

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Ecole Nationale Polytechnique



Département : Génie Civil

Mémoire de projet de fin d'études

Pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en Génie Civil

Thème

**ETUDE D'UN PARKING (2 Sous-sols+ RDC+4 Etages)
EN STRUCTURE METALLIQUE**

Présenté le 7 juillet 2020 par :

IHADDADENE Tarek

CHERIFA Nawfel Wail

Devant le Jury composé de :

Président : Mr A.BALI

Pr.ENP

Rapporteur : Mr.B.K.BENAZZOUZ

MCA.ENP

Examinatrices : Mme N.BAOUICHE

MAA.ENP

Mme S.STIHI

MAA.ENP

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Ecole Nationale Polytechnique



Département : Génie Civil

Mémoire de projet de fin d'études

Pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en Génie Civil

Thème

**ETUDE D'UN PARKING (2 Sous-sols+ RDC+4 Etages)
EN STRUCTURE METALLIQUE**

Présenté le 7 juillet 2020 par :

IHADDADENE Tarek

CHERIFA Nawfel Wail

Devant le Jury composé de :

Président : Mr A.BALI

Pr.ENP

Rapporteur : Mr.B.K.BENAZZOUC

MCA.ENP

Examinatrices : Mme N.BAUCHE

MAA.ENP

Mme S.STIHI

MAA.ENP

ملخص

يتكون هذا المشروع وعالها ليمندر اسمة موقفسيار اتللمر كباتال خفيفة مؤطر بالمعدن، يقع في منطقة الطغار قبو لاية الجزائر العاصمة. يتكون موقفسالسيارات هذا من طابقين سفليين، وطابق أرضي، وأربعة طوابق، ويتسع لـ 671 سيارة. وهي مصنفة في المنطقة (III) وفقاً للوائح لاز لالجزائرية (R.P.A.99 / V2003).
تم إجراء الدراسة المناخية (الرياح + الثلوج) وفقاً لقواعد R.N.V.99 .
بعد ذلك، تم تحديد أبعاد العناصر المختلفة ودراسة الأرضية المختلطة والتجمعات المختلفة وفقاً لأنماط تشغيلها وفقاً للوائح C.C.M.97 .
يتم ضمان استقرار الهيكل عن طريق الحزم والأعمدة ونظام الدعامات. تم إنشاء دراسة وتحليل هذا المشروع وعواصط برنامج (ROBOT).
يتوافق حساب التعزيز لأساسات الطوافة العامة مع القواعد المعمول بها، وهي (B.A.E.L.91) المعدل 99 ، R.P.A.99 الإصدار 2003.
الكلمات الرئيسية : موقفسيار ات متعدد الطوابق، هيكل معدني، تحجيم، أرضية مختلطة، تجميع، C.C.M.97.

Abstract

The purpose of this project is to study a metal-framed parking lot for light vehicles, located at the Tagarins in Algiers Wilaya. This car park is composed of two basements, a ground floor, four floors and a terrace, with a capacity of 671 cars. The construction site is classified as a seismic zone "III" according to the Algerian Seismic Regulation (R.P.A.99 / V2003).
The climatic conditions (wind + snow) was carried out according to RNV99 rules. Subsequently, the structural design of the various elements, the mixed slab and the various assemblies were carried out by following the C.C.M.97 regulations.
The stability of the structure is ensured by the beams, the columns, and the bracing system. The analyses of this project were accomplished by (Robot) software.
The design of the raft foundation's reinforcement complies with the applicable rules (B.A.E.L.91 modified 99, R.P.A.99/ version 2003).

Keywords: multi-storey car park, metallic structure, structural design, mixed slab, assembly, C.C.M.97.

Résumé

Le présent projet consiste à étudier un parking à ossature métallique pour véhicules légers, situé aux Tagarins à la Wilaya d'Alger. Ce parking est composé deux sous-sols, d'un rez-de-chaussée, de quatre étages et une terrasse, Et d'une capacité de stationnement de 671 voitures. Le site est classé en Zone « III » suivant le règlement parasismique Algérien (R.P.A.99/V2003).
L'étude climatique (vent+neige) a été réalisée selon les règles R.N.V.99. Par la suite le dimensionnement des différents éléments, l'étude du plancher mixte et les différents assemblages selon leurs modes de fonctionnement ont été faits conformément au règlement C.C.M.97.
La stabilité de l'ouvrage est assurée par les poutres, les poteaux et le système de contreventement. L'étude et l'analyse de ce projet ont été établies par le logiciel (Robot).
Le calcul des ferrailages des fondations de type radier général est conforme aux règles applicables en vigueur à savoir (B.A.E.L.91 modifié 99, R.P.A.99 /version 2003).
Mots clés : parking à étages, structure métallique, dimensionnement, plancher mixte, assemblage, C.C.M.97.

DEDICACES

Je dédie ce modeste travail à :

A mes parents, aucun hommage ne pourrait être à la hauteur de l'amour dont ils ne cessent de me combler, que Dieu leur procure bonne santé et longue vie.

A celle que j'aime beaucoup et qui m'a soutenue tout au long de ce projet : ma mère Farida MOKRANE, et bien sur à mes frères Jugurtha, Amine et Nassim, sans oublié ma grand-mère et que j'aime.

A toute ma famille, et mes amis,

A mon binôme Wail et toute la famille CHERIFA.

Et à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin pour que ce projet soit possible, je vous dis merci.

IHADDADENE Tarek

DEDICACES

Je dédie ce modeste travail à :

A mes parents, aucun hommage ne pourrait être à la hauteur de l'amour dont ils ne cessent de me combler, que Dieu leur procure bonne santé et longue vie.

A celle que j'aime beaucoup et qui m'a soutenue tout au long de ce projet : ma mère Saliha NAIMI, à mon défunt père Reda bien sur à mes frères Mohamed, Rafik, Rayene et Ihssene sans oublié ma grand-mère que j'aime.

A toute ma famille, et mes amis,

A mon binôme Tarek et toute la famille IHADDADENE.

Et à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin pour que ce projet soit possible, je vous dis merci.

CHERIFA Nawfel Wail

Remerciements

Nous remercions ALLAH le tout puissant pour nous avoir donné courage et patience pour réaliser ce modeste travail en peu de temps.

Nous exprimons toutes nos profondes reconnaissances à notre encadreur Mr. BENAZZOUZ Brahim Khalil, qui nous a suivi, aidé et orienté durant l'étude du projet. Nous remercions également les membres du jury, Mme. S.STIHI, Mme. N.BAOUCHE et Mr.A.BALI, devant lesquels nous avons l'honneur d'exposer notre travail, et qui ont pris la peine de le lire et de s'y intéresser.

Nous adressons de chaleureux remerciements à tous les enseignants qui ont contribué à notre réussite dans nos études, depuis notre première année jusqu'à la dernière année universitaire.

Nous remercions aussi tous nos camarades pour leur aide et leur encouragement.

Tous ceux qui nous ont aidés de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire de fin d'études trouvent ici l'expression de notre profonde gratitude.

Enfin, on remercie nos parents pour leur soutien et leur patience avec nous pendant toutes nos années d'études.

Table des matières

Liste des tableaux

Liste des figures

Liste des notations

Introduction générale	18
CHAPITRE I : Généralités sur la conception de l’ouvrage	
I.1. Introduction	20
I.2. Description du projet.....	20
I.3. Présentation de l’ouvrage	20
I.4. Données du site	22
I.5. Matériaux utilisés	23
I.5.1. Acier	23
I.5.2. Acier de ferrailage	23
I.5.3. Le béton	23
I.6. Assemblage	23
I.6.2. Boulonnage.....	24
I.6.3. Soudage.....	24
I.7. Conception structurale.....	24
I.7. 1. Eléments horizontaux	24
I.7. 2. Eléments verticaux	24
I.8. Conclusion.....	24
CHAPITRE II : Evaluation des charges et surcharges	
II.1. Introduction	26
II.2. Actions et combinaisons d’actions	26
II.2.1. Charges permanentes (G)	28
II.2.2. Surcharge d’exploitation (Q).....	28
II.2.3. Charges climatiques	28
II.2.3.1. Charge de vent	29
II.2.3.2. Pression dynamique de référence	29
II.2.3.3. Hauteur de référence	30
II.2.3.4. Coefficient de topographie (C_t)	30
II.2.3.5. Coefficient de rugosité (C_r)	31
II.2.3.6. Intensité de turbulence	31
II.2.3.7. Coefficient d’exposition	31
II.2.3.8. Pression dynamique de pointe	32
II.2.3.9. Coefficient dynamique (C_d)	32
II.2.3.10. Calcul du coefficient des pressions extérieur (C_{pe})	32
II.2.3.11. Coefficient de pression intérieur (C_{pi}).....	33
II.2.3.12. Pressions du vent sur les parois	34
II.2.3.13. Effet du vent sur la toiture	37
II.2.4. Charge de neige.....	38

II.3. Conclusion.....	38
CHAPITRE III : Pré-dimensionnement des éléments	
III.1. Introduction.....	40
III.2. Pré dimensionnement des solives	40
III.2.1. Vérification de la condition de flèche des solives à (E.L.S).....	42
III.2.2. Flèche sous poids propre.....	43
III.2.3. Vérification aux Vibrations	43
III.2.4. Vérification de la condition de résistance à (E.L.U).....	43
III.2.4.1. Vérification au moment fléchissant.....	43
III.2.4.2. Vérification au déversement	44
III.3. Pré dimensionnement des poutres principales	46
III.3.1. Vérification de la condition de flèche des poutres à (E.L.S).....	47
III.3.2. Flèche sous poids propre.....	48
III.3.3. Vérification aux Vibrations	48
III.3.4. Vérification de la condition de résistance à (E.L.U)	48
III.3.4.1. Vérification au moment fléchissant.....	48
III.3.4.2. Vérification au déversement	49
III.4. Etude initiale des poteaux	50
III.4.1. Calcul et vérification de l'effort normal sous poids propre	51
III.4.2. Calcul de l'effort résistant avec flambement	52
III.5. Conclusion	53
CHAPITRE IV : Étude du plancher	
IV.1. Introduction.....	55
IV.2. Dimensionnement de la dalle mixte	57
IV.2.1. Phase de construction.....	57
IV.2.2. Phase finale.....	57
IV.2.3. Phase de construction.....	57
IV.2.4. Phase finale.....	58
IV.2.4.1. Vérification de la section mixte (Dalle + solive)	59
IV.2.4.1.1. La largeur efficace.....	59
IV.2.4.1.2. Position de l'axe neutre	59
IV.2.4.1.3. Vérification du moment plastique	60
IV.2.4.1.4. Vérification du voilement de l'âme.....	61
IV.2.4.1.5. Vérification de cisaillement.....	61
IV.2.4.1.6. Vérification de la condition de flèche.....	61
IV.2.4.1.7. Etude des connecteurs.....	62
IV.2.4.1.8. Résistance du connecteur isolé.....	63
IV.2.4.1.9. Nombre de connecteurs.....	64
IV.2.4.1.10. Espacement des connecteurs.....	65
IV.2.4.2. Vérification de la section mixte (Dalle + poutre principale).....	65
IV.2.4.2.1. La largeur efficace.....	65
IV.2.4.2.2. Position de l'axe neutre	66

IV.2.4.2.3. Vérification du moment plastique	67
IV.2.4.2.4. Vérification du voilement de l'âme.....	67
IV.2.4.2.5. Vérification de cisaillement.....	68
IV.2.4.2.6. Vérification de la condition de flèche.....	68
IV.2.4.2.7. Etude des connecteurs.....	69
IV.2.4.2.8. Résistance du connecteur isolé.....	69
IV.2.4.2.9. Nombre de connecteurs.....	70
IV.2.4.2.10.Espacement des connecteurs	70
IV.2.4.3.Calcul du ferrailage.....	71
IV.3. Conclusion	71

CHAPITRE V : Étude Sismique

V.1. Introduction	73
V.2. Principe de la méthode modale spectrale	75
V.2.1. Analyse modale	75
V.2.2. Analyse spectrale	75
V.3. Critères de classification de notre ouvrage selon le RPA 99 V 2003	76
V.4. Analyse de la structure	76
V.5. Outil de simulation	76
V.6. Nombre de modes de vibrations à considérer	77
V.7. Vérification de la force sismique à la base	80
V.8. Vérification des déplacements	82
V.9. Calcul du joint sismique entre les deux structures	83
V.10. Effet du deuxième ordre	84
V.11. Conclusion.....	85

CHAPITRE VI : Dimensionnement des éléments

VI.1. Introduction	87
VI.2. Dimensionnement des poteaux.....	89
VI.2.1. Vérification au déversement.....	89
VI.2.2. Vérification au flambement	89
VI.2.3. Vérification de la résistance de la section.....	91
VI.2.3.1. Vérification de l'effort normal	91
VI.2.3.2. Vérification de cisaillement	91
VI.2.4. Vérification de la résistance vis-à-vis de la flexionbi-axiale composée.....	92
VI.2.5.Contrôle de la stabilité globale de la barre	93
VI.2.5.1. Vérification de flexion	93
VI.2.5.2. Vérification du flambement par flexion.....	93
VI.3. Dimensionnement des poutres secondaires	95
VI.3.1. Les sollicitations	95
VI.3.2. Vérification au cisaillement	95
VI.3.3. Vérification au déversement	95
VI.3.4.Vérification du Moment fléchissant.....	97
VI.4. Dimensionnement des contreventements	97

VI.4.1. Vérification à la traction	97
VI.4.2. Vérification au flambement.....	98
VI.5. Dimensionnement des poutres de rampes	99
VI.5.1. L'effort tranchant	100
VI.5.2. Résistance d'une section transversale soumise à un moment fléchissant et un effort axial.....	100
VI.5.3. Vérification de la résistance de l'élément comprimé et fléchi.....	101
VI.5.3.1. Vérification du déversement	101
VI.5.3.2. Flambement	102
VI.6. Garde corps.....	103
VI.7. Conclusion	104

CHAPITRE VII : Calcul des assemblages

VII.1. Introduction	106
VII.2. Assemblage poteau – poutre principale (HEB260 - HEB260)	108
VII.2.1. Soudure de la platine	108
VII.2.2. Choix du cordon de soudure.....	108
VII.2.3. Vérification de la soudure de la semelle à la traction.....	109
VII.2.4. Vérification de la soudure de la semelle au cisaillement.....	109
VII.2.5. Vérification à la traction des boulons	110
VII.2.6. Vérification au poinçonnement de la platine.....	111
VII.2.7. Vérification au cisaillement des boulons.....	111
VII.2.8. Vérification de la résistance de l'âme du poteau dans la zone tendue.....	111
VII.2.9. Vérification de la résistance de l'âme du poteau dans la zone comprimée.....	111
VII.2.10. Vérification de la résistance de l'âme du poteau dans la zone cisailée	113
VII.3. Assemblage poutre (HEB260) / solive(IPE100).....	113
VII.3.1. Vérification au cisaillement	114
VII.3.2. Vérification de la pression diamétrale.....	114
VII.4. Assemblage poteau (HEB260)/poteau (HEB300)	115
VII.4.1. Résistance des soudures	115
VII.4.2. Vérification de la résistance de l'éclisse d'âme à la traction.....	116
VII.4.3. Vérification de la résistance de l'éclisse d'âme à la flexion.....	116
VII.4.4. Vérification de la résistance des boulons	117
VII.5. Assemblage des contreventements (DCED200×20×2) – poteau (HEB400).....	117
VII.5.1. Calcul de diamètre des boulons	118
VII.5.1. Vérification au poinçonnement de la platine	118
VII.5.2. Vérification de la traction des boulons	118
VII.5.3. Vérification à la pression diamétrale	118
VII.5.4. Vérification de cordon de soudure	119
VII.6. Pied de poteau (HEB300)	119
VII.6.1. Estimation des efforts maximaux de compression et de traction	120
VII.6.2. Dimensionnement de la plaque d'assise	120
VII.6.2.1. Résistance du matériau de scellement	121
VII.6.2.2. Estimation de l'aire de la plaque d'assise	121

VII.6.2.3. Choix du type de la plaque d'assise	121
VII.6.3. Détermination de la largeur d'appui additionnelle	122
VII.6.4. Vérification de la résistance de pied de poteau	122
VII.6.4.1. La résistance en compression d'un tronçon en T de semelle	122
VII.6.4.2. Résistance des tiges d'encrage à la traction	123
VII.6.4.3. Résistance à l'effort axial de traction	125
VII.6.4.4. Résistance à la flexion du pied de poteau encastré	126
VII.6.4.5. Résistance au cisaillement	127
VII.6.4.6. Vérification de la pression diamétrale	128
VII.6.4.7. Vérification de la soudure.....	128
VII.6.4.7.1. Vérification de la soudure de l'âme	128
VII.6.4.7.2. Vérification de la soudure de la semelle	129
VII.6.5. Classification de l'assemblage vis-à-vis de sa rigidité en rotation	129
VII.6.5.1. Calcul de la rigidité en rotation initiale (S_j,ini)	129
VII.6.5.2. Calcul de la rigidité de l'assemblage rigide (S_j,rig)	130
VII.7. Conclusion	130
CHAPITRE VIII : Etude de l'infrastructure	
VIII.1. Introduction	132
VIII.1.1. Stabilité des fondations	132
VIII.2. Dimensionnement du radier général	134
VIII.2.1. Condition de l'épaisseur minimale	134
VIII.2.2. Surface du radier	134
VIII.3. Vérification de résistance du radier	135
VIII.3.1. Vérification à la contrainte du cisaillement	135
VIII.3.2. Vérification du non poinçonnement	135
VIII.4. Calcul du ferrailage	135
VIII.4.1. Sens de la grande portée (X-X)	136
VIII.4.1.1. En travée	136
VIII.4.1.2. Aux appuis	137
VIII.4.1.3. Espacement entre les barres	139
VIII.4.1.4. Armatures d'âme.....	140
VIII.4.2. Tableau récapitulatif du ferrailage.....	140
VIII.5. Conclusion	141
Conclusion générale	142
Références bibliographiques	143
Annexes	145

Liste des Tableaux

CHAPITRE II : Evaluation des charges et surcharges

Tableau II.1. Pression de référence selon le zonage(RNV99).....	30
Tableau II.2. Coefficient de topographie selon le type de site (RNV99).....	31
Tableau II.3. Pressions du vent sur parois verticales (AB au vent Bloc1 : $C_d=0.9$).....	35
Tableau II.4. Pressions du vent sur parois verticales (AC au vent Bloc1 : $C_d=0.9$).....	35
Tableau II.5. Pressions du vent sur parois verticales (BD au vent (bloc2) : $C_d=0.9$).....	36
Tableau II.6. Pressions du vent sur parois verticales (DC au vent (bloc2) : $C_d=0.9$).....	37
Tableau II.7. Coefficients de forme de toitures à un versant (RNV99).....	38

CHAPITRE III : Pré-dimensionnement des éléments

Tableau III.1. Propriétés des Solives.....	46
Tableau III.2. Propriétés des profilés (catalogue des profilés).....	46
Tableau III.3. Propriétés des poutres principales.....	50
Tableau III.4. Caractéristiques géométriques du profilé HEB280.....	50
Tableau III.5. Charges appliquées sur le poteau.....	51
Tableau III.6. Récapitulatif du calcul de flambement.....	53
Tableau III.7. Caractéristiques géométriques du profilé HEB240.....	53
Tableau III.8. Propriétés du profilé HEB240.....	53

Chapitre IV : Etude du plancher

Tableau IV.1. Nombre de goujons par nervure.....	65
--	----

CHAPITRE V : Etude Sismique

Tableau V.1 : Caractéristiques des modes propres (ROBOT).....	79
Tableau V.2. Masses cumulées totale suivant X et Y (ROBOT).....	79
Tableau V.3. Choix de la combinaison.....	80
Tableau V.4. Etages et leur poids en daN.....	82
Tableau V.5. Force sismique (Robot).....	82
Tableau V.6. Effort tranchant à la base.....	83
Tableau V.7. Déplacement suivant X.....	84
Tableau V.8. Déplacement suivant Y.....	84
Tableau V.9. Effet de second ordre suivant X.....	85
Tableau V.10. Effet de second ordre suivant Y.....	86

CHAPITRE VI : Dimensionnement des éléments

Tableau VI.1. Récapitulatif du calcul de flambement.	91
Tableau VI.2. Différents profilés des poteaux.....	96
Tableau VI.3. Récapitulatif du calcul de flambement.....	99
Tableau VI.4. Différents types de contreventement.....	100
Tableau VI.5. Récapitulatif du calcul de flambement.....	103

CHAPITRE VII : Calcul des assemblages

Tableau VII.1. Sollicitations des deux poteaux.....	116
Tableau VII.2. Modes de ruines de pied de poteau.....	127
Tableau VII.3. Sollicitations des modes de ruines.....	128

CHAPITRE VIII : Etude de l'infrastructure

Tableau VIII.1. Récapitulatif de calcul du ferrailage.....	142
--	-----

Liste des Figures

CHAPITRE I : Généralités sur la conception de l'ouvrage

Figure I.1. Coupe verticale de la construction (Autocad, bureau d'étude).....	20
Figure I.2. Organigramme de l'étude de notre ouvrage.....	21
Figure I.3 : Localisation du site de construction (Google maps).....	22
Figure I.4. Implantation de la construction (Google earth).....	22
Figure I.5. Éléments verticaux et horizontaux d'une structure métallique.....	24

CHAPITRE II : Evaluation des charges et surcharges

Figure I.1. Organigramme d'étude des charges et surcharges.....	27
Figure II.2. Composition du plancher mixte collaborant.....	28
Figure II.3. Garde corps.....	28
Figure II.4. Vue en plan.....	29
Figure II.5. Hauteurs de références selon (RNV99).....	30
Figure II.6. Directions du vent.....	32
Figure II.7. Direction du vent perpendiculaire à la grande face.....	33
Figure II.8. Direction du vent perpendiculaire à la petite face.....	33
Figure II.9. Vue de haut.....	34
Figure II.10 : Pression du vent sur les parois(AB au vent Bloc1 : $C_d=0.9$).....	35
Figure II.11. Pressions du vent sur parois verticales (AC au vent Bloc1 : $C_d=0.9$).....	36
Figure II.12. Pressions du vent sur parois verticales (BD au vent (bloc2) : $C_d=0.9$).....	36
Figure II.13. Pressions du vent sur parois verticales (DC au vent (bloc2) : $C_d=0.9$).....	37

CHAPITRE III : Pré-dimensionnement des éléments

Figure III.1. Organigramme de pré-dimensionnement.....	41
Figure III.2. Longueur et entraxe des solives (ROBOT).....	42
Figure III.3. Position des solives et les poutres principales pour un demi-étagz.....	42
Figure III.4. Assimilation d'une solive à une poutre continue simplement appuyée.....	42
Figure III.5. Courbes de flambement (CCM97).....	46
Figure III.6. Poutre principale bi-encastée.....	47
Figure III.7. Surface d'influence du poteau.....	50
Figure III.8. Vue en élévation du poteau central.....	51

Chapitre IV : Etude du plancher

Figure IV.1. Organigramme de dimensionnement du plancher.....	57
Figure IV.2. Vue éclatée d'un plancher.....	58
Figure IV.3. Dimensions de la tôle nervurée.....	59
Figure IV.4. Largeur b_{eff}	60
Figure IV.5. Position de l'axe neutre.....	60
Figure IV.6. Goujon à tête soudée.....	64
Figure IV.7. Dimension de la tôle profilée et connecteur.....	65
Figure IV.8. Espacement entre deux connecteurs.....	66
Figure IV.9. Largeur b_{eff}	66

Figure IV.10. Position de l'axe neutre.....	67
Figure IV.11. Caractéristique des goujons connecteurs.....	70
Figure IV.12. Espacement entre deux connecteurs.....	72

CHAPITRE V : Etude sismique

Figure V.1. Organigramme de dimensionnement du plancher.....	75
Figure V.2. Accélération en fonction de la période.....	78
Figure V.3. Déformée selon(X), MODE N°1.....	80
Figure V.4. Déformée selon (y), MODEN°2.....	80
Figure V.5. Vue de haut, MODE N°3.....	80
Figure V.6. Déformée selon (X), MODE N°4.....	80

CHAPITRE VI : Dimensionnement des éléments

Figure VI.1. Parking en3D.....	88
Figure III.2. Organigramme de dimensionnement des éléments.....	89
Figure VI.3. Rampe de descente (ROBOT).....	100
Figure VI.4. Espacement des raidisseurs (ROBOT).....	101
Figure VI.5. Balise de sécurité.....	104

CHAPITRE VII : Calcul des assemblages

Figure VII.1. Différents types d'assemblage.....	107
Figure VII.2. Organigramme de calcul des assemblages.....	108
Figure VII.3. Boulonnage de la poutre avec le poteau (ROBOT).....	109
Figure VII.4. Forces appliquées sur l'assemblage.....	109
Figure VII.5. Cordon de soudure.....	109
Figure VII.6. Entraxes vertical et Pincés.....	111
Figure VII.7. Assemblage poutre principale(HEB260) – solive(IPE100) (ROBOT).....	114
Figure VII.8. Assemblage poteau (HEB260)/poteau (HEB300) (ROBOT).....	116
Figure VII.9. Assemblage de contreventement (DCED200×20×2)-poteau(HEB400).....	118
Figure VII.10. Assemblage pieds –poteau(HEB300) (ROBOT).....	121
Figure VII.11. Plaque d'assise du poteau.....	122
Figure VII.12. Vue du pied de poteau.....	123
Figure VII.13. Tronçon en T du pied de poteau (Eurocode3).....	124
Figure VII.14. Paramètres géométriques pour le tronçon en T équivalent tendu (Eurocode3).....	124
Figure VII.15. Coupe du pied de poteau et l'ancrage.....	127
Figure VII.16. Efforts appliqués sur pied de poteau.....	128

CHAPITRE VIII : Etude de l'infrastructure

Figure VIII.1. Organigramme de l'étude de l'infrastructure.....	135
Figure VIII.2. Fondation en radier général.....	136
Figure VIII.3. Cartographie des moments fléchissants (ROBOT).....	138
Figure VIII.4. Schéma de ferrailage sens (x-x).....	143
Figure VIII.5. Schéma de ferrailage sens (y-y).....	143

LISTE DES NOTATIONS

Les charges

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

S : Surcharge climatique de la neige.

V : Surcharge climatique du vent.

Les caractéristiques d'un profilé en I ou H

b : la longueur de la semelle

d : la hauteur de l'âme.

h : Hauteur du profilé.

t_w : Epaisseur de l'âme de profile.

t_f : Epaisseur de la semelle de profile.

Majuscules latines

A : Section brute d'une pièce.

A_{net} : Section nette d'une pièce.

A_w : Section de l'âme.

A_v : Aire de cisaillement.

Ct : Coefficient de topographie.

Cr : Coefficient de rugosité.

Ce : Coefficient d'exposition.

Cd : Coefficient dynamique.

E : Module d'élasticité longitudinale.

F : Force en générale.

G : Module d'élasticité transversale.

I : Moment d'inertie.

K_0 : Coefficient de flambement.

K_t : Facteur de terrain.

M : Moment de flexion.

M_{sd} : Moment fléchissant sollicitant.

M_{Rd} : Moment résistant par unité de longueur dans la plaque d'assise.

M_{pl} : Moment plastique.

$M_{pl,Rd}$: Moment plastique résistant.

$M_{b,Rd}$: Moment de la résistance au déversement

$N_{pl,Rd}$: Effort normal de la résistance plastique de la section transversale brute.

$N_{b,Rd}$: Effort normal d'un élément comprimé au flambement.

N_{sd} : Effort normal sollicitant.

$N_{t,sd}$: Effort normale de traction.

$N_{c,sd}$: Effort normal de compression.

$N_{c,Rd}$: Valeur de calcul de la résistance de la section transversale à la compression.

R : Coefficient de comportement de la structure.

T : La période propre
 V_{sd} : Valeur de calcul de l'effort tranchant.
 $V_{réf}$: Vitesse de référence du vent.
 V_m : Vitesse moyenne du vent
 W_{pl} : Module de résistance plastique.
W : Poids de la structure.

Minuscules latines

f : La flèche.
 f_y : Limite d'élasticité.
h : Hauteur d'une pièce.
L: Longueur d'une pièce (Poutre, Poteau).
 L_f : Longueur de flambement.
t : Épaisseur d'une pièce.
Z : Hauteur au-dessus du sol.
 Z_0 : Paramètre de rugosité.
 Z_{eq} : Hauteur équivalente.

Minuscules grecques

χ : coefficient de réduction pour le mode de flambement approprié.
 β_w : Facteur de corrélation.
 γ_m : Coefficient de sécurité.
 λ : Élançement.
 λ_{LT} : Élançement de déversement.
 α : Facteur d'imperfection.
 τ : Contrainte limite de cisaillement en élasticité.
 ε : Coefficient de réduction élastique de l'acier.
 σ_a : Contrainte de l'acier.
 σ_b : Contrainte du béton.
 ξ : Pourcentage d'amortissement critique.
 η : Facteur de correction d'amortissement.
 δ_{ek} : Déplacement dû aux forcessismiques.
 μ : coefficient de forme de la charge de neige.
 δ : Décrément logarithmique d'amortissement

Indices

adm : admissible.
ep : épaisseur.
eff : efficace.
EC : étage courant
Ter :terrasse
 f_r : Frottement.
m : Moyenne.
 $réf$: Référence.

max : Maximum.

min :Minimum.

corresp : Correspondante.

e : Externe.

i : Interne.

x : Sens x.

y : Sens y.

INTRODUCTION GENERALE

Les parkings de stationnement de voitures en structure métallique répondent favorablement à l'évolution du trafic citadin. Ils assurent à la fois la sécurité des usagers, l'espace qu'on gagne par l'emploi des poutres de longues portées et la forme architecturale très variée.

Une construction doit résister aux différents efforts et sollicitations qui lui sont appliqués. La construction métallique est constituée des éléments, comme les poteaux verticaux et les poutres horizontales, connectés par des différents types assemblages. Les forces horizontales dues à la poussée du vent et aux forces sismiques sont transmises horizontalement par le plancher aux contreventements verticaux.

Notre travail consiste à étudier un parking à étages en structures métalliques, situé à Alger aux Tagarins réservé au ministère de la défense nationale d'une capacité de stationnement de 671 voitures repartis sur 2 sous-sols 4 étages et une terrasse.

Dans cette étude nous avons structuré notre mémoire en huit chapitres comme ce qui suit :
Le chapitre 1 définit les caractéristiques géométriques de l'ouvrage, les données du site ainsi que les différents matériaux utilisés.

Le chapitre 2 introduit les différents cas de chargement statique, et développe le calcul de charge due au vent.

Le chapitre 3 s'intéresse au pré-dimensionnement des éléments sous chargement statique.

Les sections définitives des poutres et solives supportant le plancher ainsi que le dimensionnement du plancher collaborant sont exposés dans le chapitre 4.

Le chapitre 5 est consacré à l'étude sismique et au calcul des différents cas de charge accidentelles.

Le dimensionnement des sections des éléments constituant la structure selon le règlement algérien en vigueur est traité dans le chapitre 6.

Les assemblages liant les différents éléments constituant l'ossature de l'édifice figurent dans le chapitre 7.

Enfin, les calculs des fondations de la construction, selon le règlement du béton armé aux états limites (B.A.E.L), sont exposés dans le chapitre 8.

Le travail est par une conclusion générale.

CHAPITRE I

Généralités sur la Conception de l'Ouvrage

I.1. Introduction :

La conception est la phase de réalisation d'un projet de construction, qui est faite par un maître d'œuvre, il dirige la conception pour le maître de l'ouvrage, client et demandeur du projet. Selon la complexité du projet, il fait appel à des bureaux d'études spécialisés.

La méthodologie du travail de l'étude de notre ouvrage est présentée par l'organigramme dans la figure I.2.

I.2. Description du projet

Notre sujet d'étude porte sur un parking à étages en construction métallique, situé à Alger aux Tagarins d'une capacité de stationnement de 671 voitures réparties sur 2 sous-sols, 4 étages et une terrasse accessibles aux voitures.

I.3. Présentation de l'ouvrage

Le parking est constitué de deux édifices juxtaposés et espacés d'un joint sismique (voir la figure I.2).

Les données géométriques de l'ouvrage sont :

- Largeur: 32 m
- Longueur totale du parking : 71 m
- Longueur totale d'un édifice : 35 m
- Hauteur totale du terrain naturel : 14 m
- Nombre d'étages : 7 étages.

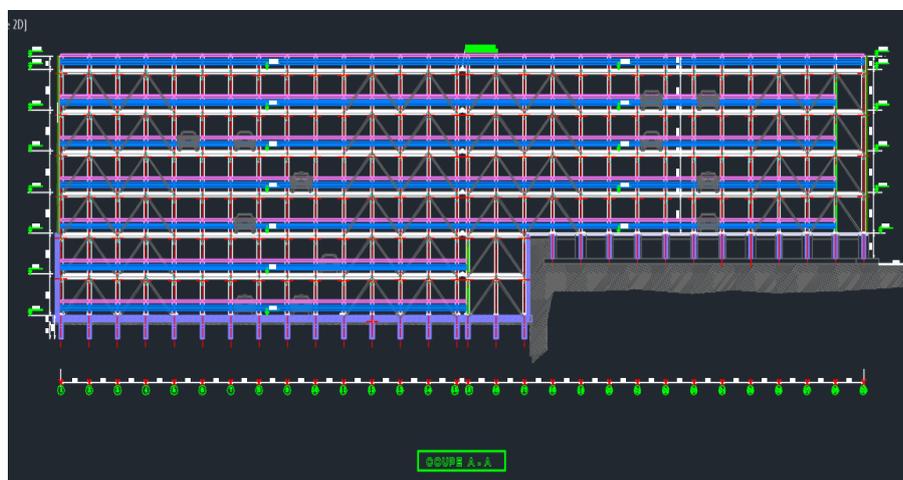


Figure I.1. Coupe verticale de la construction (Autocad, bureau d'étude).

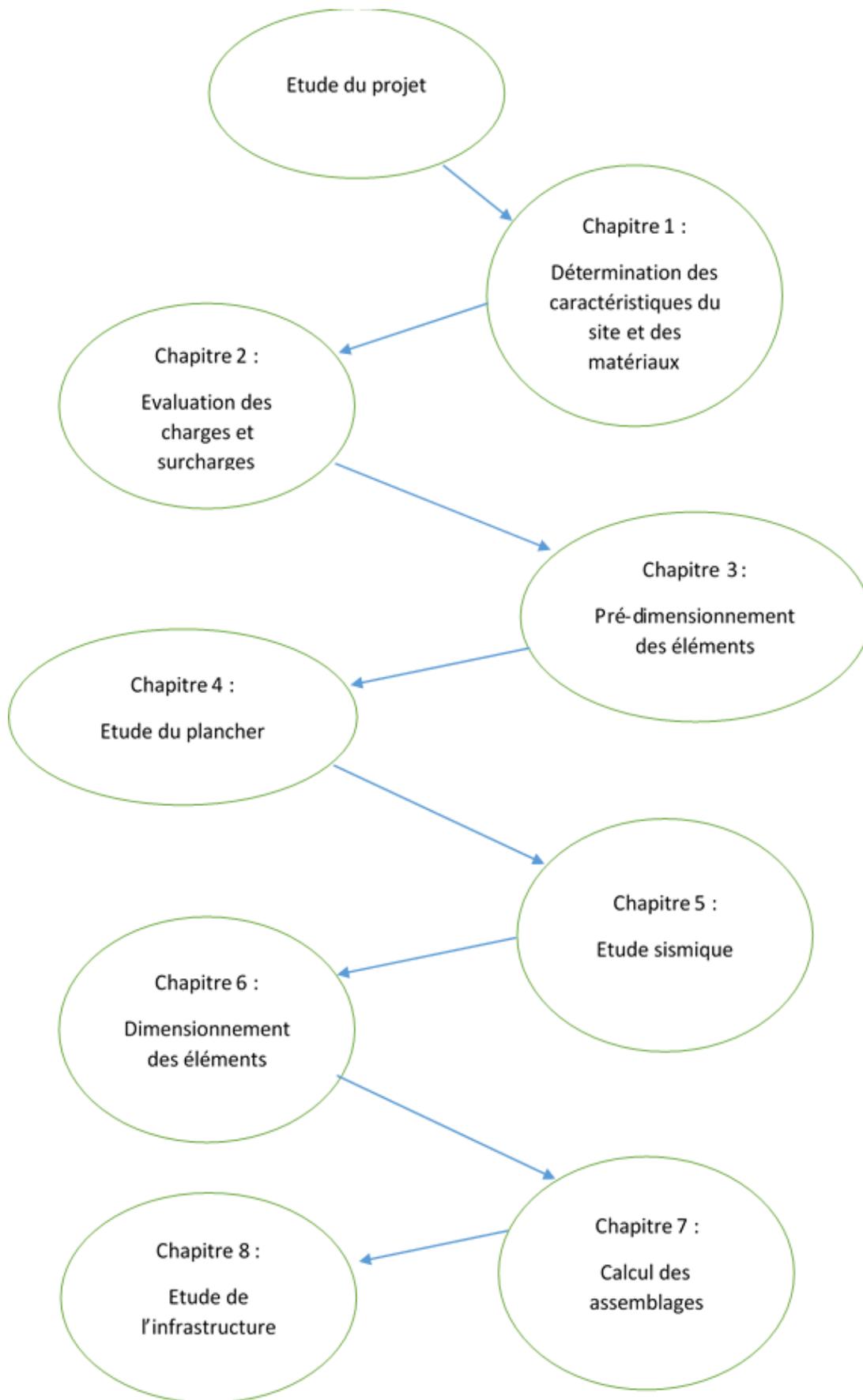


Figure I.2. Organigramme de l'étude de notre ouvrage.

I.4. Données du site

La construction est implantée près de la mer à une distance de 700 m et une altitude de 250 m. La localisation du site et l'implantation de la construction sont montrées, respectivement, dans les figures suivantes :

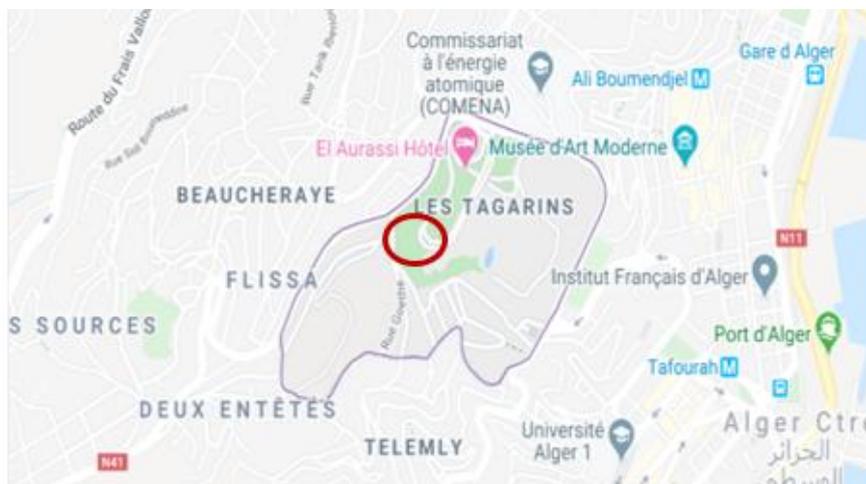


Figure I.3 : Localisation du site de construction (Google maps)

La figure suivante montre l'implantation du site entouré en rouge :



Figure I.4. Implantation de la construction (Google earth).

Selon le R.N.V.99, les données importantes du site où notre construction est implantée sont:

- Altitude : 250 m
- Classification vis-à-vis de la neige : zone B.
- Classification vis-à-vis du vent : zone I.
- L'ouvrage est implanté en zone III selon le R.P.A.99/V2003

Données géotechnique :

Le rapport géotechnique n'a pas été fourni par l'entreprise vue la confidentialité du projet et son appartenance au ministère de la défense, seules les données suivantes :

La portance du sol :0.4 MPa

Profondeur d'encrege :1.5 m

I.5. Matériaux utilisés

I.5.1. Acier

L'acier est un matériau constitué essentiellement de fer et un faible taux de carbone ne dépassant généralement pas 1%, parmi ses avantages la résistance, la légèreté et la ductilité. Les valeurs de calculs normalisées des principales caractéristiques des aciers de construction sont les suivantes :

- Module d'élasticité longitudinal : $E = 210000 \text{ N/mm}^2$
- Module d'élasticité transversal : $G = \frac{E}{2(1+\nu)} = 81000 \text{ N/mm}^2$
- Coefficient de contraction latéral (poisson) : $\nu = 0,3$
- Masse volumique : $\rho = 7850 \text{ Kg/m}^3$
- Coefficient de dilatation thermique linéaire : $\alpha = 12 \cdot 10^{-6} 1/C$ (avec $T < 100^\circ C$)
- La nuance choisie par l'entreprise pour la réalisation de cet ouvrage est l'acier S275 caractérisé par sa limite d'élasticité, $f_y = 275 \text{ MPa}$.

I.5.2. Acier de ferrailage :

Pour le ferrailage de la semelle de la fondation nous avons utilisé des aciers à haute adhérence (feE400)

I.5.3. Béton

Le béton est un matériau de construction composé de granulats, de sable, de ciment, d'eau et éventuellement d'adjuvants pour en modifier les propriétés. Il présente une excellente résistance à la compression, 10 fois plus que sa résistance en traction.

Les caractéristiques physiques et mécaniques du béton utilisées dans notre projet sont :

- Masse volumique : $\rho = 2500 \text{ Kg/m}^3$
- Résistance à la compression à 28 jours $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ pour le béton de classe C25/30 pour plancher.

La résistance à la traction à 28 jours pour le plancher : $f_{t28} = 0,06(f_{c28}) + 0,6 = 2,1 \text{ MPa}$

La résistance à la compression à 28 jours $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$ pour le béton de classe C30/35 pour les fondations.

- La résistance à la traction à 28 jours pour les fondations : $f_{t28} = 0,06(f_{c28}) + 0,6 = 2,4 \text{ MPa}$

I.6. Assemblage

Un assemblage est la liaison de différents éléments dans une construction métallique. Les principaux modes d'assemblages sont :

I.6.2. Boulonnage

Le boulonnage est un procédé d'assemblage utilisé en charpente métallique. Il consiste à assembler des éléments moyennant des boulons posés dans des trous préalablement percés sans les pièces. Ces éléments d'attaches fonctionnent donc par leurs corps pour résister aux sollicitations imposées. ^[2]

I.6.2. Soudage

Le soudage est un procédé d'assemblage permanent. Il a pour objet d'assurer la continuité de la matière à assembler ^[25].

I.7. Conception structurale

Une conception structurale est généralement constituée des éléments verticaux et horizontaux (voir la figure).

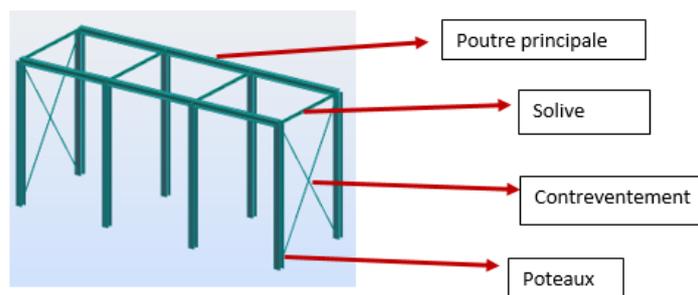


Figure I.5. Éléments verticaux et horizontaux d'une structure métallique.

La structure métallique est composée de :

I.7. 1. Éléments horizontaux :

- **Solives** : sont des barres qui supportent le plancher et reposent sur les poutres principales.
- **Poutres principales** : sont des barres de section plus grandes que les solives elles reposent sur les poteaux.
- **la tôle** : élément surfacique nervuré qui sert comme coffrage au béton du plancher.

I.7. 2. Éléments verticaux :

- **Poteaux** : c'est des éléments linéaires qui assurent la liaison entre étages.
- **Contreventements** : sont des barres inclinées qui s'opposent aux efforts horizontaux.

I.8. Conclusion

La bonne connaissance des caractéristiques du site d'implantation de l'ouvrage ainsi que le bon choix des matériaux utilisés dans la construction permettent une bonne conception de l'ouvrage vis-à-vis de la sécurité et de la durabilité.

CHAPITRE II

Evaluation des Charges et Surcharges

II .1. Introduction

Les différentes charges et surcharges agissantes sur notre construction ont été définies dans ce chapitre. Elles se résument dans l'action des charges permanentes et d'exploitations et les charges climatiques.

La méthodologie du travail dans ce chapitre est présentée par l'organigramme simplifié dans la figure II.1.

II.2. Actions et combinaisons d'actions

Les différents types d'actions qui peuvent sollicitées une construction quelconque sont des forces et des couples. Elles sont classées en fonction de leurs variations dans le temps en plusieurs catégories, on trouve :

- Charges permanentes G_i .
- Charges d'exploitation Q_i .
- Charges climatiques W et S .
- Charges accidentelles E_i .

Les combinaisons d'actions réglementaires possibles sont très nombreuses. Il est admis de n'étudier que celles qui apparaissent comme ayant manifestement les effets les plus défavorables. Les règles de combinaisons d'actions ainsi que les coefficients partiels de sécurité associés sont ceux définis dans CCM97 (article 2.2.4).

a- Etat limite ultime

Avec prise en compte uniquement de l'action variable la plus défavorable :

$$\Sigma \gamma_{Gj} \cdot G_{kj} + 1,5 \cdot Q_{k,max}$$

Avec prise en compte de toutes les actions variables défavorables :

$$\Sigma \gamma_{Gj} \cdot G_{kj} + 1,5 \cdot \Sigma Q_{ki}$$

Avec :

- G_{kj} : valeur caractéristique des actions permanentes.
- Q_{ki} : valeur caractéristique des actions variables.
- $\gamma_{Gj} = 1,35$ → si l'action agit défavorablement.
- $\gamma_{Gj} = 1$ → si l'action agit favorablement.

b- Etat limite de service

Avec prise en compte uniquement de l'action variable la plus défavorable :

$$\Sigma G_{kj} + Q_{k,maxj}$$

Avec prise en compte de toutes les actions variables défavorables :

$$\Sigma G_{kj} + 0,9 \cdot \Sigma Q_{ki}$$

c- Situations accidentelles (RPA 99 version 2003 article 5.2)

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et de déformations sont :

$$G + Q \pm E$$

$$G + Q \pm 1,2 \cdot E$$

$$0,8G \pm E$$



Figure I.1. Organigramme d'étude des charges et surcharges.

II.2.1. Charges permanentes (G)

Ce sont les actions continues dont l'intensité est constante ou peu variable :

A-Plancher : les charges du plancher sont :

L'étanchéité (e=5 cm) $0,05\text{m} \times 2200 \text{ daN/m}^3 = 110 \text{ daN/m}^2$
 Dalle en béton armé (e=14cm) $0,14\text{m} \times 2500 \text{ daN/m}^3 = 350 \text{ daN/m}^2$
 Tôle profilé type TN35 (e=1 mm) $10\text{kg/m}^2 = 10 \text{ daN/m}^2$
 $G = 470 \text{ daN/m}^2$

La figure suivante présente la composition du plancher mixte :

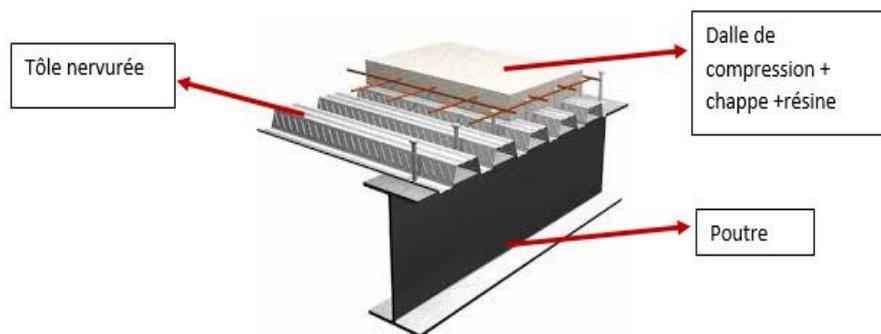


Figure II.2. Composition du plancher mixte collaborant.

B-Garde corps : les charges du garde corps sont :

Le poids propre de la balise^[11] 59 daN/ml

La figure suivante illustre les dimensions du garde corps :

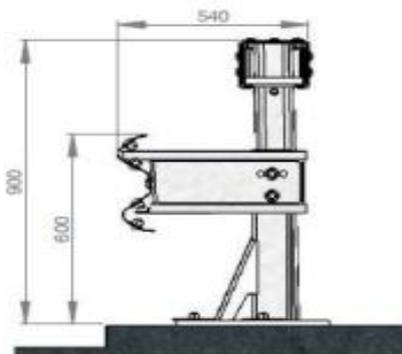


Figure II.3. Garde corps.

Le plancher terrasse est considéré comme un étage courant. Parce que sa surcharge calculée à 109.26 kg/m^2 , (la balise de sécurité fait 59kg/m , et occupe une surface de 0.54 m^2) est inférieure à la surcharge d'exploitation $Q = 250 \text{ kg/m}^2$.

II.2.2. Surcharge d'exploitation (Q)

Ce sont les actions dont l'intensité varie fréquemment et de façon importante.

Plancher étage courant (parking)..... 250 daN/m^2

II.2.3. Charges climatiques

Le document technique réglementaire (R.N.V.99/V2013) est le document qui fournit les principes généraux pour la détermination des actions du vent sur l'ensemble de la structure et sur ses différentes parties. Il évalue aussi les charges statiques de neige sur toute surface située au-dessus du sol et soumise à l'accumulation des neiges.

Le règlement R.N.V.99 s'applique à la construction dont la hauteur ne dépasse pas les 200 m (bâtiment, ouvrage de stockage, structures verticales en treillis).

II.2.3.1. Charge de vent

Le but est déterminé la pression du vent sur chaque étage de l'ouvrage. Pour les constructions métalliques, une étude détaillée doit être menée pour le calcul des différentes actions dans toutes les directions possibles selon le règlement en vigueur.

a) Caractéristiques de la région

Les caractéristiques de la région de l'implantation de la construction sont :

- Région d'implantation : Alger.
- Nature du site : site aux alentours des collines (R.N.V.99)
- Catégorie du terrain : IV (R.N.V.99).

Caractéristiques géométriques pour un seul édifice (bloc) sont (voir figure II.3) :

- Longueur : 35 m
- Largeur : 32 m
- Hauteur : 14.8m

Le joint sismique est couvert par une couverture de circulation mécanique, qui permet aux voitures de se déplacer d'un bloc à un autre.

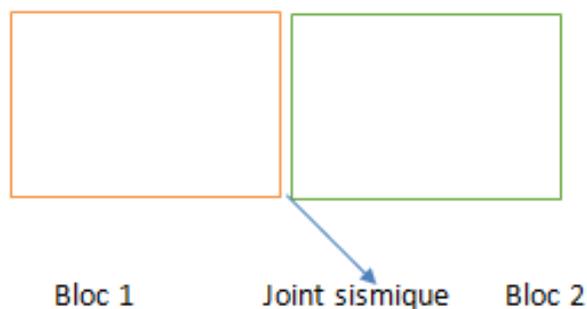


Figure II.4. Vue en plan.

II.2.3.2. Pression dynamique de référence

Cette pression est donnée par la formule :

$$q_{ref} = (0.5) \cdot (V_{ref}^2) \cdot (\beta)$$

Avec :

- V_{ref}^2 : Vitesse de référence du vent.
- β : Masse volumique de l'air.

Selon le tableau suivant, notre parking situé à Alger est classée comme zone I ($q_{ref}=37.5$ daN/m²).

Zone	$q_{ref}(daN /m^2)$
I	37.5
II	47
III	57.5

Tableau II.1. Pression de référence selon le zonage (R.N.V.99).

II.2.3.3. Hauteur de référence

La figure suivante montre les hauteurs de référence(z_e) selon la géométrie de l'ouvrage.

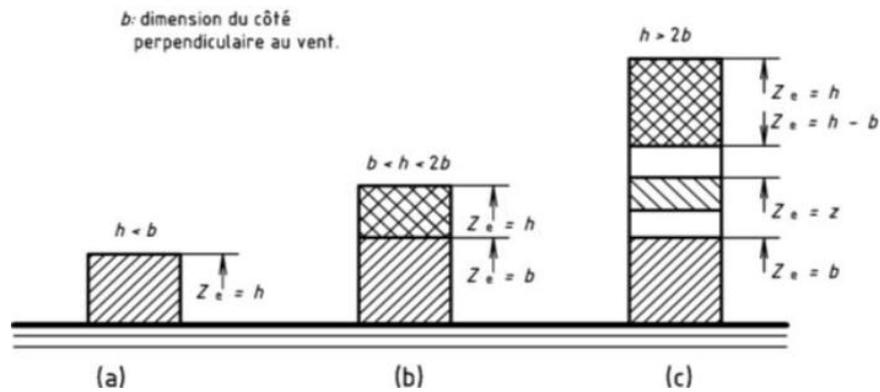


Figure II.5. Hauteurs de références selon (RNV99).

Pour notre construction la hauteur de référence $z_e=h$, car $b>h$ dans les deux directions du vent.

II.2.3.4. Coefficient de topographie (C_t)

Il prend en compte l'accroissement de la vitesse du vent lorsque celui-ci souffle sur des obstacles (collines, dénivellations ...). Le tableau ci-dessous donne les coefficients de topographie selon la géologie des sites de constructions :

Le site est aux alentours des collines, donc :

On a : $C_t=1.15$

Site	C _t
Site plat	1
Site aux alentours des vallées et oueds sans effet d'entonnoir	1
Site aux alentours des vallées avec effet d'entonnoir	1.3
Site aux alentours des plateaux	1.15
Site aux alentours des collines	1.15
Site montagneux	1.5

Tableau II.2. Coefficient de topographie selon le type de site (R.N.V.99).

Dans notre cas, le parking se trouve en zone urbaine dont au moins 15% de la surface est occupée par des bâtiments, selon le R.N.V.99 (tableau II.4) on obtient :

- Un facteur de terrain $K_t=0.240$
- Un paramètre de rugosité $h_0=1$
- Une hauteur minimale $h_{min}=16m$ (R.N.V.99/V2003)

II.2.3.5. Coefficient de rugosité (C_r)

Il traduit l'influence de la rugosité de la hauteur sur la vitesse moyenne du vent, il est défini par la loi :

$$C_r = K_t \cdot \ln\left(\frac{h_{min}}{h_0}\right) \quad \text{car } (h \leq h_{min})$$

Avec :

- K_t : facteur du terrain.
- h_{min} : hauteur minimale.
- h_0 : paramètre de rugosité.

$$D'où : C_r(13.45) = C_r(6.7) = (0.24) \cdot \ln\left(\frac{16}{1}\right) = 0.665$$

II.2.3.6. Intensité de turbulence

C'est l'écart type de la turbulence divisé par la vitesse moyenne du vent, elle est adimensionnelle, et elle est donnée par :

Puisque $h_{min} > h$

$$\text{Alors : } I_v(z) = \frac{1}{C_t \cdot \ln\left(\frac{h_{min}}{h_0}\right)} = \frac{1}{1.15 \cdot 2.772} = 0.314 = 31.4\%$$

II.2.3.7. Coefficient d'exposition

Le coefficient d'exposition tient compte de rugosité du terrain, et de la topographie du site et de la hauteur, en outre il prend en compte la turbulence du vent.

$$C_{ex}=(C_t)^2 \cdot (C_r)^2 \cdot [1 + 7 \cdot I_v(z)]$$

Avec :

- C_t : coefficient de topographie.

- C_r : coefficient de rugosité.

- $I_v(z)$: intensité de turbulence.

On obtient : $C_{ex}=(1.15)^2 \cdot (0.665)^2 \cdot [1 + 7 * 0.314]=1.870$

II.2.3.8. Pression dynamique de pointe

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

$$q_p(z_e)=q_{ref} \cdot C_{ex}(z_e)$$

Application numérique :

$$q_p(z_e)=37.5 \cdot 1.870=70.125 \text{ daN/m}^2$$

II.2.3.9. Coefficient dynamique (C_d)

Il tient compte des effets de réductions dus à l'imparfaite corrélation des pressions exercées sur l'immeuble et des amplifications dues aux turbulences, le (C_d) est obtenu par les abaques dans l'annexe 1.

Selon la direction 1 (figure II.6) : $h=14.8$ m et $b=35$ m; par extrapolation on obtient :

$$C_d=0.91 \cong 0.9.$$

Selon la direction 2 : $h=14.8$ m et $b=32$ m; Par interpolation on obtient $C_d=0.92 \cong 0.9$.

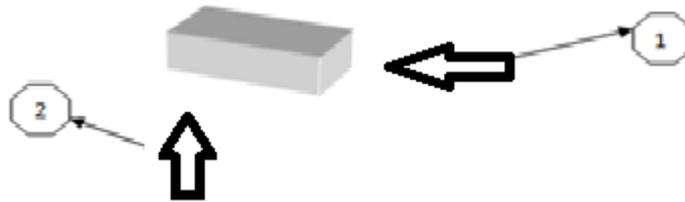


Figure II.6. Directions du vent.

II.2.3.10. Calcul du coefficient des pressions extérieures (C_{pe})

Le règlement RNV99 donne des configurations de calcul selon la géométrie de l'ouvrage.

Cas n°=1 : Vent perpendiculaire à la grande face :

Pour : $e=\min(b,2h) =\min(35 ; 29.6) =29.6$ m et $d=32 > e$

Avec :

h : hauteur de la structure.

b : dimension de la structure qui est perpendiculaire à la direction du vent.

d : dimension de la structure qui est parallèle la direction du vent.

e : valeur minimale entre b et $2h$.

Donc la configuration sera comme suit :

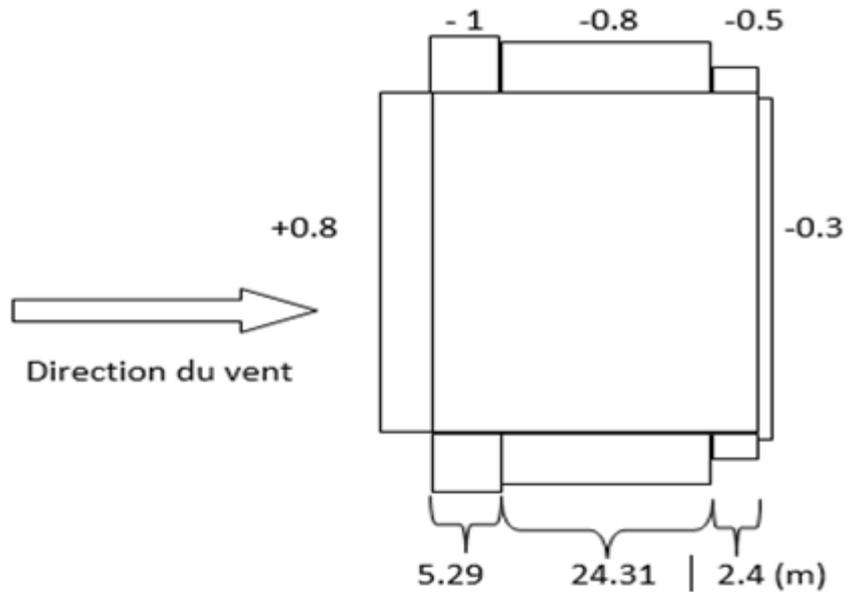


Figure II.7. Direction du vent perpendiculaire à la grande face.

Cas n°=2 : Vent perpendiculaire à la petite face :

Pour : $e = \min(b, 2h) = \min(32, 28) = 28$ et $d = 35 > e$:

Donc la configuration sera la suivante :

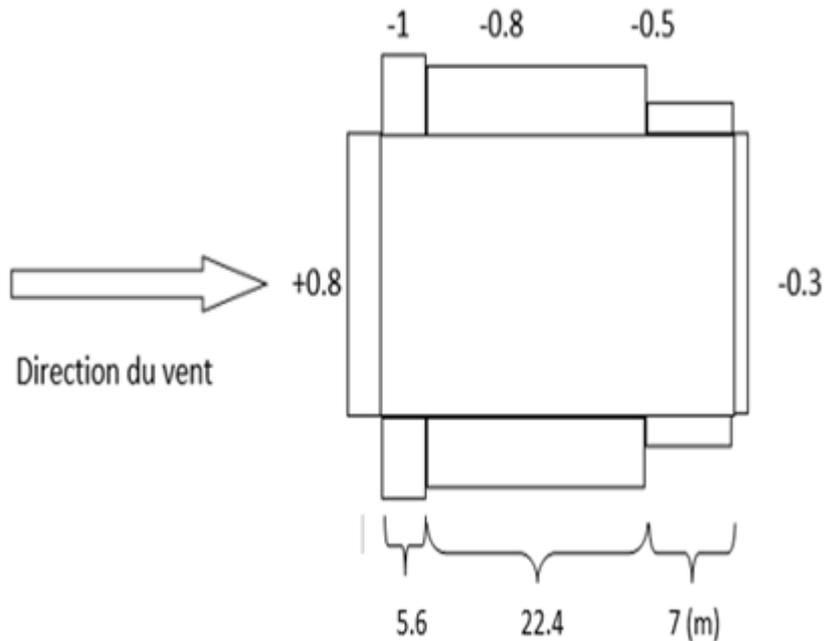


Figure II.8. Direction du vent perpendiculaire à la petite face.

II.2.3.11. Coefficient de pression intérieure (C_{pi})

Le coefficient de pression intérieure C_{pi} prend en considération l'influence des ouvertures sur la charge du vent appliqué sur la structure. Il est en fonction de l'indice de perméabilité μ_p et du rapport h/d et il est obtenu par les courbes dans l'annexe 2.

L'indice de perméabilité est donné par le rapport des surfaces des ouvertures sous vent sur la surface de toutes les ouvertures :

$$\mu_p = \frac{\Sigma \text{des surfaces des ouvertures où } C_{pe} \leq 0 (\text{sous vent})}{\Sigma \text{des surfaces de toutes les ouvertures}}$$

La figure suivante montre les 4 façades de la construction séparée par un joint sismique:

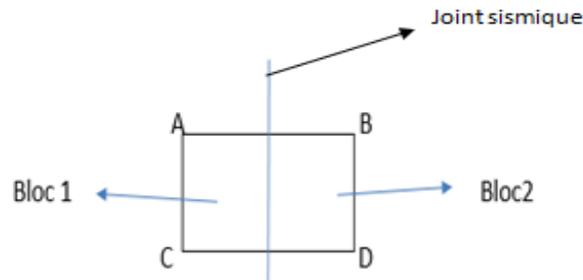


Figure II.9. Vue de haut

Sachant que la direction de prévenance du vent est aléatoire, il faut envisager les différents cas possibles suivants:

Façade AB au vent (bloc1) :

$$\mu_p = \frac{200}{383.2} = 0.522 \text{ avec } \frac{h}{d} = 0.462 \text{ ce qui donne : } C_{pi} = 0.125$$

Façade AC au vent (bloc1) :

$$\mu_p = \frac{333.3}{383.2} = 0.870 \text{ avec } \frac{h}{d} = 0.423 \text{ ce qui donne : } C_{pi} = -0.750$$

Façade BD au vent (bloc2) :

$$\mu_p = \frac{333.3}{394.7} = 0.844 \text{ avec } \frac{h}{d} = 0.423 \text{ ce qui donne : } C_{pi} = -0.620$$

Façade DC au vent (bloc2) :

$$\mu_p = \frac{489.7}{789.4} = 0.620 \text{ avec } \frac{h}{d} = 0.462 \text{ ce qui donne : } C_{pi} = -0.020$$

Remarque : Annexe 02, les valeurs de C_{pi} sont calculées par interpolation linéaire entre les deux courbes de $\frac{h}{d} = 0.25$ et $\frac{h}{d} = 1$

Avec :

-b (en mm) : dimension de la construction perpendiculaire au vent. (RNV99)

-d (en mm) : dimension de la construction parallèle au vent.

-h (en mm) : hauteur de la construction.

II.2.3.12 Pression du vent sur les parois

La pression sur les parois est donnée par la formule suivante :

$$q_j = C_d \times q_p(Z) \times [C_{pe} - C_{pi}] \quad (\text{daN/m}^2)$$

Avec :

- $q_p(Z)$: pression dynamique de pointe à z.

- C_{pe} : coefficient de pression extérieure.

- C_{pi} : coefficient de pression intérieure.

Les pressions du vent (q_j) sont déterminées dans les tableaux suivants pour chaque direction du vent. Les directions du vent pour chaque façade AB, AC, BD et DC sont schématisées dans les figures II.9, II.10, II.11 et II.12, respectivement.

Façade	C_{pe}	C_{pi}	$q_j(\text{daN/m}^2)$
a	-1.0	-0.020	-71
b	-0.8	-0.020	-58
c	-0.5	-0.020	-40
d	+0.8	-0.020	43
e	-0.3	-0.020	-27

Tableau II.3. Pressions du vent sur parois verticales (AB au vent Bloc1 : $C_d=0.9$).

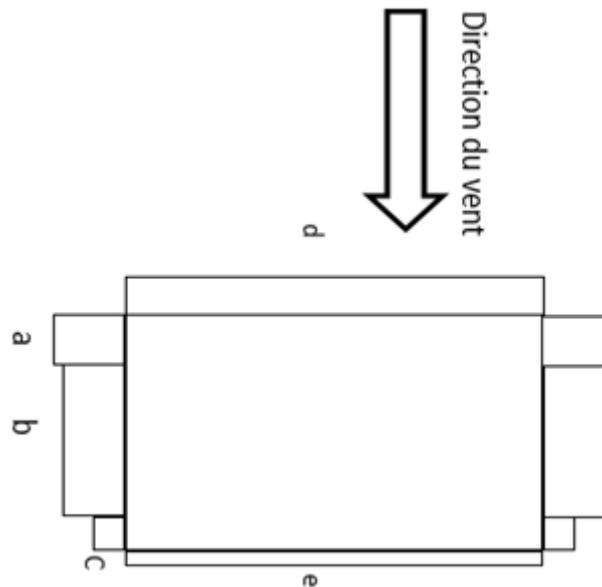


Figure II.10 : Pression du vent sur les parois(AB au vent Bloc1 : $C_d=0.9$).

Façade	C_{pe}	C_{pi}	$q_j(\text{daN/m}^2)$
a	-1	-0.75	-16
b	-0.8	-0.75	-4
c	-0.5	-0.75	+16
d	+0.8	-0.75	+98
e	-0.3	-0.75	+29

Tableau II.4. Pressions du vent sur parois verticales (AC au vent Bloc1 : $C_d=0.9$).

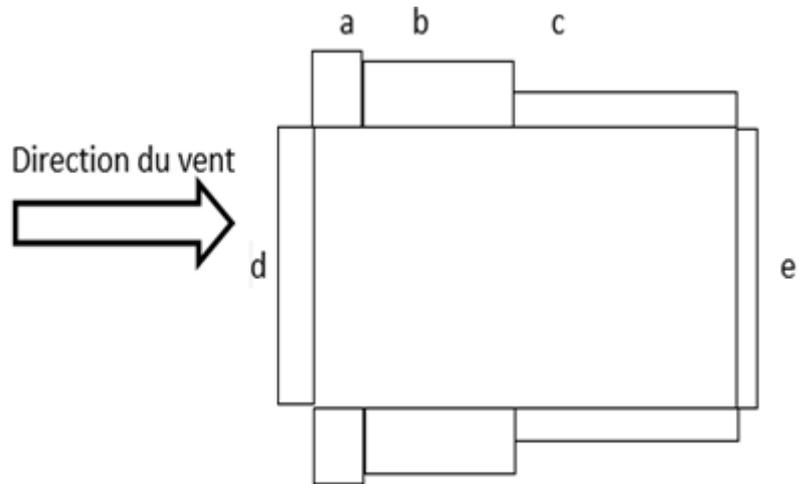


Figure II.11. Pressions du vent sur parois verticales(AC au vent Bloc1 : $C_d=0.9$).

Zone	C_{pe}	C_{pi}	$q_j(\text{daN/m}^2)$
a	-1	-0.620	-24
b	-0.8	-0.620	-12
c	-0.5	-0.620	+8
d	+0.8	-0.620	+90
e	-0.3	-0.620	+20

Tableau II.5. Pressions du vent sur parois verticales (BD au vent (bloc2) : $C_d=0.9$).

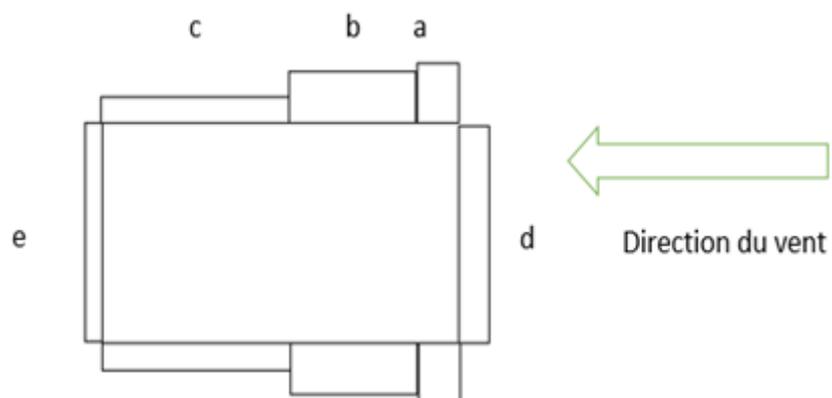


Figure II.12.Pressions du vent sur parois verticales(BD au vent(bloc2) : $C_d=0.9$).

Zone	C_{pe}	C_{pi}	$q_j(\text{daN/m}^2)$
A	-1	-0.020	-62
B	-0.8	-0.020	-49
C	-0.5	-0.020	-30
D	+0.8	-0.020	+52
E	-0.3	-0.020	-18

Tableau II.6. Pressions du vent sur parois verticales(DC au vent (bloc2) : $C_d=0.9$).

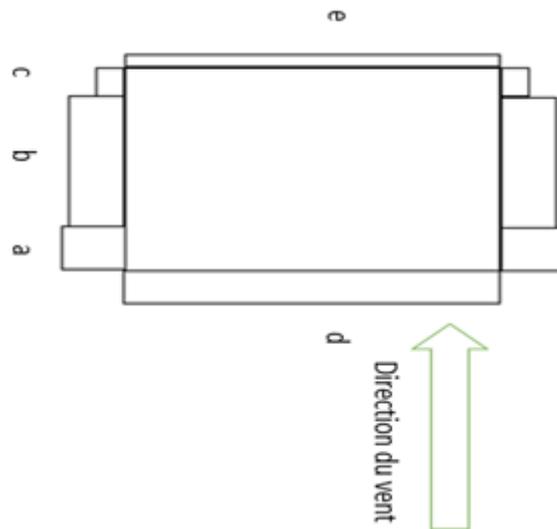


Figure II.13. Pressions du vent sur parois verticales(DC au vent (bloc2) : $C_d=0.9$).

II.2.3.13. Effet du vent sur la toiture

Le coefficient de forme des toitures, μ est tiré du R.N.V.99. L'effet du vent sur la toiture d'une construction a une influence sur la stabilité d'une structure légère. Le remplissage en maçonnerie et des planchers mixtes (acier-béton) a rendu la structure de notre projet, parking R+4+2SS+T, non-légère(Données de l'entreprise Batimetal) ^[11].Par conséquent, l'étude au vent sur la toiture est facultative dans notre cas.

L'effet d'action d'ensemble, R,dû à la résultante de la pression du vent et la force de frottement tend à déstabiliser l'ensemble de la structure soit par soulèvement soit par reversement. L'effet d'action est donné par :

$$R=\sum(q * S) + \sum F_{ft}$$

Avec :

$-F_{ft}$: force de frottement.

$-q$: pression du vent.

Cet effet est généralement présent pour les structures légères, ce qui n'est pas notre cas.

II.2.4. Charge de neige

L'objectif de cette étude est de définir les valeurs représentatives de la charge statique de la neige sur toute surface située au-dessus du sol et soumise à l'accumulation de la neige et notamment sur les toitures.

Notre structure est située à une altitude inférieure à 2000 m, alors le règlement RNV 99 version 2013 peut être appliqué. Pour calculer les charges de neige sur la toiture, on utilise :

$$S = \mu \cdot S_k \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

Avec :

- S_k : charge de la neige sur le sol, elle est en fonction de l'altitude du lieu considéré (par rapport au niveau de la mer) et de la zone de la neige (kN/m^2).

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

Ce projet est implanté aux Tagarins à Alger est classé en zone « B » selon la classification du règlement avec une altitude d'environ 250m.

D'où :

$$S_k = \frac{0.04 \cdot H + 10}{100} = \frac{1}{5} = 0.2 \text{ kN/m}^2.$$

Notre structure présente le type de toiture « plate » c'est-à-dire un versant avec $0 \leq \alpha \leq 30^\circ$, alors $\mu = 0.8$.

Finalement, la charge de neige est alors :

$$S = 0,8 \times 0,2 = 0,16 \text{ KN/m}^2 = 16 \text{ daN/m}^2$$

Le tableau suivant nous montre les coefficients de forme de toitures à un versant (RNV99)

(α) Angle du versant par rapport à l'horizontale (en°)	$0 \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ \leq \alpha \leq 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
Coefficient μ	0.8	$0.8 \left(\frac{60-\alpha}{30} \right)$	0.0

Tableau II.7. Coefficients de forme de toitures à un versant (R.N.V.99).

II.3. Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons évalué les charges permanentes et les surcharges d'exploitation ainsi que les charges climatiques. La charge permanente et les surcharges d'exploitation sont égales à : 470 daN/m^2 et 250 daN/m^2 , respectivement.

On procédera dans le chapitre suivant au pré-dimensionnement des éléments.

CHAPITRE III

Pré-dimensionnement des Eléments

III.1. Introduction

L'étude initiale a pour but de «pré-dimensionnement » les sections des différents éléments résistants de la structure. Le pré-dimensionnement est fait selon le règlement Algérienle C.C.M. 97

Les caractéristiques de notre construction (géométrie, matériaux), étant définies au premier chapitre, nous passons, dans celui-ci à une étude initiale des éléments porteurs de la structure, à savoir les poutres principales, les solives, les poteaux et le plancher.

Remarque : les calculs vont se faire que pour un seul bloc.

La méthodologie du travail dans ce chapitre est présentée par l'organigramme simplifié dans la figure III.1.

III.2. Pré-dimensionnement des solives

Les solives sont des poutrelles continues sur 15 appuis qui reposent sur les poutres principales et qui travaillent à la flexion simple. Dans la figure III.2, on présente les solives.

Les caractéristiques géométriques des solives sont :

- Nombre de solives est 12
- Longueur d'une travée égale 2.5m (toutes les travées sont égales).
- Nombre de travées pour la solive la plus défavorable est 10, (pour les solives les moins longues donnent un moment plus grand à mi- travée).
- L'entraxe des solives vaut $e_{solive}=1$ m(figure III.3)...

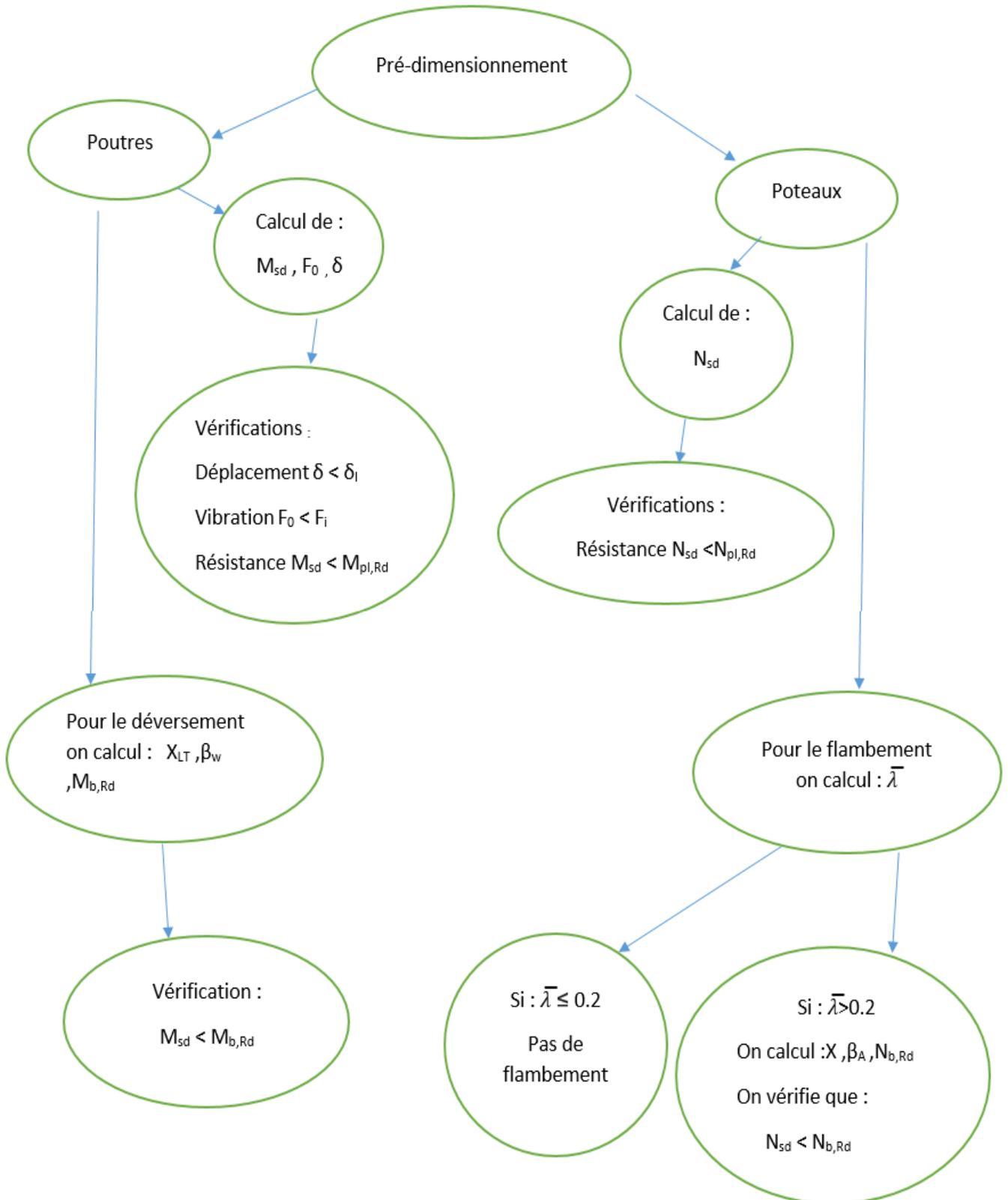


Figure III.1. Organigramme de pré-dimensionnement.

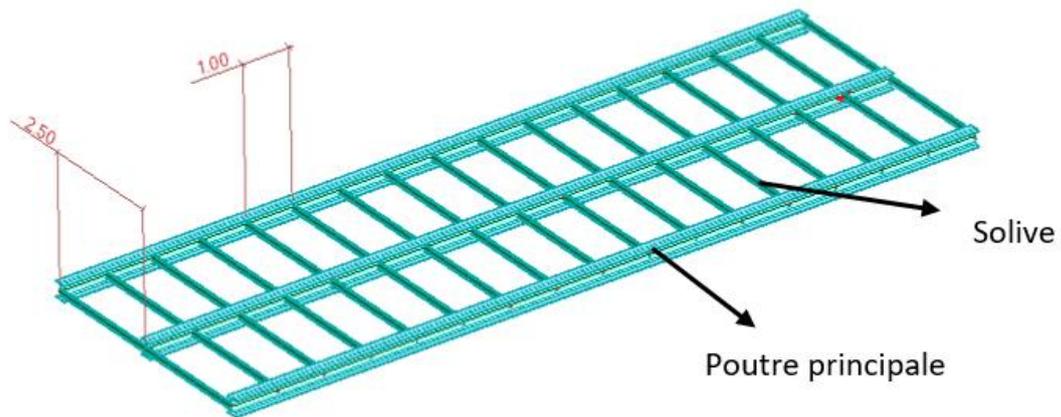


Figure III.2. Longueur et entraxe des solives (ROBOT).

La figure III.3 schématise la position des solives et les poutres principales pour toute la structure d'un seul bloc.

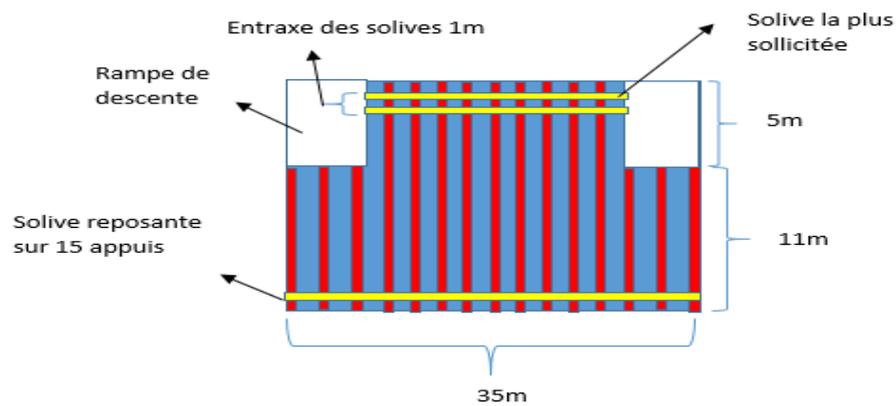


Figure III.3. Position des solives et les poutres principales pour un demi-étage.

Pour les vérifications aux conditions de flèche et résistance, la solive a été assimilée à une poutre continue simplement appuyée comme le montre la figure suivante.

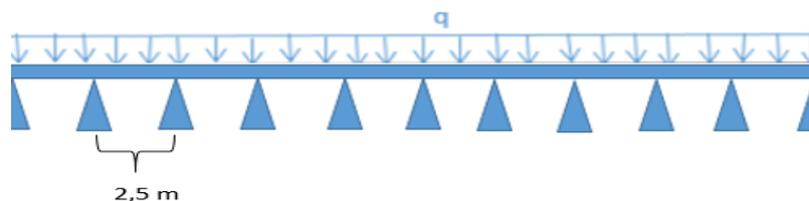


Figure III.4. Assimilation d'une solive à une poutre continue simplement appuyée.

III.2.1. Vérification de la condition de flèche des solives à (E.L.S)

La flèche d'une poutre sous une charge répartie est :

$$\delta = \frac{5ql^4}{384EI}$$

Avec :

$q=G+Q=470+250=720$ (daN/m²), (valeurs calculées dans le chapitre 2).

Si le profilé n'a pas subi une contre-flèche lors de l'usinage alors la condition sur la flèche sera :

$$\delta = \frac{5ql^4}{384EI} < \frac{l}{250}$$

On cherche la valeur de du moment d'inertie (I) :

$$I > \frac{5.250ql^3}{384E} = \frac{5*720*250*(2.5)^3}{384(21.10^9)} = 1,74.10^{-6}m^4 \rightarrow I > 174cm^4$$

Choix :

Un IPE140 avec un moment d'inertie: $I = 541 cm^4$

III.2.2. Flèche sous poids propre

Sachant que le poids propre du profilé est ($P_p=13kg/m$), on calcule à nouveau « q »

On trouve : $q'=720+13=733$ daN/m

Vérification de la flèche sous poids propre :

$$\delta = \frac{5q'l^4}{384EI} < \frac{l}{250}$$

Application numérique :

$$-\delta = \frac{5q'l^4}{384EI} = \frac{5*733*2.5^4}{384*541.10^{-8}*(21.10^9)} = 3,3.10^{-3} m = 3.4mm$$

$$-\frac{l}{250} = \frac{2.5}{250} = 0.01m = 10mm$$

Donc : $\delta = 3.4 mm < \frac{l}{250} = 10 mm$ condition vérifiée

III.2.3. Vérification aux vibrations

La fréquence propre de la poutre doit être :

$$F_0 = F_0 = \frac{\alpha}{2\pi L^2} * \left(\frac{EI}{m}\right)^{0.5} > F_i$$

Avec :

- F_i : fréquence limite $F_i=3Hz$ (notre plancher est destiné à des véhicules légers).

- α : coefficient de la fréquence du mode vibratoire.

$\alpha=9.869$ pour une poutre bi-appuyée dans le premier mode (mode qui nous donne le plus grand déplacement et les sollicitations dynamiques les plus défavorables (annexe 3).

- m : ($G+P_p$) par unité de longueur ($m=470+13=483$ daN/m)

D'où :

$$F_0 = \frac{9,869}{2*3,14*2,5^2} \left(\frac{541.10^{-8}*(21.10^{10})}{483}\right)^{0.5} = 12.1 Hz > 3Hz \text{ condition vérifiée}$$

Donc : le risque nuisance par vibration est écarté.

III.2.4. Vérification de la condition de résistance à (E.L.U)

Le profilé IPE140 (S275) peut être exploité dans le domaine plastique puisqu'il est classé en Classe1. La détermination de la classe de notre profilé se trouve en annexe 4.

III.2.4.1. Vérification au moment fléchissant

Le moment sollicitant doit être inférieur au moment résistant plastique :

$$M_{sd} < M_{pl,Rd} = W_{pl} \cdot \alpha_e$$

Avec :

- M_{sd} : moment sollicitant.

- $M_{pl,Rd}$: moment résistant plastique.

$W_{pl} = 2 \cdot S$ (où S : moment statique) ; pour notre profilé : $W_{pl} = 88.3 \text{ mm}^3$

$\alpha_e = f_y / \gamma_{M0}$

f_y : limite élastique de l'acier.

γ_{M0} : coefficient de sécurité.

D'où :

$$M_{pl,Rd} = 88300 \cdot \frac{275}{1.1} = 22075000 \text{ N.mm} = 2207.5 \text{ daN.m}$$

Pour calculer le moment appliqué dû à la charge uniformément répartie, on utilise les abaques de MACQUART (annexe 5). Ces derniers donnent les moments maximaux d'une poutre allant jusqu'à huit travées, leur application à notre poutre à dix travées va majorer les résultats des moments, cette majoration est estimée acceptable au regard d'un ingénieur^[3].

Selon l'abaque de MACQUART, le moment le plus défavorable est de :

$$M_{sd} = 0,846 M_0 = 0,846 \times q_{ELU} \times (L^2/8)$$

Avec :

- M_0 : moment d'une poutre à une seule travée.

- L : longueur de la travée.

q_{ELU} : charge uniformément répartie

soit : $q_{ELU} = 1.35 (G + Pp) + 1.5(Q) = 1.35(483) + 1.5(250) = 1027.05 \text{ daN/m}$

Application numérique:

$$M_0 = \frac{q l^2}{8} = \frac{1027.05 \cdot (2.5^2)}{8} = 802.38 \text{ daN.m} \rightarrow M_{sd} = 678.82 \text{ daN.m}$$

Donc : $M_{sd} < M_{pl,Rd}$ Condition de résistance vérifiée

III.2.4.2. Vérification au déversement

La poutre est simplement appuyée qui supporte une charge uniformément répartie d'une longueur L , elle doit être vérifiée au phénomène de déversement.

Il y a risque de déversement si l'élancement réduit :

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{(W_{pl,y}) f_y (\beta_w)}{M_{cr}}} > 0.4$$

Avec :

- $\beta_w = 1$, quad la section IPE100 est de classe 1 en flexion.
- $W_{pl,y}$: Moment plastique de la section.
- f_y : limite élastique
- Détermination du moment critique élastique (M_{cr}) :

$$M_{cr} = \frac{(C_1)\pi^2.E(I_z)}{(K.L)^2} \left(\sqrt{\left(\frac{K}{K_w}\right)^2 \left(\frac{I_w}{I_z}\right) + \frac{(K.L^2).G.I_t}{\pi^2.E.I_z}} + (C_2 \cdot z_g)^2 - (C_2 \cdot z_g) \right)$$

$Z_g = h/2$ (poutre est chargée sur la semelle supérieure).

$Z_j = 0$ (section doublement symétrique).

$K = 0.5$ (blocable de rotation au niveau des appuis).

$K_w = 0.5$ (empêchement de gauchissement au niveau des appuis).

Coefficients liés au chargement et aux conditions d'appuis :

$$C_1 = 1.132 \quad C_2 = 0.459 \quad C_3 = 0.525$$

D'où :

$$M_{cr} = 17.64 \text{ KN.m}$$

On calcule l'élançement réduit du déversement :

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{(W_{pl,y}) f_y (\beta_w)}{M_{cr}}} = 1.17$$

Donc : $\lambda_{LT} = 1.17 > 0.4$, il y a risque de déversement.

Pour vérifier si la poutre résiste au déversement, on doit vérifier :

$$M_{sd} < M_{b,rd} = (\chi_{LT}) (\beta_w) W_{pl,y} \frac{f_y}{\gamma_{m1}}$$

- $M_{b,rd}$: moment résistant ultime.

- M_{sd} : moment sollicitant (= 678.82 daN.m)

- β_w : coefficient dépend de la nuance de l'acier.

- χ_{LT} : coefficient de réduction.

La détermination χ_{LT} se fait comme à partir de la courbe de flambement ci-dessous. On a besoin du nom de courbe du profilé (notre cas est un profilé laminé donc courbe utilisée est courbe (a) et la valeur de l'élançement réduit).

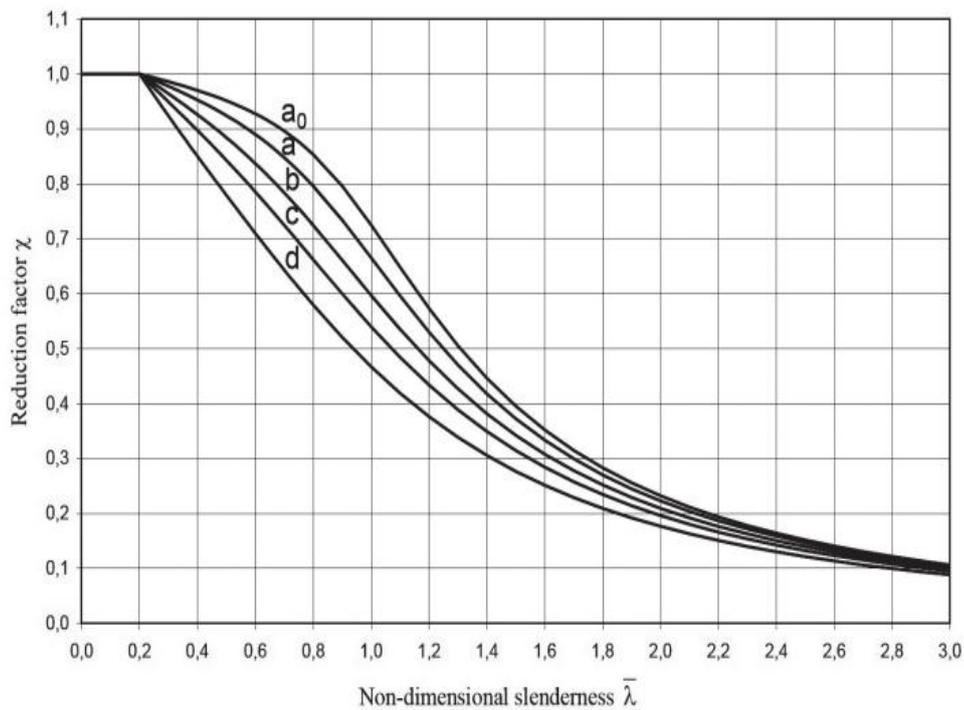


Figure III.5. Courbes de flambement (CCM97).

La valeur de χ_{LT} déterminée égale à 0.55.

Finalement, on a :

$$M_{sd} = 6788.2 \text{ N.m} < M_{b,rd} = (\chi_{LT}) (\beta_w) W_{pl,y} \frac{f_y}{\gamma_{m1}} = 12411.1 \text{ N.m}$$

Donc : la solive résiste au déversement.

Remarque : l'IPE120 ne résiste pas au déversement.

Le IPE140 répond parfaitement à toutes les conditions de résistance du règlement CCM97 (flèches, vibrations, contraintes de résistance, déversement).

Elément	Profilé	Longueur d'une travée (m)	Entraxe (m)	q (daN/m)	q_{Els} (daN/m)	Flèche (δ) (mm)	δ_{limite} (mm)
solive	IPE140	2.5	1	1027.05	733	3,45	10

Tableau III.1. Caractéristiques des Solives.

Type	G (kg/m)	H (mm)	b (mm)	t_w (mm)	t_f (mm)	r (mm)	A (mm ²)
IPE140	12.9	140	73	4.7	6.9	7	16.4

Tableau III.2. Caractéristiques des profilés (catalogue des profilés).

III.3. Pré dimensionnement des poutres principales

Les poutres porteuses sont des éléments structuraux qui permettent de supporter les charges des planchers via les solives, et les transmettre aux poteaux. Elles sont sollicitées principalement par un moment de flexion.

Les caractéristiques géométriques de la poutre principale sont :

- Nombre de poutre : 15
- Entraxe : 2.5m
- La poutre plus défavorable à une longueur $L=11$ m.

Charges appliquées sur la poutre principale sont:

La charge uniformément répartie «G+Q» passe par le calcul de P_{solive} et G' :

Avec :

- G : charge permanente, $G=470$ daN/m²
- Q : surcharge d'exploitation, $Q=250$ daN/m²
- P_{solive} : charge concentrée, $P_{solive}=13$ daN/m. P_{solive} doit être répartie sur la longueur de la poutre comme suit :

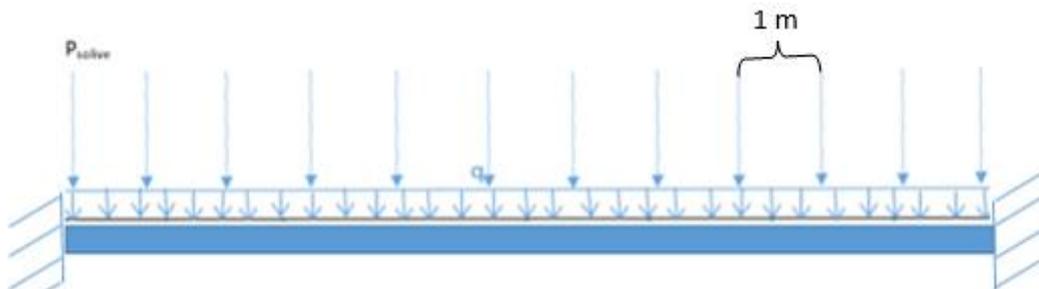


Figure III.6. Poutre principale bi-encastée

La répartition des charges P_{solive} se fait par la formule :

$$\frac{n \cdot P_{solive}}{(n - 1) \cdot e_{solive}}$$

Avec :

- n : nombre de solive.
- e_{solive} : entraxe des solives.
- $(n-1)$: nombre des entraxes des solives.

La valeur de P_{solive} est :

$$P_{solive} = \frac{12 \cdot 13}{(12 - 1) \cdot 1} = 14.18 \text{ daN/m}^2$$

D'où, la charge permanente G' :

$$G' = G + P_{solive} = 470 + 14.18 = 484.18 \text{ daN/m}^2$$

Calcul de la charge « q » à l'E.L.S :

$$q = G' + Q = 484.18 + 250 = 734.18 \text{ daN/m}^2$$

Chaque poutre principale lui revient une surface chargée de $e_p \times L_p$ telle que :

- e_p : Entraxe des poutres.
- L_p : Longueur d'une poutre principale.

Sachant que la poutre est traitée comme élément linéaire, d'où :

$$q=734.18 \times e_p = 734.18 \times 2.5 = 1835.45 \text{ daN/m}$$

III.3.1. Vérification de la condition de flèche des poutres à (E.L.S)

Pour choisir le profilé de la poutre, il faut trouver le moment d'inertie qui vérifie la condition de la flèche suivant :

$$\delta < \frac{l}{250}$$

Dans notre cas, la charge est répartie et la poutre bi-encastree alors, la flèche est donnée par:

$$\delta = \frac{ql^4}{384EI}$$

Application numérique :

$$\delta = \frac{ql^4}{384EI} = \delta = \frac{1835.45 \times 11^4}{384(21 \cdot 10^9)I} < \frac{11}{250}$$

Donc :

$$I > 7573.7 \text{ cm}^4$$

Choix : HEB280 avec $I = 19270 \text{ cm}^4$

Le profilé HEB280 est de classe 1 (donc on peut l'exploiter en domaine plastique).

III.3.2. Flèche sous poids propre

Il faut vérifier que :

$$\delta < \frac{l}{250}$$

$$\text{On trouve : } \delta = \frac{ql^4}{384EI} = \frac{1938.5(11)^4}{384(21 \cdot 10^9)19270(10)^{-8}} = 18.3 \text{ mm}$$

Avec :

- $q = 1835.45 + 103 = 1938.5 \text{ daN/m}$ (Le poids du profilé HEB280 est : 103 daN/m)

$$- \frac{l}{250} = \frac{11}{250} = 44 \text{ mm}$$

$$\text{Donc : } \delta = 18.3 \text{ mm} < \frac{l}{250} = 44 \text{ mm} \quad \text{condition vérifiée}$$

III.3.3. Vérification aux Vibrations

On doit vérifier la poutre au risque des vibrations en travaillant avec la formule de F_0 (CCM97):

$$F_0 = \frac{\alpha}{2\pi L^2} * \left(\frac{EI}{m}\right)^{0.5} > F_i = 3 \text{ Hz}$$

- m : charge permanente de la poutre G' + le poids propre de la poutre P_p

$$m = 484.18 * 2.5 + 103 = 1313.45 \text{ daN/m}$$

- α : coefficient de la fréquence du mode vibratoire.

$\alpha = 22.37$ (pour poutre bi-encastree).

On trouve :

$$F_0 = \frac{\alpha}{2\pi L^2} * \left(\frac{EI}{m}\right)^{0.5} = \frac{22.37}{2 * 3.14 * 11^2} * \left(\frac{21 \cdot 10^{10} (19270 * 10^{-8})}{1313.45}\right)^{0.5} = 5.2 \text{ Hz}$$

D'où :

$$F_0 > F_i = 3 H_z$$

Donc : le risque nuisance par vibration est écarté.

III.3.4. Vérification de la condition de résistance à (E.L.U)

La vérification au voilement n'est pas nécessaire car la classe de notre profilé HEB 280 (S275) est de classe 1.

III.3.4.1. Vérification au moment fléchissant (jusqu'à l'exploitation plastique)

La condition de résistance de vérification est la suivante :

$$M_{sd} < M_{pl,Rd} = W_{pl} \cdot \frac{f_y}{1.1}$$

Avec :

$$-W_{pl} : \text{moment plastique} = 1534000 \text{ mm}^3$$

$$-f_y : 275 \text{ MPa}$$

$$-M_{pl,Rd} = 153.4 \cdot \frac{275}{1.1} = 38350 \text{ daN.m}$$

$$-q_u = 1.35(2.5 \cdot 484.18 + 103) + 1.5(250 \cdot 2.5) = 2710.7 \text{ daN/m}$$

$$- \text{Le moment maximum à mi-travée} : M_{sd} = M_0 = \frac{q l^2}{12}$$

$$M_{sd} = M_0 = \frac{q l^2}{12} = \frac{2710.7(11)^2}{12} = 27333 \text{ daN.m}$$

On vérifie bien que :

$$M_{sd} = 27333 \text{ daN} < M_{pl,Rd} = 38350 \text{ daN.m} \text{ Condition vérifiée}$$

III.3.4.2. Vérification au déversement

La poutre est simplement appuyée qui supporte une charge uniformément répartie d'une longueur L. Elle doit être vérifiée au phénomène de déversement.

Il y a risque de déversement si l'élancement réduit :

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{(W_{pl,y}) f_y (\beta_w)}{M_{cr}}} > 0.4$$

Avec :

- $\beta_w = 1$, quand la section HEB280 est de classe 1 en flexion.
- $W_{pl,y}$: moment plastique de la section.
- f_y : limite élastique
- Détermination du moment critique élastique (M_{cr}) :

$$M_{cr} = \frac{(C_1) \pi^2 E (I_z)}{(K L)^2} \left(\sqrt{\left(\frac{K}{K_w} \right)^2 \left(\frac{I_w}{I_z} \right) + \frac{(K L)^2 G I_t}{\pi^2 E I_z}} + (C_2 \cdot Z_g)^2 - (C_2 \cdot Z_g) \right)$$

$Z_g = h/2$ (poutre est chargée sur la semelle supérieure).

$Z_j = 0$ (section doublement symétrique).

$K = 0.5$ (blocable de rotation au niveau des appuis).

$K_w = 0.5$ (empêchement de gauchissement au niveau des appuis).

Coefficients liés au chargement et aux conditions d'appuis :

$$C_1=0.712 \quad C_2=0.625 \quad C_3=1.070$$

D'où :

$$M_{cr}=26.23\text{MN.m}$$

On calcule l'élançement réduit du déversement :

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{(W_{pl,y})f_y(\beta_w)}{M_{cr}}} = 0.26$$

Donc : $\lambda_{LT} = 0.26 < 0.4$, il n'y a pas risque de déversement.

Finalement, le profilé HEB280 a vérifié toutes les conditions prescrites par le règlement CCM97.

Dans les deux tableaux suivant on résume les propriétés et les caractéristiques géométriques du profilé HEB280.

Élément	Profilé	Longueur (m)	Entraxe (m)	q_{ELU} (daN/m)	q_{Els} (daN/m)	Flèche(δ) (mm)	δ_{limite} (mm)
poutre	HEB280	11	2.5	2710.7	1938.5	43.7	64

Tableau III.3. Caractéristiques des poutres principales.

Type	G(kg/m)	H(mm)	b(mm)	t_w (mm)	t_f (mm)	r(mm)	A(mm ²)
HEB280	103	280	280	10.5	18	24	131.4

Tableau III.4. Caractéristiques géométriques du profilé HEB280.

III.4. Etude initiale des poteaux

La descente de charge a été faite pour le poteau le plus sollicité, en considérant toutes les charges permanentes et surcharges d'exploitation. Les caractéristiques de ce poteau sont :

-La hauteur des poteaux est $h = 2.8$ m.

-La surface : Le poteau le plus sollicité a une surface d'influence $S = 20$ m². (Figure suivante)

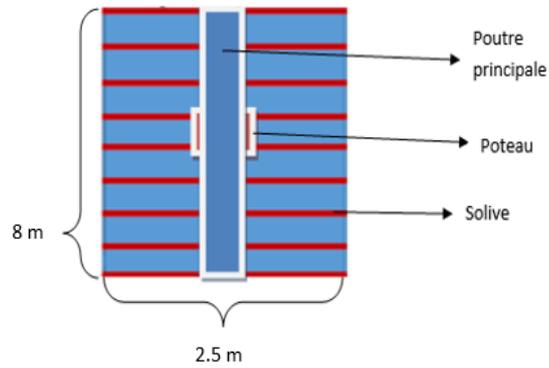


Figure III.7. Surface d'influence du poteau

Les charges appliquées sur le poteau sont données dans le tableau suivant :

Charges		Valeurs (daN)
Charge permanente	G-Plancher	9400
	G-Poutre	1133
	G-Solive	232
Surcharge d'exploitation	Q	5000

Tableau III.5. Charges appliquées sur le poteau.

Nous montrons dans la figure suivante une vue en élévation du poteau central:

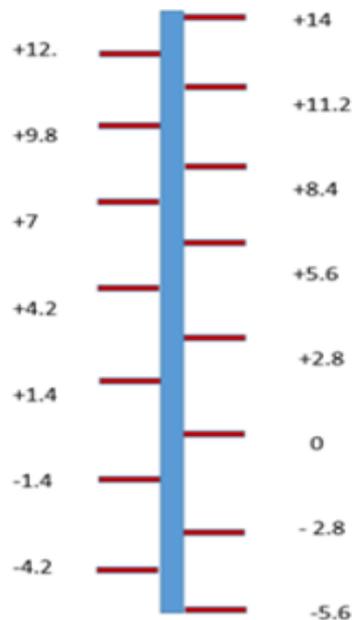


Figure III.8. Vue en élévation du poteau central.

▪ **Calcul de l'effort sollicitant sans poids propre (N_{sd})**

Le calcul de l'effort sollicitant est pour déterminer la surface résistante à cet effort puis pour choisir le profilé HEB nécessaire.

L'effort sollicitant pour tous les niveaux(7 niveaux) de la structure vaut :

$$N_{sd} = 1,35G + 1,5Q = 7*(1.35*(9400+1133+232) + 1.5*(5000)) = 154229.6 \text{ daN}$$

▪ **Surface résistante de l'effort sollicitant :**

Il faut vérifier que :

$$N_{sd} < N_{pl,Rd} = A \cdot \alpha_e$$

Avec :

$$-\alpha_e = f_e / \gamma_{m0} = 250 \text{ MPa}$$

$$-\gamma_{m0} = 1.1$$

$$-N_{sd} < A \cdot \alpha_e \quad \text{alors : } A > 61,6 \cdot 10^2 \text{ mm}^2$$

Choix du profilé du poteau (Catalogue : ArceloMittal)^[1]

$$\text{HEB240 avec une surface : } A = 106 \cdot 10^2 \text{ mm}^2$$

III.4.1. Calcul et vérification de l'effort normal sous poids propre

Le poids propre des poteaux au-dessus du poteau le plus sollicité :

$$P_p = 19.6(\text{m}) * 83,2 \text{ (daN/m)} = 1630.7 \text{ daN}$$

$$N_{sd} \text{ devient : } N'_{sd} = 1.35(P_p) + N_{sd} = 155860.3 \text{ daN}$$

La vérification de l'effort normal sous poids propre doit vérifier :

$$N'_{sd} < N_{pl,Rd} = A \cdot \alpha_e$$

Avec :

$$-N_{pl,Rd} : \text{effort normal résistant tel que } N_{pl,Rd} = A \cdot \alpha_e = 26500 \cdot 10^5$$

$$-N'_{sd} : \text{effort sollicitant sous poids propre}$$

D'où :

$$N'_{sd} < N_{pl,Rd} \text{ condition vérifiée}$$

III.4.2. Calcul de l'effort résistant avec flambement

La formule de vérification du phénomène d'instabilité le flambement passe par la vérification de l'élanement réduit $\bar{\lambda}$ est :

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} (\beta_A)^{0.5} < 0.2$$

Le calcul du flambement se fait suivant les deux directions y-y (dont l'inertie plus forte) et z-z (dont l'inertie plus faible).

Les données suivantes ont été utilisées pour la vérification au flambement du poteau.

$$- \beta_A = 1 \text{ (Le profilé HEB240 est de classe 1)}$$

$$- \epsilon = 0.92$$

- Le rapport L_f/L On travaille avec un repère local :

Le rapport L_f/L est calculé par la formule suivante :

$$\frac{L_f}{L} = \frac{1 + 0.145(\eta_1 + \eta_2) - 0.265(\eta_1)(\eta_2)}{2 - 0.364(\eta_1 + \eta_2) - 0.247(\eta_1)(\eta_2)}$$

Tel que :

η_1 et η_2 ce sont les facteurs de distributions de rigidités.

- η_1 : pour le nœud 1 (pied du poteau)

- η_2 : pour le nœud 2 (tête du poteau)

Pour des nœuds fixes et encastrés $\eta_1 = \eta_2 = 0$.

Finalement, les valeurs de l'élanement réduit $\bar{\lambda}$ dans les deux directions a été calculé dans le tableau suivant :

	(y-y) :	(z-z) :
Longueur de flambement	$L_f = \frac{L}{2} = 1.4\text{m}(\text{encast-encast})$	$L_f = \frac{L}{2} = 1.4\text{m}(\text{encast-encast})$
Élanement	$\lambda = 13.6$	$\lambda = 2.3$
Élanement critique	$\lambda_1 = 93,3. \varepsilon = 85.8$	$\lambda_1 = 93,3. \varepsilon = 85.8$
Élanement réduit	$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} (\beta_A)^{0.5} = 0.16 < 0.2$	$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} (\beta_A)^{0.5} = 0.026 < 0.2$

Tableau III.6. Récapitulatif du calcul de flambement.

On conclut qu'il n'y a pas de risque de flambement dans les deux directions (y-y) et (z-z)

Le HEB240 répond à tous les critères de résistance et de stabilité.

Les propriétés géométriques sont données dans les deux tableaux suivants :

Type	G(kg/m)	H(mm)	b(mm)	t_w (mm)	t_f (mm)	r(mm)	A(mm ²)
HEB240	83.2	240	240	10	17	21	106

Tableau III.7. Caractéristiques géométriques du profilé HEB240.

Élément	Profilé	Longueur (m)	Entraxe (m)	q_{ELU} (daN)	q_{ELS} (daN)
poutre	HEB240	2.8	2.5	155860.3	77485.7

Tableau III.8. Caractéristiques du profilé HEB240.

III.5.Conclusion

Ce chapitre nous a permis de déterminer, initialement les sections des éléments de la structure, afin de pouvoir modéliser la structure avec des profilés proches des sections résistantes. Cette étude nous a aussi permis la vérification des poutres principales, solives et poteaux sous chargement statique seul. Le chapitre suivant traitera le dimensionnement du plancher collaborant.

Mais la vérification des éléments métalliques avec la descente de charge seul n'est pas suffisante pour le dimensionnement final, c'est pour cela qu'on entamera les calculs sismiques prochainement.

CHAPITRE IV
Étude du Plancher

IV.1. Introduction

Le plancher mixte est un système porteur jouant le rôle de diaphragme, formé par les solives, la tôle nervurée et la dalle en béton armé coulé au-dessus. Le béton remplit la fonction de membrure supérieure comprimée et la tôle sert de coffrage au béton.

Un léger treillis d'armatures dans la dalle est destiné à limiter la fissuration du béton. Lorsque la dalle est liée à la poutre principale par des connecteurs, l'ensemble constitue un plancher mixte acier-béton. Ce système est très économique (faibles sections, gain de temps, bon coupe-feu).

La méthodologie du travail dans ce chapitre est présentée par l'organigramme simplifié dans la figure IV.1.

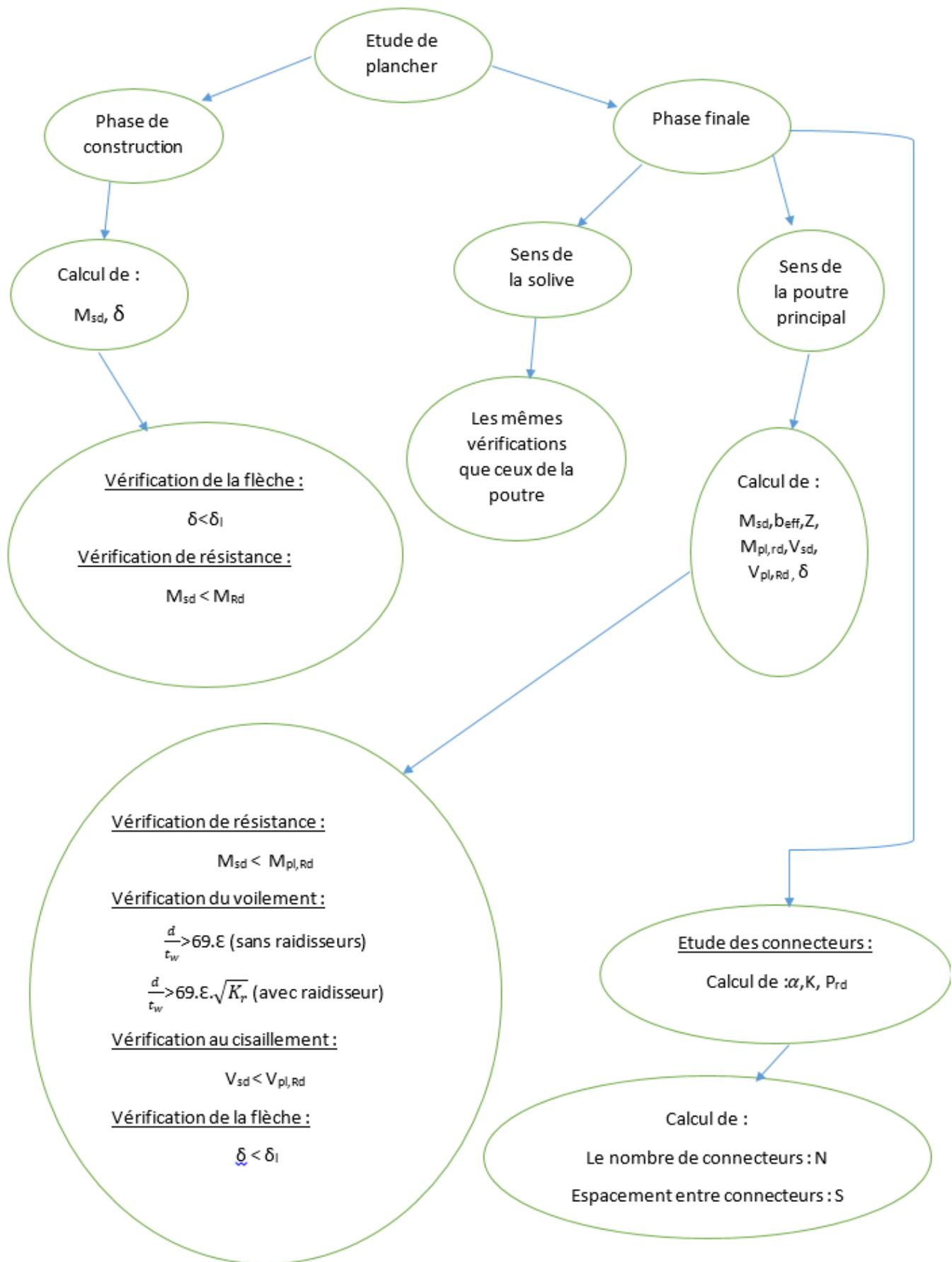


Figure IV.1. Organigramme de dimensionnement du plancher.

IV.2. Dimensionnement de la dalle mixte

Une vue éclatée du plancher est montrée dans la figure IV.2.

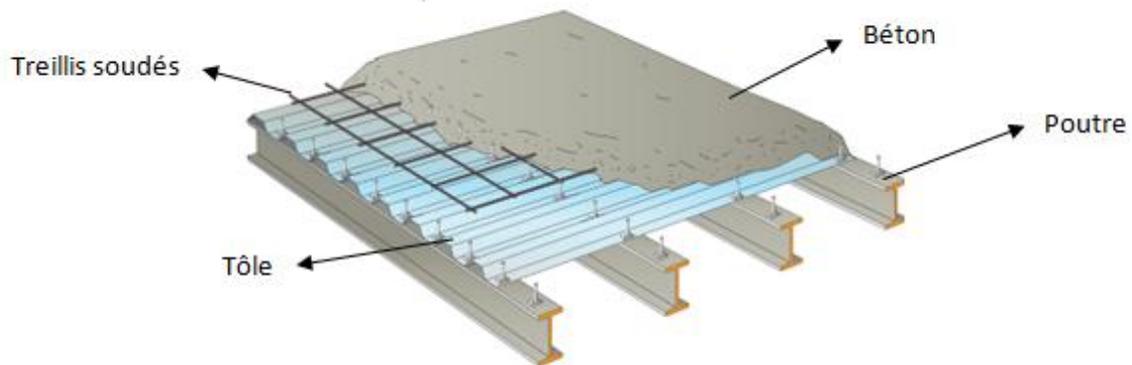


Figure IV.2. Vue éclatée d'un plancher.

Pour l'étude du plancher collaborant, les calculs de la dalle se font en deux phases :

IV.2.1. Phase de construction

La phase de construction consiste à la vérification de la tôle profilée lors du bétonnage.

- Vérification de la flèche lors du bétonnage.
- Vérification du moment résistant lors du bétonnage.

IV.2.2. Phase finale

La phase finale consiste à la vérification de la dalle mixte après durcissement du béton.

- Vérification du moment résistant de la dalle mixte.
- Vérification du voilement de l'âme de la solive.
- Vérification du cisaillement de l'âme de la solive.
- Vérification de la flèche de la dalle mixte.

Remarque : les mêmes vérifications seront faites pour le système (dalle + poutre principale).

IV.2.3. Phase de construction

Avant durcissement, le plancher est soumis aux charges permanentes dues au poids propre de la tôle et du béton et à la charge d'exploitation des ouvriers.

La tôle profilée en acier utilisée comme coffrage doit être vérifiée vis-à-vis à la déformée de sa flèche et à la flexion.

Les données de chargement sont :

La surcharge de chantier (ouvrier et matériel).....	150 daN/m ² (DTR)
Poids propre tôle nervurée TN35.....	10 daN/m ²
Poids propre de béton $h_c=14\text{cm}$	350 daN/m ²

Les dimensions de tôle nervurée sont représentées dans la figure suivante :

- Vérification du voilement de lame de la solive.

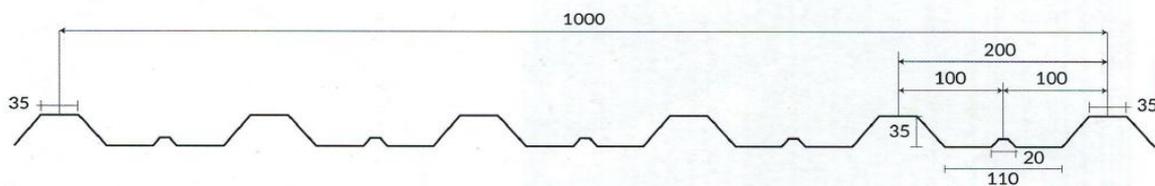


Figure IV.3. Dimensions de la tôle nervurée.

Les caractéristiques de la tôle TN35 sont tirées à partir de la fiche technique :

- Inertie efficace : $I_{\text{eff}}=17,58 \text{ cm}^4/\text{ml}$
- Moment plastique : $3,69 \text{ KN.m /ml}$
- Section : $1183 \text{ mm}^2/\text{ml}$

A. Vérification de la flèche :

On doit vérifier que la flèche :

$$\delta = 0.49 * \frac{5ql^4}{384EI} \leq \frac{l}{180}$$

- Flèche donnée par Fiche technique de la tôle $\frac{l}{180} = \frac{1000}{180} = 5.56 \text{ mm}$

- $q=G+Q=(10+350)+150=510 \text{ daN/ml}$

On obtient :

$$\delta = 0.49 * \frac{5ql^4}{384EI} = 0.49 * \frac{5 * 510 * 1^4}{384 * 1,758 * 10^{-7} * (21 * 10^9)} = 1.79 \text{ mm}$$

Donc : $\delta = 0.49 * \frac{5ql^4}{384EI} = 1.79 \text{ mm} \leq \frac{l}{180} = 5.56 \text{ mm}$ condition vérifiée

B. Vérification à la flexion :

On doit vérifier que :

$$M_{\text{Sd}} \leq M_{\text{Rd}}$$

Avec :

- M_{Sd} : moment sollicitant à la flexion.

M_{Rd} : moment résistant à la flexion.

$q = 1,35 * (10 + 350) + 1,5 * 150 = 711 \text{ daN/m}$ (ELU)

Le moment en travée est égal à $0.846M_0$, voir annexe 5:

- $M_{\text{Sd}} = 0.846 * \frac{ql^2}{8} = 75.2 \text{ daN.m}$ avec $l=1 \text{ m}$ (largeur efficace)

- $M_{\text{Rd}} = 369 \text{ daN.m}$ (fournie dans la fiche technique)

Donc : $M_{\text{Sd}} < M_{\text{Rd}}$ condition vérifiée

IV.2.4. Phase finale

En considérant la section mixte, on remarque que la résistance et la capacité portante augmentent et la flèche diminue. De ce fait on a diminué la section de la solive et opté pour la section mixte d'un IPE 100 solidaire à la dalle en béton armé, de portée de 2.5m espacée de 1m.

IV.2.4.1. Vérification de la section mixte (Dalle + solive)

La vérification du moment résistant passe par la détermination de plusieurs paramètres afin d'arriver à cette vérification.

IV.2.4.1.1. La largeur efficace

La largeur efficace pour les efforts internes est utilisée pour l'intégration des contraintes de la plaque lors de la sortie des efforts internes dans la nervure.

Dans la figure ci-dessous, on représente un schéma détaillé de la largeur b_{eff} :

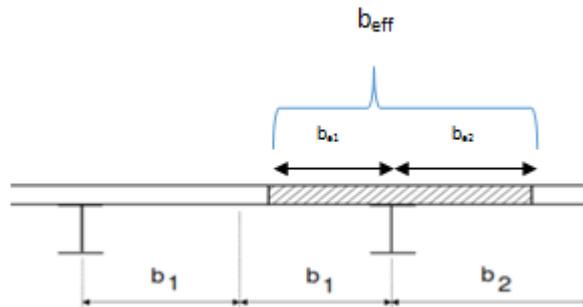


Figure IV.4. Largeur b_{eff}

L'expression de la largeur efficace de la dalle est donnée par :

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

Avec :

- $b_{ei} = \min(L_0/8 ; b_i)$
- L_0 : portée de la poutre ($L_0 = 2.5\text{m}$)
- b_1 : moitié de l'entraxe droit.
- b_2 : moitié de l'entraxe gauche.
- $b_1 = b_2 = 0,5\text{m}$
- $b_{e1} = b_{e2} = \min(0.31 ; 0.5) = 0,31$

D'où :

$$b_{eff} = 2 \times 0.31 = 0.62\text{m}$$

IV.2.4.1.2. Position de l'axe neutre

La position de l'axe neutre est déterminée en s'appuyant sur le diagramme des contraintes suivant :

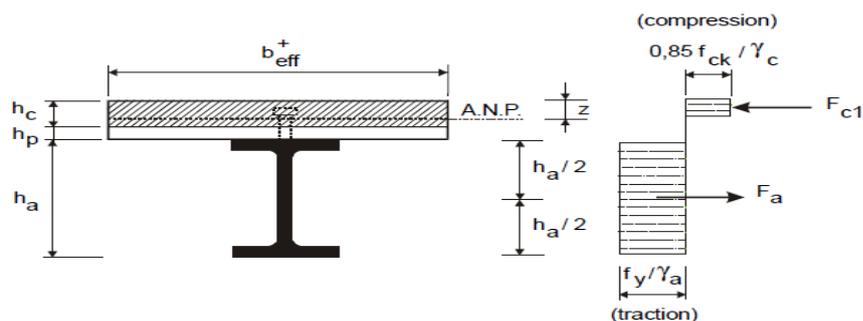


Figure IV.5. Position de l'axe neutre

D'abord, on cherche la position de l'axe neutre par la procédure suivante :

$$F_a = A_a \left(\frac{f_y}{\gamma_m} \right)$$

$$F_c = b_{\text{eff}} \times h_c (0,85 \times f_{c28} / \gamma_c)$$

Tel que :

F_a et F_c sont les résistances plastiques des profilés en traction et de la dalle en compression, respectivement.

- $h_c = 140$ mm (épaisseur de la dalle).

- $\gamma_c = 1,5$ (facteur de sécurité du béton).

- $f_{c28} = 25$ MPa (résistance à la compression du béton a 28 jours).

- $\gamma_m = 1,1$ (coefficient de sécurité de l'acier).

- $f_y = 275$ MPa (la limite élastique de l'acier).

- $A_a = 1030$ mm² (section de profilé IPE100).

Application numérique :

$$F_a = 1030 \left(\frac{275}{1,1} \right) = 25750 \text{ daN}$$

$$F_c = 0,62 \times 0,14 (0,85 \times 25) / (1,5) = 122908,8 \text{ daN}$$

On trouve que : $F_a < F_c \rightarrow$ l'axe neutre se situe dans la dalle

La côte Z de l'axe neutre plastique (A.N.P) est donnée par formule suivante :

$$Z = \frac{F_a}{b_{\text{eff}} (0,85) (f_{c28} / \gamma_c)} < h_c$$

On trouve que :

$$Z = \frac{257500}{620 (0,85) (25 / 1,5)} = 29,32 \text{ mm} < h_c = 140 \text{ mm}$$

IV.2.4.1.3. Vérification du moment plastique

La condition de vérification du Moment plastique est donnée par :

$$M_{sd} < M_{pl,Rd}$$

Avec :

-moment plastique résistant est donné par :

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

- $h_a = 100$ mm, la hauteur de profilé IPE100.

- $h_p = 35$ mm, la hauteur des nervures.

- $h_c = 140$ mm, l'épaisseur de la dalle en béton.

Application numérique :

$$M_{pl,Rd} = 0,2575 (0,05 + 0,14 + 0,035 - 0,0147) = 0,05415 \text{ MN.m} = 5415 \text{ daN.m}$$

Le moment sollicitant la solive considérée comme une seule travée, est calculé par :

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

Avec :

- $q_u = 1,35G + 1,5Q$ (E.L.U)

Charges (G):

- G (solives) = 8.1 daN/ml

-G (étage) = 470(0.62) = 291.4 daN/ml → G = G (solive) + G (étage) = 299.5 daN/ml

Surcharge (Q) :

Q=250(0.62) =155 daN/ml

Ce qui nous donne : $q_u = 1.35 (299.5) + 1.5(155) = 636.83$ daN/m

D'où :

$$M_{sd} = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = \frac{(636.83) \cdot (2.5)^2}{8} = 497.52 \text{ daN.m}$$

Finalement :

$$M_{sd} < M_{pl,Rd} \text{ condition de résistance vérifiée}$$

IV.2.4.1.4. Vérification du voilement de l'âme

Pour la condition de non-voilement par cisaillement : âme non raidie, on doit vérifier :

$$\frac{d}{t_w} < 69 \cdot \varepsilon$$

$\varepsilon = 0,92$ car la nuance est S275 MPa

$$\frac{d}{t_w} = 18.2 < 69 \cdot \varepsilon = 63,48 \text{ condition vérifiée}$$

→ l'âme résiste bien au voilement

IV.2.4.1.5. Vérification de cisaillement

L'effort de cisaillement doit être inférieur à la résistance plastique au cisaillement :

$$V_{sd} = \frac{q_u \cdot l}{2} < V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\gamma_{m0} (3)^{0.5}}$$

Avec :

- A_v : surface cisailée.

- f_y : limite élastique.

- γ_{m0} : Coefficient de sécurité.

$$A_v = A - 2b(t_f) + (t_w + 2r)t_f = 1030 - 110(5.7) + (4.1 + 2 \cdot 7)5.7 = 506.17 \text{ mm}^2$$

$$V_{sd} = \frac{636,83(2.5)}{2} = 796.04 \text{ daN}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{506.17 \cdot 275}{1,1 \cdot 3^{0.5}} = 73059.35 \text{ N} = 7305.93 \text{ daN}$$

Donc : $V_{sd} < V_{pl,Rd}$ Condition vérifiée

Remarque : Puisque $V_{sd} < (0.5) V_{pl,Rd}$ donc il n'y a pas d'incidence de l'effort tranchant sur le moment fléchissant.

IV.2.4.1.6. Vérification de la condition de flèche

On doit vérifier que :

$$\delta = \frac{5q_s l^4}{384EI_h} < \frac{l}{250} = 10\text{mm}$$

Avec :

$$I_h = I_a + A_a(h_a - Z)^2 + \left(\frac{b_{eff} \cdot h_c}{n}\right) \left(\frac{h_c^2}{12} + \left(Z - \frac{h_c}{2}\right)^2\right)$$

-Z : position de l'axe neutre.

- b_{eff} : largeur efficace.

- I_h : moment d'inertie de la section composée.

- I_a : moment d'inertie de la poutre ($I_a = I_y$)

-n : coefficient d'équivalence $n = \frac{E_a}{E_{c'}}$

- E_a : module d'élasticité de l'acier de construction ($E_a = 210000$ MPa)

- $E_{c'}$: module d'équivalence du béton avec $E_{c'} = \frac{E_{cm}}{2}$

- E_{cm} : module de Young du béton avec $E_{cm} = 30500$ MPa Pour un béton de classe C25/30.

On trouve : $n = \frac{210000}{\left(\frac{30500}{2}\right)} = 13.77$

Soit :

$$I_h = 171.10^4 + 1030(100 - 29.32)^2 + \left(\frac{620 \cdot 140}{13.77}\right) \left(\frac{140^2}{12} + \left(29.32 - \frac{140}{2}\right)^2\right)$$

Donc :

$$I_h = 27,6.10^6 \text{ mm}^4$$

A l'état limite de service (E.L.S) : $q_s = Q + G = 299.5 + 155 = 454.5$ daN/m

Application numérique :

$$\delta = \frac{5 \cdot 454.5 \cdot 2.5^4}{384(21.10^9)27,6.10^{-6}} = 3,98.10^{-4} \text{ m} = 0.398 \text{ mm}$$

D'où : $\delta = 0.398 \text{ mm} < \frac{l}{250} = 10 \text{ mm}$ condition de confort vérifiée

IV.2.4.1.7. Etude des connecteurs

Les connecteurs sont utilisés pour renforcer le comportement mixte entre la poutre en acier et le béton. La connexion est essentiellement prévue pour résister au cisaillement horizontal et est appelée connexion au cisaillement .^[6]

Avec cette interaction les deux éléments (acier, béton) travaillent comme une section homogène. Deux types de connecteurs principaux sont disponibles, les goujons soudés et les connecteurs cloués.

Le goujon soudé, voir la figure suivante, est le plus usuel des connecteurs de cisaillements. Il peut être soudé sur la semelle supérieure de manière semi-automatique soit directement à l'atelier, soit à travers les tôles sur chantier.

Les caractéristiques du goujon sont les suivantes : $d = 16$ mm ; $h_c = 80$ mm ; $f_y = 275$ MPa ; $f_u = 430$ MPa

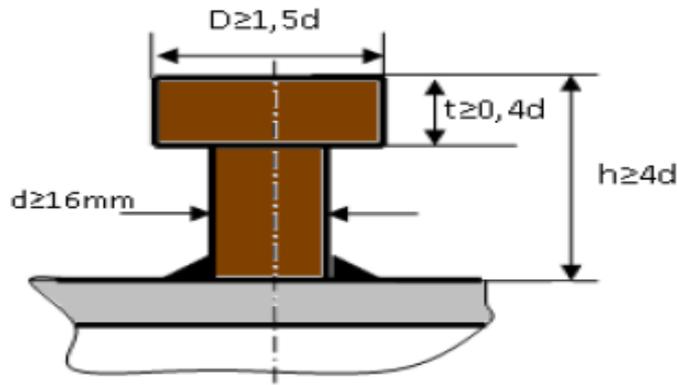


Figure IV.6. Goujon à tête soudée.

IV.2.4.1.8. Résistance du connecteur isolé

La résistance du goujon en cisaillement est déterminée par la formule suivante :

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

Avec :

- γ_v : coefficient partiel de sécurité pour les connecteurs pris égal à 1,25.
- d : diamètre de la tige du goujon.
- f_u : résistance ultime en traction de l'acier du goujon égale à 430 MPa.
- E_{cm} : valeur du module d'élasticité sécant du béton égale à 30500 MPa.
- f_{ck} : résistance caractéristique du béton égale à 25 MPa.
- α : facteur correctif est donnée par la formule suivante :

$$\alpha = \begin{cases} 0,2 * \left(\frac{h}{d} + 1\right) & \text{pour } 3 < \frac{h}{d} < 4 \\ 1 & \text{pour } \frac{h}{d} \geq 4 \end{cases}$$

Pour notre cas, $\alpha = 1$ car $\frac{h}{d} = \frac{80}{16} = 5 > 4$

- k : Facteur de réduction pour tenir compte de la présence des nervures, les solives sont perpendiculaires aux nervures de la tôle profilée. Il est calculé comme suit :

$$k = \begin{cases} 0,6 * \frac{b_0}{h_p} (h_c/h_p - 1) < 1 & \text{(si les nervures sont parallèles au cisaillement)} \\ \frac{0,7}{\sqrt{N_r}} * \frac{b_0}{h_p} (h_c/h_p - 1) < k_{t,max} & \text{(si les nervures sont perpendiculaires au cisaillement)} \end{cases}$$

Avec :

- N_r : nombre de goujon par nervure est pris égale à 1.
 - h_c : hauteur du goujon = 80 mm
 - h_p : hauteur de la nervure = 35 mm
 - b_0 : largeur moyenne de la nervure = 103,5 mm (nervure perpendiculaire au cisaillement)
- Les nervures sont perpendiculaires à l'effort de cisaillement, donc $k_{t,max}$ est une borne supérieure pour le facteur K , et elle égale à : 0,85 (selon le tableau suivant).

Nombre de goujons par nervure	Epaisseur de la plaque (mm)	Goujon d'un diamètre n'excédant pas 20 mm et soudé à travers la plaque nervurée en acier	Plaque nervurée avec trous et goujons d'un diamètre de 19 mm ou de 22 mm
$n_r = 1$	≤ 1	0.85	0.7
	> 1	1.00	0.7
$n_r = 2$	≤ 1	0.70	0.6
	> 1	0.80	0.6

Tableau IV.1. Nombre de goujons par nervure.

Donc :

$$k = \frac{0.7}{1} * \frac{103.5}{35} * \left(\frac{80}{35} - 1 \right) = 2,66 \quad \text{donc on prend } k=0,85$$

Finalement, la résistance du goujon en cisaillement est :

$$P_{rd} = \min \left(\frac{0.8 * 0.85 * 430 * \left(\frac{\pi 16^2}{4} \right)}{1.25} = 47032,406 \text{ N} ; \frac{0,29 * 0.85 * 1 * 16^2 * \sqrt{25 * 30500}}{1.25} = 44082,56 \text{ N} \right)$$

Donc : $P_{rd} = 4408,256 \text{ daN}$

Les dimensions de la tôle profilée et connecteur sont présentes dans figure IV.7 :

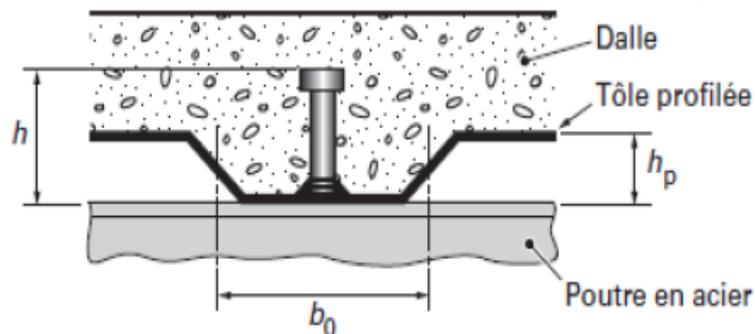


Figure IV.7. Dimension de la tôle profilée et connecteur.

IV.2.4.1.9. Nombre de connecteurs

Le nombre de connecteurs est déterminé en utilisant cette formule :

$$N = \frac{V_l}{P_{rd}}$$

-N : nombre de connecteurs.

- V_l : effort de cisaillement longitudinal.

- $V_l = \min (F_a ; F_c) = \min (25750 ; 122908.8) = 25750 \text{ daN}$

- P_{rd} : résistance de calcul en cisaillement d'un connecteur.

Application numérique :

$$N = \frac{25750}{4408,256} = 5.8$$

Choix :

On prend 6 goujons par travée de solive.

IV.2.4.1.10. Espacement des connecteurs

L'espacement des connecteurs est calculé par :

$$S = \frac{l}{N-1}$$

$$\text{Soit : } S = \frac{l}{N-1} = \frac{2.5}{5} = 0.5\text{m}$$

L'espacement entre deux goujons égale à 50 cm. Les espacements entre deux connecteurs sont montrés dans la figure suivante :

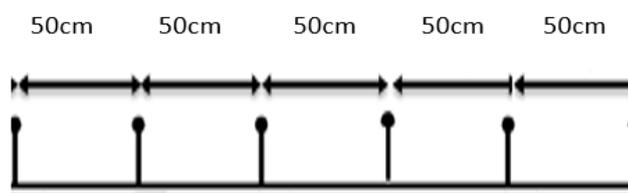


Figure IV.8. Espacement entre deux connecteurs.

IV.2.4.2. Vérification de la section mixte (Dalle + poutre principale)

On a diminué la section et opté pour un HEB 260 comme poutre principale du plancher avec une portée de 11m.

IV.2.4.2.1. Largeur efficace

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

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

Avec :

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

- L_0 : Portée de la poutre ($L_0 = 11\text{m}$)

- b_1 : Moitié de l'entraxe droit.

- b_2 : Moitié de l'entraxe gauche.

$$-b_1 = b_2 = 1.25\text{m}$$

$$b_{e1} = b_{e2} = \min (1.38 ; 1.25) = 1.25$$

Donc :

$$b_{\text{eff}} = 2 \times 1.25 = 2.5$$

La largeur b_{eff} représentée dans la figure ci-dessous :

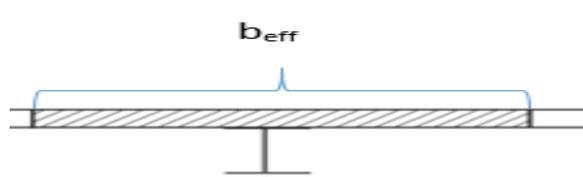


Figure IV.9. Largeur b_{eff} .

IV.2.4.2.2. Position de l'axe neutre

Premièrement, on cherche dans quelle partie se situe l'axe neutre dans la dalle ou le profilé.

L'axe neutre passe par la dalle si :

$$F_a < F_c$$

Avec :

$$-F_a = A_a \left(\frac{f_y}{\gamma_m} \right)$$

$$-F_c = b_{\text{eff}} \times h_c (0,85 \times f_{c28} / \gamma_c)$$

On désigne respectivement par F_a et F_c les résistances plastiques des profilés en traction et de la dalle en compression.

Avec :

- $h_a=100$ mm, la hauteur de profilé HEB260.

- $h_p=35$ mm, la hauteur des nervures.

- $h_c=140$ mm, l'épaisseur de la dalle en béton.

- $h_c=140$ mm, (épaisseur de la dalle).

- $\gamma_c = 1,5$ (facteur de sécurité du béton).

- $f_{c28}=25$ MPa (résistances à la compression du béton a 28 jours).

- $\gamma_m = 1,1$ (coefficient de sécurité de l'acier).

- $f_y = 275$ MPa (limite élastique de l'acier).

- $A_a=11840$ mm² (section de profilé IPE100).

$$F_a = 11840 \left(\frac{275}{1.1} \right) = 296000 \text{ daN} \quad \text{et} \quad F_c = 2.5 \times 0,14 \cdot 10^5 (0,85 \times 25) / (1.5) = 495600 \text{ daN}$$

On a : $F_a < F_c$

Donc, l'axe neutre se situe dans la dalle.

La côte Z de l'axe neutre plastique (A.N.P) est illustrée dans figure suivante et donnée par l'équation :

$$Z = \frac{F_a}{b_{\text{eff}} (0,85) (f_{c28} / \gamma_c)}$$

D'où :

$$Z = \frac{F_a}{b_{\text{eff}} (0,85) (f_{c28} / \gamma_c)} = \frac{2960000}{2500 (0,85) (25 / 1,5)} = 83,62 \text{ mm} < h_c = 140 \text{ mm}$$

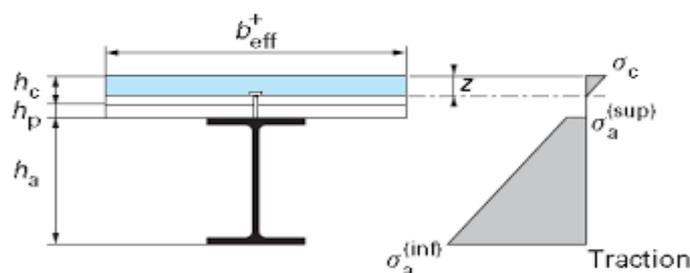


Figure IV.10. Position de l'axe neutre.

IV.2.4.2.3 Vérification du moment plastique

Le moment plastique résistant est donné par :

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

On trouve :

$$M_{pl,Rd} = F_a \left(\frac{h_a}{2} + h_c + h_p - \frac{Z}{2} \right) = 2.96(0.13 + 0.14 + 0.035 - 0.0418) = 0.7790 \text{ MN.m} = 77907.2 \text{ daN.m}$$

$$M_{Sd} = \frac{q_u \cdot l^2}{8} \quad (\text{la poutre est considérée comme simplement appuyée})$$

$$\text{Avec : } q_u = 1.35G + 1.5Q$$

P_{solive} est une charge concentrée chaque 1 m, donc, il faut la répartir uniformément.

La répartition des charges P_{solive} se fait par la formule :

$$\frac{n \cdot P_{solive}}{(n - 1) \cdot e_s}$$

Les charges appliquées sur la poutre principale sont :

$$-P_{solive} = 8.1 \cdot 2.5 = 20.25 \text{ daN/ml}$$

$$-G(\text{solive}) = \frac{11 \cdot 20.25}{(10) \cdot 1} = 21.6 \text{ daN/ml}$$

$$-G(\text{poutre}) = 93 \text{ daN/m}$$

$$-G(\text{étage}) = 470(2.5) = 1175 \text{ daN/ml}$$

$$-G = 1289,6 \text{ daN/ml}$$

Surcharge d'exploitation qui revient à la poutre principale est :

$$Q = 250(2.5) = 625 \text{ daN/ml}$$

On trouve :

$$q_u = 1.35(1289,6) + 1.5(625) = 2678.46 \text{ daN/m}$$

on calcule :

$$M_{Sd} = \frac{q_u \cdot l^2}{12} = \frac{(2678,46) \cdot (11)^2}{12} = 27007,8 \text{ daN.m}$$

Donc : $M_{Sd} < M_{pl,Rd}$ condition de résistance vérifiée

IV.2.4.2.4. Vérification du voilement de l'âme

La condition de non-voilement par cisaillement pour une âme non raidie :

$$\frac{d}{t_w} < 69 \cdot \varepsilon$$

Avec :

$$\varepsilon = 0,92 \rightarrow 69 \cdot \varepsilon = 63.48 \text{ et } \frac{d}{t_w} = 17.7$$

Donc : $\frac{d}{t_w} < 69 \cdot \varepsilon$ condition vérifiée

Donc : on ne tient pas compte de l'effet du voilement

IV.2.4.2.5. Vérification de cisaillement

On doit vérifier la condition :

$$V_{sd} < V_{pl,Rd} = \frac{A_v}{\gamma_{m0}} \frac{f_y}{(3)^{0.5}}$$

Avec :

- V_{sd} : effort tranchant sollicitant.

- $V_{pl,Rd}$: effort résistant au cisaillement.

Application numérique :

$$V_{sd} = \frac{q_u \cdot l}{2} = \frac{2678.46(16)}{2} = 13427.68 \text{ daN}$$

$$A_v = 3759 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{3759}{1.1} \frac{275}{3^{0.5}} = 542564.92 \text{ N} = 54256.49 \text{ daN} \quad (\text{avec : } A_v = 3759 \text{ mm}^2)$$

Donc : $V_{sd} < V_{pl,Rd}$ condition vérifiée

Remarque : Puisque $V_{sd} < (0.5)V_{pl,Rd}$ donc il n'y a pas d'incidence de l'effort tranchant sur le moment résistant.

IV.2.4.2.6. Vérification de la condition de flèche

La condition de flèche à vérifier :

$$\delta = \frac{q l^4}{384 E I_h} < \frac{l}{250} = 64 \text{ mm}$$

Avec :

$$-I_h = I_a + A_a (h_a - Z)^2 + \left(\frac{b_{eff} \cdot h_c}{n} \right) \left(\frac{h_c^2}{12} + \left(Z - \frac{h_c}{2} \right)^2 \right)$$

- I_a : moment d'inertie de la poutre ($I_a = I_y$)

- Z : position de l'axe neutre.

- n : coefficient d'équivalence $n = \frac{E_a}{E_{c'}}$

- E_a : module d'élasticité de l'acier de construction ($E_a = 210000 \text{ MPa}$)

- $E_{c'}$: module d'équivalence du béton avec $E_{c'} = \frac{E_{cm}}{2}$

- $E_{cm} = 30500 \text{ MPa}$ Pour un béton de classe C25/30

$$n = \frac{210000}{\left(\frac{30500}{2} \right)} = 13.77$$

Donc :

$$I_h = 14920 \cdot 10^4 + 11840 (260 - 83.62)^2 + \left(\frac{2500 \cdot 140}{13.77} \right) \left(\frac{140^2}{12} + \left(83.62 - \frac{140}{2} \right)^2 \right)$$

$$I_h = 563,77 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

A l'état limite de service (E.L.S) :

$$q = Q + G = 1289.6 + 625 = 1914,6 \text{ daN/m}$$

On calcule :

$$\delta = \frac{1914,6 \cdot 11^4}{384 (21 \cdot 10^9) 5,6377 \cdot 10^{-4}} = 0.006 \text{ m} = 6 \text{ mm}$$

D'où :

$$\delta = 6 \text{ mm} < \frac{l}{250} = 44 \text{ mm} \quad \text{condition de confort vérifiée}$$

IV.2.4.2.7. Etude des connecteurs

Les caractéristiques géométriques des connecteurs sont :

$$d = 16 \text{ mm} ; h = 80 \text{ mm} ; f_y = 275 \text{ MPa} ; f_u = 430 \text{ MPa}$$

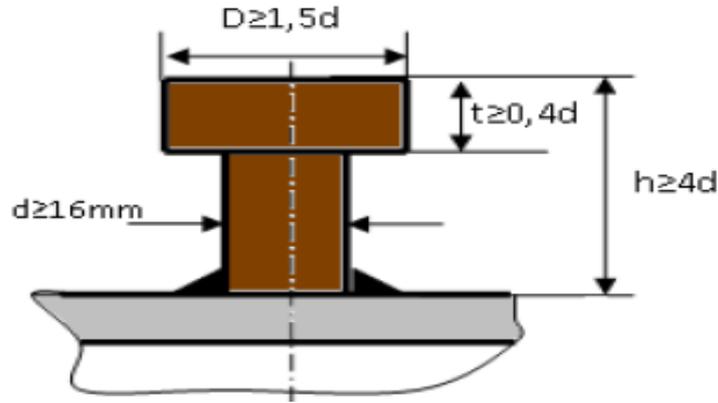


Figure IV.11. Caractéristique des goujons connecteurs.

IV.2.4.2.8. Résistance du connecteur isolé :

La résistance du goujon en cisaillement est déterminée par la formule suivante :

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

Avec :

- γ_v : coefficient partiel de sécurité pour les connecteurs pris égal à 1,25.

- d : diamètre de la tige du goujon.

- f_u : résistance ultime en traction de l'acier du goujon égale à 430 MPa.

- E_{cm} : valeur du module d'élasticité sécant du béton égale à 30500 MPa.

- f_{ck} : résistance caractéristique du béton égale à 25 MPa.

- α : facteur correctif est donnée par la formule suivante :

$$\alpha = \begin{cases} 0,2 * \left(\frac{h}{d} + 1\right) & \text{pour } 3 < \frac{h}{d} < 4 \\ 1 & \text{pour } \frac{h}{d} \geq 4 \end{cases}$$

Pour notre cas, $\alpha = 1$ car $\frac{h}{d} = \frac{80}{16} = 5 > 4$

- k : Facteur de réduction pour tenir compte de la présence des nervures, les solives sont perpendiculaires aux nervures de la tôle profilée. Il est calculé comme suit :

$$k = \begin{cases} 0,6 * \frac{b_0}{h_p} (h_c/h_p - 1) < 1 & \text{(si les nervures sont parallèles au cisaillement)} \\ \frac{0,7}{\sqrt{N_r}} * \frac{b_0}{h_p} (h_c/h_p - 1) < k_{t,max} & \text{(si les nervures sont perpendiculaires au cisaillement)} \end{cases}$$

Avec :

- N_r : Nombre de goujon par nervure est pris égale à 1.

- h_c : hauteur du goujon = 80 mm

- h_p : hauteur de la nervure = 35 mm

- b_0 : largeur moyenne de la nervure = 103.5 mm (nervure perpendiculaire au cisaillement).

Les nervures sont parallèles à l'effort de cisaillement, donc $k_{t,max}$ est une borne supérieure pour le facteur K, et elle égale à : 1 (selon le tableau IV.1)

Donc :

$$k = \frac{0.6}{1} * \frac{103.35}{35} * \left(\frac{80}{35} - 1 \right) = 2,28 \text{ donc on prend } k=1$$

Finalement, la résistance du goujon en cisaillement est :

$$P_{rd} = \min\left(\frac{0.8 * 1 * 430 * \left(\frac{\pi * 16^2}{4}\right)}{1.25} = 58064,69N ; \frac{0,29 * 1 * 1 * 16^2 * \sqrt{25 * 30500}}{1.25} = 51861,84N\right)$$

Donc : $P_{rd} = 5186.184 \text{ daN}$

IV.2.4.1.9. Nombre de connecteurs

Le nombre de connecteurs est déterminé en utilisant cette formule :

$$N = \frac{V_l}{p_{rd}}$$

-N : Nombre de connecteurs.

- V_l : Effort de cisaillement longitudinal.

- $V_l = \min(F_a ; F_c) = \min(296000; 495600) = 296000 \text{ daN}$

- P_{rd} : La résistance de calcul en cisaillement d'un connecteur.

Application numérique :

$$N = \frac{296000}{5186,184} = 57.07$$

Choix :

On prend 57 goujons par travée de solive.

IV.2.4.2.10. Espacement des connecteurs

On calcule l'espacement des connecteurs par la formule suivante :

$$S = \frac{l}{N-1}$$

Application numérique :

$$S = \frac{l}{N-1} = \frac{11000}{56} = 196\text{mm} = 19.6 \text{ cm}$$

On prend 19.5 cm comme espacement entre deux goujons.

L'espacement entre deux goujons est montré dans la figure suivante :

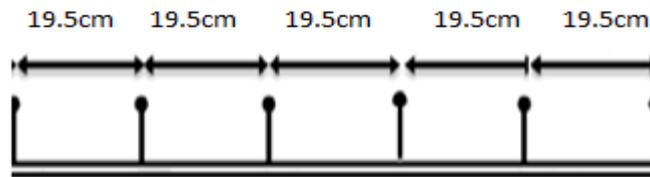


Figure IV.12. Espacement entre deux connecteurs.

IV.2.4.3. Calcul du ferrailage

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur, il est sous forme d'un treillis soudé.

$$\rho = \frac{A_s}{b \times h_c} \geq 0,2\% \dots\dots\dots \text{Art 6.6.4.2 EC4}$$

Donc : $A_s \geq 0,002 \times b \times h_c = 0,002 \times 1000 \times 140 = 280 \text{ mm}^2$

On choisit comme diamètre $\emptyset 8$, avec des maillages de 100mm $\Rightarrow A_s = 502,4 \text{ mm}^2$

IV.3. Conclusion

L'étude des planchers nous a permis de déterminer les sections des solives et des poutres de façon à respecter les conditions de résistances et les exigences de confort, cette étude représente une phase primordiale dans la détermination des efforts sur le reste de la structure et donc sur le dimensionnement des autres éléments.

On a réussi dans ce chapitre à calculer :

- Les sections finales des solives IPE100
- Le nombre des connecteurs pour une travée de solive 6 goujons
- Les espacements entre deux goujons est 50 cm.

On a aussi déterminé :

- Les profilés définitifs des poutres principales HEB260
- Le nombre des connecteurs pour chaque poutre est 57 goujons
- L'espacement entre deux goujons à 19.5 cm.

On entame dans le chapitre suivant l'étude sismique.

CHAPITRE V
Étude Sismique

V.1. Introduction

Les actions sismiques sur une structure sont des actions dynamiques complexes, elles se manifestent par des mouvements essentiellement horizontaux imposés aux fondations.

Le but de l'étude sismique est la détermination des efforts induits et leur distribution dans le système de stabilité.

Le calcul sismique se fait selon le règlement parasismique Algérien RPA99/version 2003 (D.T.R-B.C-2.48), qui met à notre disposition trois méthodes de calcul :

- 1) La méthode statique équivalente,
- 2) La méthode d'analyse modale spectrale (spectre de réponse),
- 3) La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

On choisit la méthode d'analyse modale spectrale car notre ouvrage présente une irrégularité en plan et en élévation.

La méthodologie du travail de chapitre V est présentée par l'organigramme dans la figure V.1.

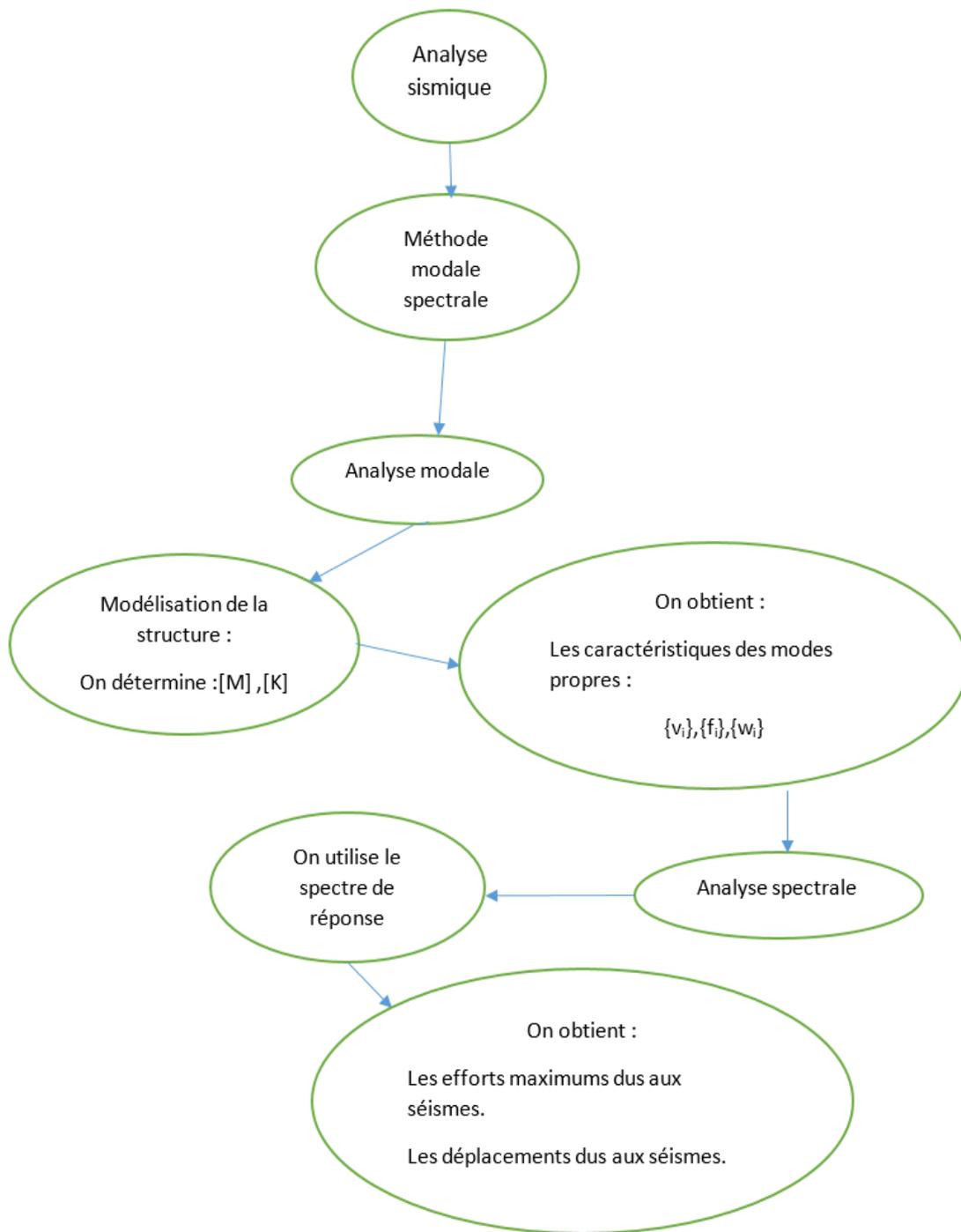


Figure V.1. Organigramme de dimensionnement du plancher.

V.2. Principe de la méthode modale spectrale

Dans cette méthode on cherche le maximum des effets engendrés dans une structure par le séisme, les forces sismiques sont représentées par un spectre de réponse de calcul, elle est caractérisée par :

- La définition du mouvement sismique imposé aux supports sous la forme d'un spectre de réponse.
- L'hypothèse d'un comportement global linéaire de la structure permettant l'utilisation des modes propres.

Le mouvement du sol pendant un séisme entraîne des forces d'inerties sur une structure qui varient considérablement pendant un temps très court (chargement dynamique). La relation qui lie les différentes grandeurs de la réponse du mouvement de la structure est :

$$M \cdot \frac{d^2x}{dt^2} + C \cdot \frac{dx}{dt} + K \cdot x = M \cdot \frac{d^2x_g}{dt^2}$$

Avec :

M : masse du système.

K : raideur du système.

C : coefficient d'amortissement du système.

X_g : déplacement du sol.

X : déplacement du système.

Analytiquement cette équation peut être résolue à l'aide de l'intégrale de Duhamel (Jean- Marie Duhamel 1860^[16])

V.2.1. Analyse modale

L'analyse modale permet de calculer les fréquences naturelles et les déformées modales de notre modèle.

Après une modélisation adéquate, on obtient le nombre de degrés de libertés et les matrices de rigidités et de masses, qui vont servir à déterminer les caractéristiques de chaque mode de vibration (soit : la pulsation, vecteur propre, période et donc la fréquence).

V.2.2. Analyse spectrale

L'analyse spectrale consiste à trouver la réponse sur un spectre.

Un spectre de réponse est une enveloppe qui décrit les maximaux des mouvements sismiques, il peut être en déplacement, vitesse ou accélération en fonction de la fréquence ou période propre de la structure.

Le spectre est défini pour :

- Un sol donné.
- Une structure (amortissement, coefficient de qualité et coefficient de comportement).
- Une zone sismique donnée.

Après l'analyse modale et spectrale, il faut calculer les déplacements latéraux X et les forces sismiques F, tels que :

$$X = \Gamma \cdot \Phi \cdot S_d$$
$$F = [m] \cdot (\Phi) \cdot \Gamma \cdot S_a$$

Avec :

- Γ : facteur de participation modale.
- (Φ) : vecteur propre.
- S_d et S_a : déplacement et accélération obtenus du spectre de réponse de calcul.

Remarque : La coïncidence de plusieurs modes peut causer des efforts importants, d'où la nécessité d'introduire les combinaisons SRSS (Square Root of the Sum of the Squares) et CQC (Complete Quadratic Combination) qui peut donner des efforts plus défavorables.

V.3. Critères de classification de notre ouvrage selon le RPA 99 V 2003

Les critères de classification de notre ouvrage sont :

- 1) Classification de l'ouvrage selon son importance : **groupe 2**, ouvrage courant ou de moyenne importance (Parkings de stationnement public).
- 2) Classification de la zone sismique : **zone III** (sismicité élevée) Alger.
- 3) Classification des sites : **catégorie S3** (site meuble).
- 4) Classification des systèmes de contreventement : système d'ossature contreventée par **palées triangulées en V**.

V.4. Analyse de la structure

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

V.5. Outil de simulation

Le logiciel Robot Structural Analysis Professional (Version 2015) propose des fonctionnalités de simulation et d'analyse structurelles évoluées pour des structures vastes et complexes de la construction. Il permet aux ingénieurs d'exécuter rapidement des analyses et des simulations détaillées de nombreuses structures. Le spectre de calcul est donné par l'équation :

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

Avec :

- A : coefficient d'accélération de zone (tableau 4.1 R.P.A.99).
- η : facteur de correction d'amortissement (formule 4.3 R.P.A.99).
- R : coefficient de comportement (tableau 4.3 R.P.A.99).
- T_1, T_2 : période caractéristique associées au site (tableau 4.7 R.P.A.99).

-T : période fondamentale de la structure (article 4.2.4 R.P.A.99).

-Q : facteur de qualité (tableau 4.4 R.P.A.99).

Pour notre étude le spectre de réponse est donné par le logiciel (spectre RPA99), en prenant comme données d'entrées :

- Zone sismique III (Alger).

- Groupe d'usage 2 (ouvrages courant ou d'importance moyenne), donc : $A=0.25$

- Pourcentage d'amortissement $\xi= 4\%$ (système portique en acier avec remplissage léger).

- Coefficient de comportement $R=3$ (ossature en acier contreventée par des palées en V).

- Facteur de qualité $Q=1.1$ suivant (X) et (Y) (pénalités vis à vis de la condition sur les files et de l'irrégularité en élévation).

Le spectre de réponse en accélération pour les directions X et Y est donnée par figure suivante:

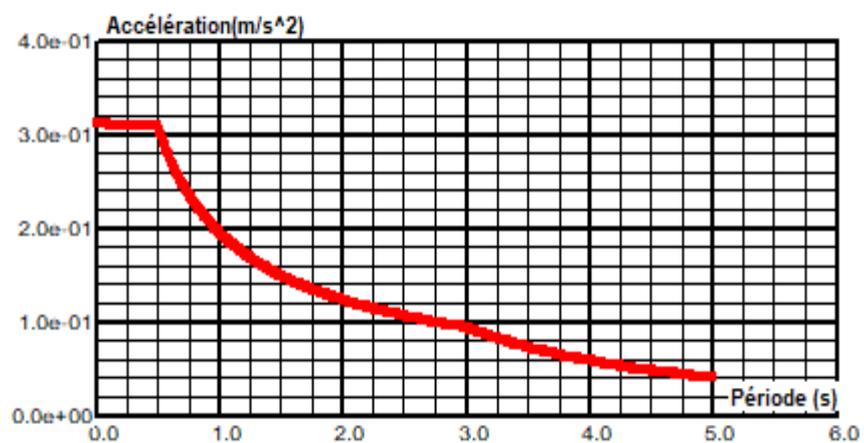


Figure V.2. Accélération en fonction de la période.

V.6. Nombre de modes de vibrations à considérer

Pourcentage de participation massique d'un mode est la quantité de masse de la structure qui bouge pour ce mode donné. Selon le RPA99/V2003, le nombre de modes de vibration à retenir doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.

$$\sum_{1}^{n} (m_i) \geq 90\% (m_T)$$

Avec :

- m_i : masse modale du mode (i).

- m_T : masse totale de la structure. (cours^[19])

- On peut considérer aussi que les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Pour tout mode (i) : $m_i \geq 5\% (m_T)$

- Le nombre de modes retenues doit être au moins égale à 3 dans chaque direction.

Soit :

$N_{i,x}$: nombre de mode retenus dans la direction (x).

$N_{i,y}$: nombre de mode retenus dans la direction (y).

$$N_{i,x} \geq 3 \text{ et } N_{i,y} \geq 3$$

Dans notre cas on est allé jusqu'à 6 modes pour satisfaire toutes les conditions du règlement parasismique algérien, le taux de participation massique calculé est montré dans le tableau V.1 et les maximums dans le tableau V.2

Mode	Fréquence (HZ)	Période (S)	Masse cumulée U _x en %	Masse cumulée U _y en %
1	2,45	0,41	0,15	9,40
2	2,61	0,38	77,74	9,40
3	2,85	0,35	77,79	81,15
4	7,43	0,13	77,79	84,35
5	8,11	0,12	91,35	84,71
6	8,20	0,12	91,62	93,43

Tableau V.1 : Caractéristiques des modes propres (ROBOT).

	Fréquence (HZ)	Période (S)	Masse cumulée U _x en %	Masse cumulée U _y en %
Maximum	2,45	0,41	91,62	93,43

Tableau V.2. Masses cumulées totale suivant X et Y (ROBOT).

Remarque 01 : Selon l'article 4.3.6 du RPA99/2003, la résultante des forces sismiques à la base V_{dyn} obtenue par la 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} .

Si : $V_{dyn} < 0,8 V_{st}$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,) dans le rapport $(0,8V_{st}/V_{dyn})$

Remarque 02 : l'Eurocode 8 énonce une condition sur le choix de la combinaison : qui dit que $T_j \leq 0,9T_0$, on peut utiliser les combinaisons SRSS (Square Root of the Sum of the Squares), sinon il faut utiliser les combinaisons CQC (Complete Quadratic Combination).

La combinaison SRSS est donnée par la formule suivante :

$$F = \sqrt{\sum_{i=1}^n (F_i^2)}$$

Avec :

F_i : réponse quantique du mode i

La formule de la combinaison CQC est :

$$F = \sqrt{\sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n F_i F_j \rho_{ij}}$$

Avec :

- ρ_{ij} : coefficient CMC (the Cross Model Coefficient) :

$$\rho_{ij} = \frac{8\xi^2 \cdot (1+\Omega) \cdot \Omega^{1,5}}{(1-\Omega^2)^2 + 4\xi^2 \cdot \Omega(1+\Omega)^2}$$

- Ω : rapport des pulsations $\Omega = \frac{w_i}{w_j}$

- ξ : rapport du facteur d'amortissement sur l'amortissement critique $\xi = \frac{C}{C_{cr}}$

La combinaison CQC indiquée par Robot est la plus appropriée utilisée dans notre cas, voir la dernière case de la figure V.3.

$\frac{T_j}{T_i}$	0.94	0.96	0.85	0.38	0.90	CQC
-------------------	------	------	------	------	------	-----

Tableau V.3. Choix de la combinaison.

Les réponses modales de la structure (cas des déformées de la structure selon X et Y) obtenues sont données dans les figures suivantes :

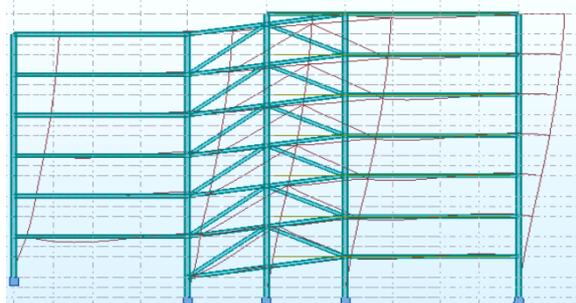


Figure V.3. Déformée selon (X), MODE N°1.

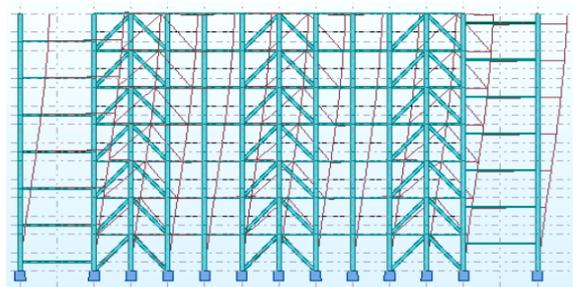


Figure V.4. Déformée selon (y), MODEN°2.

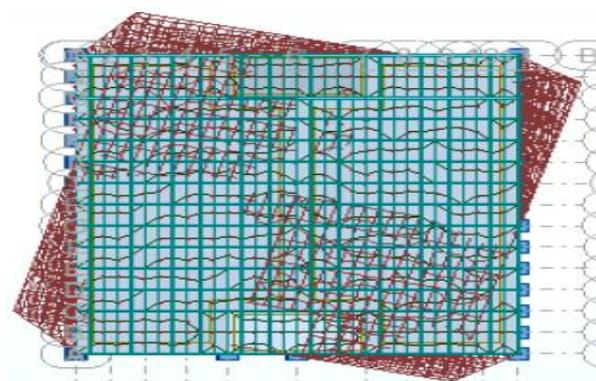


Figure V.5. Vue de haut, MODE N°3.

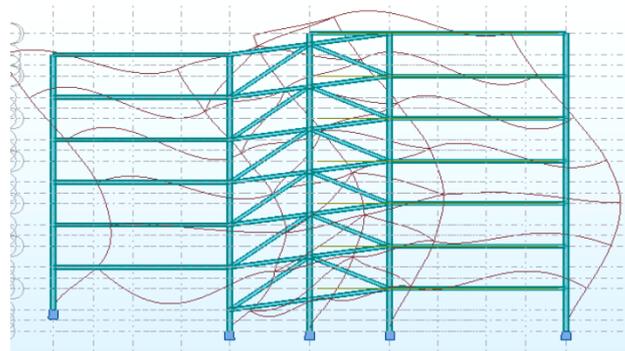


Figure V.6. Déformée selon (X), MODE N°4.

V.7. Vérification de la force sismique à la base

D'après l'article « 4.2.3 de RPA 99/2003 », la force sismique totale V qui s'applique à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule suivante :

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

Avec :

-A=0.25 ; $\xi = 4\%$; R=3 ; Q=1.1(selon le règlement).

$$-D = \begin{cases} 2.5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta \left(\frac{T^2}{T_2}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5 \eta \left(\frac{T^2}{3.0}\right)^{2/3} \left(\frac{0.3}{T}\right)^{5/3} & T > 3.0s \end{cases}$$

Avec :

- T_2 : période caractéristique associée à la catégorie du site (Tableau 4.7 du RPA99/ V 2003)

Site meuble S3 : ($T_2 = 0.50 s$)

- η : facteur de correction d'amortissement avec ξ (%) le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif. (Tableau 4.3 du RPA99 V2003).

La formule de η est la suivante :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)}$$

Application numérique:

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} = 1.85 > 0.7$$

-T : période du mode fondamental telle que :

$$T = C_T (h_n)^{3/4}$$

Avec :

- $C_T=0.085$ (pas de remplissage en maçonnerie)

- $h_n=20.45$ m (hauteur de la structure)

Application numérique:

$$T_x = T_y = T = C_T (h_n)^{3/4} = 0.085 * (20.45)^{3/4} = 0.82 s$$

Donc la valeur de la période T est incluse dans l'intervalle [T_2 ; 3s]

D'où :

$$D_x = D_y = D = 2.5 (1.85) \left(\frac{T^2}{T_2}\right)^{2/3} = 3,3$$

Le calcul du poids sismique par la méthode statique équivalente se fera comme suit :

$$W = \sum W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

Avec :

-W : poids total de la structure.

Avec :

- W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes et à celle des équipements fixes solidaires à la structure.

- W_{Qi} : charge d'exploitation.

- $\beta = 0.6$

Les résultats du poids pour chaque étage sont donnés dans le tableau suivant :

Etage	Poids (daN)
1 ^{er} sous-sol	473317,93
RDC	834470,44
1 ^{er} étage	833965,16
2 ^{ème} étage	833965,16
3 ^{ème} étage	833965,16
4 ^{ème} étage	833965,16
5 ^{ème} étage (terrasse)	813081,83

Tableau V.4. Etages et leur poids en daN.

On obtient, le total des masses dynamiques : $W=5456730.8$ daN

Finalement, la force sismique sera :

$$V_x=V_y= \frac{A \times D \times Q \times w}{R}$$

Application numérique:

$$V_x=V_y= \frac{A \times D \times Q \times w}{R} = \frac{0.25 \times 3.3 \times 1.1 \times (5456730.8)}{3} = 1637019 \text{ daN}$$

Le tableau suivant nous montre les réactions selon X et Y pour les sollicitations sismiques E_x et E_y : (résultats obtenus par Robot) :

	F_x (daN)	F_y (daN)
E_x	1307650	35454
E_y	35455	1244865

Tableau V.5. Force sismique (Robot).

Les efforts tranchants à la base sont donnés pas la résultante des efforts suivants les deux directions :

$$V_x = \sqrt{F_x^2 + F_y^2} = 1308130.54 \text{ daN} = 13,081 \text{ MN}$$

$$V_y = \sqrt{E_x^2 + E_y^2} = 1245369.8 \text{ daN} = 12,454 \text{ MN}$$

	V_t (MN)	0.8V (MN)	Condition de l'RPA $V_t > 0.8V$
V_x	13.081	13.096	Non vérifiée
V_y	12.454	13.096	Non vérifiée

Tableau V.6. Effort tranchant à la base.

On a dû augmenter (E_x) de 2%, et (E_y) de 6% pour vérifier la condition précédente.

Selon le règlement parasismique algérien, la valeur de T pour le mode fondamental, calculée par méthode numérique, ne doit pas dépasser celle estimée à partir de la formule empirique appropriée de plus de 30%.

La période fondamentale obtenue par le logiciel : $T = 0.41s$

La période empirique est donnée par la formule suivante : $1.3(0.82) = 1.066 s$

Donc : $T < 1.3(T_{\text{empirique}})$

V.8. Vérification des déplacements

Selon le règlement parasismique algérien, le déplacement horizontal à chaque niveau 'K' de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \delta_{ek}$$

Avec :

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

-R : Coefficient de comportement tel que : $R=3$

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

$$\Delta k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport à l'étage qui lui est adjacent doivent satisfaire à l'article 5.10 de la R.P.A, c'est-à-dire que ces derniers ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage, soit $\Delta k < 1\% H$ (étage).

Les déplacements suivants X et Y dans les tableaux V.7 et V.8 ci-dessous :

Niveau	δ_{ek} (cm)	δ_k	Δk	1% Hétage (cm)	$\Delta k < 1\% H$ étage
1 ^{er} Sous-sol	0,4	1.2	1.2	2.8	vérifiée
RDC	1,2	3.6	2.4	2.8	vérifiée
1 ^{er}	2,0	6	2.7	2.8	vérifiée
2 ^{eme}	2,9	8.7	2.4	2.8	vérifiée
3 ^{eme}	3,6	10.8	2.4	2.8	vérifiée
4 ^{eme}	4,3	12.9	1.8	2.8	vérifiée
5 ^{eme}	4,8	14.4	1.5	2.8	vérifiée

Tableau V.7. Déplacement suivant X.

Niveau	δ_{ek} (cm)	δ_k	Δk	1% H étage (cm)	$\Delta k < 1\% H$ étage
1 ^{er} sous-sol	0,5	1.5	1.5	2.8	vérifiée
RDC	1,1	3.3	1.8	2.8	vérifiée
1 ^{er}	1,7	5.1	1.8	2.8	vérifiée
2 ^{eme}	2,3	6.9	1.8	2.8	vérifiée
3 ^{eme}	2,8	8.4	1.5	2.8	vérifiée
4 ^{eme}	3,3	9.9	1.2	2.8	vérifiée
5 ^{eme}	3,6	10.8	0.9	2.8	vérifiée

Tableau V.8. Déplacement suivant Y.

V.9. Calcul du joint sismique entre les deux structures

D'après l'article (5.8) du règlement parasismique algérien, deux blocs voisins doivent être séparés par un joint sismique dont la largeur minimale d_{min} :

$$d_{min} = 15 \text{ mm} + (\delta_1 + \delta_2)_{mm} > 40 \text{ mm}$$

D'où : $d_{min} = 15 + (36 + 28) = 77 \text{ mm}$

Donc, un joint de largeur 8cm est suffisant, et ce vide est recouvert d'une couverture de circulation mécanique permettant le transfert des voitures d'un bloc à un autre.

V.10. Effet du deuxième ordre

L'effet (P-Δ) est un effet du second ordre (non linéaire), qui se produit dans chaque structure où les éléments sont sujets à une charge axiale (P). Il est associé à l'importance de l'application de la charge axiale (P) et du déplacement (Δ). L'effet (P-Δ) est lié à :

- La charge axiale (P)
- La rigidité ou la souplesse de la structure dans son ensemble.
- La souplesse des différents éléments de la structure.

Les effets de seconde ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés si la condition suivante est satisfaite :

$$\Theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} < 0.1$$

Avec :

- Θ : rapport du produit de P_k et Δ_k sur celui de V_k et h_k .
- P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau «k».
- Δ_k : déplacement relatif du niveau «k» par rapport au niveau «k - 1».
- V_k : effort tranchant d'étage au niveau «k», calculé par méthode numérique.
- h_k : hauteur de l'étage «k».

Remarque :

* Si $0,1 \leq \theta \leq 0,2$, 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 1^o ordre par le facteur : $\left(\frac{1}{1-\theta}\right)$

* Si $\theta > 0,2$: La structure est partiellement instable et doit être redimensionnée

Les tableaux ci-dessous résume les calculs dans les deux directions X et Y :

Suivant OX :

Niveau	Δ(cm)	(daN)	(daN)	h(cm)	θ_k
1 ^{er} sous-sol	0,4	5456730.9	1334293.15	280	0.005
RDC	0.8	4983412.92	1315340.63	280	0.01
1 ^{er}	0.9	4148942,48	1232514.09	280	0.01
2 ^{eme}	0.8	3314977,32	1054089.64	280	0.009
3 ^{eme}	0.8	2481012,16	903475.40	280	0.008
4 ^{eme}	0.6	1647047,00	659456.78	280	0.005
5 ^{eme}	0.5	813081,83	351236.51	280	0.004

Tableau V.9. Effet de second ordre suivant X.

Suivant OY :

Niveau	Δ (cm)	(daN)	(daN)	h (cm)	θ_k
1 ^{er} sous-sol	0,5	5456730.84	1320092.10	280	0.007
RDC	0.6	4983412.91	1295467.96	280	0.008
1 ^{er}	0.6	4148942.47	1207552.61	280	0.007
2 ^{eme}	0.6	3314977.31	1064128.18	280	0.007
3 ^{eme}	0.5	2481012,15	872048.90	280	0.005
4 ^{eme}	0.4	1647046,99	628957.62	280	0.004
5 ^{eme}	0.3	813081,83	331444.32	280	0.003

Tableau V.10. Effet de second ordre suivant Y.

A partir des résultats des tableaux ci-dessus, on vérifie bien que la valeur de θ est toujours inférieure à 0.1. D'où :

Le risque de nuisance dû aux effets (P- Δ) est écarté et notre structure est considérée comme stable.

V.11. Conclusion

D'après les résultats obtenus, on remarque clairement que les sollicitations dues au séisme sont les plus défavorables dans les deux sens par rapport à celles dues au vent, donc on retient ces résultats pour le dimensionnement des éléments. On retient :

Le déplacement maximal suivant X égale à 4.8 cm, suivant Y égale à 3.6 cm.

Le joint sismique à respecter doit faire au moins 77 mm entre les deux blocs.

Dans notre cas on a vérifié la résistance de notre structure aux effets de deuxième ordre qui sont liés essentiellement au déplacement et la charge axiale.

CHAPITRE VI

Dimensionnement des Eléments

VI.1. Introduction

Les structures métalliques à ossatures peuvent être classées selon leur mécanisme de résistance en deux catégories auto-stable et contreventé.

Dans notre cas, un système contreventé a été choisi pour des raisons économiques et de sécurité.

Les éléments principaux et secondaires de notre construction (figure suivante) doivent être dimensionnés de façon à ce qu'ils résistent aux différentes charges appliquées, et aux combinaisons de ces derniers.

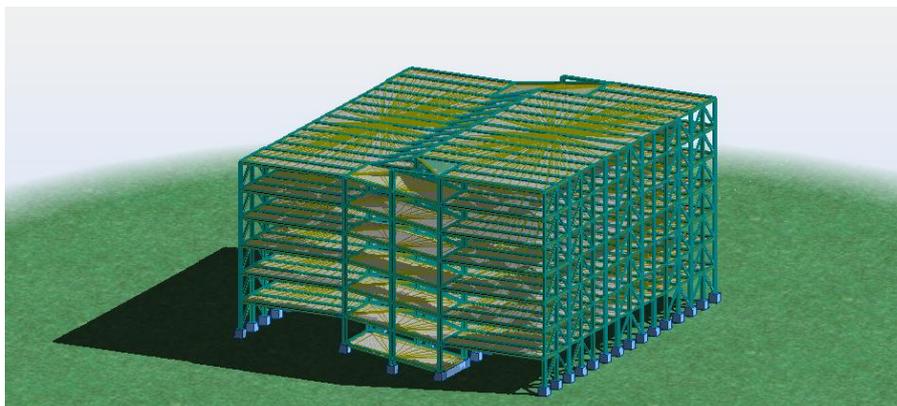


Figure VI.1. Parking en3D

La méthodologie du travail de chapitre VI est présentée par l'organigramme présenté par la figure VI.2.

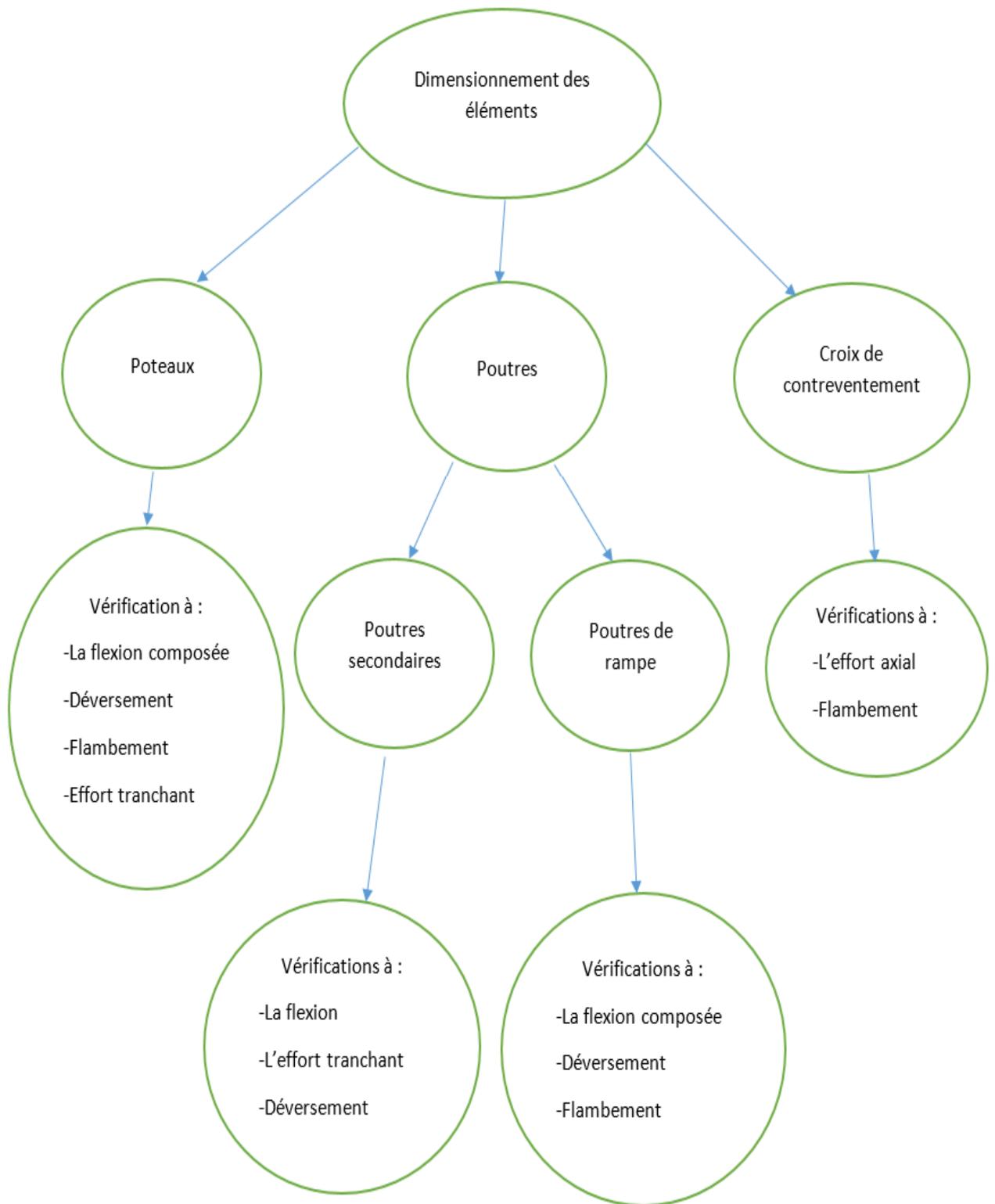


Figure VI.2. Organigramme de dimensionnement des éléments.

VI.2. Dimensionnement des poteaux

Les poteaux subissent des charges des compressions dues aux chargements statiques, et à la flexion due aux charges horizontales induites par les vibrations dynamiques sur les planchers qui concentrent les masses les plus importantes, pour cela il faut vérifier les poteaux à la flexion composée.

Le cas de chargement le plus défavorable est celui de la combinaison la plus défavorable qui est : $1,35G+1,5Q$

Selon les calculs effectués par ROBOT, on a obtenu le profilé des poteaux HEB260 au niveau du rez-de-chaussée avec des efforts internes suivants :

$N_{sd} = 16538 \text{ daN}$; $M_{y,} = 33326 \text{ daN.m}$; $M_{z,} = 207 \text{ daN.m}$; $V_{y,sd} = 141 \text{ daN}$; $V_{z,sd} = 20260 \text{ daN}$

Le profilé HEB260 est de classe 1 en flexion et en compression.

VI.2.1. Vérification au déversement

A cause des effets horizontaux dus au seisme on doit vérifier le poteau au déversement.

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{(W_{pl,y})f_y(\beta_w)}{M_{cr}}} > 0.4$$

Avec :

- $\beta_w = 1$, quand la section HEB260 est de classe 1 en flexion.
- $W_{pl,y}$: Moment plastique de la section.
- f_y : limite élastique
- Détermination du moment critique élastique (M_{cr}) :

$$M_{cr} = \frac{(C_1)\pi^2.E(I_z)}{(K.L)^2} \left(\sqrt{\left(\frac{K}{K_w}\right)^2 \left(\frac{I_w}{I_z}\right) + \frac{(K.L)^2.G.I_t}{\pi^2.E.I_z}} + (C_2 \cdot z_g)^2 - (C_2 \cdot z_g) \right)$$

$Z_g = h/2$ (poutre est chargée sur la semelle supérieure).

$Z_j = 0$ (section doublement symétrique).

$K = 0.5$ (blocage de rotation au niveau des appuis).

$K_w = 0.5$ (empêchement de gauchissement au niveau des appuis).

Coefficients liés au chargement et aux conditions d'appuis :

$$C_1 = 0.712 \quad C_2 = 0.625 \quad C_3 = 1.07$$

D'où :

$$M_{cr} = 2.6 \text{ MN.m}$$

On calcule l'élançement réduit du déversement :

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{(W_{pl,y})f_y(\beta_w)}{M_{cr}}} = 0.25$$

Donc : $\lambda_{LT} = 0.25 < 0.4$, il n'y a pas de déversement.

VI.2.2. Vérification au flambement

La formule de vérification du phénomène d'instabilité le flambement passe par la vérification de l'élançement réduit $\bar{\lambda}$ est :

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} (\beta_A)^{0.5} < 0.2$$

Le calcul du flambement se fait suivant les deux directions y-y (dont l'inertie plus forte) et z-z (dont l'inertie plus faible).

Les données suivantes ont été utilisées pour la vérification au flambement du poteau.

- $\beta_A=1$ (Le profilé HEB260 est de classe 1)

- $\varepsilon=0.92$

- Le rapport L_f/L On travaille avec un repère local :

Le rapport L_f/L est calculé par la formule suivante :

$$\frac{L_f}{L} = \frac{1 + 0.145(\eta_1 + \eta_2) - 0.265(\eta_1)(\eta_2)}{2 - 0.364(\eta_1 + \eta_2) - 0.247(\eta_1)(\eta_2)}$$

Tel que :

η_1 et η_2 ce sont les facteurs de distributions de rigidités.

- η_1 : pour le nœud 1 (pied du poteau)

- η_2 : pour le nœud 2 (tête du poteau)

Pour des nœuds fixes et encastrés $\eta_1 = \eta_2 = 0$

Finalement, les valeurs de l'élanement réduit $\bar{\lambda}$ dans les deux directions a été calculé dans le tableau suivant :

	(y-y) :	(z-z) :
Longueur de flambement	$L_f = \frac{L}{2} = 1.4\text{m}(\text{encast-encast})$	$L_f = \frac{L}{2} = 1.4\text{m}(\text{encast-encast})$
Élanement	$\lambda = 12.5$	$\lambda = 21.2$
Élanement critique	$\lambda_1 = 93,3, \varepsilon = 85.8$	$\lambda_1 = 93,3, \varepsilon = 85.8$
Élanement réduit	$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} (\beta_A)^{0.5} = 0.15 < 0.2$	$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} (\beta_A)^{0.5} = 0.25 > 0.2$

Tableau VI.1. Récapitulatif du calcul de flambement.

Du tableau, on conclut que :

- Pas de risque de flambement dans la direction (y-y).
- Il y a risque de flambement autour de (z-z) .

Le flambement doit être vérifié autour (z-z) par la formule suivante :

$$N_{sd} < N_{b,Rd} = \chi \cdot A \cdot \beta_a \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$$

Avec :

- N_{sd} : effort normal sollicitant tel que $N_{sd} = 16538$ daN

- $N_{b,Rd}$: effort résistant au flambement.

- A : section du profilé HEB260.

- f_y : nuance de l'acier.

- γ_{m0} : coefficient de sécurité.

- χ : coefficient de réduction.

- β_a : coefficient dépendant de la classe.

Le facteur d'imperfection est : $\alpha = 0.49$.

Par interpolation on obtient un coefficient de réduction : $\chi = 0.97$

On trouve : $N_{b,Rd} = \chi \cdot A \cdot \beta_a \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = 0.97 (11840)(1)250 = 287120 \text{ daN}$

Donc : $N_{sd} = 16538 \text{ daN} < N_{b,Rd} = 287120 \text{ daN} \rightarrow$ il n'y a pas de risque de flambement sous N_{sd}

VI.2.3. Vérification de la résistance de la section

VI.2.3.1. Vérification de l'effort normal :

Il faut vérifier que :

$$\frac{N_{sd}}{N_{Rd}} < 1$$

Avec :

- N_{sd} : effort normal sollicitant.

- N_{Rd} : effort résistant.

Après calcul on trouve : $\frac{N_{sd}}{N_{Rd}} = \frac{16538}{325600} = 0.05$

Donc : $\frac{N_{sd}}{N_{Rd}} = 0.05 < 1$; condition vérifiée

VI.2.3.2. Vérification de cisaillement :

La vérification au cisaillement se fait par l'inégalité suivante :

$$V_{sd} < V_{pl,Rd} = \frac{A_v}{\gamma_{m0}} \frac{f_y}{(3)^{0.5}}$$

Avec :

- A_v : aire de cisaillement.

- A_{vz} pour V_{sd} parallèle à oz, à partir de l'annexe 3 on obtient $A_{vz} = 3759 \text{ mm}^2$

- A_{vy} pour V_{sd} parallèle à oy, à partir de l'annexe 3 on obtient $A_{vy} = 9390 \text{ mm}^2$

Pour $V_{z,sd} = 20260 \text{ daN}$ (Calcul ROBOT) :

$$V_{pl,Rd} = \frac{3759}{1} \frac{275}{3^{0.5}} = 59682.04 \text{ daN}$$

Donc : $V_{z,sd} = 20260 \text{ daN} < V_{pl,Rd} = 59682.04 \text{ daN}$ condition vérifiée

Puisque $V_{sd} < (0.5)V_{pl,Rd}$ donc il n'y a pas d'incidence de l'effort tranchant sur moment résistant.

Pour $V_{y,sd} = 141 \text{ daN}$ (Calcul ROBOT) :

$$V_{pl,Rd} = \frac{9390}{1} \frac{275}{3^{0.5}} = 149086.3 \text{ daN}$$

Donc : $V_{y,sd} = 141 \text{ daN} < V_{pl,Rd} = 149086.3 \text{ daN}$ condition vérifiée

Puisque $V_{sd} < (0.5)V_{pl,Rd}$ donc il n'y a pas d'incidence de l'effort tranchant sur moment résistant.

VI.2.4. Vérification de la résistance vis-à-vis de la flexion bi-axiale composée

La vérification d'une section de classe 1 ou 2 en flexion bi-axiale est donnée par la formule :

$$\left(\frac{M_{z,sd}}{M_{Nz,Rd}} \right)^\beta + \left(\frac{M_{y,sd}}{M_{Ny,Rd}} \right)^\alpha < 1$$

D'où :

- β et α sont des constantes (pour notre profilées laminé $\beta=\alpha=2$)

- $M_{z,sd}$: moment sollicitant au tour de (z-z).

- $M_{Nz,Rd}$: moment résistant au tour de (z-z).

- $M_{y,sd}$: moment sollicitant au tour de (y-y).

- $M_{Ny,Rd}$: moment résistant au tour de (y-y).

La vérification d'une section de classe 1 en flexion bi-axiale composée nécessite la détermination des moments résistants réduits par effet de compression selon les deux axes (soit $M_{Ny,Rd}$ et $M_{Nz,Rd}$).

▪ Réduction du moment résistant autour de (z-z) :

On a une réduction du moment résistant autour de (z-z) si :

$$a < n$$

Les rapports de a et n sont donnés par :

$$a = \frac{A - 2 \cdot b \cdot t_f}{A} ; n = \frac{N_{sd}}{N_{pl,Rd}}$$

Avec :

-A : aire totale de la section.

-b : largeur de la semelle.

- t_f : épaisseur de la semelle.

- N_{sd} : effort normal sollicitant.

- $N_{pl,Rd}$: effort plastique résistant.

Application numérique:

$$a = \frac{A - 2 \cdot b \cdot t_f}{A} = 0.23$$

$$n = \frac{N_{sd}}{N_{pl,Rd}} = 0.06$$

Donc : $n = 0.06 < a = 0.23$ pas de réduction du moment résistant autour de Z.

▪ Réduction du moment résistant autour de (y-y) :

On a une réduction du moment résistant si :

$$N_{sd} > 0.25 N_{pl,Rd}$$

et

$$N_{sd} > 0.5 N_{plW,Rd}$$

La formule de $N_{plW,Rd}$ est donnée par :

$$N_{plW,Rd} = a \cdot N_{pl,Rd}$$

$$\text{Telque : } a = \frac{A - 2 \cdot b \cdot t_f}{A} = 0.23 \text{ et } N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = 296000 \text{ daN}$$

$$\Rightarrow N_{plW,Rd} = 68080 \text{ daN}$$

$$\Rightarrow N_{sd} < 0.25 N_{pl,Rd} \text{ et } N_{sd} < 0.5 N_{plW,Rd} \rightarrow \text{pas de réduction autour de y.}$$

Alors :

$$M_{Ny,Rd} = M_{ply,Rd} \text{ et } M_{Nz,Rd} = M_{plz,Rd}$$

Application numérique:

$$M_{Ny,Rd} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = 35280 \text{ daN.m}$$

$$M_{Nz,Rd} = \frac{W_{pl,z} \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = 16562 \text{ daN.m}$$

$$\text{D'où : } \left(\frac{207}{16562} \right)^2 + \left(\frac{33326}{35280} \right)^2 < 1$$

$$\rightarrow 0.012 + 0.892 = 0.904 < 1 \text{ condition vérifiée}$$

VI.2.5. Contrôle de la stabilité globale de la barre

VI.2.5.1. Vérification de Flexion

La vérification de flexion se fait en respectant l'inégalité suivante :

$$\frac{M_{y,sd}}{M_{Ny,Rd}} < 1$$

Avec :

- $M_{y,sd}$: moment sollicitant au tour de l'axe Y .

- $M_{Ny,Rd}$: moment résistant au tour de l'axe Y .

Application numérique:

$$\frac{33326}{35280} = 0.94$$

$$\text{Donc : } \frac{M_{y,sd}}{M_{Ny,Rd}} = 0.94 < 1 \text{ condition vérifiée}$$

VI.2.5.2. Vérification du flambement par flexion

La formule de vérification de la section lors de la coïncidence de l'effort normal avec le moment bi-axiale est pénalisée par l'effet de flambement comme suite :

$$\frac{N_{sd}}{X_{min} \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m0}}} + \frac{K_y \cdot M_{y,sd}}{W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m0}}} + \frac{K_z \cdot M_{z,sd}}{W_{pl,z} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m0}}} < 1$$

Avec :

- K_y et K_z : coefficients qui dépendent de sollicitations imposés et du profilé.

- $M_{y,sd}$: moment sollicitant au tour de Y.

- $M_{z,sd}$: moment sollicitant au tour de Z.

- N_{sd} : effort normal sollicitant.

- $W_{pl,y}$: moment plastique de l'axe OY.

- $W_{pl,z}$: moment plastique de l'axe OZ.

- f_y : limite élastique de l'acier.

-A : aire totale de la section du profilé.

- X_{min} : facteur de réduction du flambement.

- γ_{m0} : facteur sécurité.

Calcul de K_y et K_z :

$$K_y = 1 - \frac{U_y \cdot N_{sd}}{X_y \cdot A \cdot f_y} \text{ avec } U_y = \bar{\lambda}_y (2 \cdot \beta_{My} - 4) + \frac{W_{pl,y} - W_{el,y}}{W_{el,y}}$$

$$K_z = 1 - \frac{U_z \cdot N_{sd}}{X_z \cdot A \cdot f_y} \text{ avec } U_z = \bar{\lambda}_z (2 \cdot \beta_{Mz} - 4) + \frac{W_{pl,z} - W_{el,z}}{W_{el,z}}$$

- β_{My} , β_{Mz} : Facteurs de moment uniforme équivalent, voir la figure suivante, tels que :

$$\beta_{My} = 1,8 - 0,7\psi_y$$

$$\beta_{Mz} = 1,8 - 0,7\psi_z$$

$$\psi_y = M_{y1}/M_{y2}$$

$$\psi_z = M_{z1}/M_{z2}$$

Application numérique:

$$-M_{y1} = -16143 \text{ daN.m}$$

$$-M_{y2} = 11337 \text{ daN.m} \rightarrow \psi_y = -1.4 \text{ et } \beta_{My} = 2.78$$

$$-M_{z1} = -95 \text{ daN.m}$$

$$-M_{z2} = 87 \text{ daN.m} \rightarrow \psi_z = -1.09 \text{ et } \beta_{Mz} = 2.56$$

$$-U_y = 0.36 \quad ; \quad U_z = 0.82$$

$$-K_y = 1 - \frac{0,36 \cdot 16538}{1 \cdot 11840 \cdot 275} = 0.9$$

$$-K_z = 1 - \frac{0,82 \cdot 16538}{0,97 \cdot 11840 \cdot 275} = 0.9$$

$$\frac{N_{sd}}{X_{min} \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m0}}} + \frac{K_y \cdot M_{y,sd}}{\frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{m0}}} + \frac{K_z \cdot M_{z,sd}}{\frac{W_{pl,z} \cdot f_y}{\gamma_{m0}}} = \frac{165380}{0.97 \cdot 11840 \cdot 275} + \frac{0,9 \cdot 333260000}{1283000 \cdot 275} + \frac{0,9 \cdot 2070000}{602200 \cdot 275} = 0.91$$

Donc :

$$0.91 < 1 \text{ condition vérifiée}$$

Le profilé HEB260 répond à toutes les conditions de CCM97 concernant la vérification de résistance.

De la même façon, on a dimensionné les poteaux du sous-sol est de la file centrale de l'immeuble. Les profilés obtenus sont donnés dans le tableau Suivant :

Emplacement	Profilés
Sous-sol	HEB300
File centrale	HEB400
Reste des poteaux	HEB260

Tableau VI.2. Différents profilés des poteaux.

VI.3. Dimensionnement des poutres secondaires

Pour les poutres secondaires des étages du centre commercial, on a choisi des profilés HEB180.

On prend les valeurs de charges les plus importantes sous la combinaison la plus défavorable qui est 1,35G+1,5Q. La portée des poutres est de L=5 m.

VI.3.1. Sollicitations

Le moment fléchissant, l'effort tranchant sollicitant la poutre du profilé HEB180 sont respectivement : $M_{sd} = 10358 \text{ daN.m}$; $V_{sd} = 9686 \text{ daN}$

La classe du profilé de la poutre secondaire HEB180 est de classe 1.

VI.3.2. Vérification au cisaillement

Pour la vérification au cisaillement des poutres secondaires, on doit vérifier que :

$$V_{sd} < V_{pl,Rd} = \frac{A_v}{\gamma_{m0}} \frac{f_y}{(3)^{0.5}}$$

D'où :

- γ_{m0} : coefficient de sécurité tel que $\gamma_{m0} = 1.1$
- f_y : nuance de l'acier telle que $f_y = 275 \text{ MPa}$
- A_v : surface cisailée du profilé HEB180 = 2024 mm^2

Application numérique:

$$V_{pl,Rd} = \frac{2024 \cdot 275}{1.1 \cdot (3)^{0.5}} = 292139.2 \text{ daN}$$

Donc : $V_{sd} < V_{pl,Rd}$; condition vérifiée

En plus $V_{sd} < (0.5)V_{pl,Rd}$ donc il n'y a pas d'effet de l'effort tranchant sur le moment résistant.

VI.3.3. Vérification au déversement

A cause des effets du chargement transversale, on doit vérifier les poutres au déversement :

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{(W_{pl,y}) f_y (\beta_w)}{M_{cr}}} > 0.4$$

Avec :

- $\beta_w = 1$, quand la section HEB180 est de classe 1 en flexion.
- $W_{pl,y}$: moment plastique de la section.

- f_y : limite élastique
- Détermination du moment critique élastique (M_{cr}) :

$$M_{cr} = \frac{(C_1)\pi^2 \cdot E(I_z)}{(K.L)^2} \left(\sqrt{\left(\frac{K}{K_w}\right)^2 \left(\frac{I_w}{I_z}\right) + \frac{(K.L)^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}} + (C_2 \cdot z_g)^2 - (C_2 \cdot z_g) \right)$$

$Z_g = h/2$ (poutre est chargée sur la semelle supérieure).

$Z_j = 0$ (section doublement symétrique).

$K = 1$ (blocable de rotation au niveau des appuis).

$K_w = 1$ (empêchement de gauchissement au niveau des appuis).

Coefficients liés au chargement et aux conditions d'appuis :

$$C_1 = 1.132 \quad C_2 = 0.459 \quad C_3 = 0.525$$

D'où :

$$M_{cr} = 482,4 \text{ KN.m}$$

On calcul l'élanement réduit du déversement :

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{(W_{pl,y}) f_y (\beta_w)}{M_{cr}}} = 0.52$$

Donc : $\lambda_{LT} = 0.52 > 0.4$, il y a risque de déversement.

On doit vérifier alors que :

$$M_{sd} < M_{b,Rd} = (\chi_{LT}) (\beta_w) W_{pl,y} \frac{f_y}{\gamma_{m1}}$$

Avec :

- M_{sd} : moment sollicitant.

- $M_{b,Rd}$: moment résistant ultime.

- χ_{LT} : coefficient de réduction.

- β_w : coefficient dépendant de la classe de la section.

- $W_{pl,y}$: moment plastique de la section.

- f_y : limite élastique.

- γ_{m1} : coefficient de sécurité.

Application numérique :

$$M_{b,Rd} = (\chi_{LT}) (\beta_w) W_{pl,y} \frac{f_y}{\gamma_{m1}} = 10952,9 \text{ daN.m}$$

Donc : $M_{sd} = 10358 \text{ daN.m} < M_{b,Rd} = 10952,9 \text{ daN.m}$ la poutre résiste au déversement

VI.3.4. Vérification du moment fléchissant

La vérification du moment fléchissant se fait par l'inégalité :

$$M_{sd} < M_{pl,Rd} = W_{pl,y} \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$$

Avec :

- $W_{pl,y}$: moment plastique de l'axe y-y tel que : $W_{pl,y} = 481.4 \text{ cm}^3$

- γ_{m0} : coefficient de sécurité tel que $\gamma_{m0}=1.1$

- f_y : nuance de l'acier tel que $f_y = 275 \text{ MPa}$

Application numérique :

$$M_{pl,Rd} = W_{pl,y} \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = 13239.8 \text{ daN.m}$$

Donc : $M_{sd}=13239.8 \text{ daN.m} < M_{pl,Rd}=10358 \text{ daN.m}$ condition vérifiée

Le profilé HEB180 répond à toutes les conditions données par le CCM97.

VI.4. Dimensionnement des contreventements

Un contreventement est un système statique destiné à assurer la stabilité globale d'un ouvrage vis-à-vis des effets horizontaux issus des éventuelles actions sur celui-ci (par exemple : vent, séisme, choc, freinage, etc.). Il sert également à stabiliser localement certaines parties de l'ouvrage (poutres, colonnes) relativement aux phénomènes d'instabilité (flambage ou déversement).

Dans notre cas, on a utilisé des contreventement en V, et qui seront sollicités en traction et compression.

Le cas de chargement le plus défavorable pour les éléments de contreventements est celui de la combinaison «Q+G+1.2EY» avec :

-G : charge permanente.

-Q : charge d'exploitation.

-EY : sollicitation sismique suivant la direction (Y-Y).

L'effort interne est : $N_{sd} = 144620 \text{ daN}$

Après le calcul numérique, le logiciel nous a proposé des doubles cornières à ailes égales du type DCED 200×20×20 avec les caractéristiques géométriques suivantes :

-Classe du profilée : 3

- $L=3.75 \text{ m}$; $I_y=5700 \text{ cm}^4$; $I_z=12514 \text{ cm}^4$; $A=152.7 \text{ cm}^2$; $W_{y,el}=398.04 \text{ cm}^3$; $W_{z,el}=595.9 \text{ cm}^3$

VI.4.1. Vérification à la traction

En traction, le risque des phénomènes d'instabilité est écarté. Pour s'assurer que les barres résistent bien à la traction, il faut que :

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

Avec :

- N_{sd} : effort normal sollicitant.

- $N_{t,Rd}$: résistance à la traction.

Application numérique :

$$N_{el,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = 381750 \text{ daN}$$

Donc : $N_{el,Rd} > N_{sd}$ condition vérifiée

VI.4.2. Vérification au Flambement

La formule de vérification du phénomène d'instabilité le flambement passe par la vérification de l'élançement réduit $\bar{\lambda}$ est :

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} (\beta_A)^{0.5} < 0.2$$

Le calcul du flambement se fait suivant les deux directions y-y (dont l'inertie plus forte) et z-z (dont l'inertie plus faible).

Les données suivantes ont été utilisées pour la vérification au flambement du poteau.

- $\beta_A=1$ (Le contreventement DCED 200×20×20 est de classe 3)

- $\varepsilon=0.92$

- Le rapport L_f/L On travaille avec un repère local :

Le rapport L_f/L est calculé par la formule suivante :

$$\frac{L_f}{L} = \frac{1 + 0.145(\eta_1 + \eta_2) - 0.265(\eta_1)(\eta_2)}{2 - 0.364(\eta_1 + \eta_2) - 0.247(\eta_1)(\eta_2)}$$

Tel que :

η_1 et η_2 ce sont les facteurs de distributions de rigidités.

- η_1 : pour le nœud 1 (pied du poteau)

- η_2 : pour le nœud 2 (tête du poteau)

Pour des nœuds fixes et encastrés $\eta_1 = \eta_2 = 0$

Finalement, les valeurs de l'élançement réduit $\bar{\lambda}$ dans les deux directions a été calculé dans le tableau suivant :

	(y-y) :	(z-z) :
Longueur de flambement	$L_f = \frac{L}{2} = 3.75\text{m (art-art)}$	$L_f = \frac{L}{2} = 3.75\text{m (art-art)}$
Élançement	$\lambda = 62.4$	$\lambda = 41.4$
Élançement critique	$\lambda_1 = 93,3, \varepsilon = 85.8$	$\lambda_1 = 93,3, \varepsilon = 85.8$
Élançement réduit	$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} (\beta_A)^{0.5} = 0.72 > 0.2$	$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} (\beta_A)^{0.5} = 0.48 > 0.2$

Tableau VI.3. Récapitulatif du calcul de flambement.

Il y a risque de flambement autour de (y-y) et (z-z).

Le flambement est vérifié par la formule suivante :

$$N_{sd} < N_{b,Rd} = \chi \cdot A \cdot \beta_a \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$$

Avec :

- N_{sd} : effort normal sollicitant tel que $N_{sd} = 144620$ daN

- $N_{b,Rd}$: effort résistant au flambement.

- A : section du contreventement DCED 200×20×20.

- f_y : nuance de l'acier.

- γ_{m0} : coefficient de sécurité.
- χ : coefficient de réduction.
- β_a : coefficient dépendant de la classe.
- Le facteur d'imperfection est : $\alpha = 0.49$.
- La courbe de flambement est la courbe C.

Par interpolation on obtient un coefficient de réduction :

$$\chi_y = 0.72 ; \chi_z = 0.85 \rightarrow \chi = \min(\chi_y, \chi_z) = \chi_y = 0.72 \text{ (Annexe 6)}$$

On trouve : $N_{b,Rd} = \chi \cdot A \cdot \beta_a \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = 0.72 (15270)(1)250 = 274860 \text{ daN}$

Donc : $N_{sd} = 144620 \text{ daN} < N_{b,Rd} = 274860 \text{ daN}$ pas de risque de flambement sous N_{sd}

Donc, le profilée DCED 200×20×20 répond à tous les critères du règlement CCM97. Les mêmes calculs ont été faits pour les contreventements de la façade et on a obtenu des CAEP 180×16.

Les différents types de contreventement sont résumés dans le tableau suivant :

Emplacement	profilée
File centrale	DCED 200×20×20
façade	CAEP 180×16

Tableau VI.4. Différents types de contreventement.

VI.5. Dimensionnement des poutres de rampes

Les poutres de rampes servent essentiellement à relier les différents étages et permettre la circulation des véhicules entre différents niveaux, leur composition est la même que celle du plancher collaborant. La figure suivante représente une rampe de descente :

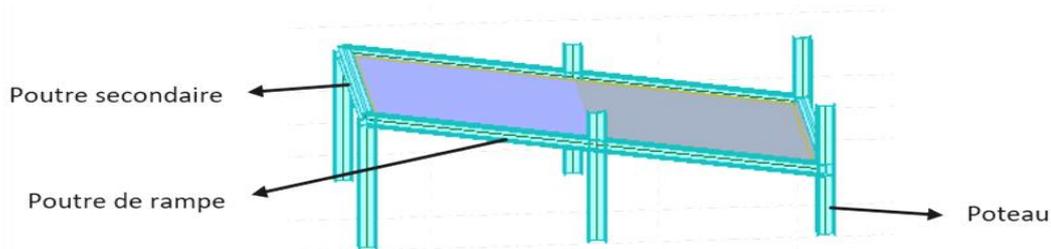


Figure VI.3. Rampe de descente.

Vue de l'inclinaison des barres de rampes, et leur emplacement sur la file centrale, on fait en sorte qu'elles supportent les poids verticaux qui leur reviennent une part des effets de séismes, donc le dimensionnement est fait avec le cas accidentel suivant : «G+Q+1.2EX» Avec :

- G : charge permanente.
- Q : charge d'exploitation.
- EX : sollicitation sismique suivant la direction (X-X)

Le profilé choisie est un HEB140 qui a été renforcé par des raidisseurs tout les 1 mètreavec des un plat 67×115 mm et d'une épaisseur de 7mm comme le montre la figure suivante :



Figure VI.4. Espacement des raidisseurs.

Les efforts internes dans la poutre de rampe sont lessuivants :

$$-N_{sd}=15723 \text{ daN}$$

$$-M_{y,sd}=1173 \text{ daN.m}$$

$$-V_{sd}=283 \text{ daN}$$

Le profilée est de classe 1

VI.5.1. L'effort tranchant

On doit vérifier que :

$$V_{sd} < V_{pl,Rd} = \frac{A_v}{\gamma_{m0}} \cdot \frac{f_y}{(3)^{0.5}}$$

Avec :

- V_{sd} : effort tranchant sollicitant.

- $V_{pl,Rd}$: effort résistant au cisaillement.

- A_v : aires de cisaillement =1308 mm²

Application numérique :

$$V_{pl,Rd} = \frac{1308}{1} \frac{275}{(3)^{0.5}} = 20767,3 \text{ daN}$$

Donc : $V_{pl,Rd}=20767,3 \text{ daN} > V_{sd}=283 \text{ daN}$ condition vérifiée

En plus $V_{sd} < (0.5)V_{pl,Rd}$, donc il n'ya pas d'effet de l'effort tranchant sur le moment resistant.

VI.5.2. Résistance d'une section transversale soumise à un moment fléchissant et un effort axial

La réduction du moment résistant autour de (y-y) :

Il faut vérifier que :

$$M_{y,sd} < M_{Ny,Rd}$$

- $M_{y,sd}$: moment sollicitant autour de (y-y).

- $M_{Ny,Rd}$: moment réduit résistant autour de (y-y).

On aune réduction du moment résisant si :

$$N_{sd} > 0.25 N_{pl,Rd}$$

et

$$N_{sd} > 0.5 N_{plW,Rd}$$

La formule de $N_{plW,Rd}$ est donnée par :

$$N_{plW,Rd} = a \cdot N_{pl,Rd}$$

$$\text{Telque : } a = \frac{A - 2 \cdot b \cdot t_f}{A} = 0.22 \text{ et } N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = 107500 \text{ daN}$$

$$\Rightarrow N_{plW,Rd} = 23650 \text{ daN}$$

$$\Rightarrow N_{sd} = 15723 \text{ daN} < 0.25 N_{pl,Rd} \text{ et } N_{sd} > 0.5 N_{plW,Rd} \rightarrow \text{il y a réduction autour de } (y-y).$$

Calcul du moment réduit $M_{Ny,Rd}$:

$$M_{Ny,Rd} = M_{ply,Rd} \cdot \left(\frac{1-n}{1-0.5a} \right)$$

Application numérique :

$$M_{Ny,Rd} = 107500 \cdot (0.95) = 102125 \text{ daN.m}$$

Donc : $M_{sd} = 1173 \text{ daN.m} < M_{Ny,Rd} = 102125 \text{ daN.m}$; condition vérifier

VI.5.3. Vérification de la résistance de l'élément comprimé et fléchis

La vérification de la résistance de l'élément comprimé et fléchi doit vérifier les phénomènes de stabilités.

VI.5.3.1. Vérification du déversement

A cause des effets horizontaux dus au seisme on doit vérifier le poteau au déversement.

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{(W_{pl,y}) f_y (\beta_w)}{M_{cr}}} > 0.4$$

Avec :

- $\beta_w = 1$, quand la section HEB140 est de classe 1 en flexion.
- $W_{pl,y}$: moment plastique de la section.
- f_y : limite élastique
- Détermination du moment critique élastique (M_{cr}) :

$$M_{cr} = \frac{(C_1) \pi^2 \cdot E \cdot (I_z)}{(K \cdot L)^2} \left(\sqrt{\left(\frac{K}{K_w} \right)^2 \left(\frac{I_w}{I_z} \right) + \frac{(K \cdot L)^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}} + (C_2 \cdot z_g)^2 - (C_2 \cdot z_g) \right)$$

$Z_g = h/2$ (poutre est chargée sur la semelle supérieure).

$Z_j = 0$ (section doublement symétrique).

$K = 1$ (blocable de rotation au niveau des appuis).

$K_w = 1$ (empêchement de gauchissement au niveau des appuis).

Coefficients liés au chargement et aux conditions d'appuis :

$$C_1 = 0.712 \quad C_2 = 0.625 \quad C_3 = 1.070$$

D'où :

$$M_{cr} = 1.4 \text{ MN.m}$$

On calcul l'élanement réduit du déversement :

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{(W_{pl,y}) f_y (\beta_w)}{M_{cr}}} = 0.21$$

Donc : $\lambda_{LT} = 0.21 < 0.4$, il n'y a pas risque de déversement.

VI.5.3.2. Flambement

La formule de vérification du phénomène d'instabilité le flambement passe par la vérification de l'élanement réduit $\bar{\lambda}$ est :

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} (\beta_A)^{0.5} < 0.2$$

Le calcul du flambement se fait suivant les deux directions y-y (dont l'inertie plus forte) et z-z (dont l'inertie plus faible).

Les données suivantes ont été utilisées pour la vérification au flambement du poteau.

- $\beta_A = 1$ (Le profilé HEB140 est de classe 3)

- $\varepsilon = 0.92$

- Le rapport L_f/L On travaille avec un repère local :

Le rapport L_f/L est calculé par la formule suivante :

$$\frac{L_f}{L} = \frac{1 + 0.145(\eta_1 + \eta_2) - 0.265(\eta_1)(\eta_2)}{2 - 0.364(\eta_1 + \eta_2) - 0.247(\eta_1)(\eta_2)}$$

Tel que :

η_1 et η_2 ce sont les facteurs de distributions de rigidités.

- η_1 : pour le nœud 1 (pied du poteau)

- η_2 : pour le nœud 2 (tête du poteau)

Pour des nœuds fixes et encastres $\eta_1 = \eta_2 = 0$

Finalement, les valeurs de l'élanement réduit $\bar{\lambda}$ dans les deux directions a été calculé dans le tableau suivant :

	(y-y) :	(z-z) :
Longueur de flambement	$L_f = L = 1$ m (art-art)	$L_f = L = 1$ m (art-art)
Élanement	$\lambda = 16.6$	$\lambda = 27.9$
Élanement critique	$\lambda_1 = 93,3 \cdot \varepsilon = 85.8$	$\lambda_1 = 93,3 \cdot \varepsilon = 85.8$
Élanement réduit	$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} (\beta_A)^{0.5} = 0.19 < 0.2$	$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} (\beta_A)^{0.5} = 0.32 > 0.2$

Tableau VI.5. Récapitulatif du calcul de flambement.

Il y a risque de flambement autour de (z-z).

Le flambement est vérifié par la formule suivante :

$$N_{sd} < N_{b,Rd} = \chi \cdot A \cdot \beta_a \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$$

Avec :

- N_{sd} : effort normal sollicitant tel que $N_{sd}=15723$ daN

- $N_{b,Rd}$: effort résistant au flambement.

- A : section du profilé HEB140.

- f_y : nuance de l'acier.

- γ_{m0} : coefficient de sécurité.

- χ : coefficient de réduction.

- β_a : coefficient dépendant de la classe.

-Le facteur d'imperfection est : $\alpha=0.49$.

-La courbe de flambement est la courbe C.

Par interpolation on obtient un coefficient de réduction : $\chi_z=0.57$

On trouve : $N_{b,Rd} = \chi \cdot A \cdot \beta_a \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = 0.57 (4300)(1)250 = 61275$ daN

Donc : $N_{sd}=15723$ daN < $N_{b,Rd} = 61275$ daN pas de risque de flambement sous N_{sd}

VI.6. Garde corps

Le garde corps est dispositif qui permet d'assurer la sécurité des usagers en délimitant les seuils de chaque étage, à fin d'éviter les risques de chute pour les personnes et les voitures. Dans notre cas, on a opté pour un garde corps de type glissière de retenue capable de freiner des chocs de percussion de voiture, ils sont fabriqués en usine et dont les caractéristiques géométriques sont les suivantes :

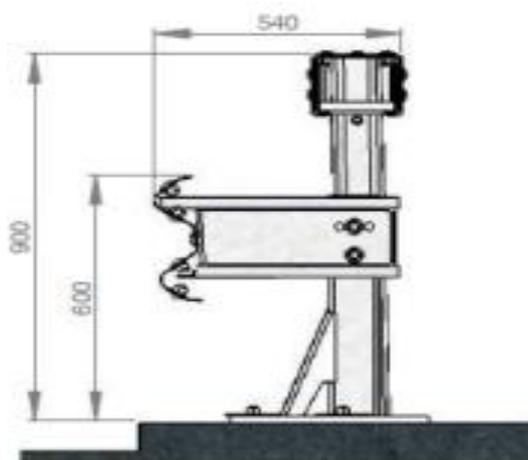


Figure VI.5. Balise de sécurité.

Pour la fixation de la glissière avec le plancher, le fabricant fournit un kit qui assure la bonne liaison. Sur la face externe de l'édifice ces glissières ont été recouvertes par un revêtement décoratif léger qui donne un aspect plus soigné^[11].

VI.7. Conclusion

Les éléments de la structure ont été dimensionnés via le règlement algérien CCM97/Eurocode 3 d'une manière la plus économique avec un choix optimal des profilés, et cela tout en assurant la stabilité de l'ouvrage.

On a déterminé dans ce chapitre les sections des différents éléments :

- Les poteaux de la file centrale : HEB400
- Les poteaux du sous sol : HEB300
- Les poteaux restants : HEB260
- Les croix de contreventement de la file centrale : Cornière DCED 200X20X20
- Les croix de contreventement de la façade : Cornière CAEP 180X16
- Les poutres de rampes : HEB140
- Les poutres secondaires : HEB180

Dans le chapitre suivant on va entamer les assemblages.

CHAPITRE VII

Calcul des Assemblages

VII.1.Introduction

Les assemblages sont des procédés d'attachement entre plusieurs éléments afin d'assurer la continuité de la structure dans les points assemblés. En construction métallique, les moyens d'assemblages utilisés sont soit les assemblages boulonnés ou soudés. Les assemblages boulonnés peuvent être réalisés en boulons ordinaires ou en boulons à haute résistance avec précontrainte. Autre type de boulons peuvent être utilisés comme les boulons sertis, les axes d'articulations, les goujons filetés.

Les différentes formes d'assemblages utilisés dans notre construction, la figure suivante, sont :

- 1) Assemblage unilatéral (poteau-poutre).
- 2) Assemblage bilatéral (poteau-poutre).
- 3) Assemblage de continuité (Poutre-poutre).
- 4) Assemblage de continuité de poteau.
- 5) Assemblage de pied de poteau.

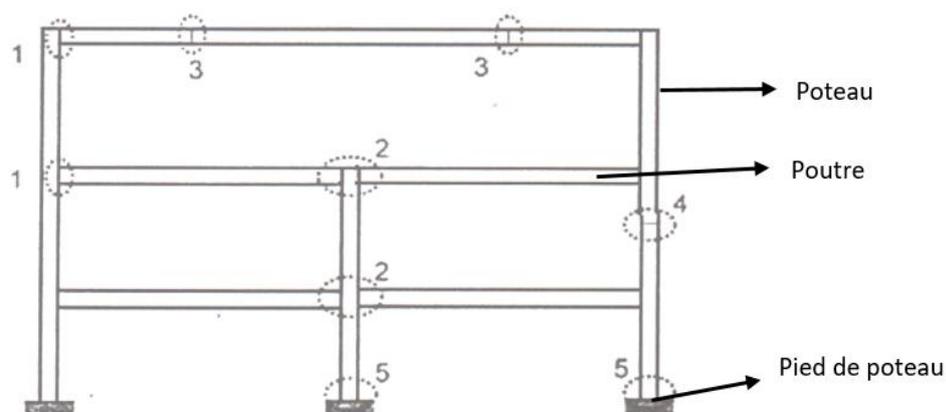


Figure VII.1. Différents types d'assemblage.

La méthodologie du travail de chapitre VII est présentée par l'organigramme présenté par la figure VII.2.

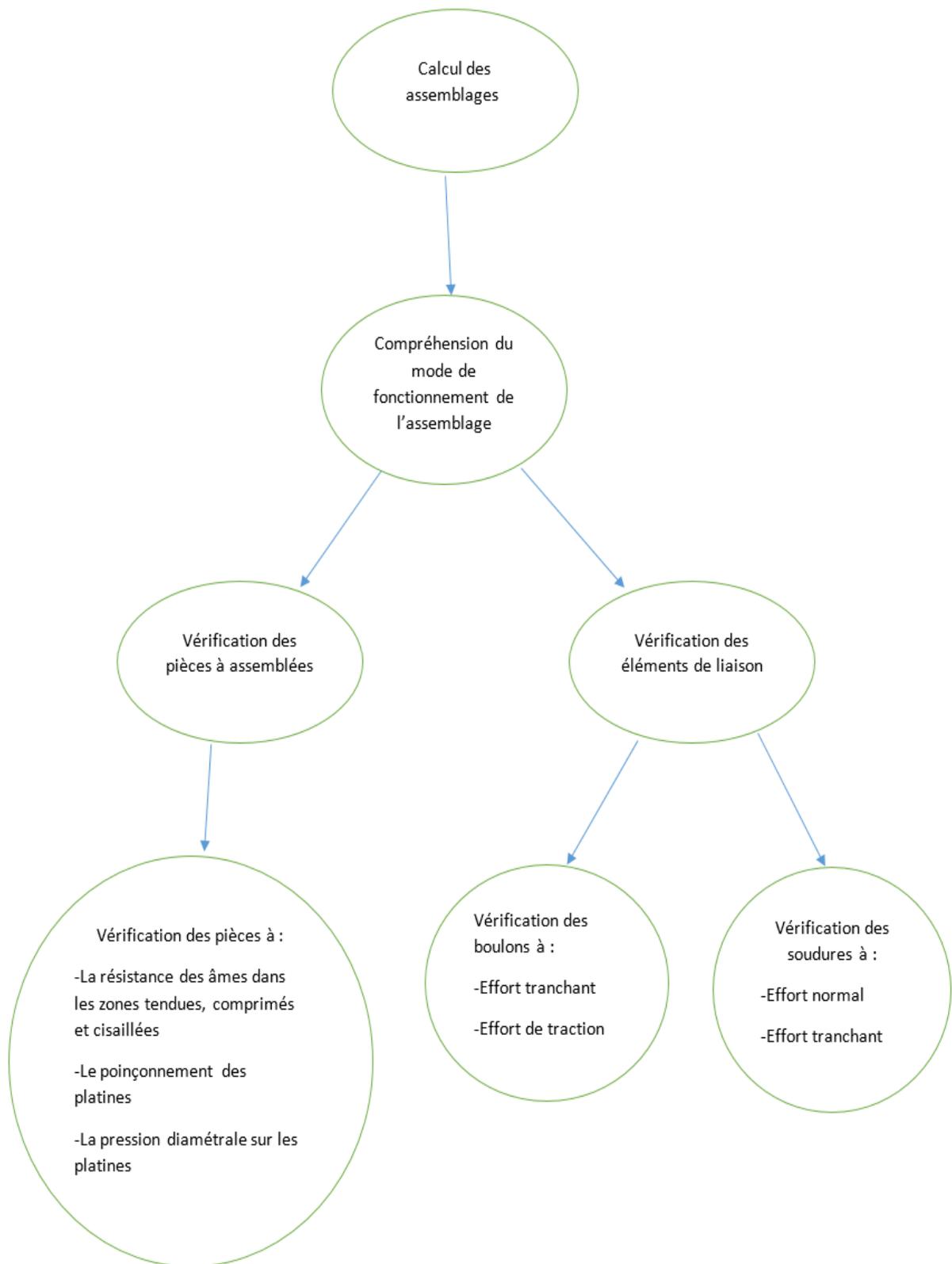


Figure VII.2. Organigramme de calcul des assemblages.

VII.2. Assemblage poteau – poutre principale (HEB260 - HEB260)

Le principe de l'assemblage est de boulonner la poutre avec le poteau au moyen d'une platine qui a été soudée au préalable sur la surface du profilé de la poutre et a été renforcée par un jarret. Le poteau quant à lui est raidi par les plats afin d'éviter toute instabilité.

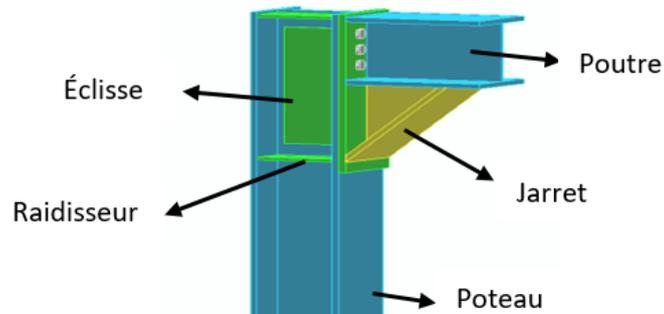


Figure VII.3. Boulonnage de la poutre avec le poteau.

VII.2.1. Soudure de la platine

Le moment est, par supposition, repris uniquement par les cordons reliant les semelles à la platine. Egalement l'effort tranchant est supposé repris uniquement par les cordons reliant l'âme à la platine. Les efforts sollicitant l'assemblage sous la combinaison « 1,35G+1,5Q » :

$$V_{sd} = 14533 \text{ daN} \text{ et } M_{sd} = 25219 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

Cet assemblage est soumis au système des forces représenté dans la figure suivante :

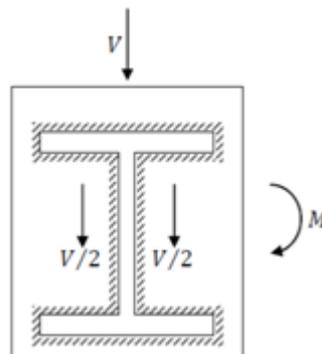


Figure VII.4. Forces appliquées sur l'assemblage.

VII.2.2. Choix du cordon de soudure

Cordon de soudure est montré par la figure suivante :

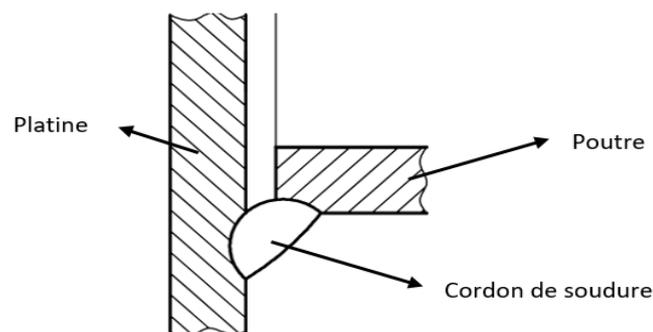


Figure VII.5. Cordon de soudure.

Caractéristiques géométriques rentant dans le choix du cordon de la platine de soudure sont:

- h : hauteur de la platine = 610mm
- e_p : épaisseur de la platine : e_p = 20 mm
- t_f : épaisseur de la semelle HEB260 : t_f = 18 mm
- t_w : épaisseur de l'âme HEB260 : t_w= 10 mm

1- Soudure de la semelle de la poutre sur la platine (résiste à la traction) :
 $3mm \leq a_f \leq 0,5 \cdot t_f \rightarrow 3mm \leq a_f \leq 0,5 \cdot (18) \rightarrow 3mm \leq a_f \leq 9 \text{ mm}$

2- Soudure de l'âme de la poutre sur la platine (résiste au cisaillement) :
 $3mm \leq a_w \leq 0,5 \cdot t_w \rightarrow 3mm \leq a_w \leq 0,5 \cdot (10) \rightarrow 3mm \leq a_w \leq 5 \text{ mm}$

On prend : a_f= 9m, a_w= 5mm

VII.2.3. Vérification de la soudure de la semelle à la traction

Il faut vérifier que :

$$N_{sd} = \frac{M_{sd}}{h - t_f} \leq F_{w,Rd} = \frac{a_f \times \Sigma l \times f_u}{\sqrt{2} \times \beta_w \times \gamma_{mw}}$$

Avec :

- N_{sd} : effort normal sollicitant.
- a_f : soudure de la semelle de la poutre sur la platine.
- Σl(longueur des cordons de soudures) = 520 mm

Application numérique :

$$N_{sd} = \frac{M_{sd}}{h - t_f} = \frac{25219}{0.260 - 0.018} = 104210.7 \text{ daN}$$

$$F_{w,Rd} = \frac{a_f \times \Sigma l \times f_u}{\sqrt{2} \times \beta_w \times \gamma_{mw}} = \frac{9 \times 1004 \times 430}{\sqrt{2} \times 1 \times 1.25} = 113838.5 \text{ daN}$$

Donc : $N_{sd} \leq F_{w,Rd}$ condition vérifiée

VII.2.4. Vérification de la soudure de la semelle au cisaillement

Il faut vérifier que :

$$V_{sd} \leq F_{w,Rd} = \frac{a_f \times \Sigma l \times f_u}{\sqrt{2} \times \beta_w \times \gamma_{mw}}$$

Avec :

V_{sd} : Valeur de calcul de l'effort tranchant = 14533 daN

Σl = 450 mm (longueur des cordons de soudures.)

Application Numérique :

$$F_{w,Rd} = \frac{a_f \times \Sigma l \times f_u}{\sqrt{2} \times \beta_w \times \gamma_{mw}} = \frac{9 \times 450 \times 430}{\sqrt{2} \times 1 \times 1.25} = 98514.1 \text{ daN}$$

Donc : $V_{sd} \leq F_{w,Rd}$ condition vérifiée

Dispositions constructives :

On prend deux files de deux boulons $\varnothing 20$ classe HR 10.9 dont les résistances élastique et ultime sont $f_{yb} = 900MPa$ et $f_{ub} = 1000MPa$.

Les caractéristiques géométriques de la platine sont :

- d_0 : Le diamètre du trou = $20+2= 22mm$

- t : L'épaisseur de la platine = $18 mm$

En raison de sécurité, le plan de cisaillement des boulons est pris dans la partie des trous.

- Entraxe vertical (p_1, p_2) : voir la figure VII.6

$2,2 d_0 \leq p_1 \leq 14t \rightarrow$ Alors on prend $p_1 = 60 mm$

$3 d_0 \leq p_2 \leq 14t \rightarrow$ Alors on prend $p_2 = 100 mm$

L'épaisseur la plus mince : $t = \min (t_{f_i}) = \min (18 ; 20) = 18 mm$

- Pinces (e_1, e_2) : voir la figure VII.6

$1,2 d_0 \leq e_1 \leq 12t \rightarrow$ Alors on prend $e_1 = 80 mm$

$1,5 d_0 \leq e_2 \leq 12t \rightarrow$ Alors on prend $e_2 = 80 mm$

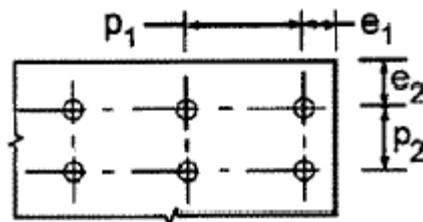


Figure VII.6. Entraxes vertical et Pinces.

L'axe neutre se trouve au-dessous de la dernière rangée ; donc tous les boulons sont tirés.

VII.2.5.Vérification à la traction des boulons

Il faut vérifier que :

$$F_{t,Sd} = \frac{M_{sd} \cdot h_i}{2 \cdot \Sigma h_i^2} < F_{t,Rd} = \frac{0,9 A_s \cdot f_{bu}}{\gamma_{mb}}$$

Avec :

- $F_{t,Sd}$: effort de traction du boulon le plus sollicité.

- h_i : distance entre le boulon et l'axe de l'aile du jarret.

- $A_s=245 mm^2$: Aire d'un boulon.

On a 3 rangée donc : $h_1=477mm$; $h_2=417mm$; $h_3= 357mm$

Application numérique :

$$F_{t,Sd} = \frac{25219 \cdot 477}{1057734} = 11372 \text{ daN}$$

$$F_{t,Rd} = \frac{0,9 \cdot 245 \cdot 1000}{1,25} = 17640 \text{ daN}$$

Donc :

$$F_{t,Sd} < F_{t,Rd} \text{ condition vérifiée}$$

VII.2.6. Vérification au poinçonnement de la platine

On doit vérifier :

$$F_{t,Sd} \leq B_{p,Rd} = \frac{0.6 \times \pi \times d_m \times t_p \times f_u}{\gamma_{mb}}$$

Avec :

- d_m : diamètre moyen entre le cercle circonscrit et la tête du boulon.

- t_p : épaisseur de la platine.

Application numérique :

$$B_{p,Rd} = 43500 \text{ daN}$$

Donc : $F_{t,Sd} = 42300 \text{ daN} < B_{p,Rd} = 43500 \text{ daN}$ condition vérifiée.

VII.2.7. Vérification au cisaillement des boulons

Il faut vérifier que :

$$V_{sd} \leq N F_{s,Rd} = F_{s,Rd} = N \frac{k_s \times n \times \mu \times F_{t,Rd}}{\gamma_{ms}}$$

Avec :

- N : nombre de boulons tel que $N=6$

- k_s : boulons utilisés pour des trous normaux = 1

- $n=1$, un seul plan de glissement

- $\mu = 0,3$ coefficient de frottement (brossé ; classe de surface C)

Application numérique :

$$F_{s,Rd} = 5075.5 \text{ daN}$$

Donc : $V_{sd} = 14533 < 6(5075.5) = 30453 \text{ daN}$; condition vérifiée

VII.2.8. Vérification de la résistance de l'âme du poteau dans la zone tendue

Il faut vérifier que :

$$F_v \leq F_{t,Rd} = \frac{f_y \times b_{\text{eff}} \times t_w}{\gamma_{m0}}$$

Avec :

$$b_{\text{eff}} = t_{fb} + 2(1.44)a_w + 5(t_{fc} + r) = 18 + 2(1.44) \times 5 + 5(18 + 24) = 242.14 \text{ mm}$$

Application numérique :

$$F_{t,Rd} = \frac{275 \times 242.14 \times 10}{1.1} = 60535 \text{ daN}$$

$$F_v = \frac{M_{sd}}{h - t_f} = \frac{25214}{260 - 10} = 10085 \text{ daN}$$

Donc : $F_v < F_{t,Rd}$ condition vérifiée

VII.2.9. Vérification de la résistance de l'âme du poteau dans la zone comprimée

Il faut vérifier que :

$$N_{Sd} \leq F_{c,Rd} = \frac{k_c \times b_{eff} \times \rho \times t_{wc} \times f_y}{\gamma_{m1} \times \sqrt{(1 + 1,3 \times (\frac{b_{eff}}{h})^2)}}$$

Avec :

- N_{sd} : effort normal sollicitant.

- $F_{c,Rd}$: effort normal résistant.

- t_{wc} : épaisseur de l'âme de poteau plus l'épaisseur de la doubleur d'âme ($t_{wc}=20$ mm)

- b_{eff} : largeur efficace = $t_{fb} + 2(1,44)a_p + 5(t_{fc}+r)=242.2$ mm

- k_c : coefficient dépendant de la nuance de l'acier est donné par la formule suivante :

$$\begin{cases} k_c=1 \rightarrow \sigma_{c,sd} \leq 0.7 f_y \\ k_c=1.7 - \frac{\sigma_{c,sd}}{f_y} \rightarrow \sigma_{c,sd} > 0.7 f_y \end{cases}$$

Avec :

- $\sigma_{c,sd}$: contrainte normale de compression dans l'âme du poteau due à l'effort de compression et au moment fléchissant.

$M_{sd}=12640$ daN.m , $N_{sd}=73805$ N , $A=11840$ mm² , $h_a=260$ mm ; $I_y=14920$ cm⁴ . $y=\frac{260}{2}=130$ mm

$$\sigma_{c,sd} = \frac{N}{A} + \frac{M.y}{I} = \frac{73805}{11840} + \frac{12640000 \cdot 130}{149200000} = 17.16 \text{ daN/mm}^2 < 0.7 (27.5) = 19.3 \text{ daN/mm}^2$$

Donc : $k_c = 1$

ρ : coefficient dépendant de la géométrie de la section est donné par la formule suivante :

$$\begin{cases} \rho=1 \rightarrow \bar{\lambda}_p \leq 0.72 \\ \rho = \frac{(\bar{\lambda}_p - 0.2)}{\bar{\lambda}_p^2} \rightarrow \bar{\lambda}_p > 0.72 \end{cases}$$

Avec :

$$\bar{\lambda}_p = 0.932 \sqrt{\frac{b_{eff} \cdot d_w \cdot f_y}{E \cdot t_{wc}^2}}$$

$$-d_{wc} = h_c - 2(t_{fc} + r) = 260 - 2(18 + 24) = 176 \text{ mm}$$

Application numérique :

$$\bar{\lambda}_p = 0.932 \sqrt{\frac{b_{eff} \cdot d_w \cdot f_y}{E \cdot t_{wc}^2}} = 0.696 < 0.72 \rightarrow \rho=1$$

On trouve que :

$$F_{c,Rd} = \frac{1 \times 242.2 \times 1 \times 10 \times 275}{1 \sqrt{(1 + 1,3 \times (0.87))}} = 45626.3 \text{ daN}$$

- N_{sd} : Effort normal sollicitant ($N_{sd} = \sum N_i$)

$$-N_i = \frac{M_{sd} \cdot h_i}{\sum h_i} \text{ avec : } M_{sd} = 25219 \text{ daN.m}$$

$$-N_1 = 16478.7 \text{ daN}$$

$$-N_2 = 14405.9 \text{ daN}$$

$$-N_3=12333.12\text{daN}$$

D'où :

$$N_{sd}=\sum N_i=43217.7 \text{ daN}$$

Au final, on vérifie bien que :

$$N_{sd} \leq F_{c,Rd} \text{ condition vérifiée}$$

VII.2.10. Vérification de la résistance de l'âme du poteau dans la zone cisailée

Il faut vérifier que :

$$V_{sd} < V_{Rd}$$

Avec :

- V_{sd} : effort tranchant sollicitant.

- V_{Rd} : effort résistant de cisaillement.

Puisque le poteau a été renforcé par des raidisseurs alors sa résistance plastique au cisaillement augmente de V_{Rd} à $(V_{Rd} + V_{add,Rd})$.

$$V_{rd} = \frac{0.9 (f_y) \cdot A_v}{\gamma_{m0} \sqrt{3}}$$

$$V_{add,Rd} = \frac{4 \cdot M_{pl,fc,rd}}{d_s}$$

Avec :

- d_s : distance entraxe des raidisseurs.

- $M_{pl,fc,Rd}$: moment résistant plastique de la semelle du poteau = $M_{pl,fc,Rd} = 547 \text{ daN.m}$

- $A_{v\hat{a}me} = A - 2 \times b \times t_f + (t_w + 2r) \times t_f = 11840 - 2 \cdot 260 \cdot 18 + (10 + (2)24) \cdot 18 = 3524 \text{ mm}^2$

- $A_{v\text{contre-plaque}} = 1800 \text{ mm}^2$

$$D'où : V_{Rd} = \frac{0.9 (27,5) \cdot 5559}{\sqrt{3}} + \frac{4 \cdot 547}{0.58} = 79812.1 \text{ daN}$$

On a : $V_{sd} = 14533 \text{ daN}$

Donc : $V_{sd} = 14533 \text{ daN} < V_{Rd} = 79812.1 \text{ da}$; condition vérifiée

VII.3. Assemblage poutre (HEB260) / solive (IPE100)

La solive en (IPE100) a été reliée à la poutre en (HEB260) à l'aide d'une cornière, qui a été boulonnée par une file horizontale de boulons (voir figure VII.7).

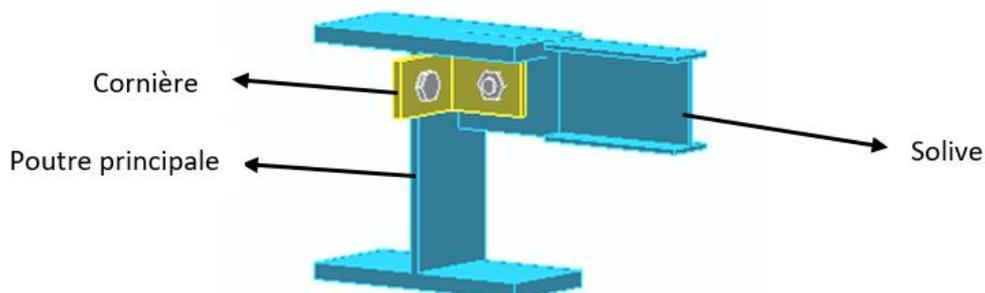


Figure VII.7. Assemblage poutre principale (HEB260) – solive (IPE100).

L'épaisseur de la cornière « t » doit satisfaire la condition suivante :

$$V_{sd} < V_{pl,Rd} = \frac{(l-d_0).t.f_y}{\gamma_{m2}\sqrt{3}}$$

D'où :

$$t > V_{sd} \frac{\gamma_{m2}\sqrt{3}}{(l-d_0).f_y}$$

Avec :

-L' effort sollicitant l'assemblage est donné sous la combinaison 1.35 G + 1.5 Q.

On obtient : $V_{sd}=1514$ daN.

-La hauteur de la cornière est 100 mm .

-l:longueur du plan de cisaillement,l= 60 mm

- d_0 : diamètre des boulons = 16 mm

Application numérique :

$$t > V_{sd} \frac{\gamma_{m2}\sqrt{3}}{(l-d_0).f_y} = 15.14 \frac{1.25\sqrt{3}}{(60-16).275} = 2.7\text{mm} \rightarrow t=3 \text{ mm}$$

On prend une cornière : CAE100× 10

Pour le perçage : on doit faire un trou de $d_0=d+1\text{mm}$, soit : $d_0=16+1=17\text{mm}$

VII.3.1.Vérification au cisaillement

On doit vérifier que :

$$V_{T,sd} < F_{v,Rd} = \frac{0.6(A_s).f_{bu}}{\gamma_{mb}}$$

$$V_{T,sd} : \text{Effort tranchant} = \frac{V_{sd}}{2} = 757 \text{ daN}$$

Application numérique :

$$F_{v,Rd} = \frac{0.6(A_s).f_{bu}}{\gamma_{mb}} = \frac{0.6(157).400}{1.25} = 3014.4 \text{ daN}$$

$f_{bu}=400$ MPa ; la classe des boulons 4.8

Donc : $V_{T,sd}= 757$ daN $< F_{v,Rd}= 3014.4$ daN condition vérifiée

VII.3.2. Vérification de la pression diamétrale

Il faut vérifier que :

$$\frac{V_{sd}}{n} < V_{b,rd} = \frac{2.5(\alpha).f_u.d.t}{\gamma_{mb}}$$

Avec :

- V_{sd} : effort tranchant sollicitant.

- $V_{b,Rd}$: résistance de platine à la pression diamétrale.

-t : épaisseur de la platine.

-d : diamètre du boulon.

- α : coefficient donné par la formule suivante $\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - 0.25; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right) = 0.58$

- γ_{mb} : Coefficient de sécurité.

$-f_u$: limite élastique de l'acier.

D'où :

$$V_{b,Rd} = \frac{2.5(0.58).275.16.10}{1.25} = 5104 \text{ daN}$$

$$\frac{V_{sd}}{1} = 1514 \text{ daN}$$

Donc : $\frac{V_{sd}}{n} = 1514 \text{ daN} < V_{b,Rd} = 5104 \text{ daN}$ condition vérifiée

VII.4. Assemblage poteau (HEB260)/poteau (HEB300)

Les poteaux de sections différentes ont été assemblés de façon à avoir le meilleur comportement au séisme et aux différentes sollicitations, pour cela on a introduit une platine des deux côtés, qui ont été boulonnées par des boulons à haute résistance au niveau du poteau de bas et soudé sur le poteau du haut (voir figure VII.8).

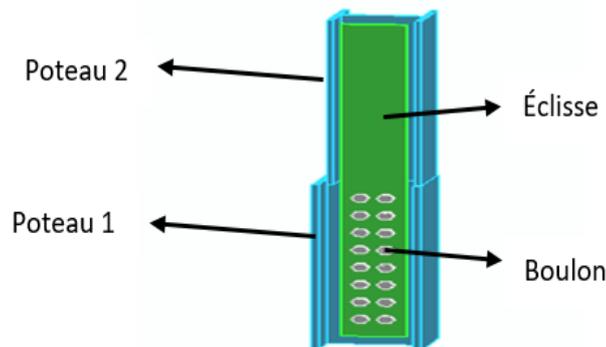


Figure VII.8. Assemblage poteau (HEB260)/poteau (HEB300).

Les efforts sollicitant les poteaux sont présentés dans le tableau suivant :

	Poteau1(de bas)	Poteau2 (de haut)
N_{sd1}	96302 daN	79071 daN
$V_{z,sd1}$	3926 daN	4577 daN
$M_{y,sd1}$	70,59daN.m	6296 daN.m

Tableau VII.1. Sollicitations des deux poteaux.

VII.4.1.Résistance des soudures

Il faut vérifier que :

$$\tau = [(\tau_{x,N} + \tau_{x,My})^2 + (\tau_{z,Vz} + \tau_{z,My})^2]^{0.5} \leq \frac{f_u}{\sqrt{3} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{m2}}$$

Avec :

$-\gamma_{m2}$: Coefficient de sécurité.

– τ :composante de la contrainte due à l'influence de l'effort axial est :

$$\tau_N = \frac{F}{\sqrt{2} \cdot a \cdot L}$$

L : longueur de soudure et a : épaisseur de la gorge.

-La contrainte composante due à l'influence de l'effort tranchant :

$$\tau_{z,Vz} = \frac{V_z}{A_w}$$

-La composante de la contrainte due à l'influence du moment sur la direction x :

$$\tau_{x,My} = \frac{M_y \cdot Z_i}{I_0}$$

-La composante de la contrainte due à l'influence du moment sur la direction z :

$$\tau_{z,My} = \frac{M_y \cdot X_i}{I_0}$$

Après calcul, on obtient :

$\tau_{z,Vz} = 1.16$ MPa ; $\tau_{x,My} = 12$ MPa ; $\tau_{z,My} = 2$ MPa ; $\tau_N = 19.97$ MPa

D'où :

$$\tau = 25,80 \text{ MPa} < \frac{f_u}{\sqrt{3} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{m2}} = 158.77 \text{ MPa}$$

Donc : la soudure est suffisamment résistante.

VII.4.2. Vérification de la résistance de l'éclisse d'âme à la traction

On doit vérifier que :

$$(0.9) \frac{A_{t,net}}{A_t} \leq \frac{f_y \cdot \gamma_{m2}}{f_u \cdot \gamma_{m0}}$$

Telque :

- A_t : section brute de la pièce, $A_t = 817$ mm²

- $A_{t,net}$: section nette de la pièce, $A_{t,net} = 817$ mm²

Après calcul, on obtient :

Le premier terme = $(0.9) \frac{A_{t,net}}{A_t} = 0.9$

Le deuxième terme = $\frac{f_y \cdot \gamma_{m2}}{f_u \cdot \gamma_{m0}} = 1.25$

Donc : $(0.9) \frac{A_{t,net}}{A_t} \leq \frac{f_y \cdot \gamma_{m2}}{f_u \cdot \gamma_{m0}}$ condition vérifiée

VII.4.3. Vérification de la résistance de l'éclisse d'âme à la flexion

Il faut vérifier que :

$$\text{Max} (M_{sd1}, M_{sd2}) < M_{c,Rdnet} = \frac{W_{net} \cdot f_{yp}}{\gamma_{m0}}$$

Avec :

W_{net} : facteur élastique de la section de l'éclisse ($W_{net} = 108$ cm³)

Donc : $M_{c,Rdnet} = 2970$ daN.m $< M_{sd2} = 6296$ daN.m ; condition vérifiée

VII.4.4. Vérification de la résistance des boulons

On a utilisé 8 rangées de deux boulons soit un total de 16 boulons à haute résistance HR10.9 de 24 mm de diamètre. Le diamètre du trou doit faire : $d_0 = 24 + 2 = 26$ mm

Pour la vérification au cisaillement, on doit s'assurer que l'inégalité suivante est respectée :

$$F_{v,sd} < F_{v,Rd} = \frac{0.5(fub).As}{\gamma mb}$$

Avec :

- $F_{v,sd}$: effort tranchant sollicitant sur un seul boulon

- $F_{v,Rd}$: résistance du boulon au cisaillement

Application numérique :

$$F_{v,sd} = \frac{N_{sd}}{16} = \frac{3926}{16} = 245.375 \text{ daN}$$

$$F_{v,Rd} = \frac{0.5(fub).As}{\gamma mb} = \frac{0.5(1000).353}{1.25} = 14120 \text{ daN}$$

On vérifie bien que : $F_{v,sd} < F_{v,Rd}$ Condition vérifiée

VII.5. Assemblage des contreventements (DCED200×20×20) – poteau (HEB400)

Dans la figure suivante, on présente l'assemblage de contreventement-poteau :

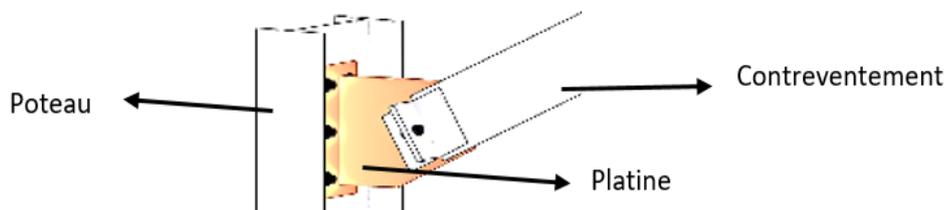


Figure VII.9. Assemblage de contreventement (DCED200×20×2)-poteau(HEB400).

Les sollicitations appliquées sont :

- N_{sd} : effort normal sollicitant = 144620 daN

- F_{sd} : effort de traction sur un seul boulon.

- $F_{sd} = \frac{N_{sd}}{N}$ avec N : nombre de trous.

On obtient :

$$F_{sd} = 16068.90 \text{ daN}$$

- β : inclinaison de la barre, $\beta = \tan\left(\frac{2.68}{2.5}\right) = 47^\circ$

- $F_{t,sd} = 11752.05 \text{ daN}$ → Composante normale

- $F_{v,sd} = 10958.96 \text{ daN}$ → Composante tangentielle

VII.5.1. Calcul de diamètre des boulons

Pour un boulon soumis aux effets combinés (traction et cisaillement) on utilise la condition suivante :

$$\frac{F_{t,Sd}}{1.4 F_{t,R}} + \frac{F_{v,Sd}}{F_{v,R}} \leq 1$$

D'où :

$$A_s \geq \frac{(1.5) \cdot F_{t,Sd}}{1.4 (0.9) \cdot f_{bu}} + \frac{1.25(F_{v,Sd})}{0.6(f_{bu})}$$

$$A_s \geq (13.9 + 22.8) \times 10 \rightarrow A_s \geq 370 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{M22 (} A_s \text{ de M22} = 380 \text{ mm}^2)$$

Donc : on prend 9 boulons (M22) de classe 10.9.

VII.5.2. Vérification au poinçonnement de la platine

Il faut vérifier que :

$$F_{t,sd} < F_{t,Rd} = 0.6 (\pi) (d_m) (t_p) \left(\frac{f_u}{\gamma_{mb}} \right)$$

Avec :

- $F_{t,Rd}$: effort résistant au poinçonnement de la platine .
- $F_{t,sd}$: effort sollicitant au poinçonnement de la platine.
- d_m : diamètre moyen entre le cercle circonscrit et le cercle inscrit de la tête du boulon = 34.5 mm
- t_p : épaisseur de la platine = 20 mm
- f_u : la nuance de l'acier = 430 N/mm²
- γ_{mb} : coefficient de sécurité = 1.25

Après calcul on obtient :

$$F_{t,Rd} = 0.6 (\pi) (34.5) (20) \left(\frac{430}{1.25} \right) = 44718.6 \text{ daN}$$

Donc : $F_{t,sd} = 11752.05 \text{ daN} < F_{t,Rd} = 44718.6 \text{ daN}$; condition vérifiée

VII.5.2. Vérification de la traction des boulons

La vérification de la traction des boulons doit se faire par :

$$F_{t,sd} < F_{t,Rd} = \frac{0.9 \cdot f_u \cdot A_s}{\gamma_{mb}}$$

Application numérique :

$$F_{t,Rd} = \frac{0.9 \cdot f_u \cdot A_s}{\gamma_{mb}} = \frac{(0.9) \cdot (1000) \cdot (303)}{1.5} = 18180 \text{ daN}$$

Donc : $F_{t,sd} = 11752.05 \text{ daN} < F_{t,Rd} = 18180 \text{ daN}$ condition vérifiée

VII.5.3. Vérification à la pression diamétrale

Il faut vérifier que :

$$F_{sd} < F_{b,Rd} = \frac{2.5(\alpha) \cdot f_u \cdot d_t}{\gamma_{mb}}$$

Application numérique :

$$F_{b,Rd} = \frac{2.5(\alpha).f_u.d_t}{\gamma_{mb}} = \frac{2.5.(0.6).(1000).(22).(20)}{1.25} = 52800 \text{ daN}$$

Donc : $F_{sd} = 16068.9 \text{ daN} < F_{b,Rd} = 52800 \text{ daN}$ condition vérifiée

VII.5.4.Vérification de cordone soudure

Letype de soudure est une soudured'angle.La résistance de la soudure d'angle est suffisante si les deux conditions suivantes sont vérifiées :

$$\sqrt{\tau_t^2 + 3(\tau_t^2 + \tau_h^2)} \leq \frac{f_u}{B_w \cdot \gamma_{mw}}$$
$$\tau_t \leq \frac{f_u}{\gamma_{mw}}$$

Avec :

-Le cordon de soudure « a » un apothème a= 9 mm.

-La contrainte normale perpendiculaire à la gorge égale à:

$$\tau_T = \frac{F}{\sqrt{2}.a.2.(h+b)}$$

$$\text{On a : } \tau_T = \frac{F}{\sqrt{2}.a.2.(h+b)} = \frac{1446200}{\sqrt{2}.9.2.(200+200)} = 142 \text{ Pa} \rightarrow \tau_t = 142 \text{ Pa}$$

Contrainte Tangentielle de cisaillement à la gorge :

$$\tau_T = \frac{F}{\sqrt{2}.a.2.(h+b)} = 142 \text{ Pa} \quad \text{et } \tau_h = 0$$

Pour vérifier que la soudure résiste, on doit vérifier que :

$$\sqrt{\tau_t^2 + 3(\tau_t^2 + \tau_h^2)} \leq \frac{f_u}{B_w \cdot \gamma_{mw}}$$
$$\tau_t \leq \frac{f_u}{\gamma_{mw}}$$

$-\beta_w$: facteur de corrélation, $\beta_w = 0.85$

$-f_y$: limite élastique, $f_y = 430 \text{ N/mm}^2$

$-\gamma_{mw}$: coefficient de sécurité, $\gamma_{mw} = 1,3$

Application numérique :

$284 \leq 389.14$; condition vérifiée

$142 \leq 330$;condition vérifiée

Donc, on conclut que la soudure résiste.

VII.6.Pied de poteau (HEB300)

Pour que la pression de contact ne dépasse pas la résistance de calcul de la liaison, les poteaux doivent être munis de plaques d'assises capables de répartir les efforts de compression du poteau sur une aire d'appui.

La figure suivante montre les plaques d'assises fixées aux pieds de poteaux par des tiges d'ancrage sur le béton d'appui.

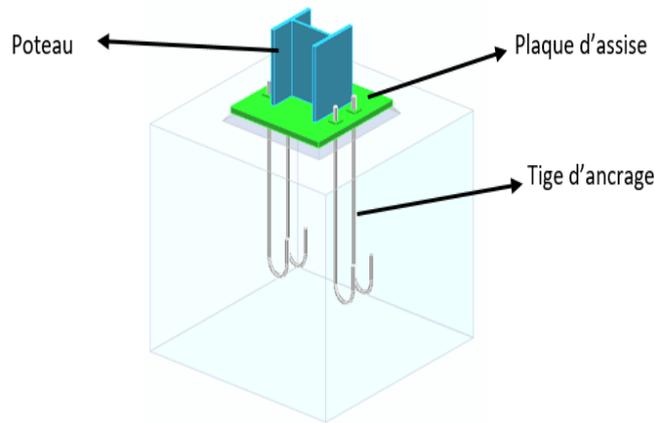


Figure VII.10. Assemblage pieds –poteau(HEB300).

Les efforts sollicitant l'assemblage combinaison « 0.8 G – EY » sont :

-EY : force sismique dans la direction de y.

$-N_{sd} = -12298 \text{ daN}$; $M_{sd} = 5567 \text{ daN.m}$; $V_{sd} = -4852 \text{ daN}$

VII.6.1. Estimation des efforts maximaux de compression et de traction

a- Compression maximale ($F_{c,sd}$) :

La valeur maximale de compression $F_{c,sd}$ est donnée par la formule :

$$F_{c,sd} = \frac{M_{sd}}{h-t_f} - \frac{N_{sd}}{2}$$

Application numérique :

$$F_{c,sd} = \frac{M_{sd}}{h-t_f} - \frac{N_{sd}}{2} = 19811.4 - 6149 = 13662.4 \text{ daN}$$

b- Traction maximale ($F_{t,sd}$) :

La valeur maximale de compression $F_{t,sd}$ est donnée par la formule :

$$F_{t,sd} = \frac{M_{sd}}{h-t_f} + \frac{N_{sd}}{2}$$

Application numérique :

$$F_{t,sd} = \frac{M_{sd}}{h-t_f} + \frac{N_{sd}}{2} = 19811.4 + 6149 = 25960.4 \text{ daN}$$

VII.6.2. Dimensionnement de la plaque d'assise

Dans la figure suivante, on représente la plaque d'assise avec ses dimensions :

Donc, on adopte une plaque d'assise à projection courte.

VII.6.3. Détermination de la largeur d'appui supplémentaire

On adopte : $t_p=25$ mm comme épaisseur de la plaque d'assise.

$$c = t \sqrt{\frac{f_y}{3.f_j.d.(Y_{m0})}} = 25 \sqrt{\frac{275}{3.16,66.(1.1)}} = 55.9 = 56 \text{ mm}$$

Les dimensions de la plaque d'assise à projection courte se calculent comme suite :

$$b_p \geq b_c + 2c = 300 + 2 \times 56 = 412 \text{ mm}$$

$$h_p \geq h_c + 2c = 300 + 2 \times 56 = 412 \text{ mm}$$

On prend comme plaque d'assise : 800×800×25

L'assemblage est réalisé avec deux files des tiges d'encrage $\varnothing 24$ classe 4.6

-t = $t_p = 25$ mm

- $d_0 = \varnothing + 2 = 24 + 2 = 26$ mm

-Entraxe : ($e_h = 450$ mm et $e_v = 150$ mm)

Dans la figure suivante une vue de haut du pied de poteau :

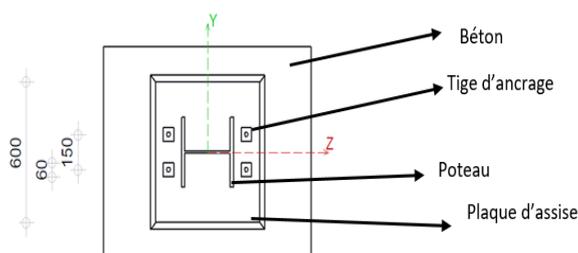


Figure VII.12. Vue du pied de poteau.

VII.6.4. Vérification de la résistance de pied de poteau

VII.6.4.1. Résistance en compression d'un tronçon en T de semelle

Il faut vérifier que :

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

Avec :

- $N_{c,sd}$: effort normal d'un tronçon en T de semelle = 27324.8 daN

- $N_{c,Rd}$: effort normal réduit d'un tronçon en T de semelle = $l_{eff} \cdot b_{eff} f_{jd}$

$l_{eff} = 600$ mm

$$b_{eff} = \left(\frac{h_p - h_c}{2} \right) + t_p + c = \left(\frac{600 - 300}{2} \right) + 25 + 56 = 231 \text{ mm}$$

Application numérique :

$$N_{c,Rd} = 600 \cdot 231 \cdot 16.66 = 230907.6 \text{ daN}$$

Donc : $N_{c,sd} = 27324.8 \text{ daN} < N_{c,Rd} = 230907.6 \text{ daN}$ condition vérifiée

VII.6.4.2. Résistance des tiges d'encrage à la traction

La résistance de calcul des boulons d'ancrage $F_{t,Rd,anchor}$ égale à la plus petite des valeurs de la résistance de calcul à la traction du boulon d'ancrage $F_{t,Rd}$ et de la résistance de calcul de l'adhérence entre le béton et le boulon d'ancrage $F_{t,bond,Rd}$.

$$F_{t,hor} = \min (F_{t,bond,Rd}; F_{t,Rd})$$

$F_{t,hor}$: résistance d'adhérence entre béton et acier telle que :

$$F_{t,bond,Rd} = \frac{\pi \cdot d \cdot l_b \cdot f_{bd}}{\alpha}$$

Avec :

- d : diamètre du boulon.

- f_{bd} : facteur d'adhérence béton acier tel que $f_{bd} = \frac{0.36 \sqrt{f_{ck}}}{1.5} \left(\frac{123-d}{100} \right) = 1.2$

- l_b : longueur d'encrage ($l_b = 820$ mm)

- α : facteur tenant en compte la forme de la tige : $\rightarrow \alpha = 1$

On obtient : $F_{t,hor} = \frac{3,14 \cdot 25 \cdot 640 \cdot 1,2}{1} = 7724,4$ daN

$F_{t,Rd}$: résistance de la tige a la traction tel que :

$$F_{t,Rd} = \frac{3,6 \cdot A_s \cdot f_{ub}}{\gamma_{mb}}$$

$$F_{t,Rd} = \frac{3,6 \cdot A_s \cdot f_{ub}}{\gamma_{mb}} = \frac{3,6 \cdot 353 \cdot 400}{1,5} = 33888$$
 daN

Donc : $F_{t,hor} = \min (7724,4 \text{ daN}; 33888 \text{ daN}) = 7724,4 \text{ daN}$

$\rightarrow F_{t,chor} = F_{t,bond,Rd}$

VII.6.4.3. Résistance à l'effort axial de traction

Pour déterminer la longueur participante du tronçon, la figure VII.13 montre un tronçon en T du pied de poteau et Dans la figure VII.14 présente les paramètres géométriques pour le tronçon en T.

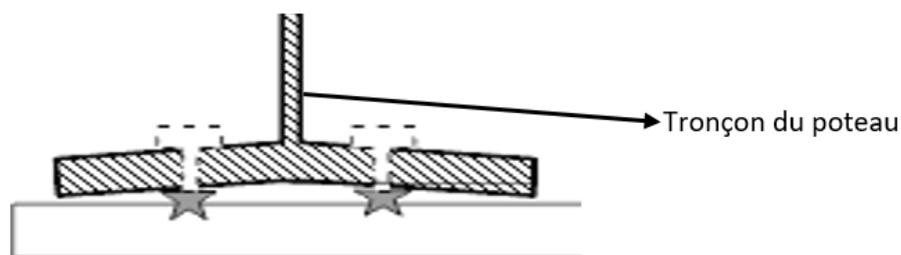


Figure VII.13. Tronçon en T du pied de poteau (Eurocode3).

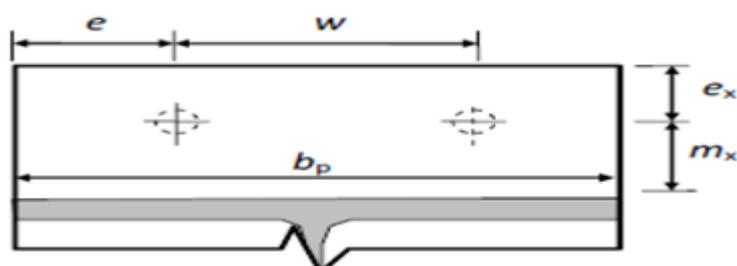


Figure VII.14. Paramètres géométriques pour le tronçon en T équivalent tendu (Eurocode3).

Donc, le calcul de la longueur participante du tronçon en T est donnée par :

Mécanisme circulaire

$$l_{eff,cp} = \min \begin{cases} 2\pi m_x \\ \pi m_x + w \\ \pi m_x + 2e \end{cases}$$

Mécanisme non circulaire

$$l_{eff,nc} = \min \begin{cases} 4m_x + 1.25e_x \\ 2m_x + 0.625e_x + w/2 \\ 2m_x + 0.625e_x + e \\ b_p/2 \end{cases}$$

Avec :

$$m_x = 0.5p - 0.5t_w - 0.8 \sqrt{2 \cdot a_w} = 78.2 \text{ mm}$$

$$W = 150 \text{ mm} ; e = 225 \text{ mm} ; e_x = 75 \text{ mm} ; m_x = 78.2 \text{ mm}$$

La longueur participante du tronçon en T pour le premier mode :

$$l_{eff,1} = \min(l_{eff,cp}; l_{eff,nc})$$

$$l_{eff,1} = \min(395.5 \text{ mm} ; 279.8 \text{ mm}) = 279.8 \text{ mm}$$

Le tableau ci-dessous illustre les différents modes de ruines de pied de poteau :

Mode	Description	Schéma	Résistance
Mode 1	Mécanisme plastique complet		$F_{t,1,Rd} = \frac{4M_{pl,1,Rd}}{m}$
Mode 2	Mécanisme plastique partiel avec ruine du boulon d'ancrage		$F_{t,2,Rd} = \frac{4M_{pl,2,Rd}}{m+n} + \frac{2nF_{t,Rd,anchor}}{m+n}$

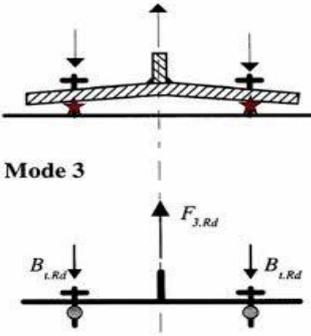
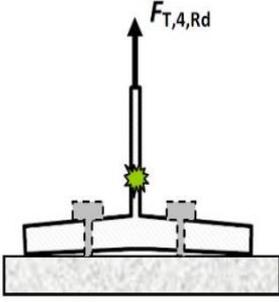
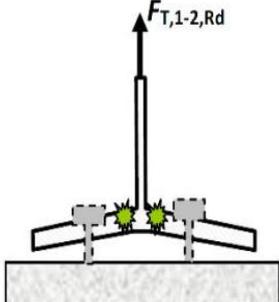
<p>Mode 3</p>	<p>Ruine du boulon d’ancrage</p>	 <p>Mode 3</p>	$F_{t,3,Rd} = 2F_{t,Rd,anchor}$
<p>Mode 4</p>	<p>Plastification de l’âme tendue</p>		$F_{t,4,Rd} = \frac{b_{eff,1} \cdot t_w \cdot f_y}{\gamma_{m0}}$ $b_{eff,1} = l_{eff,1}$
<p>Mode 1-2</p>	<p>Ruine par plastification en flexion de la semelle conjointement avec la séparation de la plaque d’assise de la fondation du fait de l’allongement du boulon d’ancrage (effort de levier annulé). Ce mode de ruine remplace le premier et deuxième mode de ruine.</p>		$F_{t,1-2,Rd} = \frac{2M_{pl,1,Rd}}{m}$
$M_{pl,1,Rd} = m_{pl,Rd} l_{eff,1}; m_{pl,Rd} = \frac{t_p^2 f_{yp}}{4\gamma_{m0}}; l_{eff,1} = \min(l_{eff,cp}; l_{eff,nc})$ $M_{pl,2,Rd} = m_{pl,Rd} l_{eff,2}; l_{eff,2} = l_{eff,nc}; n = \min(e; 1.25 \text{ m})$			

Tableau VII.2. Modes de ruines de pied de poteau.

Remarque : Le mode de ruine 1-2 peut remplacer les premiers modes si la condition suivante relative à l’existence d’un effet de levier est satisfaite :

$$L_b > L_b^*$$

$$L_b = 8 \cdot d + e_m + t_p + t_{wa} + 0.5 k > L_b^* = \frac{8,8(m_x^3)A_s}{l_{eff}(t_p^3)}$$

Avec :

- L_b : longueur d'allongement du boulon d'ancrage.
- L_b^* : longueur limite d'allongement du boulon d'ancrage.
- t_{wa} : épaisseur de la rondelle ($t_{wa}=5$ mm)
- k : épaisseur de l'écrou $k=0.8$ d
- e_m : épaisseur de mortier de calage $e_m=30$ mm

La coupe de pied de poteau est montrée dans la figure suivante :

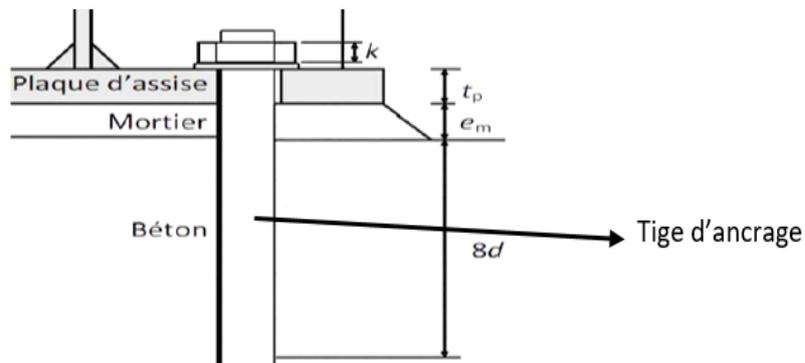


Figure VII.15. Coupe du pied de poteau et l'ancrage.

On trouve :

$$L_b^* = 339.8 \text{ mm} > L_b = 261.6 \text{ mm} ; \text{ condition non vérifiée}$$

La résistance finale de l'assemblage d'un tronçon en T équivalent tendu est prise égale à la valeur de résistance la plus petite entre les cinq modes de ruine.

MODE	$F_{t,i,Rd}$ (daN)
1	55907 daN
2	23367 daN
3	12058 daN
4	76945 daN
1-2	27954 daN

Tableau VII.3. Sollicitations des modes de ruines.

On conclut que la résistance la plus petite des 5 modes est : $F_{t,3,rd}=12058$ daN.

Puisque il ya deux files de boulons :

$$F_{t,Rd}=2*12058=24116\text{daN} < F_{t,}=7724.4\text{daN} \text{ condition vérifiée}$$

VII.6.4.4. Résistance à la flexion du pied de poteau encastré

Il faut vérifier que :

$$M_{sd} < M_{rd}$$

- Les efforts appliqués au pied du poteau encastré sont (fig. suivante):
- L'effort de traction est positionné au centre des boulons d'ancrage.
 - L'effort de compression est positionné au centre de la semelle du poteau.

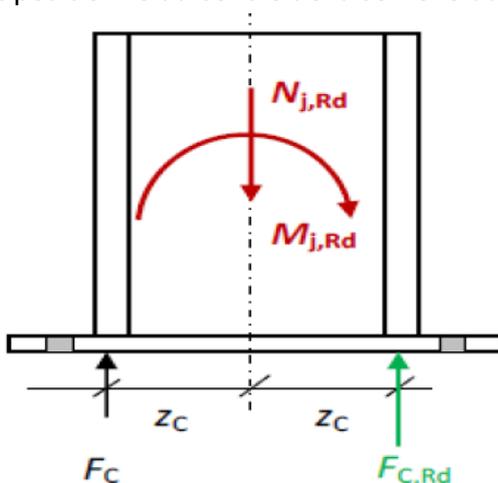


Figure VII.16. Efforts appliqués sur pied de poteau.

Détermination de l'excentricité est donnée par le rapport du moment fléchissant sur l'effort normal :

$$e_N = \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}}$$

Application numérique :

$$e_N = \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}} = 4530 \text{ mm}$$

D'après la convention de signe énoncée par l'Eurocode 3, on a :

$$N_{Ed} < 0 \text{ et } 0 \leq e_N \leq z_c$$

Donc, on est dans le cas :

Côté gauche comprimé, côté droit comprimé.

Avec :

-z : distance entre les centres de gravité des deux semelles, $z = 2z_c$

- $z_c = h_c/2 - t_f/2 = 300/2 + 19/2 = 159,5 \text{ mm}$

Donc : $z = 319 \text{ mm}$

La formule de M_{rd} s'écrit :

$$M_{rd} = \min\left(\frac{-F_{C,rd}}{\left(\frac{z_c}{e}\right)+1} ; \frac{F_{C,rd} \cdot z}{\left(\frac{z_c}{e}\right)-1}\right)$$

Donc : $M_{rd} = 28419,4 \text{ daN.m} > M_{sd} = 5567 \text{ daN.m}$ condition vérifiée

VII.6.4.5. Résistance au cisaillement

Résistance au cisaillement doit vérifier que :

$$F_v > V_{sd}$$

La résistance de calcul au cisaillement du béton est donnée par :

$$F_{f,Rd} = C_{f,d} \times N_{c,ed}$$

Avec :

- $C_{f,d}$: coefficient de frottement du béton est égale à : 0,2

$-N_{c,ed}$: effort de compression = 12298 daN

Application numérique :

$$F_{f,Rd}=0,2.(12298)=2459.6 \text{ daN}$$

La résistance au cisaillement d'un boulon d'ancrage est donnée par :

$$F_{Vb,Rd}=\frac{\alpha_b \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{m2}}$$

$-F_{Vb,Rd}$: résistance de calcul au cisaillement d'un boulon d'ancrage.

$$-\alpha_b=0,44-0,0003 \times f_{yb}=0,368$$

On trouve :

$$F_{Vb,Rd}=4162.2 \text{ daN}$$

Avec

$-F_v$: résistance au cisaillement.

$$F_v=F_{f,Rd}+nF_{Vb,Rd}$$

$-n$: nombre de boulons d'ancrage dans la plaque d'assise

Donc : $F_v=19108.4 \text{ daN} > V_{sd}=4852 \text{ daN}$; condition vérifiée

VII.6.4.6. Vérification de la pression diamétrale

La pression diamétrale doit vérifier que :

$$V_{sd} \leq F_{b,Rd} = \frac{2.5 \times \alpha \times f_u \times d \times t}{\gamma_{mb}}$$

Avec :

$$\alpha = \left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - 0.25; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right) = 0.6$$

Application numérique :

$$F_{b,Rd} = \frac{2.5 \times 0.6 \times 430 \times 24 \times 25}{1.25} = 30960 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = -4852 \text{ daN}$$

Donc : $V_{sd} \leq F_{b,Rd}$ condition vérifiée

VII.6.4.7. Vérification de la soudure

Soudure de la semelle de la poutre sur la platine :

$$3 \text{ mm} \leq a_f \leq 0,5.t_f \quad , \quad 3 \text{ mm} \leq a_f \leq 0,5.19 \rightarrow a_f = 7 \text{ mm}$$

Soudure de l'âme de la poutre sur la platine :

$$3 \text{ mm} \leq a_w \leq 0,5.t_w \quad , \quad 3 \text{ mm} \leq a_w \leq 0,5.11 \rightarrow a_w = 4 \text{ mm}$$

VII.6.4.7.1. Vérification de la soudure de l'âme

Il faut que la soudure de l'âme soit vérifiée :

$$V_{sd} \leq F_{v,d}$$

Avec :

$-V_{sd}$: effort sollicitant.

- $F_{v,d}$: effort résistant de la soudure.

La nuance d'acier utilisé est S 275 donc : $\beta_w=0.85$ et $\gamma_{mw}=1.3$

La longueur totale des cordons de soudure de l'âme $\Sigma l=580\text{mm}$

Donc : $F_{v,d} = \frac{4 \times 580 \times 430}{\sqrt{3} \times 0.85 \times 1.3} = 52123.5 \text{ daN} > V_{sd} = 4852 \text{ daN}$ condition vérifiée

VII.6.4.7.2. Vérification de la soudure de la semelle

Il faut que la soudure de la semelle vérifie :

$$F_T \leq F_{w,Rd}$$

Avec :

- $F_{w,Rd}$: effort résistant à la traction de la soudure de la semelle .

$$F_{w,Rd} = \frac{a_f \times \Sigma l \times f_u}{\sqrt{2} \times \beta_w \times \gamma_{mw}} \text{ avec } \Sigma l = 600 \text{ mm}$$

- F_T : effort sollicitant à la traction de la soudure de la semelle.

$$N_{sd} = F_{T,sd}$$

Donc : $F_{w,Rd} = \frac{7 \cdot 600 \cdot 430}{\sqrt{2} \times 0.85 \times 1.3} = 115568.7 \text{ daN} > 12298 \text{ daN}$ condition vérifiée

VII.6.5. Classification de l'assemblage vis-à-vis de sa rigidité en rotation

La rigidité en rotation est la caractéristique qui indique la résistance à la déformation élastique d'un corps. Plus une pièce est raide, plus il faut lui appliquer un effort important pour obtenir une déflexion donnée.

VII.6.5.1. Calcul de la rigidité en rotation initiale ($S_{j,ini}$)

Il faut vérifier que :

$$S_{j,ini} = \frac{EZ^2 \cdot e}{\mu(2/K_c) \cdot (e + e_k)} \text{ EC3-(1-8) : tableau 6.12}$$

Remarque :

Puisque : $M_{Rd} = 28419.4 \text{ daN}$ et $M_{sd} = 5567 \text{ daN}$

Alors : $M_{sd} < (2/3)M_{Rd} = 18946.3 \text{ daN}$

Donc :

Donc on prend : $\mu = 1$ et $e_k = \frac{K_c Z_c - K_c Z_c}{(K_c + Z_c)} = 0$

Tel que : $k_c = \frac{E_c \sqrt{b_{eff} \cdot I_{eff}}}{1,275 E}$

Avec :

- E_c : module d'élasticité du béton = 31 GPa

- E : module d'élasticité de l'acier = 210 000 MPa

- $C = 1,25t_p = 31.25 \text{ mm}$

- $I_{eff} = 600 \text{ mm}$

- $b_{eff} = 231 \text{ mm}$

$Z_c = h_c/2 - t_f/2 = 281 \text{ mm} \rightarrow k_c = 43,1 \text{ mm}$

$Z = 319 \text{ mm}$.

Application numérique :

$$S_{j,ini} = \frac{210000 (319^2) \cdot 4530}{1(2/43.1) \cdot (4530 + 0)} = 4,6 \cdot 10^{10} \text{ daN.m}$$

VII.6.5.2. Calcul de la rigidité de l'assemblage rigide ($S_{j,rig}$)

La formule de $S_{j,rig}$ est la suivante :

$$S_{j,rig} = \frac{7(2\bar{\lambda}_0 - 1)EI_c}{L_c}$$

Avec :

$$\bar{\lambda}_0 = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{\left(\frac{I_{fz}}{I_z}\right)}{\lambda_1} = 0.4$$

- $\bar{\lambda}_0$: élancement du poteau pour lequel les deux extrémités sont supposées articulées.

- I_c : moment d'inertie du poteau.

- L_c : hauteur d'étage du poteau.

$$S_{j,rig} = \frac{7(2\bar{\lambda}_0 - 1)EI_c}{L_c} = 9 \cdot 10^8 \text{ daN.m} < S_{j,ini} = 4,6 \cdot 10^{10} \text{ daN.m}$$

Donc : on peut considérer l'assemblage comme rigide.

VII.7. Conclusion

Les assemblages permettent la liaison entre les différents éléments de la structure, il faut qu'ils assurent la bonne continuité et un bon transfert des efforts induits par les différents types de sollicitations (horizontales, verticales ou combinés), pour cela il faut que leur dimensionnement soit le plus adéquat possible, avec le respect des règles de calculs en vigueur.

Dans ce chapitre on a vérifié la résistance des éléments à leurs zones de liaison, et on a déterminé les épaisseurs des soudures, les nuances et les diamètres des boulons, les dimensions des platines et les tiges d'ancrages pour les pieds des poteaux.

Dans le dernier chapitre on dimensionne les fondations de notre structure.

CHAPITRE VIII
Étude de l'Infrastructure

VIII.1. Introduction

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure.

Les éléments de fondation transmettent les charges au sol, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol), soit par l'intermédiaire d'autres organes (exemple : semelles sur pieux).

La méthodologie du travail de chapitre VIII est présentée par l'organigramme la figure VIII.1.

VIII.1.1. Stabilité des fondations

Les massifs des fondations doivent être en équilibre sous l'action :

- 1- Des sollicitations dues à la superstructure (forces verticales, la poussée des terres, séisme)
- 2- Des sollicitations dues au sol (adhérence, remblais, etc...).

Les massifs de fondation doivent être stables sans tassements. Des tassements uniformes sont admissibles dans certaines limites. Pour que l'ouvrage soit supporté par le sol, il faut adapter le type et la structure appropriés aux fondations.

L'objectif de l'étude géologique et géotechnique est de définir les fondations nécessaires (type, nombre et dimension) pour un ouvrage donné.

Le choix du type de fondation dépend de plusieurs paramètres dont la résistance du sol. La valeur de la contrainte du sol à introduire pratiquement dans les calculs (désignée par σ_{sol}) est donnée par l'expérience ou à partir des résultats des sondages effectués par un laboratoire de mécanique des sols.

A l'issue de l'étude géotechnique, des résultats des essais réalisés aux laboratoires, on a :

- Une profondeur d'ancrage de 1.5m du terrain naturel,
- Une contrainte de rupture du sol de 4 bars soit 0.4 MPa (un coefficient égal 2 a été pris selon l'article 10.1.4.1 du RPA).
- La portance du sol est bien atteinte (pour le 2^{ème} sous-sol à 5.6 m la profondeur d'ancrage a été dépassée).

Pour notre cas, on a choisi un radier général comme fondation de l'édifice

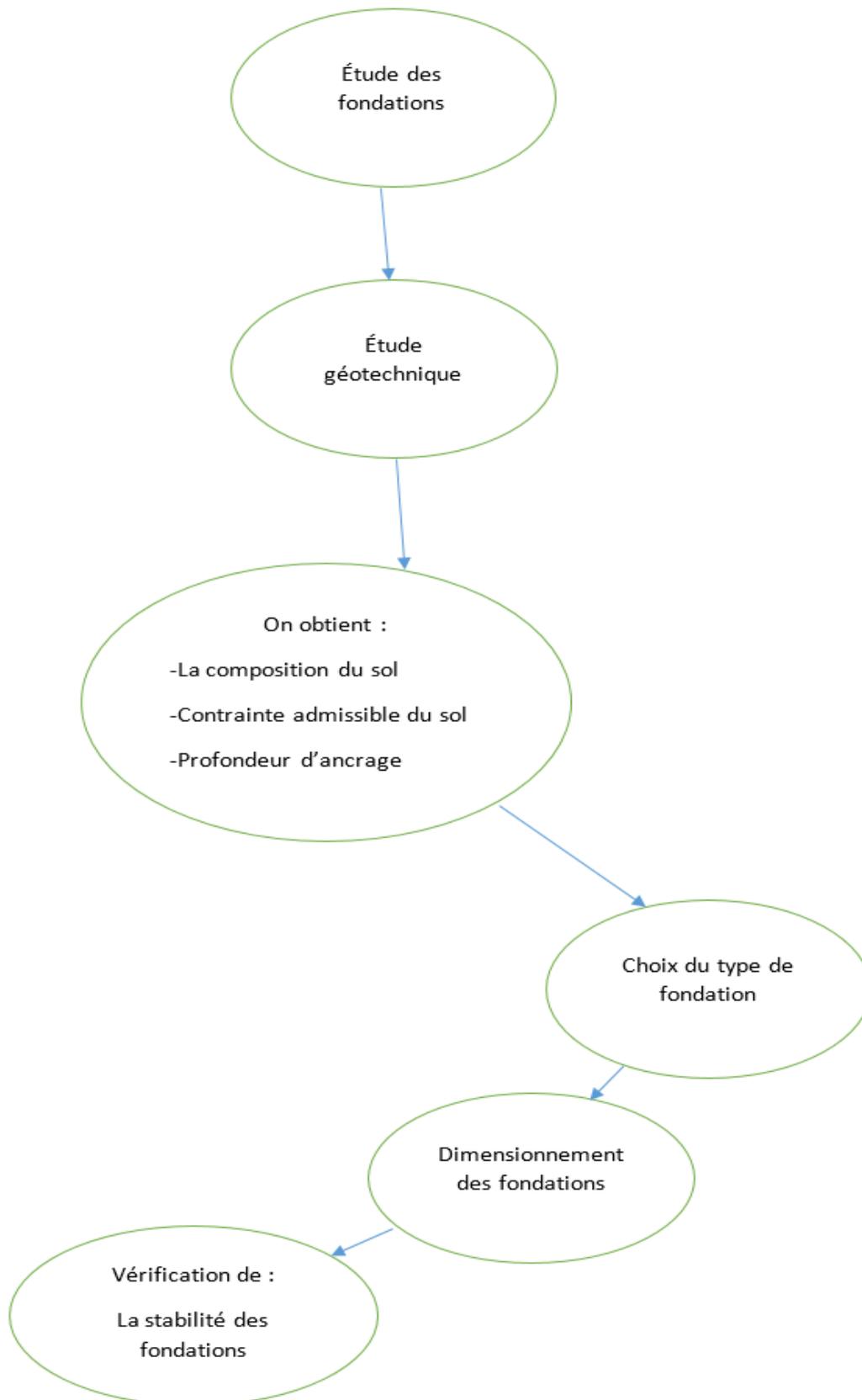


Figure VIII.1. Organigramme de l'étude de l'infrastructure.

VIII.2. Dimensionnement du radier général

Le radier est une fondation superficielle qui est la base de départ d'un bâtiment. Ce système permet la répartition des charges sur un terrain peu stable. La réalisation d'un radier nécessite une étude préalable du béton armé, avec vérification du tassement général de la construction (voir la figure ci-dessous).

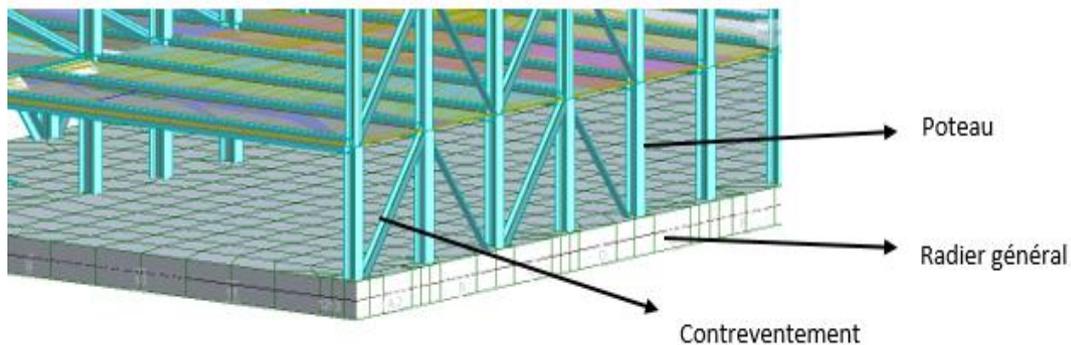


Figure VIII.2. Fondation en radier général

VIII.2.1. Condition de l'épaisseur minimale

La dalle du radier doit répondre à la condition énoncée par le BAEL91 et qui est :

$$h_d \geq (h_{min} = 25 \text{ cm} ; \frac{L_{max}}{20})$$

Avec :

- h_d : épaisseur de la dalle du radier.

- L_{max} : grande portée.

h_{min} : La hauteur minimale du radier.

On trouve que : $h_d \geq (25 \text{ cm} ; \frac{L_{max}}{20}) = (25 ; \frac{1100}{20}) = 55 \text{ cm}$

On retient :

$h_d = 70 \text{ cm}$ comme épaisseur du radier général.

VIII.2.2. Surface du radier

La surface du radier doit vérifier que :

$$S_{radier} \geq \frac{\sum F_{Z(ELU)}}{\sigma_{sol}}$$

Avec :

$F_{Z(ELU)}$: réactions aux appuis à l'E.L.U.

σ_{sol} : contrainte du sol à l'E.L.U.

En remplaçant on trouve : $S_r \geq \frac{60216770}{0.2} = 301.08 \text{ m}^2$

$S_{radier} = 301.1 \text{ m}^2 < S_{structure} = 560 \text{ m}^2$ (Surface d'un plancher courant)

Donc, la surface du radier devient : $S_{radier} = S_{structure} + S_{débord}$

Avec :

La largeur du débord est donnée comme suit :

$$L_d > \max\left(\frac{h_d}{2}; 30 \text{ cm}\right) = 30 \text{ cm}$$

$$S_{\text{radier}} = S_r = (16 + 2 \cdot 0.35)(35 + 2 \cdot 0.35) = 596 \text{ m}^2$$

Donc les dimensions du radier sont : $l_x = 35,7 \text{ m}$; $l_y = 16,7 \text{ m}$

VIII.3. Vérification de résistance du radier

VIII.3.1. Vérification à la contrainte du cisaillement

La contrainte du cisaillement doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} < 0.05(f_{c28})$$

Avec :

$$T_u = \frac{N_u \cdot (L_{\text{max}}) \cdot b}{2S_r}$$

N_u : Les réactions aux appuis et le poids du radier à l'E.L.U.

On prend : $b = 1 \text{ m}$, on trouve : $N_u = 9800533 \text{ daN} \rightarrow T_u = 0,9136 \text{ MN}$

Donc :

$$\tau_u = \frac{894835,1}{0,9 \cdot 0,7} = 1.4 \text{ MPa} \leq (0,05)f_{c28} = 1.5 \text{ MPa} ; \text{condition vérifiée}$$

VIII.3.2. Vérification du non poinçonnement

Selon le BAEL91 (article A.5.2.41), la condition pour éviter le risque de poinçonnement est :

$$N_u < \frac{0,045(h) \cdot (u_c) f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

- N_u : effort normal du poteau plus sollicité à l'état limite ultime ($N_u = 2105410 \text{ N}$)

- h : épaisseur totale du radier = $0,7 \text{ m}$

- u_c : périmètre du contour projeté sur le plan moyen du radier :

$$u_c = (a + b + 2h) \times 2$$

On trouve : $u_c = (0,6 + 0,6 + 2(0,7)) \times 2 = 5,2 \text{ m}$

Donc :

$$N_u = 2105410 < \frac{0,045(0,7) \cdot (5,2) \cdot 30}{1,5} = 3276000 \text{ N} ; \text{condition vérifiée}$$

VIII.4. Calcul du ferrailage

Le panneau le plus sollicité est de dimensions : $l_x = 5 \text{ m}$; $l_y = 11 \text{ m}$

Si le rapport α entre nus d'appui :

$$\alpha = \frac{I_x}{I_y} > 0.4 \rightarrow \text{le radier travaille suivant deux sens.}$$

$$\text{On trouve : } \alpha = \frac{I_x}{I_y} = \frac{5}{11} = 0.45 > 0.4$$

Donc, le radier travaille suivant deux sens.

Les calculs en flexion simple se feront avec une section de largeur de 1m. La figure suivante montre une cartographie du moment fléchissant sur le radier :

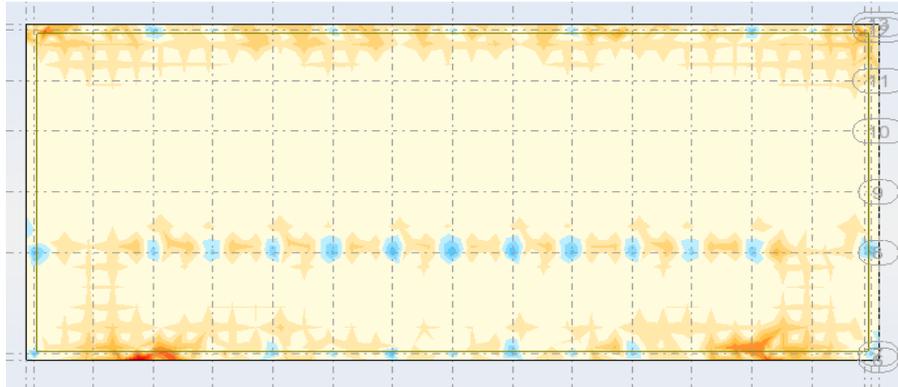


Figure VIII.3. Cartographie des moments fléchissants.

VIII.4.1. Sens de la grande portée (X-X)

VIII.4.1.1. En travée

La combinaison à considérer est l'E.L.U : 1.35G+1.5Q

La formule du moment ultime :

$$M_u = \frac{M_{tu}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$$

Données :

- M_{tu} : moment est obtenue par le logiciel ROBOT, $M_{tu} = -377.14 \text{ KN.m/ml}$

- $b = 1 \text{ m}$

- d : distance utile, $d = 0.9 \cdot h_d = 0.9 \cdot 0.7 = 0.63 \text{ m}$

- $f_{bu} = 17 \text{ MPa}$

$$M_u = \frac{0.37714}{1 \cdot (0.63)^2 \cdot 17} = 0.056 \text{ MPa} < 0.187 \text{ MPa} \rightarrow \text{on est dans le pivot A}$$

Puisque : $M_u < M_R = 0.392 \text{ MPa}$, alors la section sera à simple armature ($A_{sc} = 0$).

La formule de α est la suivante :

$$\alpha = 1.2(1 - \sqrt{1 - 2M_u})$$

Application numérique :

$$\alpha = 1.2(1 - \sqrt{1 - 2M_u}) = 0.07$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

Position de l'axe :

$$Z = d(1 - 0.4 \alpha)$$

On trouve : $Z=d(1-0.4 \alpha)= 0.61 \text{ m}$

L'aire des aciers tendus :

$$A_{st} = \frac{M_{tu}}{z \cdot \sigma_{st}}$$

Application numérique :

$$A_{st} = \frac{M_{tu}}{z \cdot \sigma_{st}} = 18 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

La section minimale d'armature est donnée par :

$$A_{smin} = \frac{0,23(f_{t28}) \cdot b \cdot d}{f_e}$$

$$\text{On trouve : } A_{smin} = \frac{0,23(f_{t28}) \cdot b \cdot d}{f_e} = \frac{0,23(2,4) \cdot (0,63) \cdot 1}{400} = 8,7 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 = 8,7 \text{ cm}^2$$

On prend :

9 barres HA16 avec une section de $18,10 \text{ cm}^2$.

La Vérification se fait à l'E.L.S :

Cette valeur de M_{tu} est obtenue par le logiciel ROBOT : $M_{tu}=270.18 \text{ KN.m/ml}$

On doit vérifier que :

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$$

Avec :

$-\sigma_{st}$: contrainte de l'acier tendu telle que :

$$\sigma_{st} = \frac{M_s \cdot x}{I}$$

$-\sigma_{bc}$: contrainte du béton comprimé telle que :

$$\sigma_{bc} = \frac{n \cdot M_s (d-x)}{I}$$

-La formule de X :

$$X = n \frac{A_{st}}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d \cdot A_{st}}{n (A_{st})^2}} - 1 \right)$$

-La formule de l'inertie I :

$$I = \frac{b \cdot x^3}{3} + n \cdot A_{st} (d-x)^2$$

$\bar{\sigma}_{bc}$: contrainte limite du béton:

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 (f_{c28})$$

$\bar{\sigma}_{st}$: contrainte limite de l'acier :

$$\bar{\sigma}_{st} = f_e$$

Fissurations non préjudiciables à cause des murs de soutènements qui entourent l'édifice et d'absence d'agents agressifs dans le sol.

On trouve :

$$X = 0.17 \text{ m} ; I = 7,35 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4 ; \sigma_{bc} = 6,2 \text{ MPa} ; \sigma_{st} = 253,6 \text{ MPa} ; \bar{\sigma}_{bc} = 18 \text{ MPa} ; \bar{\sigma}_{st} = 400 \text{ MPa}$$

Donc :

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \text{ condition vérifiée}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \text{ condition vérifiée}$$

VIII.4.1.2. Aux appuis

La combinaison à considérer est l'E.L.U : 1.35G+1.5Q

La formule du moment ultime :

$$M_u = \frac{M_{tu}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$$

Données :

- Cette valeur de M_{tu} est obtenue par le logiciel ROBOT $M_{tu} = 136,43 \cdot 10^{-3} \text{ KN.m/ml}$

- $b = 1 \text{ m}$

- d : distance utile, $d = 0,9 \cdot h_d = 0,9 \cdot 0,7 = 0,63 \text{ m}$

- $f_{bu} = 17 \text{ MPa}$

$$M_u = \frac{0,13643}{1 \cdot (0,63)^2 \cdot 17} = 0,02 \text{ MPa} < 0,187 \text{ MPa} \rightarrow \text{on est dans le pivot A}$$

Puisque, $M_u < M_R = 0,392 \text{ MPa}$, alors la section sera à simple armature ($A_{sc} = 0$).

La formule de α est la suivante :

$$\alpha = 1,2(1 - \sqrt{1 - 2M_u})$$

Application numérique :

$$\alpha = 1,2(1 - \sqrt{1 - 2M_u}) = 0,07$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

Position de l'axe :

$$Z = d(1 - 0,4 \alpha)$$

En remplaçant on trouve : $Z = d(1 - 0,4 \alpha) = 0,61 \text{ m}$

$$A_{st} = \frac{M_{tu}}{Z \cdot \sigma_{st}} = 6,3 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

La section minimale d'armature est donnée par la formule suivante :

$$A_{smin} = \frac{0,23(f_{t28}) \cdot b \cdot d}{f_e}$$

Application numérique :

$$A_{smin} = \frac{0,23(f_{t28}) \cdot b \cdot d}{f_e} = \frac{0,23(2,4) \cdot (0,63) \cdot 1}{400} = 8,7 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 = 8,7 \text{ cm}^2$$

On prend :

9 barres HA12 avec une section de $10,18 \text{ cm}^2$

La vérification se fait à l'E.L.S :

Cette valeur de M_{tu} est obtenue par le logiciel ROBOT : $M_{tu} = 97,74 \text{ KN.m/ml}$

On doit vérifier que :

$$\sigma_{st} = \frac{M_s \cdot x}{I} < \bar{\sigma}_{st} = f_e$$
$$\sigma_{bc} = \frac{n \cdot M_s (d-x)}{I} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 (f_{c28})$$

Avec :

- σ_{st} : contrainte de l'acier tendu.
- σ_{bc} : contrainte du béton comprimé.
- $\bar{\sigma}_{bc}$: contrainte limite du béton.
- $\bar{\sigma}_{st}$: contrainte limite de l'acier.

La formule de X est donnée par :

$$X = n \frac{A_{st}}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d \cdot A_{st}}{n (A_{st})^2}} - 1 \right)$$

La formule de l'inertie I :

$$I = \frac{b \cdot x^3}{3} + n \cdot A_{st} (d-x)^2$$

Fissurations non préjudiciables à cause des murs de soutènements qui entourent l'édifice et d'absence d'agents agressifs dans le sol.

En remplaçant, on trouve :

$$X = 0.12 \text{ m} ; I = 455 \cdot 10^{-5} \text{ m}^4 ; \sigma_{st} = 164,3 \text{ MPa} ; \sigma_{bc} = 2,3 \text{ MPa} ; \bar{\sigma}_{bc} = 18 \text{ MPa} ; \bar{\sigma}_{st} = 400 \text{ MPa}$$

Donc :

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \text{ condition vérifiée}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \text{ condition vérifiée}$$

VIII.4.1.3. Espacement entre les barres

Pour la nappe supérieure :

On travaille sur une bande de 1 mètre :

$$S_t = \frac{L}{E} - D$$

Avec :

- L : largeur de la bande du radier, L=1m
- E : nombres d'espacement (E=8)
- D : diamètre de la barre de ferrailage D= 16 mm

On obtient :

$$S_t = 11 \text{ cm}$$

Pour la nappe inférieure :

On travaille sur une bande de 1 mètre :

$$S_t = \frac{L}{E} - D$$

Avec :

- L : largeur de la bande du radier, L=1 m

-E : nombre d'espacement (E=8)
 -D : diamètre de la barre D=12 mm
 On trouve :

$$S_t=11,3 \text{ cm}$$

VIII.4.1.4. Armatures d'âme

D'après les BAEL91, il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} < \bar{\tau}_u = 0,07 * \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

D'où :

$$\tau_u = 1,16 \text{ MN} < \bar{\tau}_u = 1,4 \text{ MN}$$

Donc,

Il n'est pas nécessaire d'ajouter des armatures d'âme.

Des calculs similaires ont été faits pour le sens (Y-Y), les sections d'armatures obtenues sont :

- Pour la nappe supérieure : 9HA16 avec espacement d'entraxe des barres $S_t=11\text{cm}$
- Pour la nappe inférieure : 9HA20 avec espacement d'entraxe des barres $S_t=10.5 \text{ cm}$

VIII.4.2. Tableau récapitulatif du ferrailage

Les résultats de calcul du ferrailage sont résumés dans le tableau ci-dessous :

sens	Moment sur Appuis (ELS) KN.m/ml	Moment sur Travée (ELS) KN.m/ml	Moment sur Appuis (ELU) KN.m/ml	Moment sur Travée (ELU) KN.m/ml	Armature de nappe inférieure/mètre linéaire	Armature de nappesupérieure/mètre linéaire
x-x	97.74	-270.18	136.43	-377.14	9 HA 12	9 HA 16
x-x	92.19	-263.51	128.51	-367.83	9 HA 20	9 HA 16

Tableau VIII.1. Récapitulatif de calcul du ferrailage.

Les illustrations suivantes montrent le ferrailage du radier général selon les sens (x-x) et (y-y) :

Sens (x-x) :

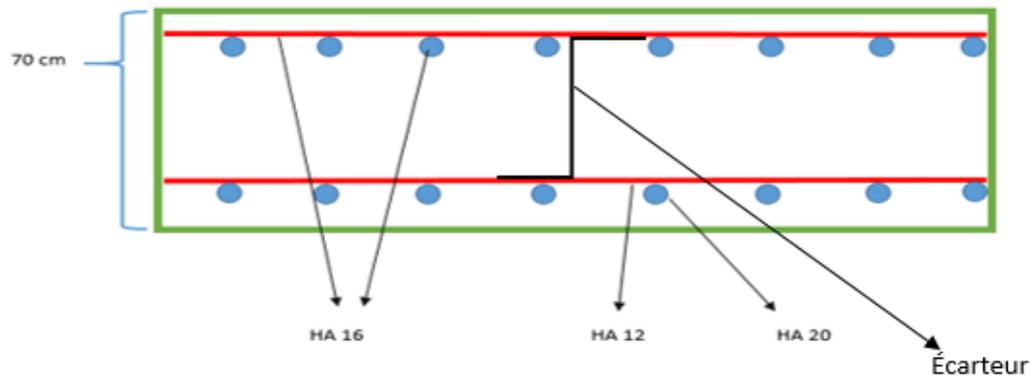


Figure VIII.4. Schéma de ferrailage sens (x-x).

Sens (y-y) :

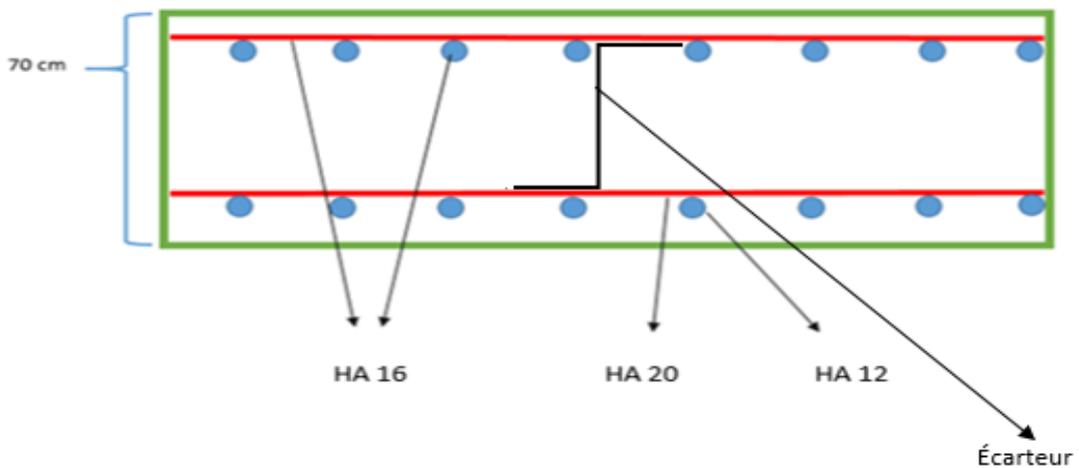


Figure VIII.5. Schéma de ferrailage sens (y-y).

VIII.5.Conclusion

Le dimensionnement des fondations est une étape essentielle pour assurer la stabilité de l'ouvrage, le radier général joue le rôle de fondation et de dalle de circulation pour les voitures au niveau du deuxième sous-sol. Dans notre étude, on s'est référé aux règles du béton aux états limites pour dimensionner notre radier afin d'assurer une bonne interaction entre le sol .

Conclusion

Cette étude de ce projet est notre première vraie épreuve avant de s'insérer dans le domaine professionnel. Elle nous a permis d'améliorer nos connaissances de la conception des ossatures en structure métallique.

Le présent projet, nous avons respecté les normes en vigueur concernant l'étude des constructions métalliques. Les calculs ont été faits selon les normes du règlement algérien en vigueur C.C.M.97 et l'Eurocode 3, le règlement parasismique algérien (version 2003), les RNV 99 pour les vérifications vis-à-vis du vent et de la neige, le BAEL 91/version 99 pour les fondations et les éléments en béton armé et les documents techniques réglementaires pour évaluer les charges permanentes et les surcharges d'exploitation.

Dans ce travail, nous avons utilisé les caractéristiques des matériaux suivants :

- Béton :

- $f_{c28} = 25$ MPa pour les plancher.
- $f_{c28} = 30$ MPa pour les fondations.

- Acier :

- S275 pour la structure.
- FeE400 pour les armatures de ferrillages.

Nous avons évalué les charges permanentes et les surcharges d'exploitation ainsi que les charges climatiques.

- La charge permanente 470 daN/m^2 .
- Les surcharges d'exploitation 250 daN/m^2 .
- Les charge du vent inclus entre $[-62 \text{ daN/m}^2 ; 98 \text{ daN/m}^2]$
- Les charges de neige $S=16 \text{ daN/m}^2$

Nous avons utilisé le règlement du R.N.V.99, pour le pré-dimensionnement des éléments de la structure. Nous avons abouti aux dimensionnions suivantes :

- Poutre principale : HEB280
- Solive : IPE140
- Poteau : HEB 240

Une fois le pré-dimensionnement est achevé, nous avons étudié le plancher mixte en déterminant ses caractéristiques :

Les sections finales des solives IPE100

- Le nombre des connecteurs pour une travée de solive 6 goujons
- Les espacements entre deux goujons est 50 cm.
- Les profilés définitifs des poutres principales HEB260
- Le nombre des connecteurs pour chaque poutre est 57 goujons
- L'espacement entre deux goujons à 19.5 cm.

Nous avons aussi étudié la partie sismique où nous avons retenu que :

- Le déplacement maximal suivant X égale à 4.8 cm, suivant Y égale à 3.6 cm.

- Le joint sismique à respecter doit faire au moins 77 mm entre les deux blocs

Le travail a été suivi par l'étude des différents assemblages selon leurs modes de fonctionnement ont été faits conformément au règlement C.C.M.97 ; à savoir :

- Les poteaux de la file centrale : HEB400
- Les poteaux du sous sol : HEB300
- Les poteaux restants : HEB260
- Les croix de contreventement de la file centrale : Cornière DCED 200X20X20
- Les croix de contreventement de la façade : Cornière CAEP 180X16
- Les poutres de rampes : HEB140
- Les poutres secondaires : HEB180

Après avoir terminé l'étude des assemblages, nous avons calculé les ferrillages des fondations qui sont dans notre cas de type radier général conformément aux règlement (B.A.E.L.91 modifié 99, R.P.A.99/V2003).

Le calcul du ferrillage pour les doubles nappes du radier est de :

-Pour la nappe supérieure suivant X : 9HA16 avec espacement d'entraxe des barres $S_t=11\text{cm}$

-Pour la nappe inférieure suivant X: 9HA12 avec espacement d'entraxe des barres $S_t=10.5\text{cm}$

-Pour la nappe supérieure suivant Y : 9HA16 avec espacement d'entraxe des barres $S_t=11\text{cm}$

-Pour la nappe inférieure suivant Y: 9HA20 avec espacement d'entraxe des barres $S_t=10.5\text{cm}$

Pour la modélisation assistée par ordinateur on a utilisé le logiciel ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS qui nous sert aussi au dimensionnement des éléments en acier.

En fin, nous souhaitons que ce modeste travail apportera un plus à notre département et servira pour les promotions à venir.

Références bibliographiques

1. ArcelorMittal Europe Long Products NEW STANDARD SAME SECTIONS EN 10365 :2017
2. BARAKA Abdelhak, Cours en Charpente Métallique 1 selon le règlement Algerien C.C.M.97 et l'Eurocode 3, 05-2016.
3. BENJAMIN MACQUART, Calcul rapide des constructions métalliques,1968.
4. BERNARD LEHEMBRE : La construction métallique. Guide des métiers du bâtiment. Edition Nathan France 1997.
5. BUICKDAVISON AND GRAHAMW. OWENS : Steel Designer Manuel ; 6^{ème} édition Blackwell publishing U.K 2003.
6. Building the Future: Innovation in design, materials and construction, publié par G.S.T. Armer, J.L. Clarke, F.K. Garas
7. CENTRE NATIONAL DERECHERCHE APPLIQUEE EN GENIE PARASISMIQUE : Calcul pratique des structures métalliques .2^o édition, Office des publications universitaires 2006-Algérie.
8. CENTRE NATIONAL DERECHERCHE APPLIQUEE EN GENIE PARASISMIQUE : règles de conception et de calcul des structures en acier C.C.M.97, Document technique réglementaire D.T.R-B-C-2.44 ; Ministère de l'habitat Algérien 1997.
9. CENTRE NATIONAL DERECHERCHE APPLIQUEE EN GENIE PARASISMIQUE : règles Parasismiques Algériennes R.P.A.99 Version 2003 Document technique réglementaire D.T.R-B-C-2.48 ; Ministère de l'habitat Algérien 2003.
10. CHARLES G.SALMON AND JOHN E.JOHNSON : Steel structures Design and behavior ; 4^{ème} édition Harper collins collegepublishers U.S.A 1996.
11. Données de l'entreprise (BATIMETAL)
12. GRAHAM W.OWENS ANDBRIAN D.CHEAL : structural steelwork connections ; First edition, courrier International Ltd, Tiptree, Essex, U.K 1989
13. G.S.T. Armer, J.L. Clarke, F.K. Garas Building the Future: Innovation in design, materials and construction 1991.
14. HAZARD.C, LELONG F., QUINZAIN B. : Memotech – structures métalliques. Editions CASTEILLA, 25 rue Monge – 75005 PARIS, mise à jours 2004.
15. IDRIS AMARA : Cours de charpente métallique et Appareils de levage TEC 335. Publications de l'université Mentouri Constantine 2005-2006.
16. Jean-Marie Duhamel. Eléments de calcul infinitésimal 1860.
17. Ioan Iacu, Ménard chenaf, Norme Française , Eurocode 3, 1993 (NFEN1993_1_1).
18. Jean Perchat, Jean Roux, Règles techniques de conception de calcul des ouvrages de construction en béton armé suivant la méthode des états limites Fascicule n°62 titre 1 (BAEL 91 révisé 99).

20. Polycopié du cours de Mme Nadja Baouche E.N.P 2019.
21. Polycopié du cours de structure métallique Benazzouz Brahim khalil ENP 2019.
22. Polycopié du cours béton M. Boutmeur ENP 2019.
23. Polycopié du cours de dynamique des structures N. Bourahla ENP 2019.
24. Etude et dimensionnement d'un parking (RDC+4) en charpente métallique à Tlemcen (Bab jenuad), A. Alioua et S. Bachir 2018.
25. wikimapia web site : <https://fr.wikipedia.org/wiki/Soudage>.

ANNEXES

Annexe 1 : Coefficient dynamique.

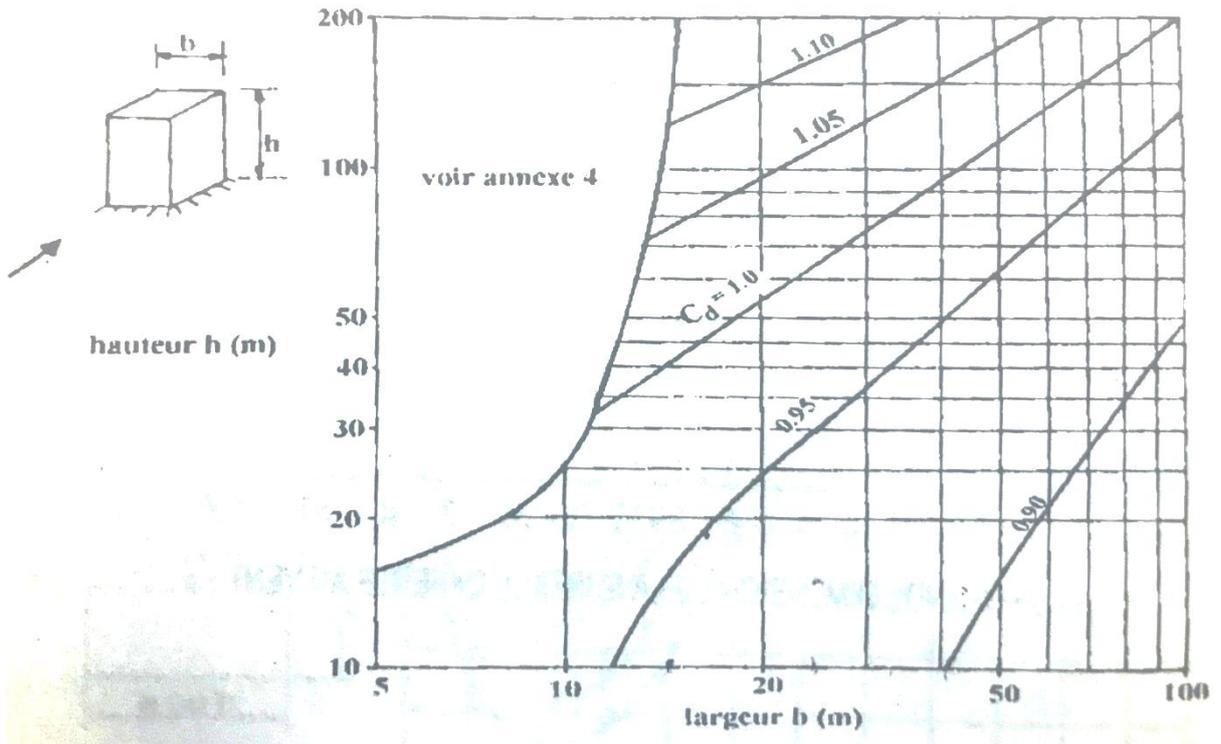


Figure A1.1. Coefficient dynamique C_d (RNV99).

Annexe 2 : Coefficient des pressions intérieures.

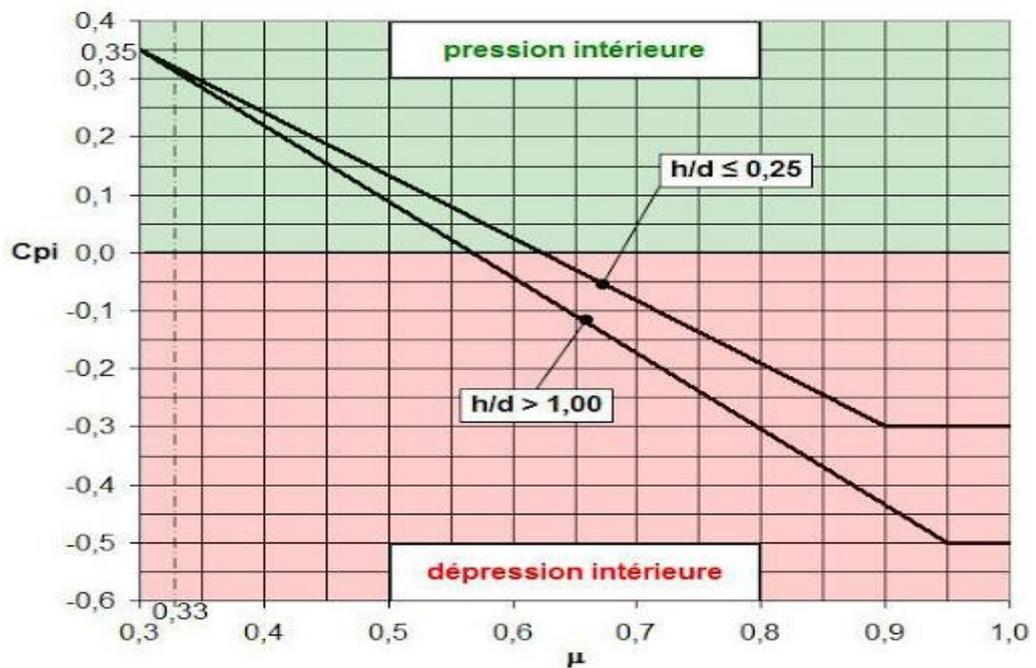


Figure A2.1. Coefficient des pressions intérieures C_{pi} (RNV99).

Annexe3 : Coefficient de fréquence

Condition d'appuis	Mode de vibration	α
Bi-appuyée	1	9,86
Bi-appuyée	2	39,47
Bi-appuyée	3	88,80
Bi-encastree	1	22,37
Bi-encastree	2	61,67
Bi-encastree	3	121

Tableau A3.1. Coefficient de fréquence α (Eurocode 3).

Annexe 4 : Catalogue des profilés.

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 _{pl,y}	W _{pl,y} *	I _y	A _{ex}	I _z	W _{pl,z}	W _{pl,z} *	I _z	S _y	I _z	I _z	S 235	S 355	S 460	S 235	S 355	S 460			
kg/m	mm ⁴ x10 ⁴	mm ³ x10 ³	mm ³ x10 ³	mm	mm ² x10 ²	mm ⁴ x10 ⁴	mm ³ x10 ³	mm ³ x10 ³	mm	mm	mm ⁴ x10 ⁴	mm ⁶ x10 ⁶										
IPEAA 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	-	✓	✓	
PEA 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	1	1	✓	✓	
IPEAA 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	-	✓	✓	
PEA 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	1	1	✓	✓	
IPEAA 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	-	✓	✓	
PEA 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	1	1	✓	✓	
IPEAA 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	-	✓	✓	
PEA 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	✓	✓	
IPEAA 160	12,3	659	84,3	95,2	6,48	7,74	51,7	12,6	19,7	1,81	25,7	1,81	2,93	1	1	-	1	3	-	✓	✓	
PEA 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	✓	✓	
IPEAA 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	-	✓	✓	
PEA 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	✓	✓	

Tableau A4.1. Propriétés des profilés (Catalogue Arcelormittal).

G	h	b	t _w	t _r	r	A	h _i	d	Ø	p _{min}	p _{max}	A _L	A _C
kg/m	mm	mm	mm	mm	mm	mm ² x10 ³	mm	mm		mm	mm	m ² /m	m ² /t

IPE AA 80*	4,9	78	46	3,2	4,2	5	6,3	69,6	59,6	-	-	-	0,325	65,62
IPE A 80-/*	5,0	78	46	3,3	4,2	5	6,4	69,6	59,6	-	-	-	0,325	64,90
IPE 80*	6,0	80	46	3,8	5,2	5	7,6	69,6	59,6	-	-	-	0,328	54,64
IPE AA 100*	6,7	97,6	55	3,6	4,5	7	8,6	88,6	74,6	-	-	-	0,396	58,93
IPE A 100-/*	6,9	98	55	3,6	4,7	7	8,8	88,6	74,6	-	-	-	0,397	57,57
IPE 100*	8,1	100	55	4,1	5,7	7	10,3	88,6	74,6	-	-	-	0,400	49,33
IPE AA 120*	8,4	117	64	3,8	4,8	7	10,7	107,4	93,4	-	-	-	0,470	56,26
IPE A 120-	8,7	117,6	64	3,8	5,1	7	11,0	107,4	93,4	-	-	-	0,472	54,47
IPE 120	10,4	120	64	4,4	6,3	7	13,2	107,4	93,4	-	-	-	0,475	45,82
IPE AA 140*	10,1	136,6	73	3,8	5,2	7	12,8	126,2	112,2	-	-	-	0,546	54,26
IPE A 140-	10,5	137,4	73	3,8	5,6	7	13,4	126,2	112,2	-	-	-	0,547	52,05
IPE 140	12,9	140	73	4,7	6,9	7	16,4	126,2	112,2	-	-	-	0,551	42,70
IPE AA 160*	12,3	156,4	82	4,0	5,6	9	15,7	145,2	127,2	-	-	-	0,617	50,13
IPE A 160-	12,7	157	82	4,0	5,9	9	16,2	145,2	127,2	-	-	-	0,619	48,70
IPE 160	15,8	160	82	5,0	7,4	9	20,1	145,2	127,2	-	-	-	0,623	39,47
IPE AA 180*	14,9	176,4	91	4,3	6,2	9	19,0	164,0	146,0	M 10	48	48	0,693	46,37
IPE A 180-	15,4	177	91	4,3	6,5	9	19,6	164,0	146,0	M 10	48	48	0,694	45,15
IPE 180	18,8	180	91	5,3	8,0	9	23,9	164,0	146,0	M 10	48	48	0,698	37,13
IPE O 180*	21,3	182	92	6,0	9,0	9	27,1	164,0	146,0	M 10	50	50	0,705	33,12

Tableau A4.2. Propriétés des profilés (Catalogue Arcelormittal).

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_{aly}	W_{ply} ♦	i_y	A_z	I_z	W_{az}	W_{paz} ♦	i_z	S_s	I_t	I_w	S235	S355	S460	S235	S355			
kg/m	mm ⁴ x10 ⁴	mm ³ x10 ³	mm ³ x10 ³	mm	mm ² x10 ²	mm ⁴ x10 ⁴	mm ³ x10 ³	mm ³ x10 ³	mm	mm	mm ⁴ x10 ⁴	mm ⁶ x10 ⁹									

HE 100AA	12,2	236,5	51,98	58,36	3,89	6,15	92,06	18,41	28,44	2,43	29,26	2,51	1,68	1	1	2	1	1	2	✓	✓	✓
HE 100A	16,7	349,2	72,76	83,01	4,06	7,56	133,8	26,76	41,14	2,51	35,06	5,24	2,58	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓
HE 100B	20,4	449,5	89,91	104,2	4,16	9,04	167,3	33,45	51,42	2,53	40,06	9,25	3,38	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓
HE 100C	30,9	758,7	137,9	165,7	4,39	13,38	274,3	53,27	82,07	2,64	53	29,11	6,19	1	1	-	1	1	-	✓	✓	✓
HE 100M	41,8	1143	190,4	235,8	4,63	18,04	399,2	75,31	116,3	2,74	66,06	68,21	9,93	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓
HE 120AA	14,6	413,4	75,85	84,12	4,72	6,90	158,8	26,47	40,62	2,93	29,26	2,78	4,24	1	3	3	1	3	3	✓	✓	✓
HE 120A	19,9	606,2	106,3	119,5	4,89	8,46	230,9	38,48	58,85	3,02	35,06	5,99	6,47	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓
HE 120B	26,7	864,4	144,1	165,2	5,04	10,96	317,5	52,92	80,97	3,06	42,56	13,84	9,41	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓
HE 120C	39,2	1388	213,5	252,9	5,27	15,90	497,6	80,92	124,1	3,15	55	40,73	16,17	1	1	-	1	1	-	✓	✓	✓
HE 120M	52,1	2018	288,2	350,6	5,51	21,15	702,8	111,6	171,6	3,25	68,56	91,66	24,79	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓
HE 140AA	18,1	719,5	112,4	123,8	5,59	7,92	274,8	39,26	59,93	3,45	30,36	3,54	10,21	2	3	3	2	3	3	✓	✓	✓
HE 140A	24,7	1033	155,4	173,5	5,73	10,12	389,3	55,62	84,85	3,52	36,56	8,13	15,06	1	1	2	1	1	2	✓	✓	✓
HE 140B	33,7	1509	215,6	245,4	5,93	13,08	549,7	78,52	119,8	3,58	45,06	20,06	22,48	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓
HE 140C	48,2	2330	310,6	363,8	6,15	18,61	830,2	116,1	177,6	3,67	58	55,37	36,71	1	1	-	1	1	-	✓	✓	✓
HE 140M	63,2	3291	411,4	493,8	6,39	24,46	1144	156,8	240,5	3,77	71,06	120,0	54,33	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓
HE 160AA	23,8	1283	173,4	190,4	6,50	10,38	478,7	59,84	91,36	3,97	36,07	6,33	23,75	1	3	3	1	3	3	✓	✓	✓
HE 160A	30,4	1673	220,1	245,1	6,57	13,21	615,6	76,95	117,6	3,98	41,57	12,19	31,41	1	1	2	1	1	2	✓	✓	✓
HE 160B	42,6	2492	311,5	354,0	6,78	17,59	889,2	111,2	170,0	4,05	51,57	31,24	47,94	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓
HE 160C	59,2	3704	435,7	507,6	7,01	24,05	1302	159,8	244,8	4,15	64	78,69	75,22	1	1	-	1	1	-	✓	✓	✓

Tableau A4.3. Propriétés des profilés (Catalogue Arcelormittal).

	G	h	b	t _w	t _r	r	A	h _i	d	Ø	P _{min}	P _{max}	A _L	A _C
	kg/m	mm	mm	mm	mm	mm	mm ² x10 ²	mm	mm		mm	mm	m ² /m	m ² /t
HE 100AA*	12,2	91	100	4,2	5,5	12	15,6	80	56	M 10	54	58	0,553	45,17
HE 100A	16,7	96	100	5	8	12	21,2	80	56	M 10	54	58	0,561	33,68
HE 100 B	20,4	100	100	6	10	12	26,0	80	56	M 10	56	58	0,567	27,76
HE 100 C*	30,9	110	103	9	15	12	39,3	80	56	M 10	59	61	0,593	19,23
HE 100 M	41,8	120	106	12	20	12	53,2	80	56	M 10	62	64	0,619	14,82
HE 120AA*	14,6	109	120	4,2	5,5	12	18,6	98	74	M 12	58	68	0,669	45,94
HE 120A	19,9	114	120	5	8	12	25,3	98	74	M 12	58	68	0,677	34,06
HE 120 B	26,7	120	120	6,5	11	12	34,0	98	74	M 12	60	68	0,686	25,71
HE 120 C*	39,2	130	123	9,5	16	12	49,9	98	74	M 12	63	72	0,712	18,19
HE 120 M	52,1	140	126	12,5	21	12	66,4	98	74	M 12	66	74	0,738	14,16
HE 140AA*	18,1	128	140	4,3	6	12	23,0	116	92	M 16	64	76	0,787	43,53
HE 140A	24,7	133	140	5,5	8,5	12	31,4	116	92	M 16	64	76	0,794	32,21
HE 140 B	33,7	140	140	7	12	12	43,0	116	92	M 16	66	76	0,805	23,88
HE 140 C*	48,2	150	143	10	17	12	61,5	116	92	M 16	69	79	0,831	17,22
HE 140 M	63,2	160	146	13	22	12	80,6	116	92	M 16	72	82	0,857	13,56
HE 160AA*	23,8	148	160	4,5	7	15	30,4	134	104	M 20	76	84	0,901	37,81
HE 160 A	30,4	152	160	6	9	15	38,8	134	104	M 20	78	84	0,906	29,78
HE 160 B	42,6	160	160	8	13	15	54,3	134	104	M 20	80	84	0,918	21,56
HE 160 C*	59,2	170	163	11	18	15	75,4	134	104	M 20	84	88	0,944	15,95

Tableau A4.4. Propriétés des profilés (Catalogue Arcelormittal).

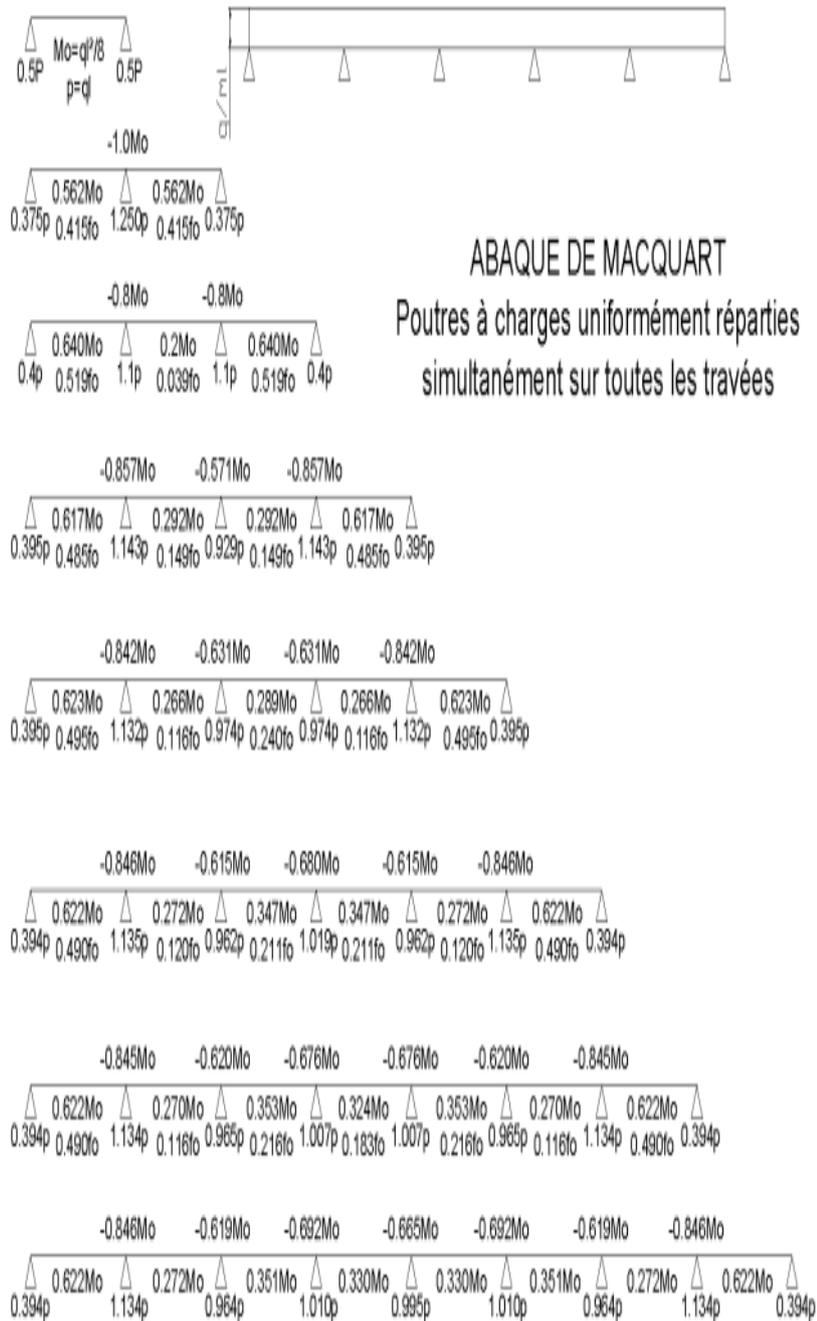
G	h	b	t _w	t _r	r	A	h _i	d	Ø	p _{min}	p _{max}	A _c	A _c	
kg/m	mm	mm	mm	mm	mm	mm ² x10 ²	mm	mm		mm	mm	m ² /m	m ² /t	
HE 220AA*	40,4	205	220	6	8,5	18	51,5	188	152	M 27	98	118	1,247	30,87
HE 220A	50,5	210	220	7	11	18	64,3	188	152	M 27	98	118	1,255	24,85
HE 220B	71,5	220	220	9,5	16	18	91,0	188	152	M 27	100	118	1,270	17,77
HE 220C*	94,1	230	223	12,5	21	18	119,9	188	152	M 27	104	122	1,296	13,77
HE 220M	117	240	226	15,5	26	18	149,4	188	152	M 27	108	124	1,322	11,27
HE 240AA*	47,4	224	240	6,5	9	21	60,4	206	164	M 27	104	138	1,359	28,67
HE 240A	60,3	230	240	7,5	12	21	76,8	206	164	M 27	104	138	1,369	22,70
HE 240B	83,2	240	240	10	17	21	106,0	206	164	M 27	108	138	1,384	16,63
HE 240C*	119	255	244	14	24,5	21	152,2	206	164	M 27	112	142	1,422	11,90
HE 240M	157	270	248	18	32	21	199,6	206	164	M 27	116	146	1,460	9,318
HE 260AA*	54,1	244	260	6,5	9,5	24	69,0	225	177	M 27	110	158	1,474	27,22
HE 260A	68,2	250	260	7,5	12,5	24	86,8	225	177	M 27	110	158	1,484	21,77
HE 260B	93,0	260	260	10	17,5	24	118,4	225	177	M 27	114	158	1,499	16,12
HE 260C*	132	275	264	14	25	24	168,4	225	177	M 27	118	162	1,537	11,63
HE 260M	172	290	268	18	32,5	24	219,6	225	177	M 27	122	166	1,575	9,133
HE 280AA*	61,2	264	280	7	10	24	78,0	244	196	M 27	110	178	1,593	26,01
HE 280A	76,4	270	280	8	13	24	97,3	244	196	M 27	112	178	1,603	20,99
HE 280B	103	280	280	10,5	18	24	131,4	244	196	M 27	114	178	1,618	15,69
HE 280C*	145	295	284	14,5	25,5	24	185,2	244	196	M 27	118	182	1,656	11,39
HE 280M	189	310	288	18,5	33	24	240,2	244	196	M 27	122	186	1,694	8,984
HE 300AA*	69,8	283	300	7,5	10,5	27	88,9	262	208	M 27	116	198	1,705	24,42
HE 300A	88,3	290	300	8,5	14	27	112,5	262	208	M 27	118	198	1,717	19,43
HE 300B	117	300	300	11	19	27	149,1	262	208	M 27	120	198	1,732	14,80
HE 300C*	177	320	305	16	29	27	225,1	262	208	M 27	126	204	1,782	10,08

Tableau A.4.5. Propriétés des profilés (Catalogue Arcelormittal).

G	I_y	W_{ay}	W_{py}	i_y	A_x	I_z	W_{az}	W_{pz}	i_z	s_x	I_t	I_w	S235	S355	S460	S235	S355	S460	EN 1002	EN 1002	EN 102	
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 ⁶										
HE 220 AA	40,4	4170	406,9	445,5	9,00	17,63	1510	137,3	209,3	5,42	44,09	15,93	145,6	3	3	4	3	3	4	✓	✓	✓
HE 220 A	50,5	5410	515,2	568,5	9,17	20,67	1955	177,7	270,6	5,51	50,09	28,46	193,3	1	2	3	1	2	3	✓	✓	✓
HE 220 B	71,5	8091	735,5	827,0	9,43	27,92	2843	258,5	393,9	5,59	62,59	76,57	295,4	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓
HE 220 C	94,1	11180	972,1	1114	9,65	36,46	3887	348,6	532,3	5,69	75	167,8	424,5	1	1	-	1	1	-	✓	✓	✓
HE 220 M	117	14600	1217	1419	9,89	45,31	5012	443,5	678,6	5,79	88,59	315,3	572,7	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓
HE 240 AA	47,4	5835	521,0	570,6	9,83	21,54	2077	173,1	264,4	5,87	49,10	22,98	239,6	3	3	4	3	3	4	✓	✓	✓
HE 240 A	60,3	7763	675,1	744,6	10,05	25,18	2769	230,7	351,7	6,00	56,10	41,55	328,5	1	2	3	1	2	3	✓	✓	✓
HE 240 B	83,2	11260	938,3	1053	10,31	33,23	3923	326,9	498,4	6,08	68,60	102,7	486,9	1	1	1	1	1	1	✓	✓	✓
HE 240 C	119	17330	1359	1563	10,6	46,34	5942	487,0	743,8	6,24	87	289,4	789,2	1	1	-	1	1	-	✓	✓	✓
HE 240 M	157	24290	1799	2117	11,03	60,07	8153	657,5	1006	6,39	106,6	627,9	1152	1	1	-	1	1	-	✓	✓	✓
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 C	132	22590	1643	1880	11,5	51,94	7680	581,8	888,3	6,75	92	339,5	1200	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 C	145	28810	1953	2225	12,4	56,26	9750	686,6	1047	7,25	94	384,8	1770	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	877,2	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 C	177	40950	2559	2926	13,4	68,47	13730	900,7	1374	7,81	106	604,1	2908	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

Tableau A4.6. Propriétés des profilés (Catalogue Arcelormittal).

Annexe 5 :Abaques de Macquart



dans cette abaque on calcule le moment maximum M_0 , les réactions et la flèche maximum de la travée simple considérée comme isostatique, puis on applique les coefficients donnés ci-dessus pour trouver les différents moments, flèches et réactions des poutres hyperstatiques

Figure A5.1. Abaques de Macquart (Benjamin Macquart 68).

Annexe 6 : Coefficient déduction.

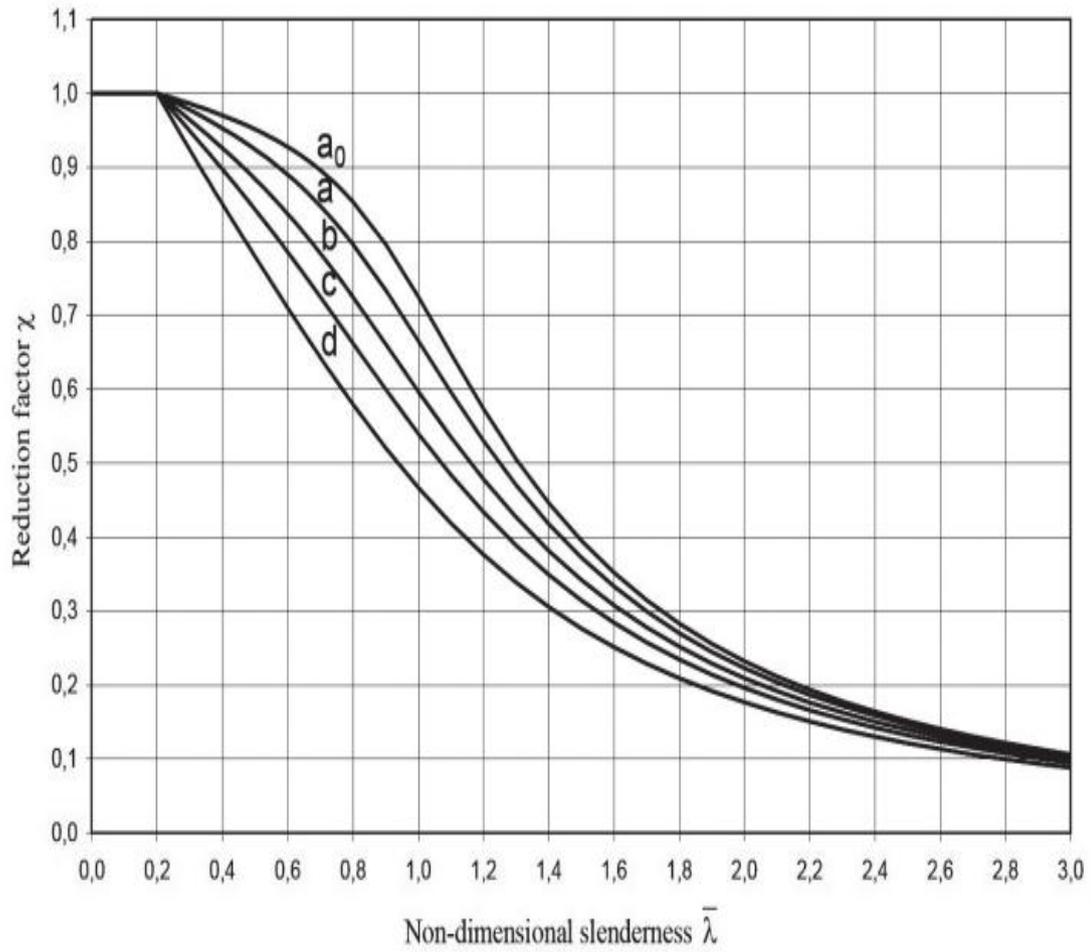
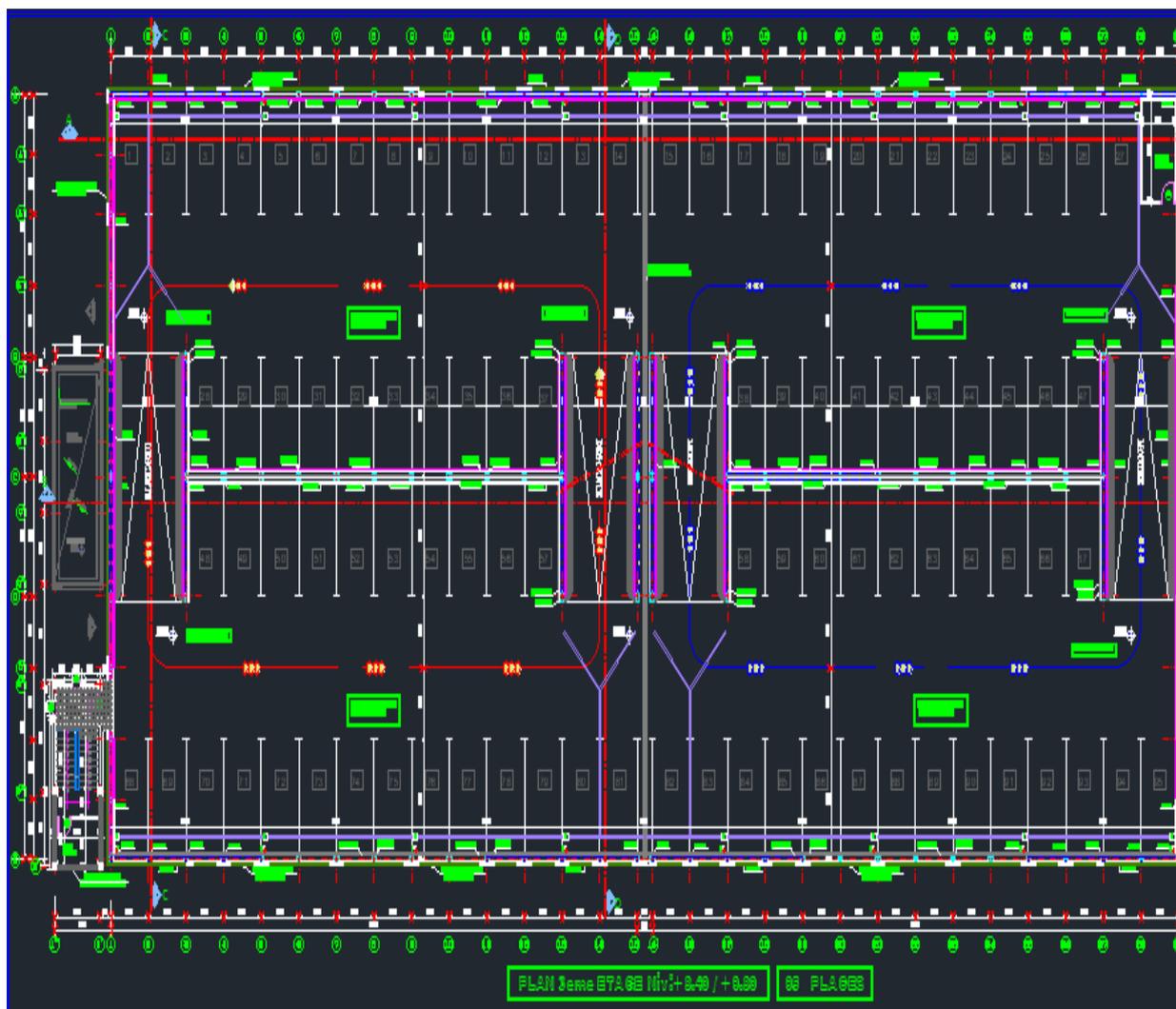
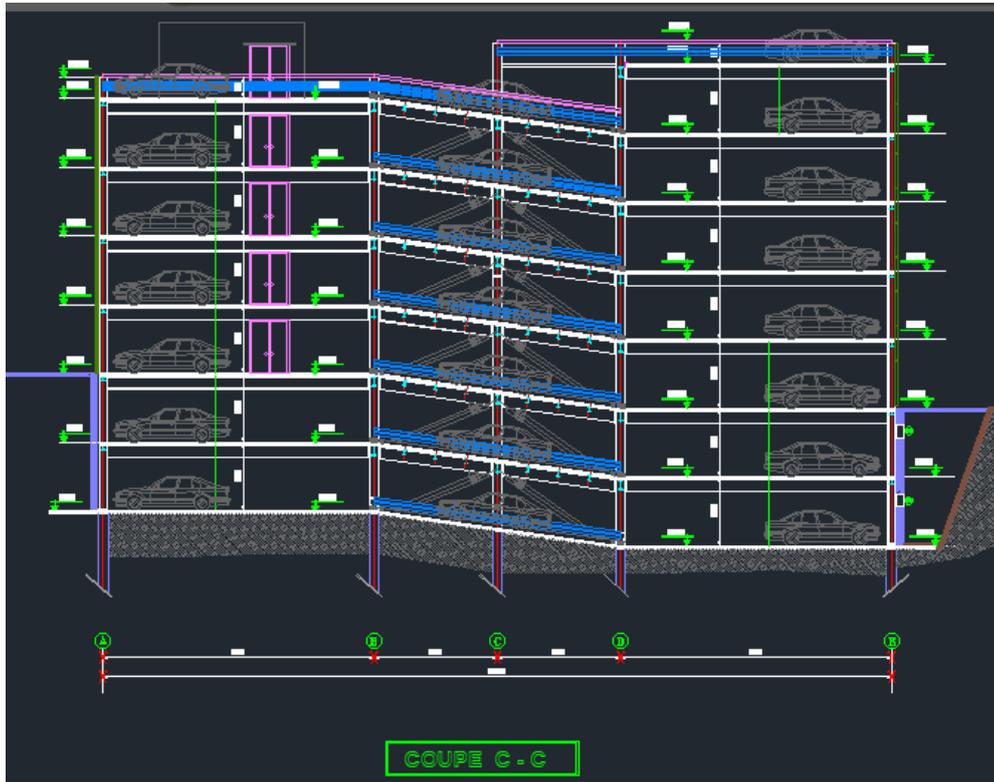


Figure A6.1. Coefficient déduction χ_{LT} (CCM97).

Annexe 8 : Plans architecturaux



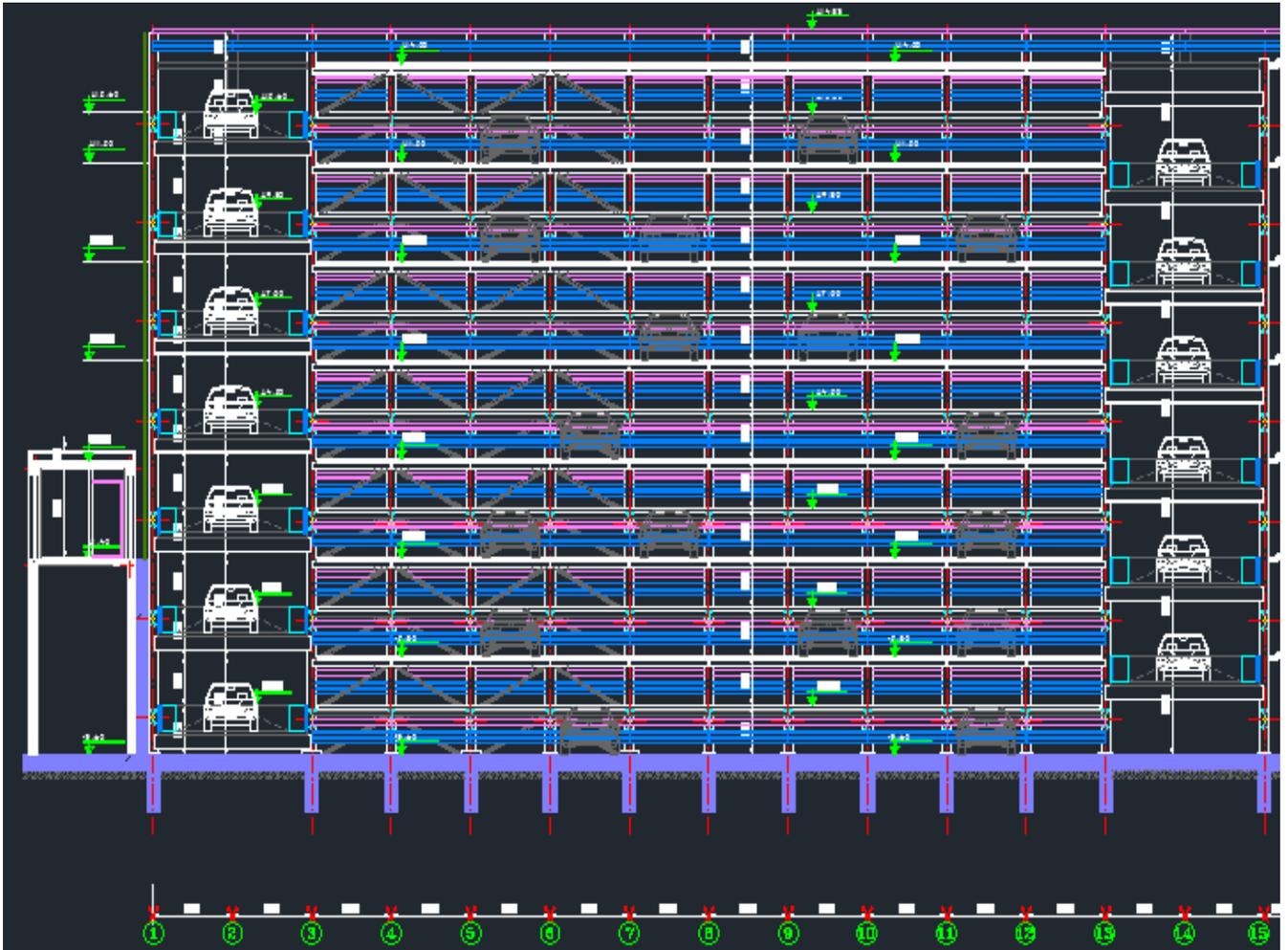
Plan du 3eme étage.



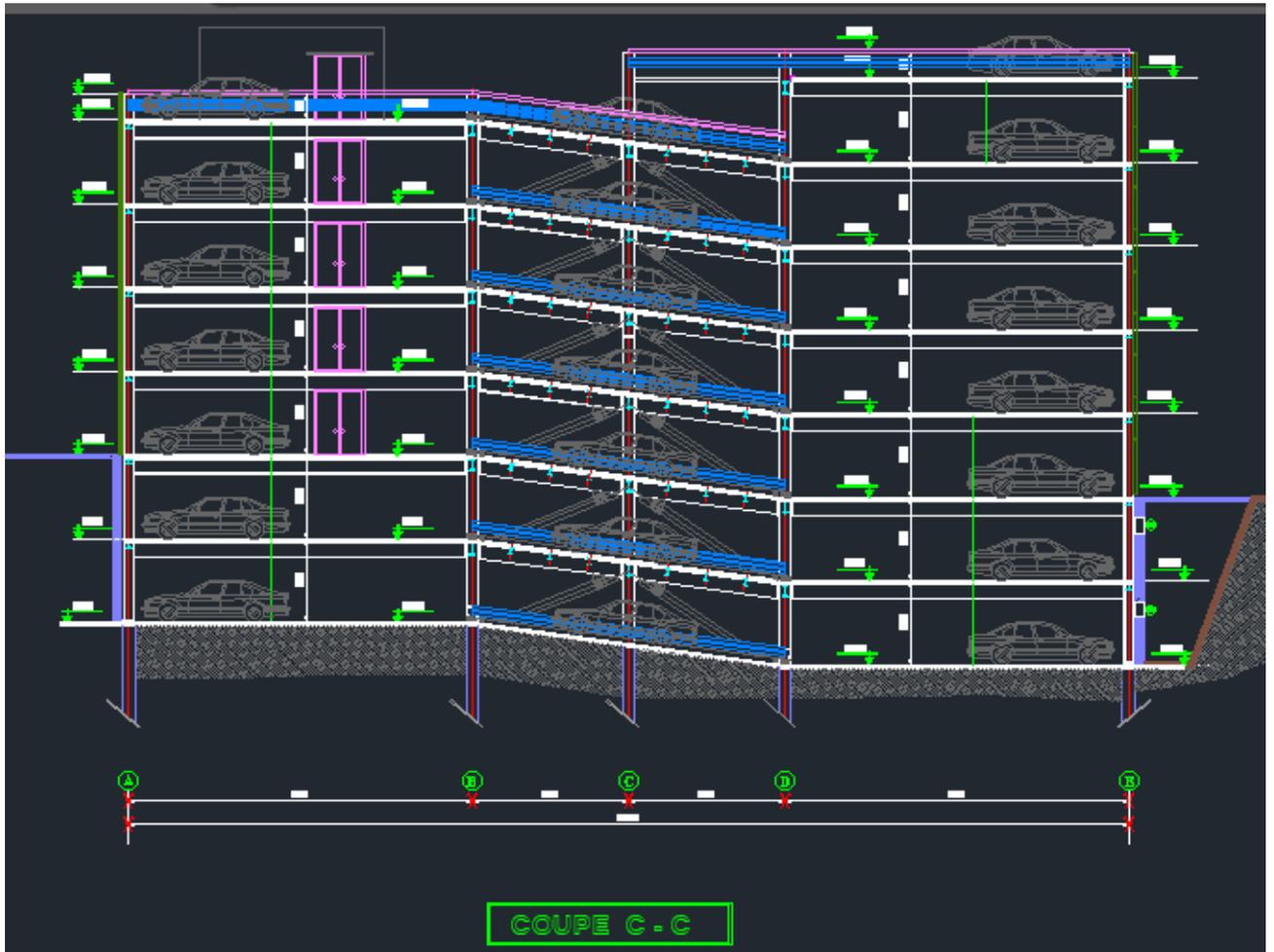
Vue d'une coupe verticale



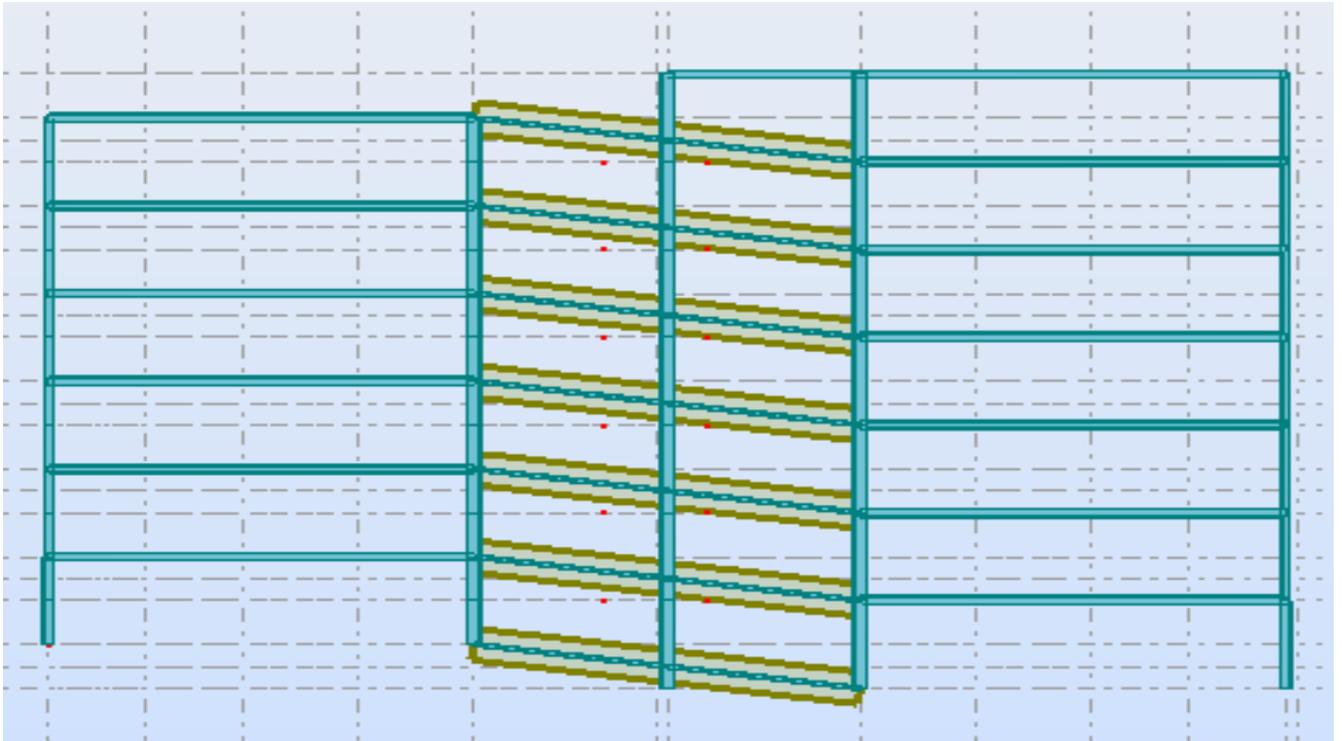
Plan du 1^{er} étage



Coupe élévation.



Vue d'une coupe verticale



Vue de côté (ROBOT).