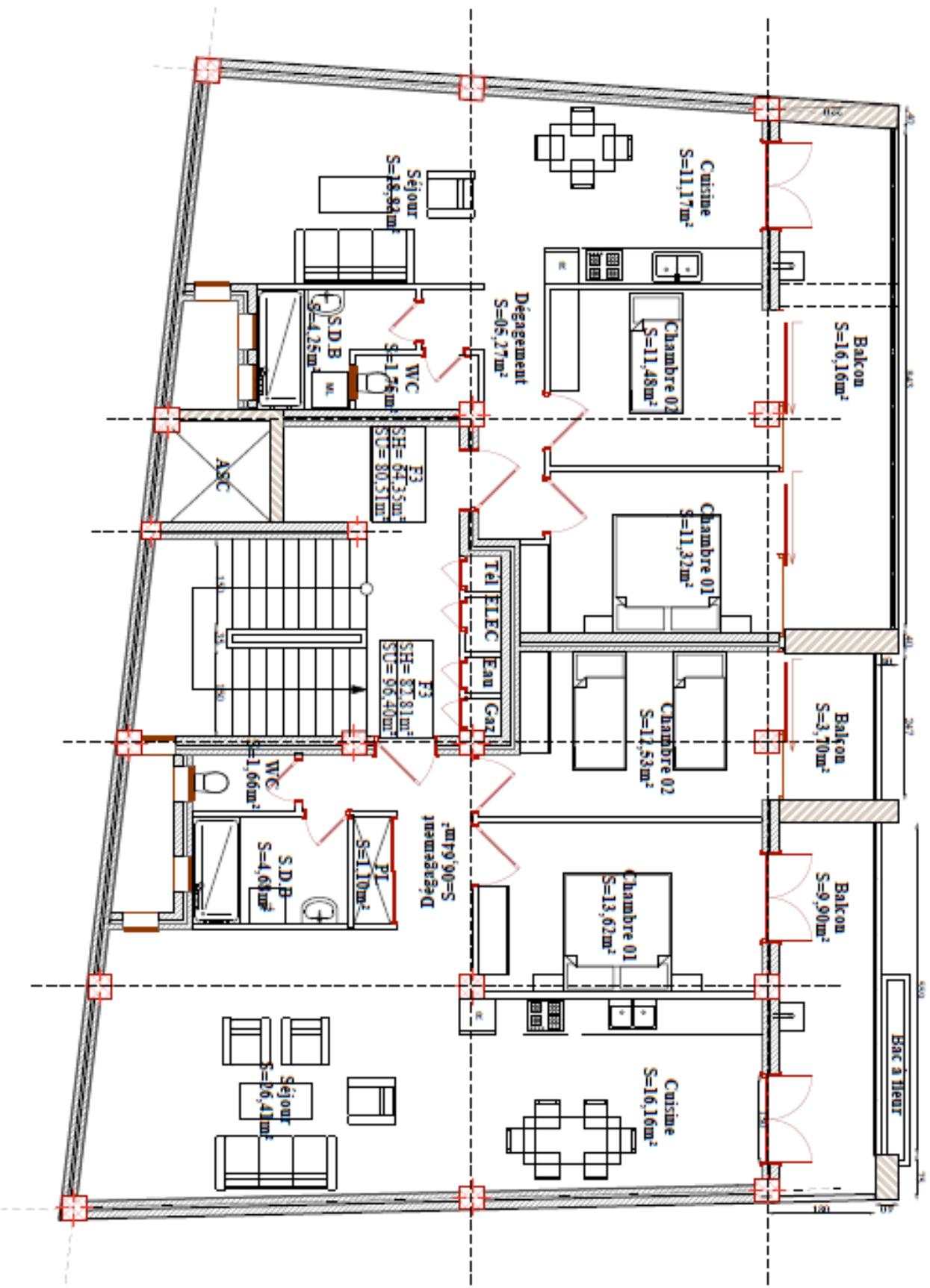
PLAN RDC



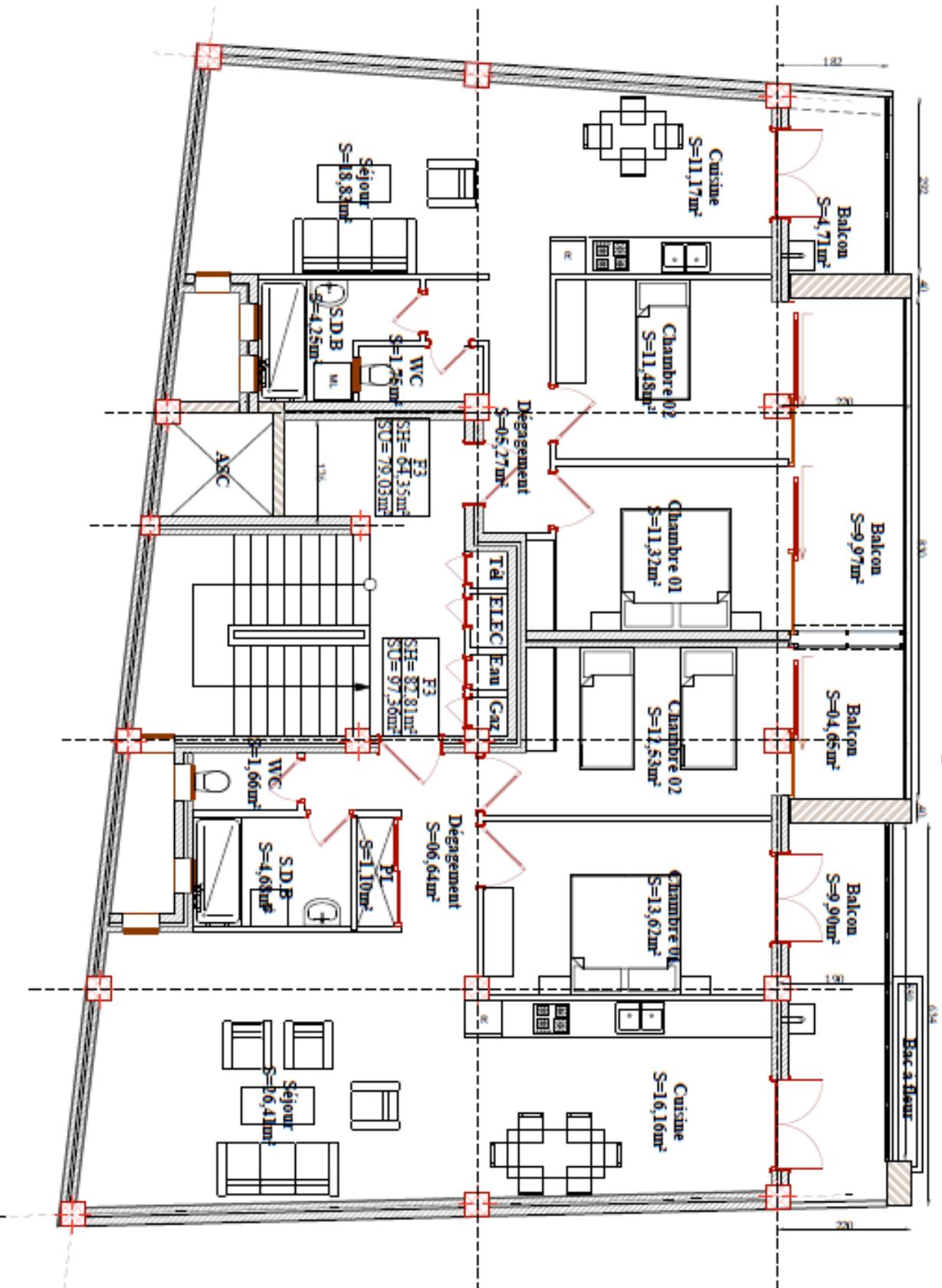
PLAN 1er Etage



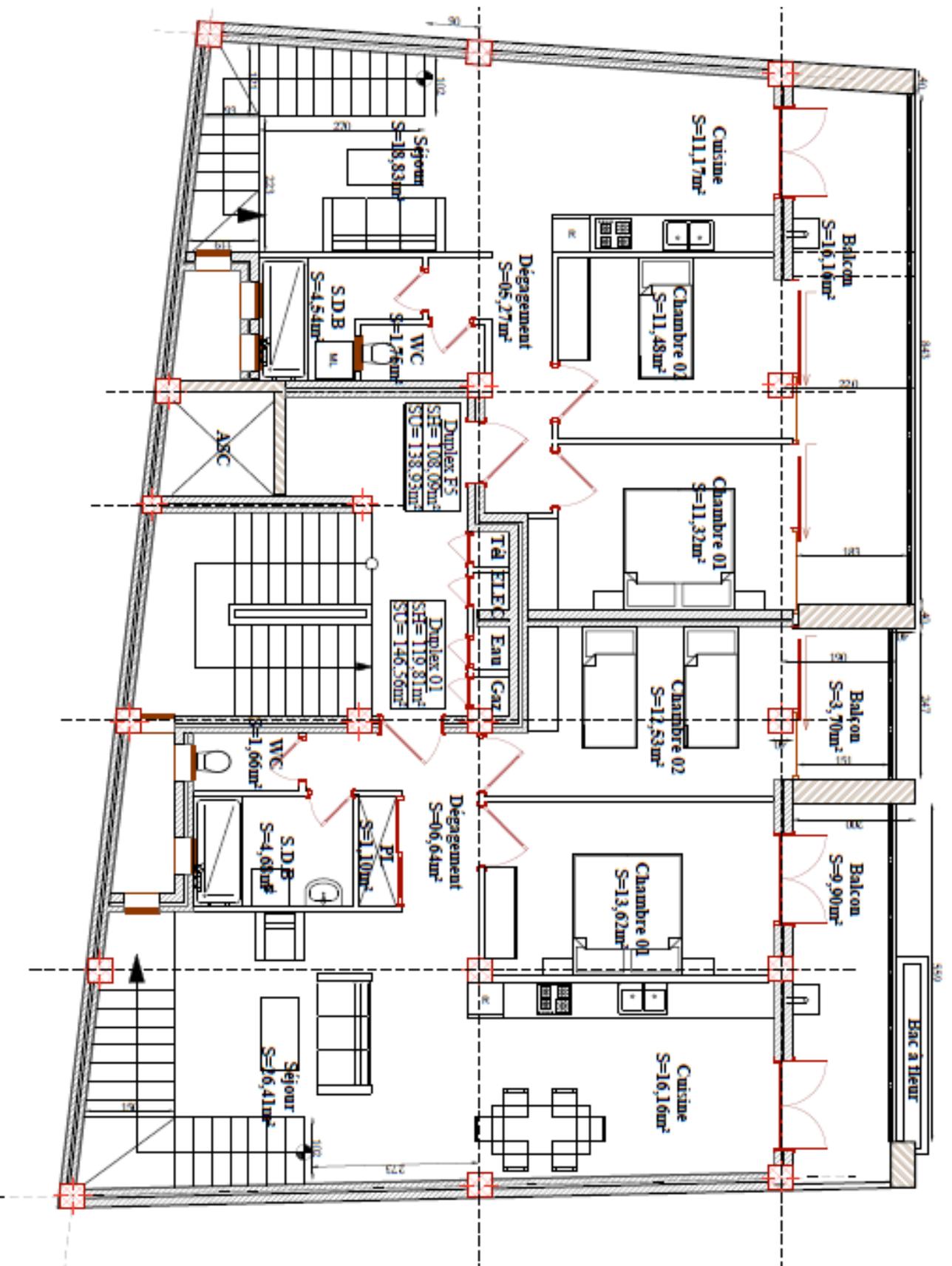
PLAN 2ème Etage



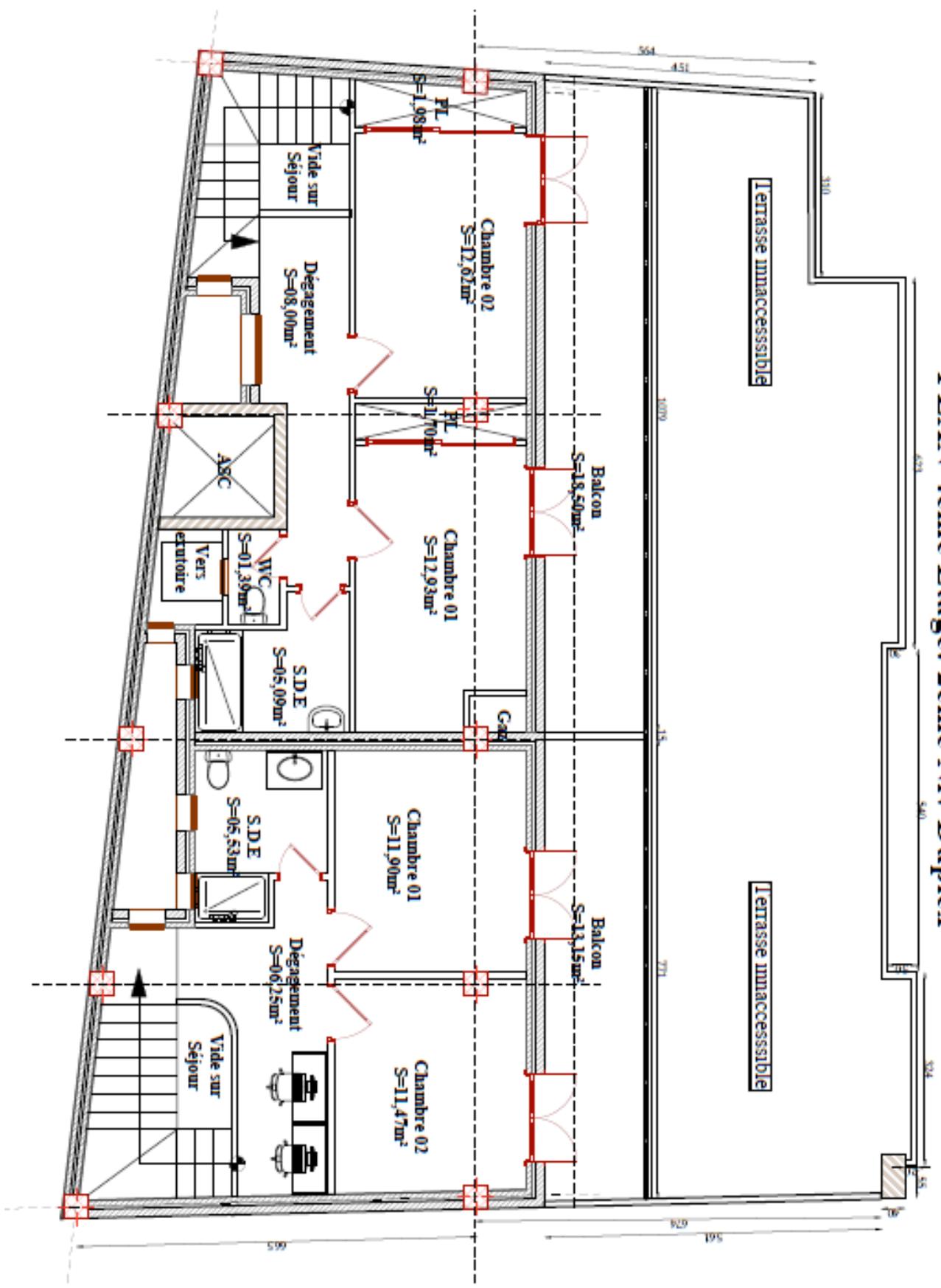
PLAN 3ème Etage

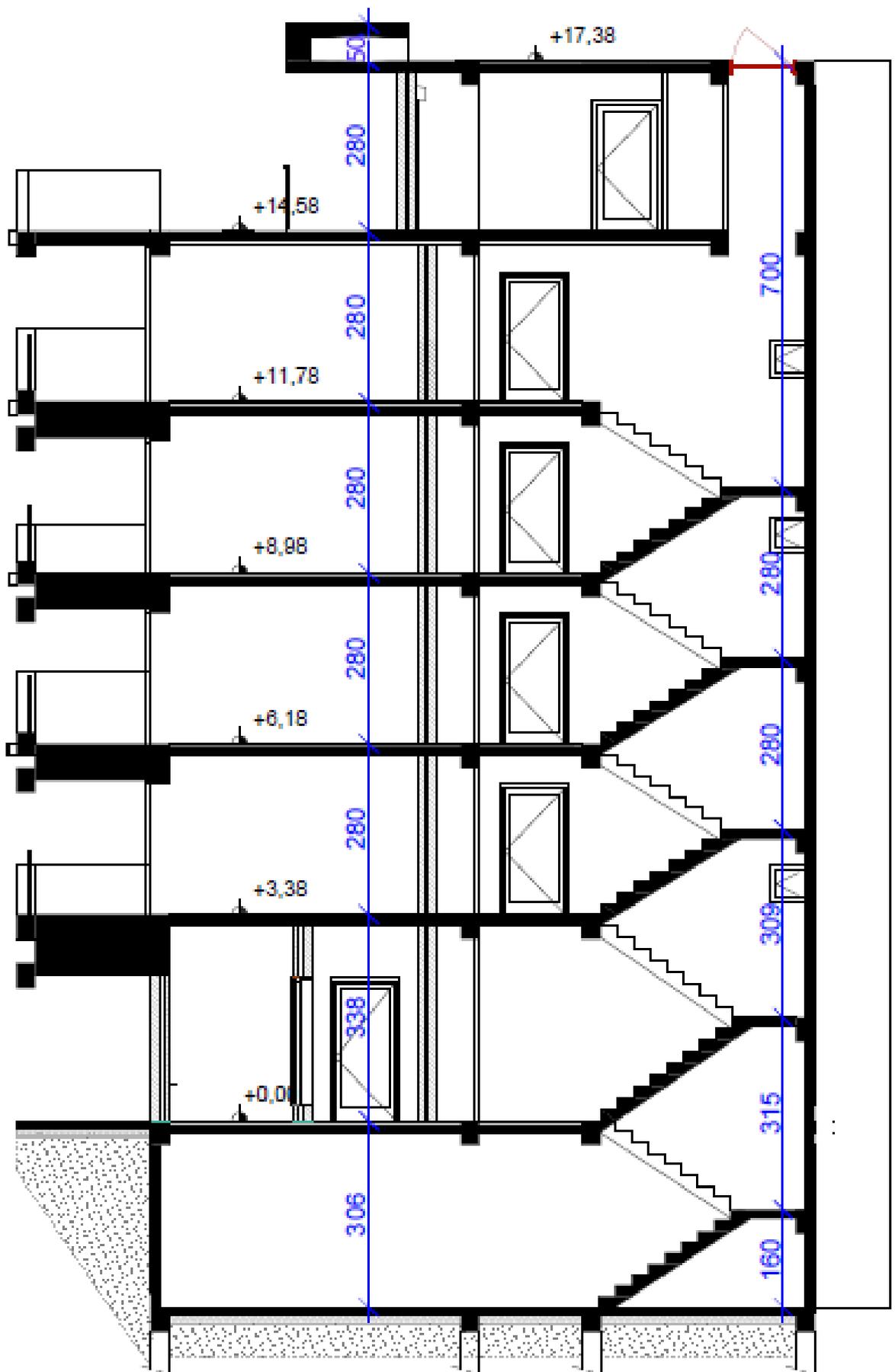


PLAN 4ème Etage: 1er Niv Duplex

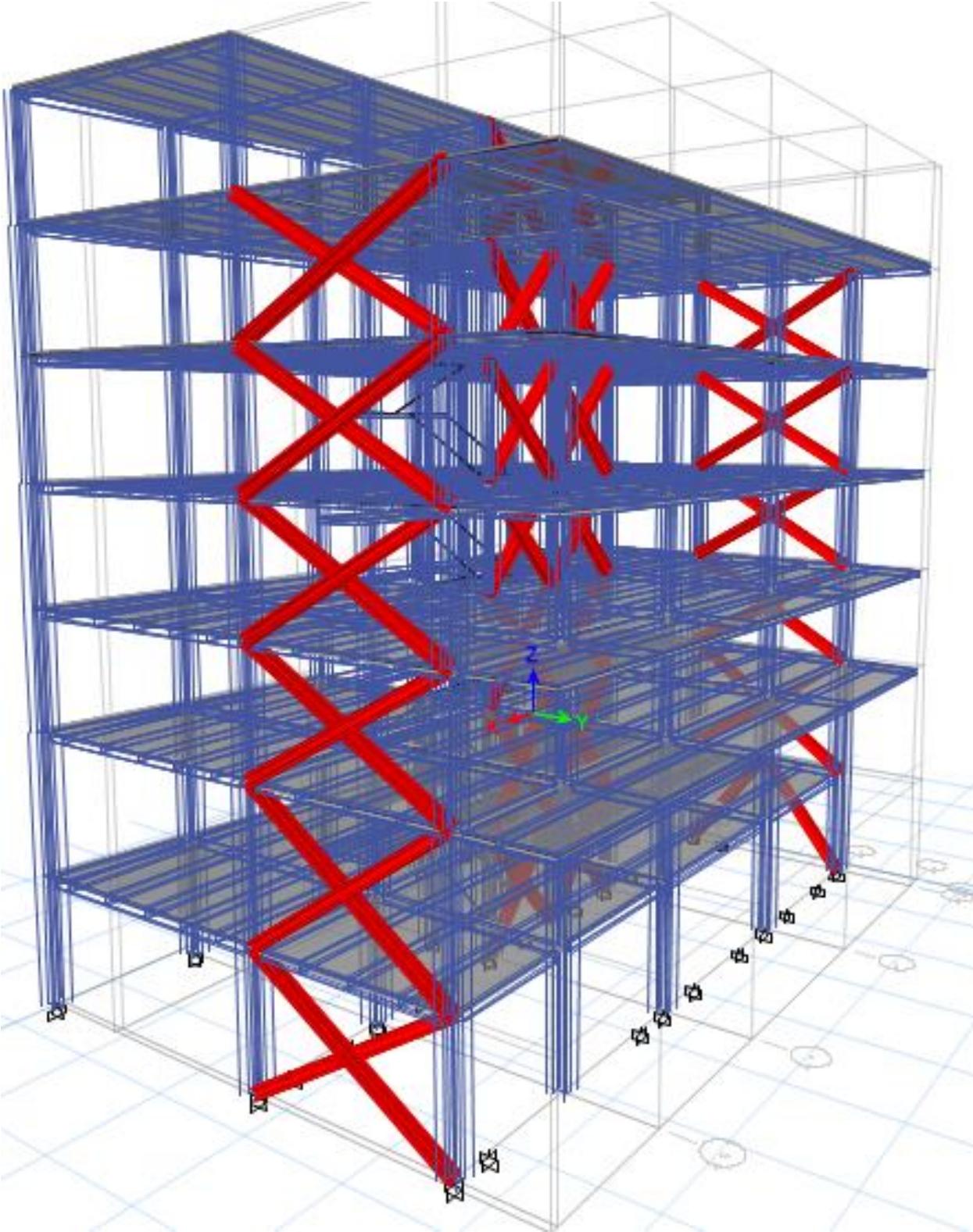


PLAN 4ème Etage: 2ème Niv Duplex





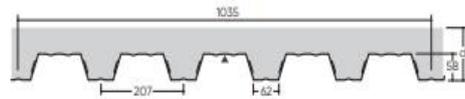




Cofraplus® 60

Planchers collaborants

Cofraplus® 60 est un profil nervuré cranté latéralement destiné à la réalisation de dalles mixtes. L'adhérence du béton au profil donne à la dalle ainsi armée l'appellation de plancher collaborant. Le profil constitue le coffrage en phase provisoire, allège la dalle grâce à sa géométrie et permet d'économiser la nappe d'armatures basses. Profil multi-usages, Cofraplus® 60 s'adapte à tout type de construction. Il existe également (sur demande) en largeur utile 828 mm.



▲ Face prélaquée

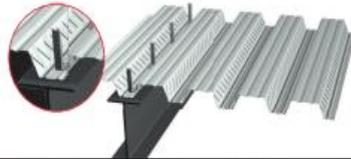


Suivant Recommandations professionnelles

Caractéristiques du profil			
Epaisseur (mm)	0,75	0,88	1,00
Poids (daN/m²)	8,53	10,00	11,37
Section A_p (cm²/ml)	10,29	12,17	13,91
Inertie efficace I_{eff} (cm⁴/ml)	44,37	52,64	60,08
Position fibre neutre v_i (cm)	3,37	3,37	3,37
Module d'inertie I/v_i (cm³/ml)	13,16	15,62	17,83
Caractéristiques du matériau de base		Normes	
Nuance d'acier	S 350 GD	NF EN 10346	
Type de protection	Acier galvanisé ZM 175	NF P 34-310 ETPM ZM Evolution	
	Acier galvanisé ZM 175 prélaqué	NF P 34-301 NF EN 10169+A1	
Revêtements organiques		Normes	
Hairplus 25 µ	Catégorie IIIa	NF P 34-301	
	Catégorie CP13	NF EN 10169+A1	
Autres revêtements	Sur consultation		

Cofraplus® 60 C

Lorsque les connecteurs sont cloués sur le profil, la version Cofraplus® 60 C est nécessaire. L'espacement laissé permet alors de loger les connecteurs entre deux nervures.



Cofraplus® 60 P

Versión préperçée adaptée pour des connecteurs de type NELSON préalablement soudés sur des poutres mixtes.



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

Épaisseur d de la dalle (cm)	Portée (m)																				
	2,0	2,1	2,2	2,3	2,4	2,5	2,6	2,7	2,8	2,9	3,0	3,1	3,2	3,3	3,4	3,5	3,6	3,7	3,8	3,9	4,0
20	1622	1615	1681	1257	1155	1063	980	906	838	777	721	670	623	580	540	503	469	437	407	380	354
19	1577	1572	1642	1244	1120	1031	950	878	812	752	698	648	603	561	522	486	453	422	394	367	342
18	1531	1400	1403	1409	1086	998	920	849	786	728	675	627	582	542	504	469	437	407	380	354	329
17	1486	1358	1364	1254	1265	966	890	821	759	703	652	605	562	522	486	453	421	393	366	341	317
16	1440	1316	1206	1217	1230	934	860	793	733	678	628	583	541	503	468	436	406	378	352	328	305
15	1395	1273	1167	1180	1088	1105	830	765	706	653	605	561	521	484	450	419	390	363	338	315	293
14	1349	1231	1128	1036	1053	973	993	737	680	628	582	539	500	465	432	402	374	348	324	302	281
13	1304	1189	1088	999	1018	941	963	894	836	784	733	690	651	616	584	553	523	494	467	442	418
12	1258	1147	1049	963	880	911	840	784	733	682	639	600	565	533	503	474	446	419	394	370	347
11	1213	1104	1009	926	845	773	805	751	707	664	622	582	545	511	479	449	420	393	368	344	321
	Sans étais											Avec étais									

Travées multiples avec L1 = L2 et largeur d'appui 100 mm

Épaisseur d de la dalle (cm)	Portée (m)																				
	2,0	2,1	2,2	2,3	2,4	2,5	2,6	2,7	2,8	2,9	3,0	3,1	3,2	3,3	3,4	3,5	3,6	3,7	3,8	3,9	4,0
20	2350	2219	2100	1990	1891	1799	1714	1635	1562	1498	1219	1148	1082	1020	964	911	862	817	774	734	697
19	2207	2083	1971	1869	1775	1688	1609	1535	1466	1402	1177	1107	1043	984	929	878	831	786	745	707	670
18	2064	1948	1843	1747	1659	1578	1503	1434	1370	1310	1134	1066	1004	947	894	844	799	756	716	679	644
17	1920	1812	1715	1625	1543	1468	1398	1334	1274	1218	1166	1026	965	910	859	811	767	726	687	651	617
16	1830	1711	1577	1459	1346	1271	1208	1147	1082	1022	1139	1082	985	927	873	823	777	735	695	658	623
15	1686	1593	1510	1406	1296	1225	1162	1102	1034	994	888	836	788	744	703	665	622	576	533	492	453
14	1541	1457	1380	1310	1246	1180	1121	1061	1003	948	948	910	871	831	795	753	705	651	602	556	514
13	1396	1320	1250	1187	1129	1075	1025	981	936	898	965	824	792	761	725	675	623	575	531	490	453
12	1251	1183	1121	1064	1012	964	919	879	839	804	773	738	706	676	644	614	581	549	518	489	461
11	1107	1046	991	941	895	852	813	777	741	710	681	646	614	585	543	500	460	423	390	359	330
	Sans étais											Avec étais									

Légende	Épaisseur (mm)
Pose sans étais	0,75
	0,88
	1,00
Avec étais	0,75

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

Notations pages 215-219 / Bezeichnungen Seiten 215-219

Désignation Designation Bezeichnung	Valeurs statiques / Section properties / Statische Kennwerte*									Classification EN 1993-1-1: 2005			EN 10025-2: 2004	EN 10025-4: 2004	EN 10225:2009
	G kg/m	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		I_{yz} mm ⁴ x10 ⁴	Pure compression					
		$I_y = I_z$ mm ⁴ x10 ⁴	$W_{el,y} = W_{el,z}$ mm ³ x10 ³	$I_y = I_z$ mm x10	I_u mm ⁴ x10 ⁴	i_u mm x10	I_v mm ⁴ x10 ⁴	i_v mm x10		S235	S355	S460			
L 80 x 80 x 5	6,17	47,14	8,02	2,45	74,83	3,09	19,45	1,57	-27,69	4	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	4	4	-	✓		
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	4	-	✓		
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	4	-	✓		
L 80 x 80 x 9	10,8	80,01	14,03	2,42	127,0	3,05	33,01	1,55	-47,01	1	1	-	✓		
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 5	6,97	67,67	10,18	2,76	107,3	3,48	27,98	1,78	-39,68	4	4	-	✓		
L 90 x 90 x 6	8,28	80,72	12,26	2,77	128,3	3,49	33,16	1,77	-47,57	4	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	4	4	-	✓		
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	4	-	✓		
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	4	-	✓		
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	-	✓		
L 90 x 90 x 16	20,7	186,4	30,11	2,66	293,5	3,34	79,40	1,74	-107,0	1	1	-	✓		
L 100 x 100 x 6	9,26	111,1	15,09	3,07	176,3	3,87	45,80	1,97	-65,25	4	4	-	✓		
L 100 x 100 x 7	10,7	128,2	17,54	3,06	203,7	3,86	52,72	1,96	-75,48	4	4	-	✓		
L 100 x 100 x 8	12,2	144,8	19,94	3,06	230,2	3,85	59,49	1,96	-85,35	4	4	-	✓		
L 100 x 100 x 9	13,6	161,0	22,30	3,05	255,9	3,84	66,13	1,95	-94,86	1	4	-	✓		
L 100 x 100 x 10	15,0	176,7	24,62	3,04	280,7	3,83	72,66	1,95	-104,0	1	4	-	✓		
L 100 x 100 x 11	16,4	191,9	26,89	3,03	304,7	3,81	79,09	1,94	-112,8	1	1	-	✓		
L 100 x 100 x 12	17,8	206,7	29,12	3,02	327,9	3,80	85,44	1,94	-121,3	1	1	-	✓		
L 100 x 100 x 14	20,6	235,0	33,48	3,00	372,1	3,77	97,92	1,93	-137,1	1	1	-	✓		
L 100 x 100 x 16	23,2	261,7	37,70	2,97	413,3	3,74	110,2	1,93	-151,5	1	1	-	✓		
L 110 x 110 x 6	10,2	149,5	18,43	3,39	237,3	4,27	61,60	2,18	-87,87	4	4	-	✓		
L 110 x 110 x 7	11,8	172,7	21,43	3,39	274,4	4,27	70,94	2,17	-101,7	4	4	-	✓		
L 110 x 110 x 8	13,4	195,3	24,37	3,38	310,5	4,26	80,11	2,16	-115,2	4	4	-	✓		
L 110 x 110 x 9	15,0	217,3	27,26	3,37	345,5	4,25	89,10	2,16	-128,2	4	4	-	✓		
L 110 x 110 x 10	16,6	238,0	29,99	3,35	378,2	4,23	97,74	2,15	-140,2	1	4	-	✓		
L 110 x 110 x 11	18,2	258,8	32,79	3,34	411,2	4,21	106,4	2,14	-152,4	1	4	-	✓		
L 110 x 110 x 12	19,7	279,1	35,54	3,33	443,2	4,20	115,0	2,14	-164,1	1	1	-	✓		

* Les valeurs statiques sont calculées avec $r_2 = 1/2 \cdot r_1$
 * Sectional properties have been calculated with $r_2 = 1/2 \cdot r_1$
 * Die statischen Werte sind berechnet mit $r_2 = 1/2 \cdot r_1$

IPE

Notations pages 205-209 / Bezeichnungen Seiten 205-209

Désignation Designation Bezeichnung	Valeurs statiques / Section properties / Statische Kennwerte												Classification EN 1993-1-1: 2005						EN 10025-2: 2004	EN 10025-4: 2004	EN 10225:2001	
	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						
	G kg/m	I _y mm ⁴ x10 ⁴	W _{el,y} mm ³ x10 ³	W _{pl,y} ♦ mm ³ x10 ³	I _y mm	A _z mm ²	I _z mm ⁴ x10 ⁴	W _{el,z} mm ³ x10 ³	W _{pl,z} ♦ mm ³ x10 ³	I _z mm	S _y mm	I _t mm ⁴ x10 ⁴	I _w mm ⁶ x10 ⁹	S235	S355	S460	S235	S355				S460
IPE AA 80	4,9	64,1	16,4	18,9	3,19	3,00	6,85	2,98	4,7	1,04	17,5	0,40	0,09	1	1	-	1	1	-	✓		
IPE A 80	5,0	64,4	16,5	19,0	3,18	3,07	6,85	2,98	4,7	1,04	17,6	0,42	0,09	1	1	-	1	1	-	✓		
IPE 80	6,0	80,1	20,0	23,2	3,24	3,58	8,49	3,69	5,8	1,05	20,1	0,70	0,12	1	1	-	1	1	-	✓		
IPE AA 100	6,7	136	27,9	31,9	3,98	4,40	12,6	4,57	7,2	1,21	20,8	0,73	0,27	1	1	-	1	1	-	✓		
IPE A 100	6,9	141	28,8	33,0	4,01	4,44	13,1	4,77	7,5	1,22	21,2	0,77	0,28	1	1	-	1	1	-	✓		
IPE 100	8,1	171	34,2	39,4	4,07	5,08	15,9	5,79	9,2	1,24	23,7	1,20	0,35	1	1	-	1	1	-	✓		
IPE AA 120	8,4	244	41,7	47,6	4,79	5,36	21,1	6,59	10,4	1,41	21,6	0,95	0,66	1	1	-	1	1	-	✓		
IPE A 120	8,7	257	43,8	49,9	4,83	5,41	22,4	7,00	11,0	1,42	22,2	1,04	0,71	1	1	-	1	1	-	✓		
IPE 120	10,4	318	53,0	60,7	4,90	6,31	27,7	8,65	13,6	1,45	25,2	1,74	0,89	1	1	-	1	1	-	✓		
IPE AA 140	10,1	407	59,7	67,6	5,64	6,14	33,8	9,27	14,5	1,63	22,4	1,19	1,46	1	1	-	1	2	-	✓		
IPE A 140	10,5	435	63,3	71,6	5,70	6,21	36,4	10,0	15,5	1,65	23,2	1,36	1,58	1	1	1	1	2	3	✓	✓	✓
IPE 140	12,9	541	77,3	88,3	5,74	7,64	44,9	12,3	19,3	1,65	26,7	2,45	1,98	1	1	1	1	1	2	✓	✓	✓
IPE AA 160	12,1	646	82,6	93,3	6,47	7,24	51,6	12,6	19,6	1,83	23,4	1,57	2,93	1	1	-	1	3	-	✓		
IPE A 160	12,7	689	87,8	99,1	6,53	7,80	54,4	13,3	20,7	1,83	26,3	1,96	3,09	1	1	1	1	3	4	✓	✓	✓
IPE 160	15,8	869	109	124	6,58	9,66	68,3	16,7	26,1	1,84	30,3	3,60	3,96	1	1	1	1	1	2	✓	✓	✓
IPE AA 180	14,9	1020	116	131	7,32	9,13	78,1	17,2	26,7	2,03	27,2	2,48	5,64	1	1	-	2	3	-	✓		
IPE A 180	15,4	1063	120	135	7,37	9,20	81,9	18,0	28,0	2,05	27,8	2,70	5,93	1	1	1	2	3	4	✓	✓	✓
IPE 180	18,8	1317	146	166	7,42	11,3	101	22,2	34,6	2,05	31,8	4,79	7,43	1	1	1	1	2	3	✓	✓	✓
IPE O 180	21,3	1505	165	189	7,45	12,7	117	25,5	39,9	2,08	34,5	6,76	8,74	1	1	1	1	1	2	✓	✓	✓
IPE AA 200	18,0	1533	156	176	8,19	11,4	112	22,4	35,0	2,21	32,0	3,84	10,1	1	1	-	2	4	-	✓		
IPE A 200	18,4	1591	162	182	8,23	11,5	117	23,4	36,5	2,23	32,6	4,11	10,5	1	1	1	2	4	4	✓	✓	✓
IPE 200	22,4	1943	194	221	8,26	14,0	142	28,5	44,6	2,24	36,7	6,98	13,0	1	1	1	1	2	3	✓	✓	✓
IPE O 200	25,1	2211	219	249	8,32	15,5	169	33,1	51,9	2,30	39,3	9,45	15,6	1	1	1	1	1	2	✓	✓	✓
IPE AA 220	21,2	2219	205	230	9,07	12,8	165	29,9	46,5	2,47	33,6	5,02	17,9	1	1	-	2	4	-	✓		
IPE A 220	22,2	2317	214	240	9,05	13,6	171	31,2	48,5	2,46	34,5	5,69	18,7	1	1	1	2	4	4	✓	✓	✓
IPE 220	26,2	2772	252	285	9,11	15,9	205	37,3	58,1	2,48	38,4	9,07	22,7	1	1	1	1	2	4	✓	✓	✓
IPE O 220	29,4	3134	282	321	9,16	17,7	240	42,8	66,9	2,53	41,1	12,3	26,8	1	1	1	1	2	2	✓	✓	✓

- ♦ W_{pl}: pour un dimensionnement plastique, la section doit appartenir à la classe 1 ou 2 suivant la capacité de rotation requise. Voir page 209.
- ♦ W_{pl}: for plastic design, the shape must belong to class 1 or 2 according to the required rotation capacity. See page 209.
- ♦ W_{pl}: bei einer plastischen Berechnung muss das Profil je nach erforderlicher Rotationskapazität der Klasse 1 oder 2 angehören. Siehe Seite 209.

IPE

Notations pages 205-209 / Bezeichnungen Seiten 205-209

Désignation Designation Bezeichnung	Valeurs statiques / Section properties / Statische Kennwerte												Classification EN 1993-1-1: 2005						EN 10025-2: 2004	EN 10025-4: 2004	EN 10225:2001	
	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						
	G kg/m	I_y mm ⁴ x10 ⁴	$W_{el,y}$ mm ³ x10 ³	$W_{pl,y}^*$ mm ³ x10 ³	i_y mm x10	A_z mm ² x10 ²	I_z mm ⁴ x10 ⁴	$W_{el,z}$ mm ³ x10 ³	$W_{pl,z}^*$ mm ³ x10 ³	i_z mm x10	S_x mm	I_t mm ⁴ x10 ⁴	I_w mm ⁶ x10 ⁹	S235	S355	S460	S235	S355				S460
IPE AA 240	24,9	3154	267	298	9,97	15,3	231	38,6	60,0	2,70	38,4	7,33	30,1	1	1	-	3	4	-	✓	✓	✓
IPE A 240	26,2	3290	278	312	9,94	16,3	240	40,0	62,4	2,68	39,4	8,35	31,3	1	1	1	2	4	4	✓	✓	✓
IPE 240	30,7	3892	324	367	9,97	19,1	284	47,3	73,9	2,69	43,4	12,9	37,4	1	1	1	1	2	4	✓	✓	✓
IPE O 240	34,3	4369	361	410	10,0	21,4	329	53,9	84,4	2,74	46,2	17,2	43,7	1	1	1	1	2	3	✓	✓	✓
IPE A 270	30,7	4917	368	413	11,2	18,8	358	53,0	82,3	3,02	40,5	10,3	59,5	1	1	1	3	4	4	✓	✓	✓
IPE 270	36,1	5790	429	484	11,2	22,1	420	62,2	97,0	3,02	44,6	15,9	70,6	1	1	1	2	3	4	✓	✓	✓
IPE O 270	42,3	6947	507	575	11,4	25,2	514	75,5	118	3,09	49,5	24,9	87,6	1	1	1	1	2	3	✓	✓	✓
IPE A 300	36,5	7173	483	542	12,4	22,3	519	69,2	107	3,34	42,1	13,4	107	1	1	1	3	4	4	✓	✓	✓
IPE 300	42,2	8356	557	628	12,5	25,7	604	80,5	125	3,35	46,1	20,1	126	1	1	1	2	4	4	✓	✓	✓
IPE O 300	49,3	9994	658	744	12,6	29,1	746	98,1	153	3,45	51,0	31,1	158	1	1	1	1	3	4	✓	✓	✓
IPE A 330	43	10230	626	702	13,7	27,0	685	85,6	133	3,54	47,6	19,6	172	1	1	1	3	4	4	✓	✓	✓
IPE 330	49,1	11770	713	804	13,7	30,8	788	98,5	154	3,55	51,6	28,2	199	1	1	1	2	4	4	✓	✓	✓
IPE O 330	57	13910	833	943	13,8	34,9	960	119	185	3,64	56,6	42,2	246	1	1	1	1	3	4	✓	✓	✓
IPE A 360	50,2	14520	812	907	15,1	29,8	944	111	172	3,84	50,7	26,5	282	1	1	1	4	4	4	✓	✓	✓
IPE 360	57,1	16270	904	1019	15,0	35,1	1043	123	191	3,79	54,5	37,3	314	1	1	1	2	4	4	✓	✓	✓
IPE O 360	66	19050	1047	1186	15,1	40,2	1251	146	227	3,86	59,7	55,8	380	1	1	1	1	3	4	✓	✓	✓
IPE A 400	57,4	20290	1022	1144	16,7	35,8	1171	130	202	4,00	55,6	34,8	432	1	1	1	4	4	4	✓	✓	✓
IPE 400	66,3	23130	1160	1307	16,6	42,7	1318	146	229	3,95	60,2	51,1	490	1	1	1	3	4	4	✓	✓	✓
IPE O 400	75,7	26750	1324	1502	16,7	48,0	1564	172	269	4,03	65,3	73,1	588	1	1	1	2	3	4	✓	✓	✓
IPE A 450	67,2	29760	1331	1494	18,7	42,3	1502	158	246	4,19	58,4	45,7	705	1	1	1	4	4	4	✓	✓	✓
IPE 450	77,6	33740	1500	1702	18,5	50,9	1676	176	276	4,12	63,2	66,9	791	1	1	1	3	4	4	✓	✓	✓
IPE O 450	92,4	40920	1795	2046	18,7	59,4	2085	217	341	4,21	70,8	109	998	1	1	1	2	4	4	✓	✓	✓
IPE A 500	79,4	42930	1728	1946	20,6	50,4	1939	194	302	4,38	62,0	62,8	1125	1	1	1	4	4	4	✓	✓	✓
IPE 500	90,7	48200	1930	2194	20,4	59,9	2142	214	336	4,31	66,8	89,3	1249	1	1	1	3	4	4	✓	✓	✓
IPE O 500	107	57780	2284	2613	20,6	70,2	2622	260	409	4,38	74,6	144	1548	1	1	1	2	4	4	✓	✓	✓

- ♦ W_{pl} : pour un dimensionnement plastique, la section doit appartenir à la classe 1 ou 2 suivant la capacité de rotation requise. Voir page 209.
- ♦ W_{pl} : for plastic design, the shape must belong to class 1 or 2 according to the required rotation capacity. See page 209.
- ♦ W_{pl} : bei einer plastischen Berechnung muss das Profil je nach erforderlicher Rotationskapazität der Klasse 1 oder 2 angehören. Siehe Seite 209.

Poutrelles I européennes (suite)

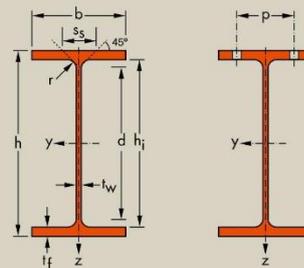
Dimensions: IPE 80 - 600 conformes à la norme antérieure EU 19-57
 IPE AA 80 - 550, IPE A 80 - 600, IPE O 180 - 600, IPE 750 suivant norme AM
 Tolérances: EN 10034: 1993
 Etat de surface: conforme à EN 10163-3: 2004, classe C, sous-classe 1

European I beams (continued)

Dimensions: IPE 80 - 600 in accordance with former standard EU 19-57
 IPE AA 80 - 550, IPE A 80 - 600, IPE O 180 - 600, IPE 750 in accordance with AM standard
 Tolerances: EN 10034: 1993
 Surface condition: according to EN 10163-3: 2004, class C, subclass 1

Europäische I-Profil (Fortsetzung)

Abmessungen: IPE 80 - 600 gemäß früherer Norm EU 19-57
 IPE AA 80 - 550, IPE A 80 - 600, IPE O 180 - 600, IPE 750 gemäß AM Standard
 Toleranzen: EN 10034: 1993
 Oberflächenbeschaffenheit: Gemäß EN 10163-3: 2004, Klasse C, Untergruppe 1



Désignation Designation Bezeichnung	Dimensions Abmessungen						Dimensions de construction Dimensions for detailing Konstruktionsmaße						Surface Oberfläche	
	G	h	b	t _w	t _f	r	A	h _i	d	Ø	p _{min}	p _{max}	A _L	A _C
kg/m	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm ² x10 ²	mm	mm		mm	mm	m ² /m	m ² /t
IPE AA 240*	24,9	236,4	120	4,8	8,0	15,0	31,7	220,4	190,4	M 12	64	68	0,917	36,86
IPE A 240-	26,2	237	120	5,2	8,3	15,0	33,3	220,4	190,4	M 12	64	68	0,918	35,10
IPE 240	30,7	240	120	6,2	9,8	15,0	39,1	220,4	190,4	M 12	66	68	0,922	30,02
IPE O 240+	34,3	242	122	7,0	10,8	15,0	43,7	220,4	190,4	M 12	66	70	0,932	27,17
IPE A 270-	30,7	267	135	5,5	8,7	15,0	39,2	249,6	219,6	M 16	70	72	1,037	33,75
IPE 270	36,1	270	135	6,6	10,2	15,0	45,9	249,6	219,6	M 16	72	72	1,041	28,86
IPE O 270+	42,3	274	136	7,5	12,2	15,0	53,8	249,6	219,6	M 16	72	72	1,051	24,88
IPE A 300-	36,5	297	150	6,1	9,2	15,0	46,5	278,6	248,6	M 16	72	86	1,156	31,65
IPE 300	42,2	300	150	7,1	10,7	15,0	53,8	278,6	248,6	M 16	72	86	1,160	27,46
IPE O 300+	49,3	304	152	8,0	12,7	15,0	62,8	278,6	248,6	M 16	74	88	1,174	23,81
IPE A 330-	43,0	327	160	6,5	10,0	18,0	54,7	307,0	271,0	M 16	78	96	1,250	29,09
IPE 330	49,1	330	160	7,5	11,5	18,0	62,6	307,0	271,0	M 16	78	96	1,254	25,52
IPE O 330+	57,0	334	162	8,5	13,5	18,0	72,6	307,0	271,0	M 16	80	98	1,268	22,24
IPE A 360-	50,2	357,6	170	6,6	11,5	18,0	64,0	334,6	298,6	M 22	86	88	1,351	26,91
IPE 360	57,1	360	170	8,0	12,7	18,0	72,7	334,6	298,6	M 22	88	88	1,353	23,70
IPE O 360+	66,0	364	172	9,2	14,7	18,0	84,1	334,6	298,6	M 22	90	90	1,367	20,69
IPE A 400-	57,4	397	180	7,0	12,0	21,0	73,1	373,0	331,0	M 22	94	98	1,464	25,51
IPE 400	66,3	400	180	8,6	13,5	21,0	84,5	373,0	331,0	M 22	96	98	1,467	22,12
IPE O 400+	75,7	404	182	9,7	15,5	21,0	96,4	373,0	331,0	M 22	96	100	1,481	19,57
IPE A 450-	67,2	447	190	7,6	13,1	21,0	85,6	420,8	378,8	M 24	100	102	1,603	23,87
IPE 450	77,6	450	190	9,4	14,6	21,0	98,8	420,8	378,8	M 24	100	102	1,605	20,69
IPE O 450+	92,4	456	192	11,0	17,6	21,0	118	420,8	378,8	M 24	102	104	1,622	17,56
IPE A 500-	79,4	497	200	8,4	14,5	21,0	101	468,0	426,0	M 24	100	112	1,741	21,94
IPE 500	90,7	500	200	10,2	16,0	21,0	116	468,0	426,0	M 24	102	112	1,744	19,23
IPE O 500+	107	506	202	12,0	19,0	21,0	137	468,0	426,0	M 24	104	114	1,760	16,4

- * Commande minimale: pour S235 JR, cf. conditions de livraison page 222; pour toute autre qualité 40t ou suivant accord.
- + Commande minimale: 40t par profilé et qualité ou suivant accord.
- * Tonnage minimum et conditions de livraison nécessitent un accord préalable.
- * Minimum order: for the S235 JR grade cf. delivery conditions page 222; for any other grade 40t or upon agreement.
- + Minimum order: 40t per section and grade or upon agreement.
- * Minimum tonnage and delivery conditions upon agreement.
- * Mindestbestellmenge: für S235 JR gemäß Lieferbedingungen Seite 222; für jede andere Güte 40t oder nach Vereinbarung.
- + Mindestbestellmenge: 40t pro Profil und Güte oder nach Vereinbarung.
- * Mindestbestellmenge und Lieferbedingungen nach Vereinbarung.

Notations pages 215-219 / Bezeichnungen Seiten 215-219

Désignation Designation Bezeichnung	Valeurs statiques / Section properties / Statische Kennwerte														Classification EN 1993-1-1: 2005					EN 10025-2:2004	EN 10025-4:2004	EN 10225:2009
	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				
	G	I _y	W _{ey}	W _{ey} ♦	i _y	A _e	I _z	W _{ez}	W _{ez} ♦	i _z	s _s	I _z	I _{yz}	S235	S355	S460	S235	S355	S460			
kg/m	mm ⁴ x10 ⁴	mm ³ x10 ³	mm ³ x10 ³	mm	mm ²	mm ⁴ x10 ⁴	mm ³ x10 ³	mm ³ x10 ³	mm	mm	mm ⁴ x10 ⁴	mm ⁴ x10 ⁹										
HE 260 AA	54,1	7981	654,1	714,5	10,76	24,75	2788	214,5	327,7	6,36	53,62	30,31	382,6	3	3	4	3	3	4	✓	✓	✓
HE 260 A	68,2	10450	836,4	919,8	10,97	28,76	3668	282,1	430,2	6,50	60,62	52,37	516,4	1	3	3	1	3	3	✓	HI	HI
HE 260 B	93,0	14920	1148	1283	11,22	37,59	5135	395,0	602,2	6,58	73,12	123,8	753,7	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 260 M	172	31310	2159	2524	11,94	66,89	10450	779,7	1192	6,90	111,1	719,0	1728	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 280 AA	61,2	10560	799,8	873,1	11,63	27,52	3664	261,7	399,4	6,85	55,12	36,22	590,1	3	3	4	3	3	4	✓	✓	✓
HE 280 A	76,4	13670	1013	1112	11,86	31,74	4763	340,2	518,1	7,00	62,12	62,10	785,4	1	3	3	1	3	3	✓	HI	HI
HE 280 B	103	19270	1376	1534	12,11	41,09	6595	471,0	717,6	7,09	74,62	143,7	1130	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 280 M	189	39550	2551	2966	12,83	72,03	13160	914,1	1397	7,40	112,6	807,3	2520	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 300 AA	69,8	13800	975,6	1065	12,46	32,37	4734	315,6	482,3	7,30	60,13	49,35	872,2	3	3	4	3	3	4	✓	✓	✓
HE 300 A	88,3	18260	1260	1383	12,74	37,28	6310	420,6	641,2	7,49	68,13	85,17	1200	1	3	3	1	3	3	✓	HI	HI
HE 300 B	117	25170	1678	1869	12,99	47,43	8563	570,9	870,1	7,58	80,63	185,0	1688	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 300 M	238	59200	3482	4078	13,98	90,53	19400	1252	1913	8,00	130,6	1408	4386	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 320 AA	74,2	16450	1093	1196	13,19	35,40	4959	330,6	505,7	7,24	61,63	55,87	1041	3	3	4	3	3	4	✓	✓	✓
HE 320 A	97,6	22930	1479	1628	13,58	41,13	6985	465,7	709,7	7,49	71,63	108,0	1512	1	2	3	1	2	3	✓	HI	HI
HE 320 B	127	30820	1926	2149	13,82	51,77	9239	615,9	939,1	7,57	84,13	225,1	2069	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 320 M	245	68130	3796	4435	14,78	94,85	19710	1276	1951	7,95	132,6	1501	5004	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 340 AA	78,9	19550	1222	1341	13,95	38,69	5185	345,6	529,3	7,18	63,13	63,07	1231	3	3	4	3	3	4	✓	✓	✓
HE 340 A	105	27690	1678	1850	14,40	44,95	7436	495,7	755,9	7,46	74,13	127,2	1824	1	1	3	1	1	3	✓	HI	HI
HE 340 B	134	36660	2156	2408	14,65	56,09	9690	646,0	985,7	7,53	86,63	257,2	2454	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 340 M	248	76370	4052	4718	15,55	98,63	19710	1276	1953	7,90	132,6	1506	5584	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 360 AA	83,7	23040	1359	1495	14,70	42,17	5410	360,7	553,0	7,12	64,63	70,99	1444	2	3	3	2	3	3	✓	✓	✓
HE 360 A	112	33090	1891	2088	15,22	48,96	7887	525,8	802,3	7,43	76,63	148,8	2177	1	1	2	1	1	2	✓	HI	HI
HE 360 B	142	43190	2400	2683	15,46	60,60	10140	676,1	1032	7,49	89,13	292,5	2883	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 360 M	250	84870	4297	4989	16,32	102,4	19520	1268	1942	7,83	132,6	1507	6137	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 400 AA	92,4	31250	1654	1824	16,30	47,95	5861	390,8	599,7	7,06	67,13	84,69	1948	2	3	3	2	3	4	✓	✓	✓
HE 400 A	125	45070	2311	2562	16,84	57,33	8564	570,9	872,9	7,34	80,63	189,0	2942	1	1	1	1	2	2	✓	HI	HI
HE 400 B	155	57680	2884	3232	17,08	69,98	10820	721,3	1104	7,40	93,13	355,7	3817	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 400 M	256	104100	4820	5571	17,88	110,2	19340	1260	1934	7,70	132,6	1515	7410	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI
HE 450 AA	99,7	41890	1971	2183	18,16	54,70	6088	405,8	624,4	6,92	68,63	95,61	2572	1	3	3	2	4	4	✓	✓	✓
HE 450 A	140	63720	2896	3216	18,92	65,78	9465	631,0	965,5	7,29	85,13	243,8	4148	1	1	1	1	2	3	✓	HI	HI
HE 450 B	171	79890	3551	3982	19,14	79,66	11720	781,4	1198	7,33	97,63	440,5	5258	1	1	1	1	1	2	✓	HI	HI
HE 450 M	263	131500	5501	6331	19,80	119,8	19340	1260	1939	7,59	132,6	1529	9251	1	1	1	1	1	1	✓	HI	HI

HI = HISTAR®

- ♦ W_{ey} pour un dimensionnement plastique, la section doit appartenir à la classe 1 ou 2 suivant la capacité de rotation requise. Voir page 219.
- ♦ W_{ez} for plastic design, the shape must belong to class 1 or 2 according to the required rotation capacity. See page 219.
- ♦ W_{ez} bei einer plastischen Berechnung muss das Profil je nach erforderlicher Rotationskapazität der Klasse 1 oder 2 angehören. Siehe Seite 219.

Poutrelles européennes à larges ailes (suite)

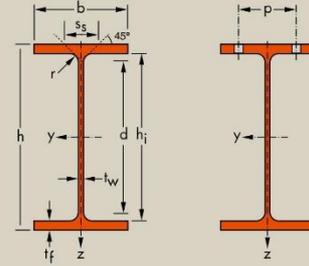
Dim.: HE A, HE B et HE M 100-1000 conformes à la norme antérieure EU 53-62; HE 1000 avec $G_{HE} > G_{HEM}$ conformes à ASTM A 6/A 6M - 12
 HE AA 100-1000 suivant norme AM
 Tolérances: EN 10034: 1993 HE 100 - 900; HE 1000 AA-M
 ASTM A 6/A 6M - 12 HE 1000 avec $G_{HE} > G_{HEM}$
 Etat de surface: conforme à EN 10163-3: 2004, classe C, sous-classe 1

European wide flange beams (continued)

Dim.: HE A, HE B and HE M 100 - 1000 in accordance with former standard EU 53-62; HE 1000 with $G_{HE} > G_{HEM}$ in accordance with ASTM A 6/A 6M - 12
 HE AA 100-1000 in accordance with AM standard
 Tolerances: EN 10034: 1993 HE 100 - 900; HE 1000 AA-M
 ASTM A 6/A 6M - 12 HE 1000 with $G_{HE} > G_{HEM}$
 Surface condition: according to EN 10163-3: 2004, class C, subclass 1

Europäische Breitflanschträger (Fortsetzung)

Abmessungen: HE A, HE B und HE M 100 - 1000 gemäß früherer Norm EU 53-62; HE 1000 mit $G_{HE} > G_{HEM}$ gemäß ASTM A 6/A 6M - 12
 HE AA 100-1000 gemäß AM Standard
 Toleranzen: EN 10034: 1993 HE 100 - 900; HE 1000 AA-M
 ASTM A 6/A 6M - 12 HE 1000 mit $G_{HE} > G_{HEM}$
 Oberflächenbeschaffenheit: Gemäß EN 10163-3: 2004, Klasse C, Untergruppe 1



Désignation Designation Bezeichnung	Dimensions Abmessungen						Dimensions de construction Dimensions for detailing Konstruktionsmaße						Surface Oberfläche	
	G	h	b	t _w	t _f	r	A	h _i	d	Ø	p _{min}	p _{max}	A _L	A _G
kg/m	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm ² x10 ²	mm	mm		mm	mm	m ² /m	m ² /t
HE 260 AA*	54,1	244	260	6,5	9,5	24	69,0	225	177	M 27	110	158	1,474	27,22
HE 260 A	68,2	250	260	7,5	12,5	24	86,8	225	177	M 27	110	158	1,484	21,77
HE 260 B	93,0	260	260	10	17,5	24	118,4	225	177	M 27	114	158	1,499	16,12
HE 260 M	172	290	268	18	32,5	24	219,6	225	177	M 27	122	166	1,575	9,133
HE 280 AA*	61,2	264	280	7	10	24	78,0	244	196	M 27	110	178	1,593	26,01
HE 280 A	76,4	270	280	8	13	24	97,3	244	196	M 27	112	178	1,603	20,99
HE 280 B	103	280	280	10,5	18	24	131,4	244	196	M 27	114	178	1,618	15,69
HE 280 M	189	310	288	18,5	33	24	240,2	244	196	M 27	122	186	1,694	8,984
HE 300 AA*	69,8	283	300	7,5	10,5	27	88,9	262	208	M 27	116	198	1,705	24,42
HE 300 A	88,3	290	300	8,5	14	27	112,5	262	208	M 27	118	198	1,717	19,43
HE 300 B	117	300	300	11	19	27	149,1	262	208	M 27	120	198	1,732	14,80
HE 300 M	238	340	310	21	39	27	303,1	262	208	M 27	132	208	1,832	7,699
HE 320 AA*	74,2	301	300	8	11	27	94,6	279	225	M 27	118	198	1,740	23,43
HE 320 A	97,6	310	300	9	15,5	27	124,4	279	225	M 27	118	198	1,756	17,98
HE 320 B	127	320	300	11,5	20,5	27	161,3	279	225	M 27	122	198	1,771	13,98
HE 320 M	245	359	309	21	40	27	312,0	279	225	M 27	132	204	1,866	7,616
HE 340 AA*	78,9	320	300	8,5	11,5	27	100,5	297	243	M 27	118	198	1,777	22,52
HE 340 A	105	330	300	9,5	16,5	27	133,5	297	243	M 27	118	198	1,795	17,13
HE 340 B	134	340	300	12	21,5	27	170,9	297	243	M 27	122	198	1,810	13,49
HE 340 M	248	377	309	21	40	27	315,8	297	243	M 27	132	204	1,902	7,670
HE 360 AA*	83,7	339	300	9	12	27	106,6	315	261	M 27	118	198	1,814	21,67
HE 360 A	112	350	300	10	17,5	27	142,8	315	261	M 27	120	198	1,834	16,36
HE 360 B	142	360	300	12,5	22,5	27	180,6	315	261	M 27	122	198	1,849	13,04
HE 360 M	250	395	308	21	40	27	318,8	315	261	M 27	132	204	1,934	7,730
HE 400 AA*	92,4	378	300	9,5	13	27	117,7	352	298	M 27	118	198	1,891	20,46
HE 400 A	125	390	300	11	19	27	159,0	352	298	M 27	120	198	1,912	15,32
HE 400 B	155	400	300	13,5	24	27	197,8	352	298	M 27	124	198	1,927	12,41
HE 400 M	256	432	307	21	40	27	325,8	352	298	M 27	132	202	2,004	7,835
HE 450 AA*	99,7	425	300	10	13,5	27	127,1	398	344	M 27	120	198	1,984	19,89
HE 450 A	140	440	300	11,5	21	27	178,0	398	344	M 27	122	198	2,011	14,39
HE 450 B	171	450	300	14	26	27	218,0	398	344	M 27	124	198	2,026	11,84
HE 450 M	263	478	307	21	40	27	335,4	398	344	M 27	132	202	2,096	7,959

- Commande minimale: pour S235 JR, cf. conditions de livraison page 8; pour toute autre qualité 40t ou suivant accord.
- Minimum order: for the S235 JR grade cf. delivery conditions page 8; for any other grade 40t or upon agreement.
- Mindestbestellmenge: für S235 JR gemäß Lieferbedingungen Seite 8; für jede andere Güte 40t oder nach Vereinbarung.

Notations pages 215-219 / Bezeichnungen Seiten 215-219

Désignation Designation Bezeichnung	Valeurs statiques / Section properties / Statische Kennwerte														Classification				EN 10025-2:2004	EN 10025-4:2004	EN 10225:2009	
	axe fort y-y strong axis y-y starke Achse y-y						axe faible z-z weak axis z-z schwache Achse z-z						EN 1993-1-1: 2005		Pure bending y-y	Pure compression						
	G	I _y	W _{ey}	W _{pl,y} ■	i _y	A _z	I _z	W _{el,z}	W _{pl,z}	i _z	S _x	I _e	I _w	y _s			y _m	S235				S355
kg/m	mm ⁴ x10 ⁴	mm ³ x10 ³	mm ³ x10 ³	mm x10	mm ² x10 ²	mm ⁴ x10 ⁴	mm ³ x10 ³	mm ³ x10 ³	mm x10	mm	mm ⁴ x10 ⁴	mm ⁶ x10 ⁹	mm x10	mm	mm							
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	✓		

- W_{pl,y} est calculé selon l'hypothèse d'un diagramme de contraintes bi-rectangulaire et n'est applicable que si deux ou plusieurs fers U sont associés de façon à constituer une section doublement symétrique pour laquelle un moment de flexion agissant dans le plan du centre de gravité n'engendre pas de torsion.
- W_{pl,y} is determined assuming a bi-rectangular stress block distribution. Thus, the given value applies only if two or more channels are combined in such a way to form a double symmetric cross-section so that the bending moment acting in the plane of the centre of gravity will not lead to torsion.
- Für die Berechnung von W_{pl,y} wurde eine doppelrechteckige Spannungsverteilung angenommen. Der angegebene Wert ist daher nur anwendbar, wenn zwei oder mehr U-Profile so miteinander kombiniert sind, dass sie einen doppelsymmetrischen Querschnitt bilden, womit ein Biegemoment, das in der Schwerpunktbene angreift, keine Torsion hervorruft.

Fers U normaux européens

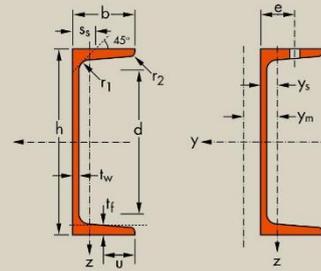
Dimensions: DIN 1026-1: 2009, NF A 45-202: 1986
Tolérances: EN 10279: 2000
Etat de surface: conforme à EN 10163-3: 2004, classe C, sous-classe 1

European standard channels

Dimensions: DIN 1026-1: 2009, NF A 45-202: 1986
Tolérances: EN 10279: 2000
Surface condition: according to EN 10163-3: 2004, class C, subclass 1

Europäische U-Stahl-Normalprofile

Abmessungen: DIN 1026-1: 2009, NF A 45-202: 1986
Toleranzen: EN 10279: 2000
Oberflächenbeschaffenheit: Gemäß EN 10163-3: 2004, Klasse C, Untergruppe 1

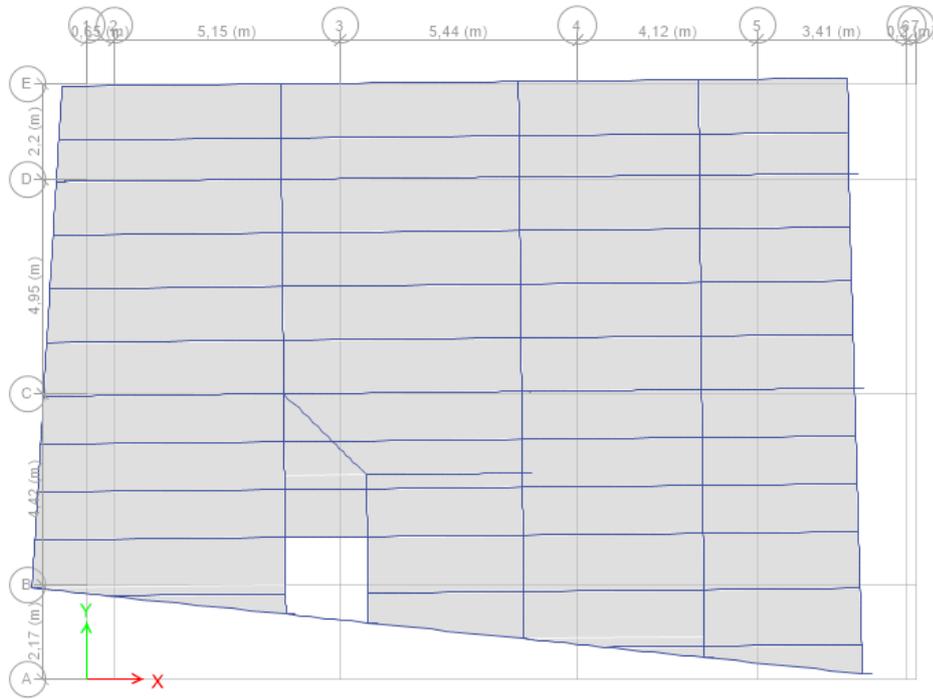


Désignation Designation Bezeichnung	Dimensions Abmessungen							Dimensions de construction Dimensions for detailing Konstruktionsmaße					Surface Oberfläche	
	G	h	b	t _w	t _f	r ₁	r ₂	A	d	Ø	e _{min}	e _{max}	A _L	A _G
kg/m	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm ² x10 ²	mm		mm	mm	m ² /m	m ² /t
UPN 50*	5,59	50	38	5,0	7,0	7,0	3,5	7,12	21	-	-	-	0,232	42,22
UPN 65*	7,09	65	42	5,5	7,5	7,5	4,0	9,03	34	-	-	-	0,273	39,57
UPN 80*	8,64	80	45	6,0	8,0	8,0	4,0	11,0	47	-	-	-	0,312	37,10
UPN 100*	10,6	100	50	6,0	8,5	8,5	4,5	13,5	64	-	-	-	0,372	35,10
UPN 120	13,4	120	55	7,0	9,0	9,0	4,5	17,0	82	-	-	-	0,434	32,52
UPN 140	16,0	140	60	7,0	10,0	10,0	5,0	20,4	98	M 12	33	37	0,489	30,54
UPN 160	18,8	160	65	7,5	10,5	10,5	5,5	24,0	115	M 12	34	42	0,546	28,98
UPN 180	22,0	180	70	8,0	11,0	11,0	5,5	28,0	133	M 16	38	41	0,611	27,80
UPN 200	25,3	200	75	8,5	11,5	11,5	6,0	32,2	151	M 16	39	46	0,661	26,15
UPN 220	29,4	220	80	9,0	12,5	12,5	6,5	37,4	167	M 16	40	51	0,718	24,46
UPN 240	33,2	240	85	9,5	13,0	13,0	6,5	42,3	184	M 20	46	50	0,775	23,34
UPN 260	37,9	260	90	10,0	14,0	14,0	7,0	48,3	200	M 22	50	52	0,834	22,00
UPN 280	41,8	280	95	10,0	15,0	15,0	7,5	53,3	216	M 22	52	57	0,890	21,27
UPN 300	46,2	300	100	10,0	16,0	16,0	8,0	58,8	232	M 24	55	59	0,950	20,58
UPN 320*	59,5	320	100	14,0	17,5	17,5	8,8	75,8	246	M 22	58	62	0,982	16,50
UPN 350	60,6	350	100	14,0	16,0	16,0	8,0	77,3	282	M 22	56	62	1,05	17,25
UPN 380*	63,1	380	102	13,5	16,0	16,0	8,0	80,4	313	M 24	59	60	1,11	17,59
UPN 400*	71,8	400	110	14,0	18,0	18,0	9,0	91,5	324	M 27	61	62	1,18	16,46

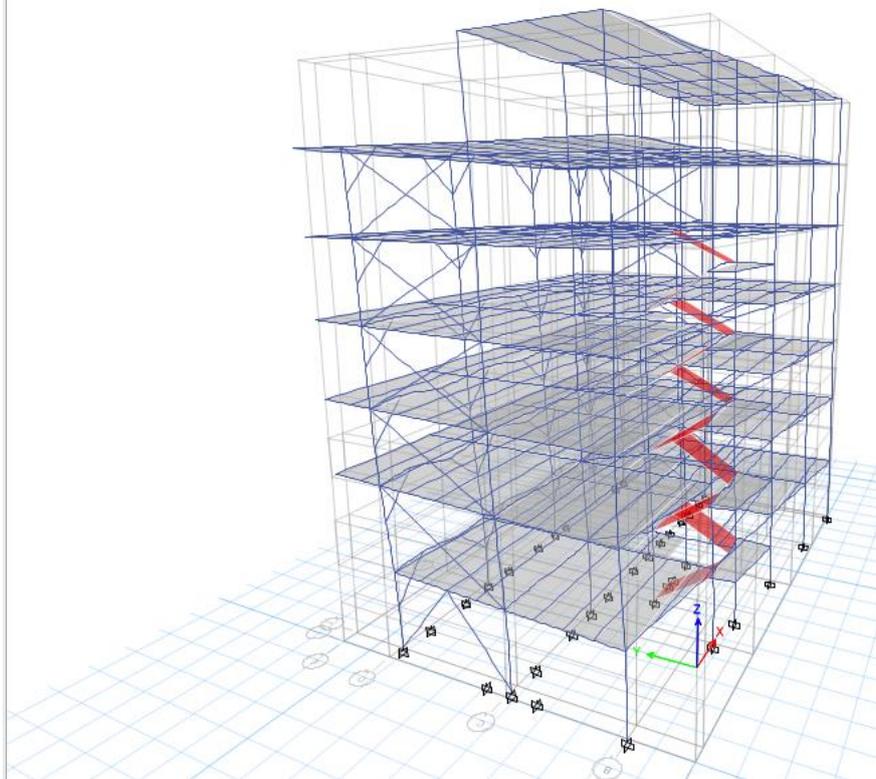
	h ≤ 300	h > 300
u	$\frac{b}{2}$	$\frac{b - t_w}{2}$
Inclinaison des ailes Flange slope Flanschneigung	8%	5%

* Tonnage minimum et conditions de livraison nécessitent un accord préalable.
* Minimum tonnage and delivery conditions upon agreement.
* Mindestbestellmenge und Lieferbedingungen nach Vereinbarung.

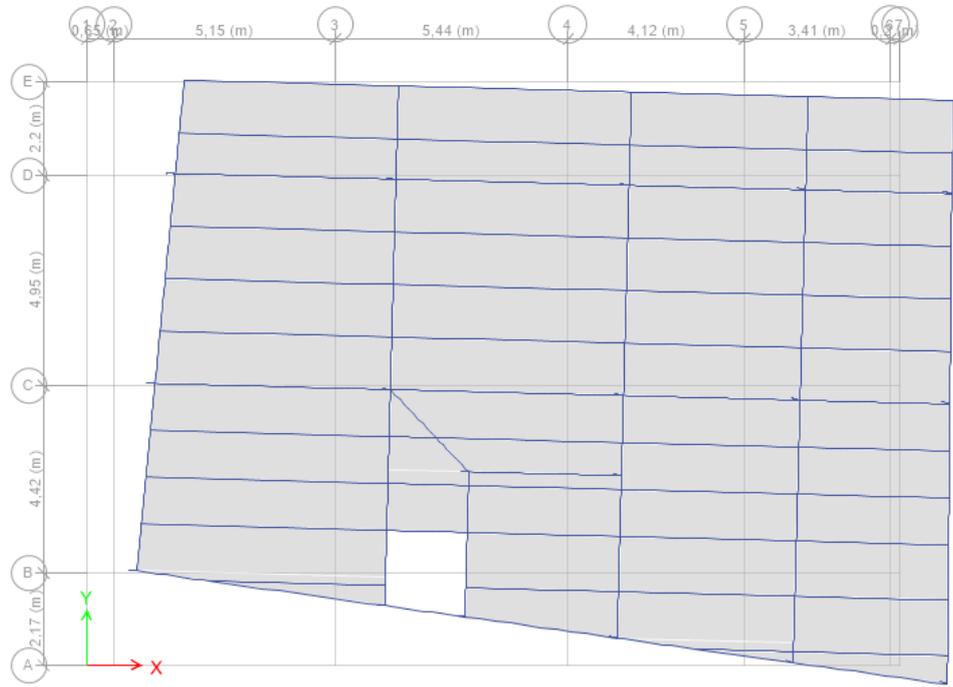
Plan View - 5 - Z = 14,58 (m) Mode Shape (Modal) - Mode 1 - Period 0,886



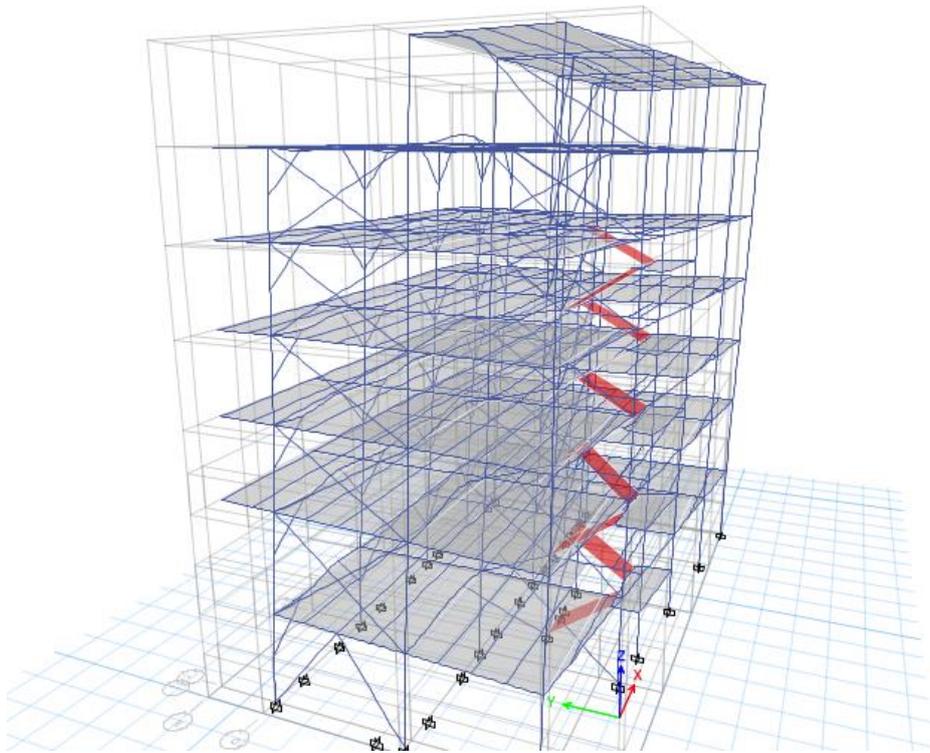
3-D View Mode Shape (Modal) - Mode 1 - Period 0,886



Plan View - 5 - Z = 14,58 (m) Mode Shape (Modal) - Mode 1 - Period 0,634



3-D View Mode Shape (Modal) - Mode 1 - Period 0,634



Valeur de χ en fonction de $\bar{\lambda}$

Coefficient de réduction				
$\bar{\lambda}$	Valeurs de χ pour la courbe de flambement			
	a	b	c	d
0,2	1,0000	1,0000	1,0000	1,0000
0,3	0,9775	0,9641	0,9491	0,9235
0,4	0,9528	0,9261	0,8973	0,8504
0,5	0,9243	0,8842	0,8430	0,7793
0,6	0,8900	0,8371	0,7854	0,7100
0,7	0,8477	0,7837	0,7247	0,6431
0,8	0,7957	0,7245	0,6622	0,5797
0,9	0,7339	0,6612	0,5998	0,5208
1,0	0,6656	0,5970	0,5399	0,4671
1,1	0,5960	0,5352	0,4842	0,4189
1,2	0,5300	0,4781	0,4338	0,3762
1,3	0,4703	0,4269	0,3888	0,3385
1,4	0,4179	0,3817	0,3492	0,3055
1,5	0,3724	0,3422	0,3145	0,2766
1,6	0,3332	0,3079	0,2842	0,2512
1,7	0,2994	0,2781	0,2577	0,2289
1,8	0,2702	0,2521	0,2345	0,2093
1,9	0,2449	0,2294	0,2141	0,1920
2,0	0,2229	0,2095	0,1962	0,1766
2,1	0,2036	0,1920	0,1803	0,1630
2,2	0,1867	0,1765	0,1662	0,1508
2,3	0,1717	0,1628	0,1537	0,1399
2,4	0,1585	0,1506	0,1425	0,1302
2,5	0,1467	0,1397	0,1325	0,1214
2,6	0,1362	0,1299	0,1234	0,1134
2,7	0,1267	0,1211	0,1153	0,1062
2,8	0,1182	0,1132	0,1079	0,0997
2,9	0,1105	0,1060	0,1012	0,0937
3,0	0,1036	0,0994	0,0951	0,0882

Annexe I

Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELA $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	P_u	P_s	P_u	P_s
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

340-320 (Enregistré automatiquement) - Excel

Fichier Accueil Insertion Mise en page Formules Données Révision Affichage Aide Rechercher des outils adaptés

Calibri 11 A⁺ A⁻ Standard

Collier G I S Mise en forme conditionnelle Mettre sous forme de tableau Styles de cellules Insérer Supprimer Format Trier et filtrer

Police Alignement Nombre Styles Cellules

F3

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P	Q	R	S	T	U				
1	(E): =Ba1a + 0.8Ecd Ic + Ete																								
2																									
3																									
4																									
5		Es	Es	Ecm	yc	ECD=Ecm/yc	0,8Ecd	Is	Ic	Is	EI (N) axe fort		EI (N) axe faible												
6	50*50	210000	200000	32000		1,5	21333,33	17067	4E+08	5E+09	4,3E+07	1,6852E+14	1,218E+14												
7	45*50	210000	200000	32000		1,5	21333,33	17067	3E+08	4E+09	3,1E+07	1,4629E+14	3,110E+13												
8	40*45	210000	200000	32000		1,5	21333,33	17067	3E+08	3E+09	2,5E+07	1,0433E+14	6,226E+13												
9	40*45	210000	200000	32000		1,5	21333,33	17067	2E+08	3E+09	1,5E+07	9,175E+13	5,7E+13												
10																									
11																									
12		Ac	As	Aa		b	h	dy1	dy2	dx1	dx2	Forte I	Faible I	Forte Ic	Faible Ic	Forte Is	Faible Is	Forte (poteau) Faible inerte							
13	50*50	231292	1608	17100		500	500	220	110	220	3,7E+08	36300000	4,733E+09	5E+09	5E+07	8E+07	8	5208333333	5,21E+09						
14	45*50	207668	1232	16100		450	500	220	110	195	3,1E+08	32300000	4,342E+09	4E+09	4E+07	5E+07	7	4687500000	3,8E+09						
15	40*45	164155	905	14300		400	450	195	97,5	170	2,5E+08	35630000	2,764E+09	2E+09	2E+07	3E+07	6	3087500000	2,4E+09						
16	40*45	146212	628	13100		400	450	195	97,5	170	1,9E+08	65950000	2,83E+09	2E+09	1E+07	2E+07	5	3087500000	2,4E+09						
17																									
18																									
19		h		f		EI (N) axe f		EI (N) axe fa		Ncr forte inerte		Ncr faible		z forte		z faible		z forte inerte		z faible inerte		z forte Nplrd		z faible Nplrd	
20	3060	50*50	7E+06	1,63E+14	1,218E+14	177445079,4	1,58E+08	0,2054	0,2416	0,52341	0,54680518	0,9351935	0,9639	7E-06	7E-06	7E-06	7E-06								
21	3380	50*50	7E+06	1,63E+14	1,218E+14	145437155,3	1,05E+08	0,2263	0,2663	0,53719	0,56404315	0,9764712	0,9425	7E-06	7E-06	7E-06	7E-06								
22	2800	45*50	7E+06	1,46E+14	3,110E+13	183358090	1,15E+08	0,1924	0,2437	0,51528	0,54426004	1,0061514	0,9621	7E-06	7E-06	7E-06	7E-06								
23	2800	40*45	6E+06	1,04E+14	6,226E+13	131211742,3	78300581	0,2107	0,2127	0,55913	0,56803398	0,9305324	0,9317	6E-06	5E-06	5E-06	5E-06								
24	2800	40*45	5E+06	9,17E+13	5,7E+13	115384841,2	71688406	0,21	0,2664	0,52631	0,56373359	0,931755	0,9429	5E-06	5E-06	5E-06	5E-06								
25																									
26																									
27																									
28																									
29																									
30																									
31																									
32																									

Verification de l'enrobage du profilé

4(cm) < cy = (bc-b)/2 < 0,4 b
 4(cm) < cz = (hc-h)/2 < 0,4 h

HEB340					
0,4*b=	18				
0,4*h=	20				
bc(cm)=	50	cy			
b(cm)=	34	VRAI	15	VRAI	
h(cm)=	34	cz			
hc(cm)=	50	VRAI	10,5	VRAI	

Cy > 0.4b pour toutes les sections
 D'après Pierre BOURRIER et Jacques BROZZETTI (1), il est permis d'utiliser une épaisseur d'enrobage plus importante (pour des raisons de résistance à l'incendie) mais il convient d'ignorer le supplément d'épaisseur dans le calcul.

HEB320					
0,4*b=	12,8				
0,4*h=	20				
bc(cm)=	45	cy			
b(cm)=	32	VRAI	15	FAUX	
h(cm)=	32	cz			
hc(cm)=	50	VRAI	20	FAUX	

Vérification de la contribution du profilé à la résistance totale du poteau

0,2 ≤ ρ ≤ 0,3
 fy = 235
 γm0 = 1,1

Niveau	Sections	Aa	Na (KN)	Nplrd (KN)	ρ	Observation
SS1	(45*50) cm ² et(HEB340)	17100	3653,18	7489,12	0,4878	VRAI
SS2	(40*45) cm ² et(HEB320)	16100	3439,55	6810,03	0,50507	VRAI

Vérification à la compression simple :

IV- Conclusion et recommandations :

L'étude géotechnique réalisée par le Laboratoire L.G.C.T.P, concernant le projet cité en objet à BeniKsila, dépend de la wilaya de Bejaia, nous a amené à la réalisation de :

- Neuf (09) Essais pénétrométriques dynamiques.
- Deux (02) sondages carottés de 15.00m de profondeur notés SC01 et SC02.
- Deux (02) sondages pressiométriques de 15.00m de profondeur notés SP01 et SP02.
- L'interprétation de ces essais.

Le sol de site devant servir d'assise à la réalisation du projet sujet de ce présent rapport de sol, est constitué par :

- ✓ 00.00-03.00 m : Schiste peu altérés
- ✓ 0.30-15.00 m : Schistes sains (roche)

La présente étude conclue en la possibilité de construire le projet en question dans les conditions suivantes :

Un mode de fondation superficiel, ancré au-delà de 2.00m de profondeur/cote actuelle du terrain, sans dépassé les contraintes données dans le tableau :

Profondeur (m)	Contrainte admissible
de 1.00 m à 3.00	2.50 bars
Au-delà de 3.00 m	3.10 bars

Le site est classé en : S2 : Ferme de 0.00 à 3.00m de profondeur.

S1 : rocheux : au-delà de 3.00m de profondeur.

Vu la nature rocheuse de substratum, les tassements sont négligeables.

Le sol ne présente pas d'agressivité chimique (pas de mesures particulières)

 LABORATOIRE DE GENIE CIVIL ET TRAVAUX PUBLICS L.G.C.T.P 		
Etabli Le : Decembre 2022	73 logements balnéaires à Beni Ksila	Page : 13/57
Client : Sarl Axxam promo		

SECTIONS REELLES D'ARMATURES

Section en cm² de N armatures de diamètre ϕ en mm

ϕ	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	37.70
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	7.70	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	12.31	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	49.04	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	15.83	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

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.
- D.T.R.B.C.2.2 Charges permanentes et charges d'exploitations.
- Règles de calcul des fondations superficielle (DTR-BC 2.3.3.1).
- Le règlement parasismique algérien (RPA99 version 2003).
- Béton armé aux Etats Limites (BAEL91).
- Jean-Marie ARIBERT : construction mixte acier-béton- calcul des poteaux mixtes.
- Mimoune Mostefa : cours ; construction mixte, poteaux mixtes acier-béton.
- 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.
- Anciens mémoires.

Liste des indices utilisés

A :Section brute d'une pièce
A_{net}:Section nette d'une pièce
A_w: Section de l'âme
A_p: Surface portante
A_s:Aire de la Section résistante a la traction du boulon
E :Module d'élasticité longitudinale
F :Force en générale
F_p:Force de calcul précontrainte
F_s:Résistance d'un boulon au glissement
F_{t,rd}: Résistance d'un boulon en traction
F_{b,rd}:Résistance a la pression diamétrale
G :La charge permanent
I : Moment d'inertie
K_c: Coefficient de Rigidité poteaux
K_{ij}:Coefficients de Rigidités des poutres
K_{y, z}: Coefficient de flambement-flexion
L :Langueur
M_{sd}: Moment fléchissant
M_{rd}:Moment résistant par unité de longueur dans la plaque d'assise
M_{pl}:Moment plastique
M_{cr}:Moment critique
N_{sd}:effort normal
N_{t sd}:effort normal de traction
N_{c sd}:effort normal de compression
N_{pl}:effort normal plastique
N_u:effort normal ultime
N_j:Force d'adhérence avec le béton
Q :charge d'exploitation
W_{pl}: Module de résistance plastique
W_{el}:Module de résistance élastique

Minuscules latines

b:Largeur de l'âme
b_{eff}: Largeur efficace
c_i:Coefficients
d :entraxe
d₀:diamètre de perçage des trous de boulon
f :flèche d'une poutre
f_y:Limite d'élasticité d'un acier
f_{yb}: Limite d'élasticité d'un boulon
f_u:Contrainte de rupture d'une pièce
f_{ub}: Contrainte de rupture d'un boulon
f_{ck}:résistance caractéristique en compression sur cylindre du béton
f_j:résistance de contact de la liaison
f_{cd}: 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

k_s :coefficient fonction de la dimension des trous de perçage
 k_j :facteur de concentration
 n : Nombre de boulon
 m :Nombre de plants de cisaillement
 r_c :rayon de raccordement âme /semelle du poteau
 t_w : épaisseur de l'âme
 t_f : épaisseur de la semelle
 $t_{w:c}$: épaisseur âme poteau
 $t_{f:c}$: épaisseur âme semelle
 t : épaisseur platine
 v_i :distance de la fibre inférieure a l'axe neutre d'une section
 v_s :distance de la fibre extrême supérieure a l'axe neutre d'une section

Minuscules grecques

$_{LT}\chi$: Coefficient de réduction de déversement
 χ :Coefficient de réduction de flambement
 $_{w}\beta$:Facteur de corrélation
 $_{M}\beta$:Facteur de moment uniforme équivalent
 $_{j}\beta$:Coefficient relatif a la liaison
 $c\gamma$:Coefficient de sécurité sur les propriétés du béton
 $_{Mi}\gamma$:Coefficient de sécurité
 $_{Mb}\gamma$:Coefficient de sécurité de boulon
 $_{MS}\gamma$:Coefficient partiel de sécurité
 λ_{LT} : élancement de déversement
 λ : élancement
 $_{LT}\phi$: Rotation de déversement
 ϕ :Rotation
 $_{LT}\alpha$: Facteur d'imperfection pour le déversement
 α :Facteur d'imperfection
 μ :coefficient de frottement
 σ :contrainte normale
 $_{e}\tau$:contrainte limite de cisaillement en élasticité
 ε :coefficient de réduction élastique de l'acier
 η :facteurs de distribution
 ψ :Rapport de contraintes
 δ :Flèche