



**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET
POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET
DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE SAAD DAHLEB DE BLIDA**

Faculté de technologie

Département de Génie Civil

MEMOIRE DE MASTER EN GENIE CIVIL

Pour l'Obtention du diplôme de

MASTER EN GENIE CIVIL

Spécialité : CONSTRUCTIONS METALIQUES ET MIXTES

Thème

ETUDE D'UN PARKING EN R+4 EN CHARPENTE METALIQUE ET
COMPARAISON ENTRE EC3 ET AISC 360-16 DAM

Présenté par :

M^{lle} DJAOUCHI Loubna

Devant les membres de jury :

..... U. Saad Dahleb-Blida President
..... U. Saad Dahleb-Blida Examineur
M^{me} M.K .RAHMANI U. Saad Dahleb-Blida Promotrice

Année Universitaire : 2021/2022

Résumé

Notre projet de fin d'étude consiste à étudier un parc de stationnement en charpente métallique, il est constitué de 5 niveaux (R+4) implanté à BLIDA, considéré par le RPA99 version 2003 comme zone de forte sismicité. Comme dans la majorité des cas, une étude bien faite doit répondre à certains critères, notamment la sécurité de l'ouvrage ainsi que l'économie, et cela a été effectué conformément aux règlements algériens en vigueur (RPA, CCM97...) ainsi que d'autres règlements étant donné qu'on a fait une comparaison entre méthodes de dimensionnement des éléments structuraux selon le code Américain (AISC 360-16) « DAM » et selon Eurocode 3 « ELM »

Mots clés : Charpente métallique, dynamique, plancher mixte, AISC 360-16, Eurocode 3

ملخص

تقع في (R + 4) يتكون مشروع نهاية الدراسة الخاص بنا من دراسة موقف سيارات بهيكل معدني ، ويتكون من 5 مستويات منطقة عالية الزلازل . كما هو الحال في معظم الحالات ، يجب أن تقي RPA99 2003 والتي يعتبرها الإصدار ، BLIDA الدراسة الجيدة بمعايير معينة ، لا سيما سلامة العمل وكذلك الاقتصاد ، وقد تم تنفيذ ذلك وفقاً للوائح الجزائرية المعمول بها بالإضافة إلى اللوائح الأخرى بالنظر إلى أنه تم إجراء مقارنة بين طرق تحديد أبعاد العناصر (. إلخ ، CCM97 ، RPA) وفقاً لـ "ELM" Eurocode 3 و "DAM" (AISC 360-16) الهيكلية وفقاً للكود الأمريكي

الكود الأوروبي 3 ، AISC 360-16 ، الكلمات الرئيسية: الفولاذ الإنشائي ، الديناميكي ، الأرضية المركبة

Abstract

Our end-of-study project consists of studying a metal frame car park, it consists of 5 levels (R+4) located at BLIDA, considered by the RPA99 version 2003 as a zone of high seismicity. As in the majority of cases, a well-done study must meet certain criteria, in particular the safety of the work as well as the economy, and this was carried out in accordance with the Algerian regulations in force (RPA, CCM97, etc.) as well as other regulations given that a comparison has been made between methods of dimensioning structural elements according to the American code (AISC 360-16) "DAM" and according to Eurocode 3 "ELM"

Keywords: Structural steel, dynamic, composite floor, AISC 360-16, Eurocode 3

REMERCIEMENTS

Je tiens à remercier toutes les personnes qui ont contribués de près ou de loin à l'élaboration de ce modeste travail.

Merci à Dieu tout puissant et miséricordieux, qui m'a donné la force et la patience d'accomplir ce modeste travail.

Tout d'abord, je remercie mon promoteur Monsieur K. RAHMANI pour avoir accepté de me prendre en charge.

Je remercie également Mr BELHOUCHE de m'avoir transmis ses connaissances dans le domaine du génie civil.

Mes remerciements les plus sincères vont également aux membres du jury pour l'intérêt qu'ils ont portés à mon travail en acceptant de l'examiner et de l'enrichir par leur expérience.

Je remercie également l'entreprise BREP, de m'avoir accueillies au sein de leur bureau d'étude.

Enfin, je remercie tous mes enseignants qui ont contribué à ma formation d'ingénieur en génie civil.

DEDICACES

Je tiens à dédier ce modeste travail à :

À ma tendre maman, aucun mot ne peut exprimer l'amour et le respect que j'ai pour cette femme si patiente, ses prières et ses bénédictions m'ont accompagné durant toutes mes années d'étude.

Mon père, qui a toujours été mon soutien numéro un, et qui me pousse toujours à faire de mon mieux,

Que dieu les protèges et préserve leur santé.

À mes adorables petites sœurs, MAYA, SIRINE, DANIA et à mon petit frère YUCEF, qui m'ont toujours soutenues dans mon parcours.

À mes merveilleuses tantes, qui sont un exemple de réussite pour moi.

À mes cousins et cousines qui m'ont soutenue et encouragé.

Particulièrement à la mémoire de mon grand-père paternel

qu'ALLAH ait son âme en sa sainte miséricorde

A Mr. BELLHOUCHEET merci pour vos lumières, je souhaite que dieu

vous donne la santé et le bien être tout au long de votre vie

Et en fin, à mes copines IKRAM et KHAOULA qui m'a soutenue tout au long de la préparation.

LISTE DES SYMBOLES

- A Section brute d'une pièce.
- A_{net} Section nette d'une pièce.
- A_w Section de l'âme.
- A_p Surface portante.
- A_s Aire de la section résistante à la traction du boulon.
- E Module d'élasticité longitudinale.
- F Force générale.
- F_p Force de calcul précontraint.
- F_s Résistance d'un boulon au glissement.
- F_{tra} Résistance d'un boulon en traction.
- F_{brd} Résistance à la pression diamétrale.
- G Charge permanente.
- I Moment d'inertie.
- K_c Coefficient de rigidité des poteaux.
- K_{ij} Coefficient de rigidité des poutres.
- K_y Coefficient de flambement-flexion.
- L Longueur.
- M_{sd} Moment fléchissant.
- M_{rd} Moment résistant par unité de longueur dans la plaque d'assise.
- M_{pl} Moment plastique.
- M_{cr} Moment critique.
- N_{sd} Effort normal.
- N_{tsd} Effort normal de traction.
- N_{csd} Effort normal de compression.
- N_{pl} Effort normal plastique.
- N_u Effort ultime.
- N_j Force d'adhérence avec le béton.
- Q Charge d'exploitation.
- W_{pl} Module de résistance plastique.
- W_{el} Module de résistance élastique.
- b Largeur de l'âme.
- b_{eff} Largeur efficace.
- d Entraxe.
- d_0 Diamètre de perçage des trous de boulon.
- f Flèche d'une poutre.

f_y Limite d'élasticité d'un acier.

f_{yb} Limite d'élasticité d'un boulon.

f_u Limite de rupture d'une pièce.

f_{ub} Contrainte de rupture d'un boulon.

f_{ck} Résistance caractéristique en compression cylindrique du béton.

f_j Résistance de contact de la liaison.

h Hauteur.

i Rayon de giration.

K Facteur de longueur.

K_s Coefficient fonction de la dimension des trous de perçage.

K_j Facteur de concentration.

n Nombre de boulon.

m Nombre de plans de cisaillement.

r_c Rayon de raccordement âme/semelle du poteau.

t_w Épaisseur de l'âme.

t_f Épaisseur des semelles.

t_{wc} Épaisseur de l'âme d'un poteau.

t_{fc} Épaisseur des semelles d'un poteau.

t_p Épaisseur de platine.

χ Coefficient de réduction de flambement.

β_w Facteur de corrélation.

β_M Facteur de moment uniforme.

β_j Coefficient relatif à la liaison.

γ_c Coefficient de sécurité sur les propriétés du béton.

γ_M Coefficient de sécurité.

γ_{Mb} Coefficient de sécurité des boulons.

γ_{ms} Coefficient partiel de sécurité.

$\bar{\lambda}$ Élanement.

α Facteur d'imperfection.

μ Coefficient de frottement.

τ_s Contrainte limite de cisaillement en élasticité.

ε Coefficient de réduction élastique de l'acier.

η Facteur de distribution.

ψ Rapport de contrainte.

φ_0 La rotation initiale dans les poutres continues.

δ_0 La flèche initiale dans les poutre continues.

Table des matières

Résumé	
Remerciement	
Dédicace	
Sommaire	
Liste des figures	
Liste des tableaux	
Liste des symboles	
Introduction Générale	1
Chapitre I- Généralités et présentation de l'ouvrage	2
I.1 Présentation de l'ouvrage	3
I.2 Caractéristiques géométriques.....	3
I.3 Propriétés des matériaux utilisés	3
I.3.1 L'acier.....	3
I.3.2 Le béton	5
I.4 Moyen d'assemblage.....	6
I.5 Les actions.....	6
I.6 Les combinaisons d'action	7
I.6.1 Situations durables.....	7
I.6.2 Situations accidentelles.....	7
I.7 Limites des flèches et des déplacements CCM97	7
I.7.1 Flèche verticale.....	8
I.7.2 Flèche horizontale	8
I.8 Classification des sections transversales	8
I.9 Logiciels utilisés.....	9
I.10 Règlements utilisés.....	9
I.11 Conception architectural	11
I.11.1 Structure horizontale	11
I.11.2 Plancher mixte	11
I.11.3 L'escalier	15

I.11.4 Les rampes	16
I.11.5 Les façades	16
I.11.6 Les gardes corps	16
I.11.7 Les contreventements	16
I.11.8 Les fondations	17
Chapitre II- Évaluation des charges et surcharges	18
II.1 Introduction	19
II.2 Charges permanentes G.....	19
II.2.1 Plancher étages courants.....	19
II.2.2 Plancher terrasse inaccessible.....	19
II.3 Garde-corps (en béton armé).....	19
II.4 Charges d'exploitation Q	20
II.5 Étude climatique.....	21
II.5.1 Introduction	21
II.5.2 Action de la neige	21
II.5.3 Effet du vent	22
II.5.4 Données relatives au site	23
II.5.5 Détermination de la pression de pointe	24
II.6 Conclusion.....	31
Chapitre III- Prédimensionnement des éléments principaux	32
III.1 Introduction	33
III.2 Étude du plancher mixte (collaborant).....	33
III.2.1 Résistance au poinçonnement.....	34
III.3 Prédimensionnement des solives.....	35
III.3.1 Entraxe des solives	35
III.3.2 Choix du profilé.....	36
III.3.3 Phase initiale.....	37
III.3.4 Phase finale.....	39
III.3.5 Vibrations du plancher.....	42
III.3.6 Calcul des connecteurs	43
III.4 Prédimensionnement des poutres secondaires	46
III.5 Prédimensionnement des poutres principales	46

III.5.1 Phase initiale.....	47
III.5.2 Phase finale.....	49
III.6 Prédimensionnement des poteaux	51
III.6.1 Introduction	51
III.6.2 Principe de calcul	51
III.6.3 Étapes de prédimensionnement	51
III.6.4 Vérification du flambement pour le poteau du RDC.....	53
III.7 Conclusion.....	57
 Chapitre IV- Étude des éléments secondaires.....	 58
IV.1 Introduction	58
IV.2 Escalier métallique	58
IV.1.1 Introduction	58
IV.1.2 Choix des dimensions.....	59
IV.1.3 Dimensionnement des limons.....	59
IV.1.4 Dimensionnement de la cornière de marche.....	62
V.2 Garde-corps	63
V.2.1 Chargement.....	63
V.2.1 Calcul des sollicitations	64
V.2.2 Ferrailage.....	65
V.3 Conclusion.....	66
 Chapitre V- Étude dynamique.....	 67
V.1 Introduction	67
V.2 Caractéristique dynamiques propres	67
V.3 Modélisation de la structure.....	68
V.4 Choix de la méthode de calcul.....	70
V.4.1 La méthode statique équivalente	70
V.4.2 La méthode modale spectrale	70
V.4.3 La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes	71
V.4.4 Critères de classification selon RPA99V2003.....	71
V.5 Vérification de la structure	76

V.5.1	Vérification de la force sismique a la base	77
V.5.2	L'analyse modale spectrale	80
V.5.3	Résultat de l'analyse dynamique	81
V.5.4	L'Influence de la période fondamentale	95
V.5.5	Etude au vent	97
V.5.6	Récapitulatif	97
V.5.7	Conclusion	97
Chapitre VI-	Vérification des éléments	98
VI.1	Introduction	99
VI.2	Vérification des poteaux	99
VI.3	Procédure de calcul.....	99
VI.3.1	Vérification vis-à-vis du flambement.....	100
VI.3.2	Vérification vis-à-vis du déversement.....	102
VI.4	Vérification des poutres principales	105
VI.4.1	Les Sollicitations	106
VI.4.2	Vérification du moment fléchissant	106
VI.4.3	Vérification au déversement.....	106
VI.4.4	Vérification au voilement de l'âme par cisaillement	107
VI.4.5	Calcul des connecteurs	108
VI.5	Vérification des contreventements	111
VI.5.1	Généralités.....	111
VI.5.2	Conception du système de contreventement	111
VI.5.3	Dimensionnement des contreventements	112
VI.5.4	Vérfications des contreventements	112
VI.6	Conclusion.....	114
Chapitre VII-	Calcul des assemblages	115
VII.1	Introduction	116
VII.2	Classification des assemblages	116
VII.3	Choix du type d'assemblage.....	117
VII.4	Assemblage poteau-poutre	118
VII.5	Assemblage Poutre - Solive.....	124
VII.6	Presentation ROBOT	127
VII.7	Assemblage pied de poteau HEB500	128

VII.8	Assemblage de continuité Poteau HEB500-HEA500	130
VII.9	Presentation IDEA STATICA	131
VII.10	Paramétrage de norme IDEA STATICA	131
VII.11	Assemblage Poutres-poteaux-contreventement	132
VII.12	Assemblage Poutres-poteaux-contreventement noeud centrale.....	134
VII.13	Assemblage pied de poteau-contreventement.....	136
Chapitre VIII- Fondation.....		138
VIII.1	Introduction	139
VIII.2	Caractéristiques du sol	139
VIII.3	Choix du type de fondation	139
VIII.4	Semelles isolées.....	139
VIII.5	Semelles filante	140
VIII.6	Calcul des semelles filantes.....	142
Chapitre IX- La méthode d'analyse direct.....		149
IX.1	Introduction	150
IX.2	AISC et les Eurocodes	150
IX.2.1	Règle de calcul AISC	151
IX.2.2	Règle des Eurocode	151
IX.3	Méthode de calcul de stabilité.....	156
IX.3.1	La méthode de la longueur effective (méthode équivalente à l'EC3)	152
IX.3.2	La méthode d'analyse directe	153
IX.3.3	Etape de calcul du DAM	161
IX.4	Conclusion.....	170
Conclusion Générale.....		171
Référence		

LISTE DES FIGURE

Figure I. 1: Diagramme contraintes et déformations de l'acier.....	4
Figure I. 2: flèche verticale.....	8
Figure I. 3: Comportement moment-rotation correspondant à chaque classe de section.....	9
Figure I. 1: Schéma représentatif de la connexion entre la poutre et la dalle en béton.....	12
Figure I. 2: Schéma représentatif du plancher collaborant.....	12
Figure I. 3: Types de connecteurs.....	14
Figure I. 4: Connecteur de type Nelson (goujon à tête).....	15
Figure I. 5: Les types d'escalier métallique.....	15
Figure I. 6: Rampe demi-niveau.....	16
Figure II. 1: Dimension de l'acrotère.....	20
Figure II. 2: coefficient de forme toiture a un versant.....	22
Figure II. 3: Directions du vent.....	23
Figure II. 4: Schéma représentatif des hauteurs d'après.....	24
Figure II. 5: Écoulement de l'aire autour des toitures isolées.....	28
Figure III. 1: Représentation 3D d'un plancher collaborant.....	33
Figure III. 2: Schéma de la surface de contact entre le cric et la dalle.....	34
Figure III. 3: Schéma de la surface de contact entre le cric et la dalle.....	35
Figure III. 4: Schéma d'entre axe des solives.....	36
Figure III. 5: Schéma statique d'une solive.....	37
Figure III. 6: Schéma statique de la solive avec 2 étaie (2 appui intermédiaire).....	37
Figure III. 7: Schéma représentatif de la largeur participante de la dalle en béton.....	40
Figure III. 8: Dimensions de la tôle et du connecteur.....	44
Figure III. 9: Limite de K.....	45
Figure III. 10: Largeur efficace de la zone comprimée.....	50
Figure III. 11: Dimensions de la tôle et du connecteur.....	53
Figure III. 12: schéma de l'emplacement du poteau central.....	56
Figure III. 13: Schéma de l'emplacement du poteau rive.....	59
Figure III. 14: Schéma de l'emplacement du poteau d'angle.....	59

Figure IV. 1: Schéma représentatif d'un escalier	62
Figure IV. 2: Vue en plan de l'escalier tiré du plan d'architecture.....	63
Figure IV. 3: Charges appliqué sur le limon.....	64
Figure IV. 4: Charges revenant au limon.....	65
Figure IV. 5: Schéma d'une marche.....	66
Figure IV. 6: Dimension de l'acrotère	67
Figure IV. 7: Schéma de ferrailage de garde-corps	70
Figure V. 1: Spectre de réponse.....	81
Figure V. 2: vue en 3d du modèle initial	81
Figure V. 3: vue en 3d et en plan du 1er modèle intermédiaire.....	83
Figure V. 4: vue en 3d du modelé final	93
Figure V. 5: Translation suivant l'axe X-X	95
Figure V. 6: Translation suivant l'axe Y-Y	96
Figure V. 7: Rotation autour de l'axe z-z	96
Figure VI. 1: Facteurs de distribution pour poteaux continus	106
Figure VI. 2: Schéma statique de la poutre principale.....	111
Figure VI. 3: Types de systèmes de contreventement	114
Figure VI. 4: Contreventement intérieur au niveau des rampes sens yy.....	116
Figure VI. 5: Contreventement intérieur au niveau des rampes sens xx.....	116
Figure VI. 6: Contreventement en X.....	117
Figure VII. 1: Les relations moment-rotation pour quatre type connus de liaison	121
Figure VII. 2: Vue d'assemblage poteau – poutre	122
Figure VII. 3: Assemblage soudé poutre-platine	123
Figure VIII. 4: Schéma distribution des boulons et des jarrets.....	126
Figure VII. 5: disposition des boulons.....	126
Figure VII. 6: Schéma d'assemblage solive-poutre.....	129
Figure VII. 7: Assemblage poutre HEA360-Solive IPE200.....	130
Figure VII. 8: Vue d'assemblage pied de poteau HEB500.....	132
Figure VII. 10: Résultat de vérification de Poteau HEB500-HEA500.....	133
Figure VII. 11: Résultat de vérification d'assemblage pied de poteau.	134
Figure VII. 12: Vue d'assemblage Poutres-poteaux-contreventement.....	136

Figure VII. 13: Résultat des déplacements et des contraintes Assemblage	137
Figure VII. 14: Vue Poutres-poteaux-contreventement nœud central	138
Figure VII. 15: Résultat des déplacements et des contraintes.....	139
Figure VII. 16: Résultat des déplacements et des contraintes.....	140
Figure VII. 17: Résultat des déplacements et des contraintes.....	141
Figure VIII. 1: Semelles isolée sous poteaux.....	144
Figure VIII. 2: Semelles filantes.....	144
Figure VIII. 3: schéma de ferrailage de la semelle au niveau d'appuis et travée	152
Figure IX. 1: Le facteur de longueur effective est en fonction des conditions d'appuis finales.....	157
Figure IX. 2: Le facteur de longueur effective	158
Figure IX. 3: Les effets P-Delta.....	161
Figure IX. 4: L'effet P- Δ et L'effet P- δ	161
Figure IX. 5: rapport $\Delta 1/ \Delta 1$ [14]	162
Figure IX. 6: Les charge d'imperfection.....	163
Figure IX. 7: rigidité réduite de l'élément	164
Figure IX. 8: la différence entre DAM et ELM	165
Figure IX. 9: meshing du poteau.....	171
Figure IX. 10: vue en élévation de la structure	172
Figure IX. 11: les déformations avec DAM sur les sens yy et xx.....	173
Figure IX. 12: les déformations avec EC sur les sens yy et xx.....	173
Figure IX. 13: rapport D/C avec DAM.....	174
Figure IX. 14: rapport D/C avec EC	175
Figure IX. 15: courbe qui montre la différence entre DAM -EC.3.....	175

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I. 1: Valeurs nominales de F_y & F_u pour les profilés	4
Tableau I. 2: Valeurs nominales de f_y pour le ferrailage.....	5
Tableau II. 1: Charges permanentes des étages courants.....	19
Tableau II. 2: Charges permanentes du plancher terrasse inaccessible	19
Tableau II. 3: charges d'exploitations.....	20
Tableau II. 4: Coefficient en fonction de la catégorie de terrain	23
Tableau II. 5: Récapitulatif du calcul du coefficient C_r conformément à.....	24
Tableau II. 6: Récapitulatif du calcul du coefficient I_v conformément à	25
Tableau II. 7: Récapitulatif du calcul du coefficient C_e conformément à	25
Tableau II. 8: Récapitulatif de tous les coefficients conformément à.....	26
Tableau II. 9: Valeurs des surfaces et pourcentage dominant.....	26
Tableau II. 10: Valeurs des surfaces et pourcentage dominant.....	27
Tableau II. 11: Coefficient C_f en fonction de l'obstruction.....	28
Tableau II. 12: Récapitulatif des valeurs de la pression aérodynamique V_1	29
Tableau II. 13: Récapitulatif des valeurs de la pression aérodynamique V_2	30
Tableau III. 1: Caractéristiques géométrique du profilé IPE200	37
Tableau III. 2: Récapitulatif pour les solives de chaque niveau	42
Tableau III. 3: Vérification de la flèche de vibration.....	43
Tableau III. 4: Récapitulatif pour les poutres secondaires de chaque niveau	46
Tableau III. 5: Caractéristiques géométriques du profilé IPE500.....	47
Tableau III. 6: Récapitulatif des poutres principales des autres niveaux	52
Tableau III. 7: Tableau de descente des charges.....	56
Tableau III. 8: Sections et profilés nécessaires	57
Tableau III. 9: Caractéristique géométrique de profilé HEA450.....	57
Tableau III. 10: Récapitulatif de la vérification du flambement.....	58
Tableau III. 11: Récapitulatifs des profilés pour poteaux de rive.....	59
Tableau III. 12: Récapitulatifs des profilés pour poteaux d'angle.....	60
Tableau IV. 1: Calcule des sollicitations	68
Tableau IV. 2: Calcule de ferrailage.....	69

Tableau V. 1: valeurs de la périodes caractéristiques	77
Tableau V. 2: Choix de la période de calcul	78
Tableau V. 3: Facteur de qualité suivant les deux sens	79
Tableau V. 4: Pourcentage de participation massique	82
Tableau V. 5: Pourcentage de participation massique	84
Tableau V. 6: Pourcentage de participation massique	85
Tableau V. 7: récapitulatif des facteurs impliqués dans la statique équivalente.....	86
Tableau V. 8: Les forces sismiques suivant les deux sens.....	87
Tableau V. 9: Comparaison de V_{dyn} et $80\% V$	87
Tableau V. 10: Déplacement résultant suivant X	88
Tableau V. 11: Déplacement résultant suivant Y	88
Tableau V. 12: Pourcentage de participation massique	89
Tableau V. 13: récapitulatif des facteurs impliqués dans la statique équivalente.....	90
Tableau V. 14: Les forces sismiques suivant les deux sens.....	90
Tableau V. 15: Comparaison de V_{dyn} et $80\% V$	90
Tableau V. 16: Déplacement résultant suivant X	91
Tableau V. 17: Déplacement résultant suivant Y	91
Tableau V. 18: L'effet P- Δ selon le sens x-x.....	92
Tableau V. 19: L'effet P- Δ selon le sens y-y.....	93
Tableau V. 20: Pourcentage de participation massique	94
Tableau V. 21: les coefficients statiques équivalente	95
Tableau V. 22: Les forces sismiques suivant les deux sens.....	97
Tableau V. 23: Comparaison de V_{dyn} et $80\% V$	97
Tableau V. 24: Déplacement résultant suivant X	98
Tableau V. 25: Déplacement résultant suivant Y	98
Tableau V. 26: L'effet P- Δ selon le sens x-x.....	98
Tableau V. 27: L'effet P- Δ selon le sens y-y.....	99
Tableau V. 28: comparaison de des efforts sismique	100
Tableau V. 29: comparaison de des déplacements inter étage.....	101
Tableau V. 30: Récapitulatif des éléments finaux	101
Tableau VI. 1: Caractéristiques de profilé HEB500	106
Tableau VI. 2: Efforts internes des poteaux sous N_{max} pour chaque niveau	109

Tableau VI. 3: Vérifications au flambement par flexion	109
Tableau VI. 4: Efforts internes des poteaux sous $M_{y,dmax}$ pour chaque niveau	110
Tableau VI. 5: Vérifications au flambement par flexion	110
Tableau VI. 6: Efforts internes des poteaux sous $M_{z,dmax}$ pour chaque niveau.....	110
Tableau VI. 7: Vérifications au flambement par flexion	111
Tableau VI. 8: Choix final des poteaux	111
Tableau VI. 9: Caractéristiques géométriques du profilé RECC260X180X16.....	117
Tableau VII. 1: Caractéristiques géométriques des profilés	122
Tableau VII. 2: Caractéristiques géométriques des profilés	129
Tableau VII. 3: résumé de l'assemblage pied de poteau	133
Tableau VII. 4: résumé de l'assemblage de continuité poteau	134
Tableau VII. 5: résumé de l'assemblage poteaux-contreventement noeud central.....	136
Tableau VII. 6: résumé de l'assemblage poteaux-contreventement nœud central	138
Tableau VIII. 1: Sections des semelles filantes continues	145
Tableau VIII. 2: Répartition des efforts à l'ELS et l'ELU pour chaque file	147
Tableau VIII. 3: Vérification de la contrainte à ELS.....	148
Tableau VIII. 4: Ferrailage des semelles filantes	149
Tableau VIII. 5: Ferrailage des nervures	150
Tableau IX. 1: rapport enter 1st ordre et 2nd ordre DAM sens yy	174
Tableau IX. 2: rapport enter 1st ordre et 2nd ordre DAM sens xx	174

INTRODUCTION GENERALE

Dans le cadre de l'obtention d'un diplôme de master 2 en génie civil spécialisé dans la construction métallique et mixte, que nous présentant ce mémoire, qui le fruit de cinq années d'apprentissage. Le PFE consiste à étudier un parc de stationnement de cinq niveaux (R+4) tout en respectant les règlements en vigueur, et les techniques de conceptions et des constructions contemporaines dans le domaine.

Le but de notre projet de fin d'étude était de maitre en ouvre nos connaissances théoriques et pratique que nous avons cumuler, ce qui va nous permettre également de rentrer dans la vie active et de découvrir plus précisément le milieu professionnel.

La superstructure du bâtiment est constituée d'une ossature métallique stabilisée contre les charges latérales par des contreventements en X ; et d'une dalle composite.

Tandis que l'infrastructure, elle est constituée semelle filante.

Et pour conclure notre PFE nous avons procédé à l'application de la méthode d'analyse direct de AISC 360-16 et comparer cette dernière avec la méthode de dimensionnement des éléments structuraux de EC3, en utilisant le logiciel CSI ETABS .

Afin de mener à bien notre étude le travail a été organisé de la manière suivante qui après l'introduction nous avons :

- Le chapitre 1 est consacré aux généralités et présentation de l'ouvrage.
- Le chapitre 2 présente la conception architecturale et structurel de l'ouvrage.
- Le chapitre 3 est dédié à l'évaluation des charges appliquées à notre structure.
- Le chapitre 4 porte sur la conception initiale des éléments structuraux.
- Le chapitre 5 est dédié à l'étude des éléments secondaires.
- Le chapitre 6 est consacré à l'étude dynamique.
- Le chapitre 7 porte sur la vérification des éléments de la structure.
- Le chapitre 8 évoque les assemblages utilisés et leur vérification.
- Le chapitre 9 est consacré à l'étude de l'infrastructure.
- Le chapitre 10 est consacré à l'étude comparative entre DAM et la méthode de EC3 des vérifications des éléments.

Ce mémoire sera clôturé par une conclusion générale reprenant les principaux points abordés.

Chapitre I- Généralités et présentation de l'ouvrage

I.1 Présentation de l'ouvrage

Dans le cadre de notre projet de fin d'étude, nous sommes amenés à faire l'étude d'un parking aérien de 5 niveaux (R+4) et de 400 places, en charpente métallique.

Le parc de stationnement est supposé être implanté au niveau de la **wilaya de Blida**, plus précisément au niveau **ville de Bouinane**, qui est une zone de forte sismicité (**III**) selon le règlement **RPA99 V2003**.

- Altitude par rapport au niveau de la mer 91 m
- Zone sismique III
- Zone de vent I

I.2 Caractéristiques géométriques

• Dimensions en élévation :

- Hauteur totale du bâtiment 23.06 m
- Hauteur RDC des étagés 4.05 m

• Dimensions en plan :

- Surface occupée par le bâtiment 4810 m²
- Longueur totale du bâtiment 74 m
- Largeur totale du bâtiment 65 m

I.3 Propriétés des matériaux utilisés

I.3.1 L'acier

L'acier est un matériau constitué essentiellement de fer et un faible taux de carbone ne dépassant pas généralement 1%.

Outre le fer et le carbone, l'acier peut comporter d'autres éléments qui lui sont associés, soit :

- Involontairement comme le phosphore et le soufre, qui sont des impuretés et qui altèrent les propriétés de l'acier
- Volontairement, comme le silicium, le manganèse, le nickel, le chrome, le tungstène, le vanadium ...etc. qui ont pour propriétés d'améliorer les caractéristiques mécaniques des aciers (résistance à la rupture, dureté, limite d'élasticité, ductilité, résilience, soudabilité, corrosion...). On parle dans ce cas d'acier allié.

- **Résistance**

Les nuances d'acier courantes et leurs résistances limites sont données par l'Eurocode3 et le CCM97. La nuance d'acier choisie pour la réalisation de cet ouvrage est la S275.

Tableau I. 1: Valeurs nominales de F_y & F_u pour les profilés

Nuance d'acier	Epaisseur (mm)			
	$t \leq 40$ mm		$40 \text{mm} \leq t \leq 100$ mm	
	F_y (N/mm ²)	F_u (N/mm ²)	F_y (N/mm ²)	F_u (N/mm ²)
Fe 360	235	360	215	340
Fe 430	275	430	255	410
Fe 510	355	510	355	490

- **Ductilité**

L'acier de construction doit satisfaire les conditions suivantes :

- Le rapport $\frac{f_u}{f_y} > 1.2$;
- La déformation ultime doit être supérieure à 20 fois la déformation élastique ($\epsilon_u \geq 20\epsilon_y$);
- A la rupture l'allongement sur une longueur doit être supérieur à 15%.

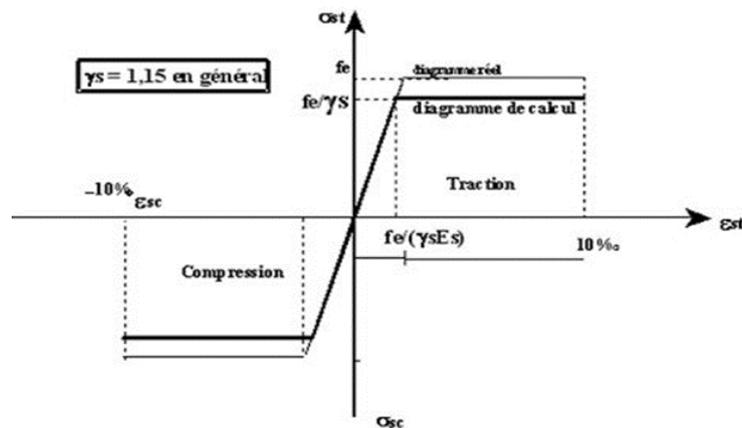


Figure I. 1: Diagramme contraintes et déformations de l'acier.

- **Coefficient de calcul de l'acier**

Les caractéristiques mécaniques des différentes nuances d'acier sont les suivantes :

- Module d'élasticité longitudinale : $E = 210\,000$ MPa.
- Module de cisaillement : $G = E / [2(1+\nu)]$
- Le coefficient de poisson : $\nu = 0,3$

- Coefficient de dilatation : $\alpha = 12 \times 10^{-6}$ par °c
- Masse volumique $\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$
- **Acier pour ferrailage**

Pour assurer un bon fonctionnement des fondations en utilisant des armatures et des treuillés à soudé de type HA et de dont les caractéristiques sont :

- Contrainte limite d'élasticité : $f_e = 500 \text{ MPa}$
- Module d'élasticité longitudinale : $E = 2.1 \times 10^5 \text{ MPa}$

Tableau I. 2: Valeurs nominales de f_y pour le ferrailage

	Nuances	Fy (MPa)
Ronds lisses	Fe 220	215
	Fe 240	235
Barres HA	Fe 400	400
	Fe 500	500

I.3.2 Le 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. Pour notre étude on étudie de type de béton leur caractéristiques physiques et mécaniques sont :

- **Plancher collaborant**

- Masse volumique : $\rho = 2500 \text{ kg/m}^3$
- La résistance à la compression a 28 jours $f_{c28} = 25 \text{ MPA}$ pour le béton de classe C25/30.
- La résistance à la traction a 28 jours $f_{t28} = 0.06f_{c28} + 0.5 = 2.1 \text{ MPA}$

- **Fondation**

- Masse volumique : $\rho = 3000 \text{ kg/m}^3$
- La résistance à la compression a 28 jours $f_{c28} = 30 \text{ MPA}$ pour le béton de classe C30/37.
- La résistance à la traction a 28 jours $f_{t28} = 0.06f_{c28} + 0.5 = 2.3 \text{ MPA}$

I.3.2.1 Coefficient de poisson

Il représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale.

$$\mu = \frac{\text{allongement relatif transversal}}{\text{allongement relatif longitudinal}}$$

- $\mu = 0$ Béton fissuré à l'ELU
- $\mu = 0.2$ Béton non fissuré à l'ELS.

I.3.2.2 Déformation longitudinale du béton

Ce module, connu sous le nom de module de Young, est défini sous l'action des contraintes normales à court et long terme.

- **Béton 25/30**

- Module d'élasticité instantanée :

$$E_{iv} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

Pour un $f_{c28} = 25 \text{ MPA} \rightarrow$

$$E_{i28} = 32164.19 \text{ MPA}$$

- Module 'élasticité différée :

Il est réservé pour les charges à appliquer à long terme, (supérieur a 24h), ce module est défini par :

$$E_{iv} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

Pour un $f_{c28} = 25 \text{ MPA} \rightarrow$

$$E_{i28} = 10818.86 \text{ MPA}$$

- **Béton 25/30**

- Module d'élasticité instantanée :

$$E_{iv} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

Pour un $f_{c28} = 30 \text{ MPA} \rightarrow$

$$E_{i28} = 34179.5575 \text{ MPA}$$

- Module 'élasticité différée :

Il est réservé pour les charges à appliquer à long terme, (supérieur a 24h), ce module est défini par :

$$E_{iv} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

Pour un $f_{c28} = 30 \text{ MPA} \rightarrow$

$$E_{i28} = 11496.7602 \text{ MPA}$$

I.4 Moyen d'assemblage :

Les principaux moyens d'assemblages des systèmes structuraux, qui assurent la stabilité sont :

- Boulons à haute résistance (HR)
- Boulons ordinaires
- Soudage dont les caractéristiques mécaniques sont au moins équivalentes à celles de la nuance d'acier utilisé dans la structure.

I.5 Les actions

C'est l'ensemble des forces dus aux charges auxquelles l'ouvrage sera soumis, elles sont classées en catégories en fonction de leurs fréquences d'apparitions.

- Des charges permanentes G_i
- Des charges d'exploitations Q_i
- Des charges climatiques W et S

I.6 Les combinaisons d'action

I.6.1 Situations durables

⇒ **E.L.U**

Pour les structures de bâtiments, on utilise la plus défavorable des deux formules suivantes :

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

$$\sum_j \gamma_{Gj} \cdot G_{kj} + 1.5 \cdot Q_{k,max} \quad [6]$$

Avec prise en compte de toutes les actions variables défavorables :

$$\sum_j \gamma_{Gj} \cdot G_{kj} + 1.5 \cdot Q_{ki}$$

- G_{kj} Valeur caractéristique des actions permanentes.
- Q_{ki} Valeur caractéristique des actions variables.

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_{Gj} = 1.35 \rightarrow \text{Si l'action agit défavorablement.} \\ \gamma_{Gj} = 1 \rightarrow \text{Si l'action agit favorablement.} \end{array} \right.$$

⇒ **E.L.S**

Pour les structures de bâtiments, on utilise la plus défavorable des deux formules suivantes :

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

$$\sum_j G_{kj} + Q_{k,max}$$

Avec prise en compte de toutes les actions variables défavorables :

$$\sum_j G_{kj} + 0.9 \cdot \sum_{i>1} Q_{ki} \quad [6]$$

I.6.2 Situations accidentelles

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

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ G \pm 0.8E \end{array} \right. \dots\dots [7]$$

I.7 Limites des flèches et des déplacements CCM97

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

I.7.1 Flèche verticale

La flèche verticale notée δ_{vmax} comme illustrée sur la figure 4.1 du CCM97 pour le cas d'une poutre simplement appuyée est donnée par la relation suivante.

$$\delta_{vmax} = \delta_1 + \delta_2 - \delta_0 \quad [6]$$

Avec :

δ_{vmax} Flèche dans l'état final

δ_0 Précintrage (contre-flèche) de la poutre non-chargée.

δ_1 Variation de la flèche de la poutre due aux charges permanentes immédiatement après la mise en charge.

δ_2 Variation de la flèche de la poutre due aux charges variables augmentée de toute déformation dans le temps due aux charges permanentes,

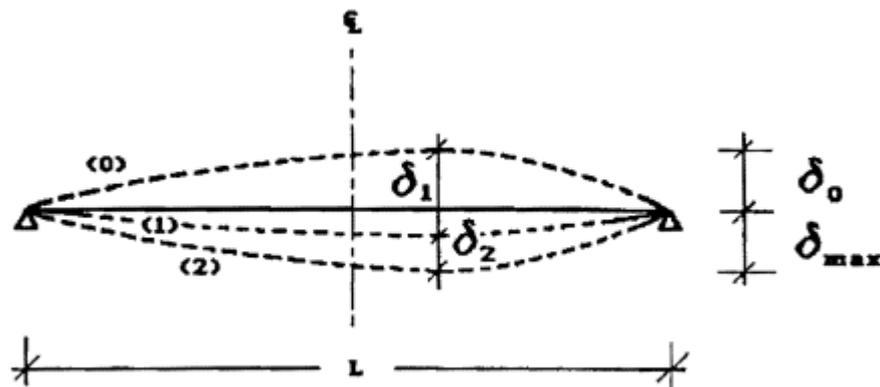


Figure I. 2: flèche verticale [6]

$$\begin{cases} \Delta_{vmax} = \frac{L}{250} \rightarrow \text{Pour tous les planchers de la structure.} \\ \Delta_{vmax} = \frac{L}{200} \rightarrow \text{Pour les planchers de toitures.} \end{cases}$$

I.8 Classification des sections transversales

Le CCM97 propose quatre classes de section transversales qui est définis comme suite :

- Classe 1 : Sections transversales pouvant former une rotule plastique avec la capacité de rotation requise pour une analyse plastique.
- Classe 2 : Sections transversales pouvant développer leur moment de résistance plastique, mais avec une capacité de rotation limitée
- Classe 3 : Sections transversales dont la contrainte calculée dans la fibre comprimée de l'élément en acier peut atteindre la limite d'élasticité, mais dont le voilement local est susceptible d'empêcher le développement du moment de résistance plastique

- Classe 4 : Sections transversales dont la résistance au moment fléchissant ou à la compression doit être déterminée avec prise en compte moment-rotation correspondant
- Chaque classe de section a son moment-rotation correspondant, qui se présente comme suit :

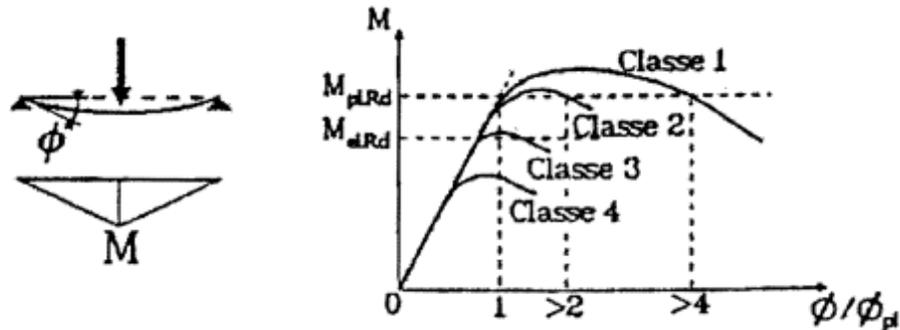


Figure I. 3: Comportement moment-rotation correspondant à chaque classe de section [6]

I.9 Logiciels utilisés

- ETABS2018 : Logiciel d'analyse de charge structurale qui vérifie la conformité des structures.
- Autodesk AutoCAD 2016 : outils de dessin (DAO)
- Excel : tableau pour faciliter les calculs, tels que les vérifications de l'analyse sismique, les vérifications des éléments...

I.10 Règlements utilisés

Pour assurer la sécurité et la résistance de la structure, on se base sur les règlements suivants :

- **Règlement algérien**

CCM97, RPA99 V2003, RNVV2013, DTR BC2-2

- **Règlement européen**

EC1, EC3, EC4, BAEL91.

- **Règlement américain**

AISC

I.11 Conception architectural

Notre parking est de forme rectangulaire, il ne représente aucun décrochement en élévation. Au niveau du 4^{ème} étage la terrasse est accessible aux véhicules. Ce parc de stationnement est considéré comme largement ventilé, car les ouvertures représentent une large surface.

Selon le support ARCELORMITTAL Bâtiment et Construction :

Les surfaces de ventilation doivent être au moins égales à 50% de la surface totale de ces façades et correspondre à au moins 5% de la surface de plancher d'un niveau ;

La distance maximale entre les façades opposées ouvertes à l'air libre est inférieure à 75 m.

Ces caractéristiques correspondent à la nécessité de pouvoir évacuer facilement les fumées à haute température au profit du frais. Ces deux critères sont vérifiés pour notre structure.

I.11.1 Structure horizontale

Elle désigne le plancher qui constitue la poutraison et la dalle, il a comme fonction porteuse principale de supporter les charges verticales qui lui sont appliquées et de les transmettre aux appuis (les poteaux).

Les planchers ont aussi pour rôle de transmettre les forces horizontales aux contreventements verticaux dus aux vents et aux séismes, et agissent ainsi comme contreventement horizontal pour la structure.

Les plancher sont des éléments répétitifs dans la structure d'un bâtiment, il est donc avantageux de prévoir des planchers de faible hauteur, de faible poids et de montage rapide. Notre bâtiment contient trois sortes de planchers ; plancher courant, plancher terrasse accessible et inaccessible.

I.11.2 Plancher mixte

On appelle un plancher mixte, une dalle en béton reposant sur des poutres en acier dont elle est solidaire. L'idée est venue d'associer deux matériaux complémentaires :

- Le béton qui a une forte résistance à la compression, et faible a la traction
- L'acier qui résiste plus à la traction qu'à la compression due aux phénomènes d'instabilités (flambement, déversement et voilement).

Ce plancher associe une dalle de compression en béton armé à des bacs nervurés en acier galvanisé travaillant en traction comme une armature.

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

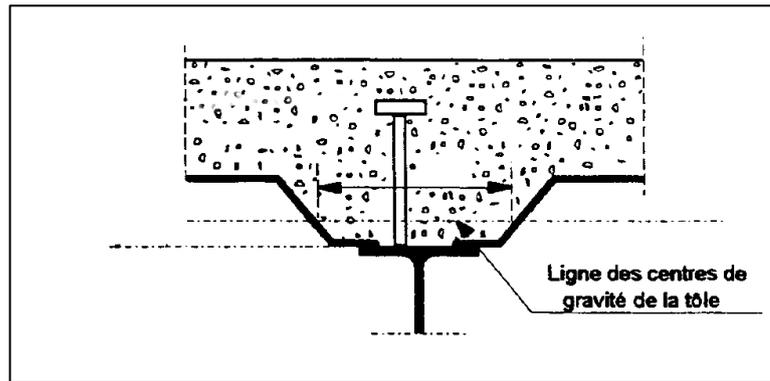


Figure I.4: Schéma représentatif de la connexion entre la poutre et la dalle en béton

Le plancher mixte est un élément structural qui possède de nombreux avantages :

- Un gain sur le poids total de la structure
- Une rigidité flexionnelle plus importante (flèche plus faible)
- Une amélioration de la résistance au feu des poutres, surtout si leurs semelles sont enrobées de béton ou se trouvent dans l'épaisseur de la dalle
- Une réduction de la hauteur du plancher structural et, donc une augmentation de la hauteur utile de chaque étage.

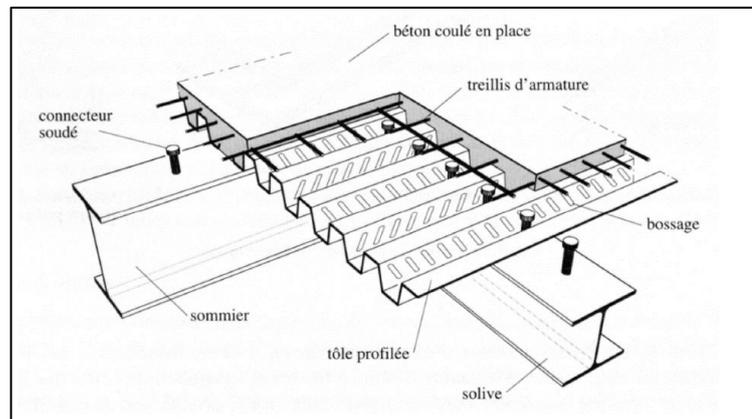


Figure I.5: Schéma représentatif du plancher collaborant

Les conditions à vérifier sont :

- **En phase de construction**

Le profilé d'acier travaille seul et il reprend les charges suivantes :

- Poids propre du profilé
- Poids propre du béton frais

- La surcharge de construction (ouvrier) estimé généralement a 0,75 KN/m²

- **En phase de construction :**

Le béton ayant durci, donc la section mixte (le profilé et la dalle) travaillent ensemble. On doit tenir compte des charges suivantes :

- Poids propre du profilé
- Poids propre du béton sec
- Surcharge d'exploitation
- Finition

I.11.2.1 Dalle en béton

L'épaisseur minimum de la dalle est imposée par les conditions au feu, et dans notre cas elle prend aussi en compte les conditions de poinçonnement due à la charge des véhicules.

$$P_u \leq 0.045 \cdot U_c \cdot h \cdot \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Avec :

P_u : Poids d'un véhicule

U_c : périmètre de contact

h : hauteur du plancher

Les calculs sont développés au chapitre III.

I.11.2.2 Bac d'acier

Les bacs collaborant sont généralement utilisés pour des portées entre solives variant de 2m a 3m avec une épaisseur de dalle variante. Dans un parking l'épaisseur des dalles varient de 10 à 30 cm.

La largeur maximale des bacs est de 1m, les épaisseurs de la tôle varient de 0.75 à 1.2mm.

Les bacs peuvent être posés ou fixés :

- Sur poutre ;
- Sur des cornières soudées sur l'âme de la poutre (dans ce cas il convient de gruger l'aile supérieure pour permettre l'insertion du bac entre l'âme de la poutre) ;
- Lors du coulage du béton ;

Pour notre cas on a opté pour le bac d'acier de type HI-BOND55-750, il permet :

- D'assurer un coffrage efficace et étanche en supprimant les opérations de décoffrage ;
- De constituer une plateforme de travail avant la mise en œuvre du béton ;

- D'éviter souvent la mise en place des étais et gagner du temps ;

Les caractéristiques suivantes et pour plus de détail voir fiche technique en annexe.

I.11.2.3 Connexion poutre-dalle

Il existe plusieurs types de connecteurs acier-béton qui peuvent être utilisés dans la construction mixte. Chaque type de connecteurs a des caractéristiques spécifiques, mais ils ont deux points communs :

- Les connecteurs sont faits d'acier fixés sur la poutre métallique et enrobés de béton ;
- Les connecteurs sont sollicités par un effort tranchant et un effort de traction du au soulèvement de la dalle.

Les premiers types utilisés avaient des formes simples, et étaient soudés à l'arc. Les connecteurs les plus courants au début étaient en forme de cerceau, en forme de T ou en cornière.

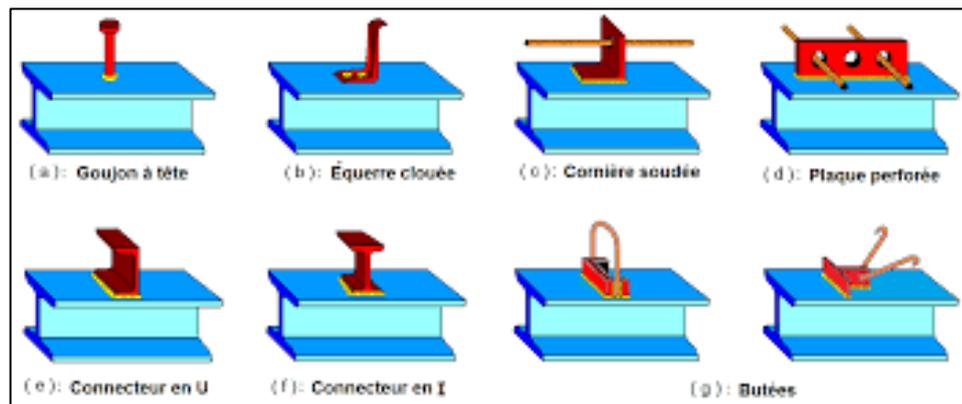


Figure I.6: Types de connecteurs [12]

L'inconvénient majeur de ces connecteurs repose dans la complexité de leur forme et du volume de travail lié au soudage sur le chantier. Ces derniers ont été surmontés avec l'arrivée des connecteurs du type Goujons, leur avantage est dans une mise en place facile et rapide, ce qui permet une exploitation beaucoup plus économique des poutres mixtes.

La fonction première des connecteurs est d'assurer le transfert des efforts de cisaillement longitudinal entre la dalle en béton et le profilé métallique, et d'empêcher le soulèvement de la dalle, et de réduire le glissement entre les deux éléments.

Les trois caractéristiques qui décrivent le comportement des connecteurs mécaniques sont la résistance, la raideur et la capacité de déformation.

Pour notre étude on a opté pour des connecteurs de types Goujon Nelson.

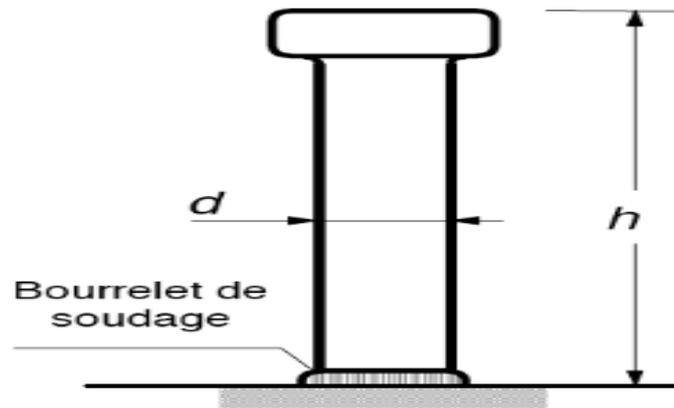


Figure I.7: Connecteur de type Nelson (goujon à tête).

I.11.3 L'escalier

Les escaliers sont des structures accessoires qui permettent l'accès au différent niveau d'un bâtiment, ils peuvent être droits ou hélicoïdaux. Le champ de création est presque infini. Notre structure comporte un seul type d'escalier droit à deux volées avec palier de repos.

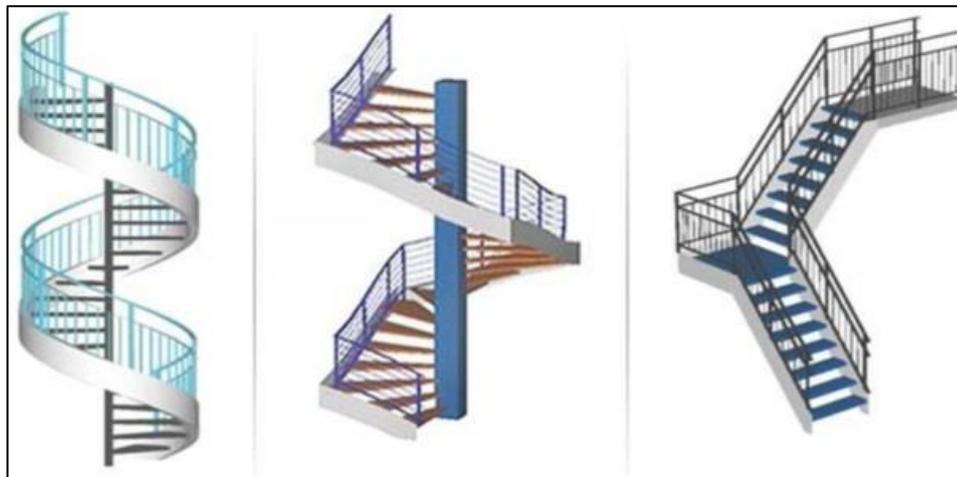


Figure I.8: Les types d'escalier métallique

I.11.4 Les rampes

Les rampes sont un moyen d'accéder aux places de stationnements, il existe plusieurs types de rampes, dans notre projet on a opté pour des rampes droites

La rampe droite est de loin le type de rampe le plus courant dans les parkings. Ces dernières permettent un accès rapide aux étages. Économique et nécessitant une surface au sol raisonnable.

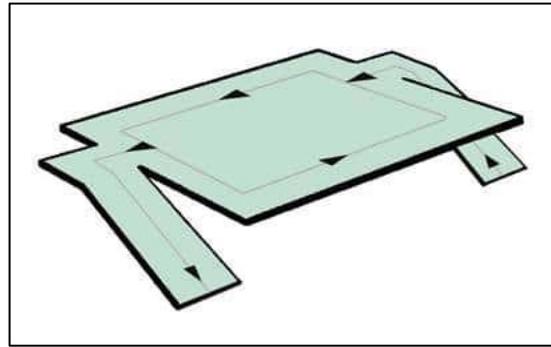


Figure I.9: Rampe demi-niveau [12]

Notre structure comporte deux rampes droites qui relient entre chaque étage de la structure, une façon de réduire la longueur des rampes tout en conservant des pentes d'inclinaison raisonnable, qui doivent être inférieures à 15%.

I.11.5 Les façades

L'ouvrage est un parc de stationnement aérien, du fait que les façades respectent le principe de ventilation (surfaces de ventilation au moins égales à 50% de la façade et à 5% de la surface du plancher par niveau).

Les façades du parking sont en aquapanel avec peinture pliolite.

Faces	Surfaces des ouvertures dans la face (m ²)	Surface de la face (m ²)	%
Façade droite	874.22	1429.94	61.13
Façade gauche	731.99	1287.71	56.84
Cage d'escalier	480	4810	10.02

I.11.6 Les gardes corps

L'inconvénient des parkings aériens à étages peut résider en son impact esthétique dans l'environnement, mais de nombreuses solutions de personnalisation et d'habillages permettent une liberté architecturale des façades.

Pour notre parking, l'Architecte a opté pour une façade en Aquapanel et des garde-corps métalliques perforés.

I.11.7 Les contreventements

Ce sont des dispositifs conçus pour reprendre les efforts du vent et du séisme dans la structure et les transmettre au sol. Ils sont disposés en façades (palées de stabilité). On utilise pour cela des palés triangulés en X, ils peuvent être réalisés en double UPN, double cornière ou même, des sections tubulaires, ces dernières ont une meilleure performance en vue de leur grande inertie.

I.11.8 Les fondations

Le rôle principal des fondations de reprendre les charges et surcharges supporter par la superstructure et les transmettent au sol dans afin d'assurer la stabilité de l'ouvrage. Le choix de type de fondation se fait selon plusieurs critères de bon sol, un bon dimensionnement des fondations.

Chapitre II- Évaluation des charges et surcharges

II.1 Introduction

Toutes les structures sont sollicitées à différentes charges (permanentes, d'exploitation et climatiques) dans ce chapitre en va faire une évaluation des charges conformément aux règlements le règlement DTR D.C.2.2 [1], et D.T.R-C2-47 également connu sous le nom de « RNV2013 » [2].

II.2 Charges permanentes G

Elles désignent le poids propre de tous les éléments permanents constituant l'ouvrage.

II.2.1 Plancher étages courants

Tableau II. 1: Charges permanentes des étages courants

Types	G (KN/m ²)
Résine époxy +béton bitumineux (ép. =5 cm)	1.19
Dalle en BA (ép. =15 cm)	3.05
Sprinkler Systems(NFPA 13)	0.28
Bac d'acier HI BOND55(ép. =0.75 mm)	0.095
ΣG	4.615

II.2.2 Plancher terrasse inaccessible

Tableau II. 2: Charges permanentes du plancher terrasse inaccessible

Type	G (KN/m ²)
Étanchéité multi couche (ép. =2cm)	0.12
Dalle de compression (ép. = 10cm)	1.8
Protection types roofing	1.22
Sprinkler System(NFPA 13)	0.28
Isolation thermique (ép. = 4cm)	0.16
Bac d'acier HI BOND55(ép. =0.75 mm)	0.095
ΣG	3.675

II.3 Garde-corps (en béton armé)

Le poids propre de l'acrotère pour 1m est comme suit :

$$G_1 = \rho \times b \times s$$

- ρ_b : Le poids volumique du béton tel que $\rho_b = 25$ kN/m

- s: La surface transversale totale.

$$S = (0.10 \times 0.75) + (0.80 \times 0.10) + 0.1 \times 0.02 = 0.084 \text{ m}^2$$

D'où le poids propre de l'acrotère :

$$G_1 = 25 \times 0.084 = 2.1 \text{ kN/m}$$

Le poids des enduits en ciment

$$G_2 = \rho \times p \times e$$

$$e = 1.5 \text{ cm et } \rho = 18 \text{ kN/m}^3$$

- ρ : Poids volumique du ciment = 18 kN/m^3

- p : périmètre transversale de l'acrotère

- e : épaisseur des enduits de ciments = 1.5 cm .

$$p = 0.75 + 0.1 + 0.1 + 0.08 + 0.1 + 0.65 = 1.78 \text{ m}$$

$$G_2 = 18 \times 1.78 \times 0.015 = 0.42 \text{ KN/m}$$

Donc le poids de l'acrotère est comme suit :

$$G = G_1 + G_2 \quad \text{On aura : } \quad \mathbf{G = 2.52 \text{ kN/ml}}$$

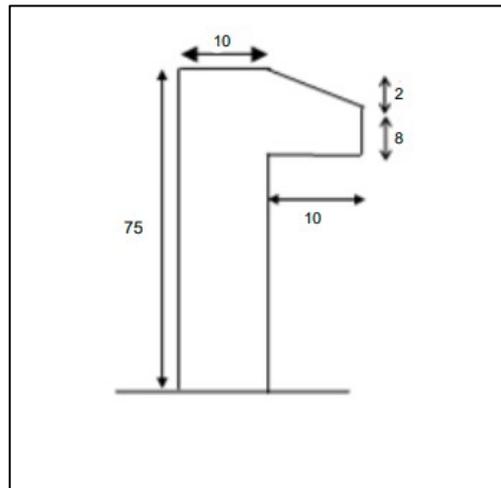


Figure II. 1: Dimension de l'acrotère

II.4 Charges d'exploitation Q

Elles désignent les surcharges dues à l'exploitation des surfaces par les usagers.

Tableau II. 3: charges d'exploitations

Type	Q (KN/m ²)
Plancher terrasse inaccessible	1
Plancher étages courant (parking)	2.5
Escalier (parking)	4
Ouvrier	0.75

II.5 Étude climatique

II.5.1 Introduction

Cette partie a pour but de déterminer les différentes sollicitations climatiques produites par les charges du vent et de la neige, agissantes sur l'ensemble de l'ouvrage et sur ses différentes parties, cette étude sera réalisée conformément au Règlement Algérien Neige et Vent [2].

II.5.2 Action de la neige

Le calcul de la surcharge climatique de la neige est en fonction de la localisation géographique et de l'altitude du lieu. Il se fait conformément à la réglementation « Règlement Neige et Vent » RNV99– version 2013. La charge caractéristique de la neige par unité de surface est donnée par la formule suivante :

$$S = \mu \cdot S_k \dots\dots KN/m^2$$

Avec :

- S : charge caractéristique de la neige par unité de surface.
- μ : coefficient d'ajustement des charges, en fonction de la forme de la toiture.
- S_k : charge de neige sur le sol

II.5.2.1 Charge de neige sur le sol S_k

Notre structure se trouve à la wilaya d'Blida, classé **zone B** par [2].

Alors la charge de la neige sur le sol sera calculée comme suite :

$$S_k = \frac{0.04 \cdot H + 10}{100}$$

Avec :

- H est l'altitude du site, → BOUINAN a une altitude d'environ 91m par rapport au niveau de la mer

Donc :

$$S_k = \frac{0.04 \times 91 + 10}{100} \rightarrow S_k = 0.136 KN/m^2$$

II.5.2.2 Coefficient de forme de la toiture μ

La structure est une toiture isolée sans rien en dessous, donc Les coefficients de forme des toitures sont obtenus par le tableau 1 chap.6.2. [2]

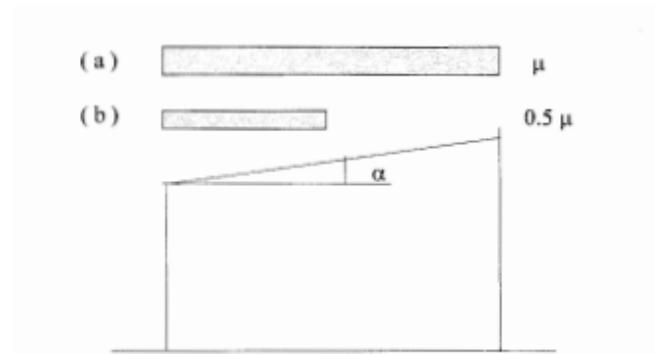


Figure II. 2: coefficient de forme toiture a un versant [2]

- On a

$$\alpha = \beta = 4^\circ$$

- Donc

$$\mu = 0.8$$

$$\rightarrow S = 0.8 \times 0.136 \rightarrow S = 0.108 \text{ kN/m}^2$$

Donc la charge de la neige est de 0.108 kN/m^2 .

II.5.3 Effet du vent

Tout ouvrage doit résister aux actions verticales et horizontales, parmi les actions horizontales on cite le vent, le but est de calculer la pression de ce dernier sur le bâtiment, ce qui revient donc à déterminer ses efforts à chaque niveau.

On assimile le vent à des forces statiques appliquées à la construction, il correspond à un phénomène vibratoire mettant en mouvement la structure. En général dans les constructions métalliques, son effet est prépondérant, une étude approfondie doit être élaborée pour la détermination des différentes actions dues au vent et ceci dans toutes les directions possibles. Le calcul sera mené conformément au Règlement Neige et vent Algérien version 2013. Ce document technique réglementaire (**DTR**) fournit les procédures et principes généraux pour la détermination des actions du vent sur l'ensemble des constructions et des bâtiments y compris leur composants et élément de façade. Il s'applique aux constructions dont la hauteur est inférieure à **200 m**.

Les actions du vent appliquées aux parois dépendent de :

- La direction
- L'intensité
- La région

- Le Site d'implantation de la structure et de son environnement
- La forme géométrique et des ouvertures de la structure

Pour une construction rectangulaire, on considérera les deux directions du vent. Le calcul doit être effectué séparément pour les deux directions, à savoir :

La direction V1 : perpendiculaire à la façade principale qui se trouve en longueur

La direction V2 : parallèle à la façade principale

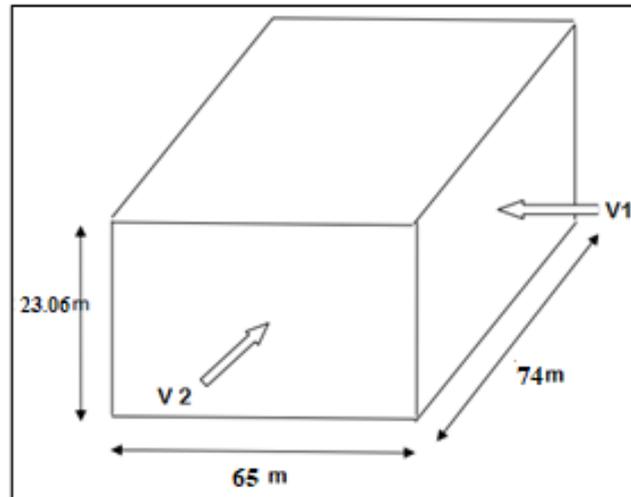


Figure II. 3: Directions du vent

II.5.4 Données relatives au site

Le projet se trouve dans la commune de BOUINAN ; BLIDA.

- ZONE I $q_{ref} = 375 \text{ N/m}^2$
- Nature du site : plat $C_t = 1$

Tableau II. 4: Coefficient en fonction de la catégorie de terrain [2]

Catégorie	K_t	Z_0 (m)	Z_{min} (m)	ϵ
III	0.215	0.3	5	0.61

Avec :

K_t : facteur du terrain

Z_0 : le paramètre de rugosité

Z_{min} : la hauteur nominale

ϵ : coefficient

II.5.5 Détermination de la pression de pointe

$$q_p(Z_j) = q_{ref} \cdot C_e(Z_j) \dots\dots [daN/m^2]$$

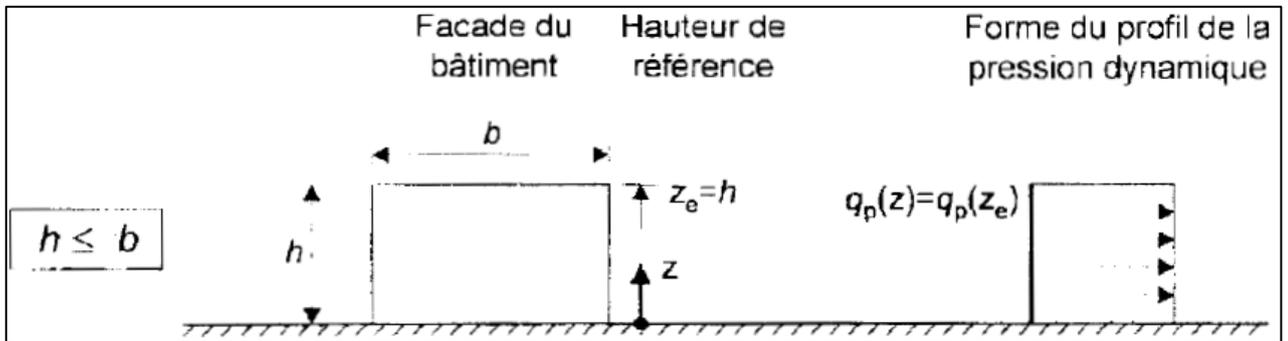


Figure II. 4: Schéma représentatif des hauteurs d'après [2]

II.5.5.1 Coefficient d'exposition C_e

Le coefficient d'exposition tient compte des effets de la rugosité du terrain, de la topographie du site et de la hauteur au-dessus du sol. En outre, il tient compte de la nature turbulente du vent. [2].

$$C_e(Z_j) = C_t^2(Z) \times C_r^2(Z) \times (1 + 7I_v(Z))$$

II.5.5.1.1 Calcul du coefficient de rugosité C_r

Le coefficient de rugosité traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse moyenne du vent.

$$C_r = K_t \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) \dots\dots \text{pour } Z_{min} \leq Z \leq 200 \text{ m}$$

$$C_r = K_t \ln\left(\frac{Z_{min}}{Z_0}\right) \dots\dots \text{pour } Z_{min} > Z$$

Tableau II. 5: Récapitulatif du calcul du coefficient Cr conformément à [2]

	Z_min < Z < 200M	Z_min > Z
Hauteurs (m)	Cr	
4.05	/	0.605
8.1	0.709	/
12.15	0.796	
16.2	0.858	
18.75	0.889	
23.06	0.933	

II.5.5.1.2 Calcul du Coefficient de turbulence I_v

L'intensité de la turbulence est définie comme étant l'écart type de la turbulence divisé par la vitesse moyenne du vent.

$$I_v(Z) = \frac{1}{c_t(Z) \cdot \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right)} \dots\dots \text{ Pour } Z > Z_{min}$$

$$I_v(Z) = \frac{1}{c_t(Z) \cdot \ln\left(\frac{Z_{min}}{Z_0}\right)} \dots\dots \text{ Pour } Z < Z_{min}$$

Tableau II. 6: Récapitulatif du calcul du coefficient I_v conformément à [2]

	$Z_{min} < Z < 200M$	$Z_{min} > Z$
Hauteurs (m)	I_v	
4.05	/	0.355
8.1	0.303	/
12.15	0.270	
16.2	0.251	
18.75	0.242	
23.06	0.230	

II.5.5.1.3 Coefficient topographique C_t

Le coefficient de topographie C_t prend en compte l'accroissement de la vitesse du vent lorsque celui-ci souffle sur des obstacles tels que les collines, les dénivellements isolés ...etc.

Le site d'implantation de notre structure, est un site plat ; alors $C_t = 1$.

II.5.5.1.4 Calcul du coefficient d'exposition

Tableau II. 7: Récapitulatif du calcul du coefficient C_e conformément à [2]

Hauteurs (m)	C_e
4.05	1.275
8.1	1,569
12.15	1.831
16.2	2.03
18.75	2.123
23.06	2.272

Après avoir défini tous les coefficients qui permettent de prendre en compte les différents effets provoqués par le vent, on peut calculer la pression dynamique de pointe comme suit :

$$q_p(Z_j) = q_{ref} \cdot C_e(Z_j)$$

Tableau II. 8: Récapitulatif de tous les coefficients conformément à [2]

Hauteurs (m)	C _t	C _r	I _v	C _e	q _{réf} (N/m ²)	q _p (N/m ²)
4.05	1	0.605	0.355	1.275	375	478.1125
8.1		0.709	0.303	1,569		588.375
12.15		0.796	0.270	1.831		686.625
16.2		0.858	0.251	2.03		761.25
18.75		0.889	0.242	2.123		796.125
23.06		0.933	0.230	2.272		852

II.5.5.2 Vérification de la condition de la face dominante

Lorsque au moins deux faces du bâtiment (façade ou toiture), l'aire totale des ouvertures existant sur chacune des faces représente 30% de l'aire de cette face, il convient de calculer les actions exercées sur la construction à partir des règles définies pour les toitures isolées. [2]

Les surfaces des ouvertures ont été relevés à partir des plans architecturaux des différentes façades. Voir annexe.

Tableau II. 9: Valeurs des surfaces et pourcentage dominant

Faces	Surface des ouvertures dans la face (m ²)	2 x Surface des ouvertures dans les autres faces (m ²)	Souv>2 x Surface des ouvertures dans les autres faces
Façade principale	76.95	3212.42	Non
Façade latérale	0	3366.32	Non
Façade droite	874.22	1617.88	Non
Façade gauche	731.99	1902.34	Non
Toiture	0	3366.32	Non

II.5.5.3 Vérification de l'existence de toiture isolée

Tableau II. 10: Valeurs des surfaces et pourcentage dominant

Faces	Surfaces des ouvertures dans la face (m ²)	Surface de la face (m ²)	%
Façade principale	76.95	1633.05	4.71
Façade latérale	0	1633.05	0
Façade droite	874.22	1429.94	61.13
Façade gauche	731.99	1287.71	56.84
Cage d'escalier	480	4810	10.02

On remarque que 2 faces de notre structure représentent 30% de l'aire de la face considérer, ce qui nous amène à dire qu'on doit calculer la pression du vent conformément aux règles de toiture isolés [2].

II.5.5.4 Calcul de la pression aérodynamique due au vent

$$W(Z) = q_p(Z) \cdot c_{pnet}$$

Pour les étages courants (RDC jusqu'au 3ème) les calculs ont démontré que ce sont des toitures isolées [2], le règlement définit les toitures isolées comme étant des toitures ne comportant pas de murs permanents, telles que celles des stations-services.

Le coefficient pour ce type de toiture est le C_{pnet} , il tient compte de l'effet combiné du vent agissant sur la surface inférieure et supérieure de la toiture. [2].

II.5.5.4.1 Valeurs des coefficients de pression

Pour toutes les directions du vent, les valeurs des coefficients de force globaux et les coefficients de pression locaux C_{pnet} , sont données dans le tableau 5.8 pour les toitures à un versant [2].

On considère que l'angle de la toiture $\alpha = 0^\circ$

$\varphi = 0$ et $\varphi = 1$ tiennent compte de l'effet combiné du vent agissant à la fois sur les surfaces supérieure et inférieure des toitures isolées quelles que soient les directions du vent

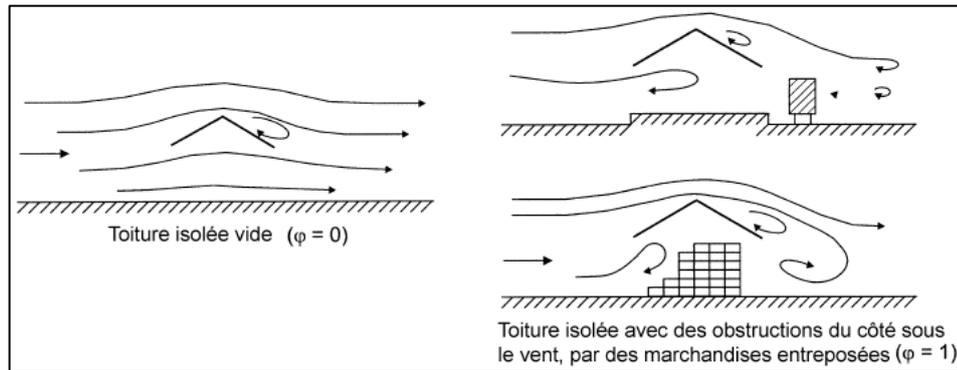


Figure II. 5: Écoulement de l'air autour des toitures isolées [3]

φ Représente l'obstruction, c'est le rapport de l'aire des obstructions sous la toiture divisée par l'aire de la section transversale sous la voute. Or, dans notre cas, nous n'avons aucun objet disposé sur la hauteur de la rive sous le vent. Ce qui nous amène à prendre la valeur de $\varphi = 0$. [2].

Le calcul pour la toiture du bâtiment avec un angle $\alpha=4^\circ$ est fait avec une interpolation linéaire

Tableau II. 11: Coefficient C_f en fonction de l'obstruction [2]

Angle de la toiture	Obstruction φ		C_f	Zone t	Zone r	Zone u
α	Surpression	Quelconque	0,2	0,5	1,8	1,1
0	Dépression	0	-0,5	-0,6	-1,3	-1,4
α	Surpression	Quelconque	0,36	0,74	2,04	1,25
4	Dépression	0	-0,626	-0,915	-1,552	-1,652

II.5.5.4.2 Pressions aérodynamiques pour chaque niveau

Tableau II. 12: Récapitulatif des valeurs de la pression aérodynamique V1

Zones	q _p	C _{pnet}		W	
		(+)	(-)	(+)	(-)
H=4.05		α=0°			
t	478,125	0,5	-0,6	239,0625	-286,875
r	478,125	1,8	-1,3	860,625	-621,5625
u	478,125	1,1	-1,4	525,9375	-669,375
H=8.1		α=0°			
t	588,375	0,5	-0,6	294,1875	-353,025
r	588,375	1,8	-1,3	1059,075	-764,8875
u	588,375	1,1	-1,4	647,2125	-823,725
H=12.15		α=0°			
t	686,625	0,5	-0,6	343,3125	-411,975
r	686,625	1,8	-1,3	1235,925	-892,6125
u	686,625	1,1	-1,4	755,2875	-961,275
H=16.2		α=0°			
t	761,25	0,5	-0,6	380,625	-456,75
r	761,25	1,8	-1,3	1370,25	-989,625
u	761,25	1,1	-1,4	837,375	-1065,75
H=18.75		α=4°			
t	796,125	0,74	-0,915	589,1325	-728,454375
r	796,125	2,04	-1,552	1624,095	-1235,586
u	796,125	1,25	-1,652	995,15625	-1315,1985
H=23.06		α=4°			
t	852	0,74	-0,915	630,48	-779,58
r	852	2,04	-1,552	1738,08	-1322,304
u	852	1,25	-1,652	1065	-1407,504

Tableau II. 13: Récapitulatif des valeurs de la pression aérodynamique V2

Zones	q _p	C _{pnet}		W	
		(+)	(-)	(+)	(-)
H=4.05		α=0°			
t	478,125	0,5	-0,6	239,0625	-286,875
r	478,125	1,8	-1,3	860,625	-621,5625
u	478,125	1,1	-1,4	525,9375	-669,375
H=8.1		α=0°			
t	588,375	0,5	-0,6	294,1875	-353,025
r	588,375	1,8	-1,3	1059,075	-764,8875
u	588,375	1,1	-1,4	647,2125	-823,725
H=12.15		α=0°			
t	686,625	0,5	-0,6	343,3125	-411,975
r	686,625	1,8	-1,3	1235,925	-892,6125
u	686,625	1,1	-1,4	755,2875	-961,275
H=16.2		α=0°			
t	761,25	0,5	-0,6	380,625	-456,75
r	761,25	1,8	-1,3	1370,25	-989,625
u	761,25	1,1	-1,4	837,375	-1065,75
H=18.75		α=4°			
t	796,125	0,74	-0,915	589,1325	-728,454375
r	796,125	2,04	-1,552	1624,095	-1235,586
u	796,125	1,25	-1,652	995,15625	-1315,1985
H=23.06		α=4°			
t	852	0,74	-0,915	630,48	-779,58
r	852	2,04	-1,552	1738,08	-1322,304
u	852	1,25	-1,652	1065	-1407,504

II.5.5.5 Calcul de la force de frottement

Dans le cas des structures allongées ou élancées, on tient compte d'une force complémentaire due aux frottements qui s'exerce sur les parois parallèles à la direction du vent au-delà d'une distance des bords au vent égale à la plus petite des valeurs (2b) et (4h).

D'après [2], les effets du vent sur la surface peuvent être négligés lorsque l'aire totale de toutes les surfaces parallèles au vent est inférieure ou égale à quatre fois l'aire totale de toutes les surfaces extérieure perpendiculaires au vent.

$$S_1 + S_2 \leq 4S_3$$

$$S_2 = S_1 = 1633.05 \text{ m}^2$$

$$S_3 = 1358,825 \text{ m}^2$$

$$1633.05 + 1633.05 = 3266.1 \text{ m}^2 < 4 \times 1358.825 = 5435,3 \text{ m}^2$$

La condition est vérifiée, pour cela, on ne tient pas compte des forces de frottement dues au vent.

II.6 Conclusion

Le but de ce chapitre était de faire une évaluation de charge (charges permanentes, charges d'exploitation et charges climatiques) selon règlements en vigueur (RNVV2013, DTR BC2), cette étape est cruciale dans le sens où une estimation exacte de ces charges va nous permettre de se rapprocher de l'étude réelle de notre bâtiment.

Chapitre III- Prédimensionnement des éléments principaux

III.1 Introduction

Le pré dimensionnement des éléments d'une structure est une étape essentielle dans tout calcul d'un projet. En se basant sur le principe de la descente de charge verticales transmises par les planchers vers les éléments porteurs qui les transmettent à leur tour aux fondations. Le calcul se fera conformément aux règles de l'Eurocode 3 [5] et du CCM97 [6].

III.2 Étude du plancher mixte (collaborant)

Les planchers mixtes sont composés de solives en IPE travaillant à la flexion simple, assemblés perpendiculairement aux poutres principales.

Le calcul du plancher se fait en deux phases :

- Phase initiale (phase de construction)
- Phase finale

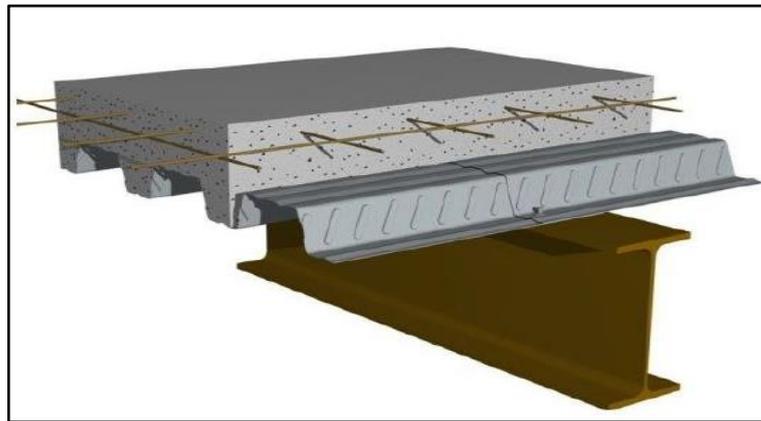


Figure III. 1: Représentation 3D d'un plancher collaborant.

- **Phase initiale**

Le profilé d'acier travail seul les charges de la phase de construction sont :

- Poids propre du profilé
- Poids propre du béton frais
- Surcharge d'ouvrier

- **Phase finale**

Le béton ayant durci, le profilé en acier et la dalle en béton, travaillent ensemble. On doit tenir compte des charges suivantes :

- Poids propre du profilé
- Poids propre du béton sec

- Surcharge d'exploitation

III.2.1 Résistance au poinçonnement

Le plancher d'un parking doit être vérifié au poinçonnement, ce dernier peut être causé par un cric qui reprend la moitié du poids du véhicule et qui sera concentré sur une petite surface, cette pression peut causer un éclatement de la dalle. La vérification se fait selon la formule suivante :

$$q_u \leq 0.035 \times K^{\frac{2}{3}} \times F_{c28}^{\frac{1}{2}} \times U \times h_c \quad [11]$$

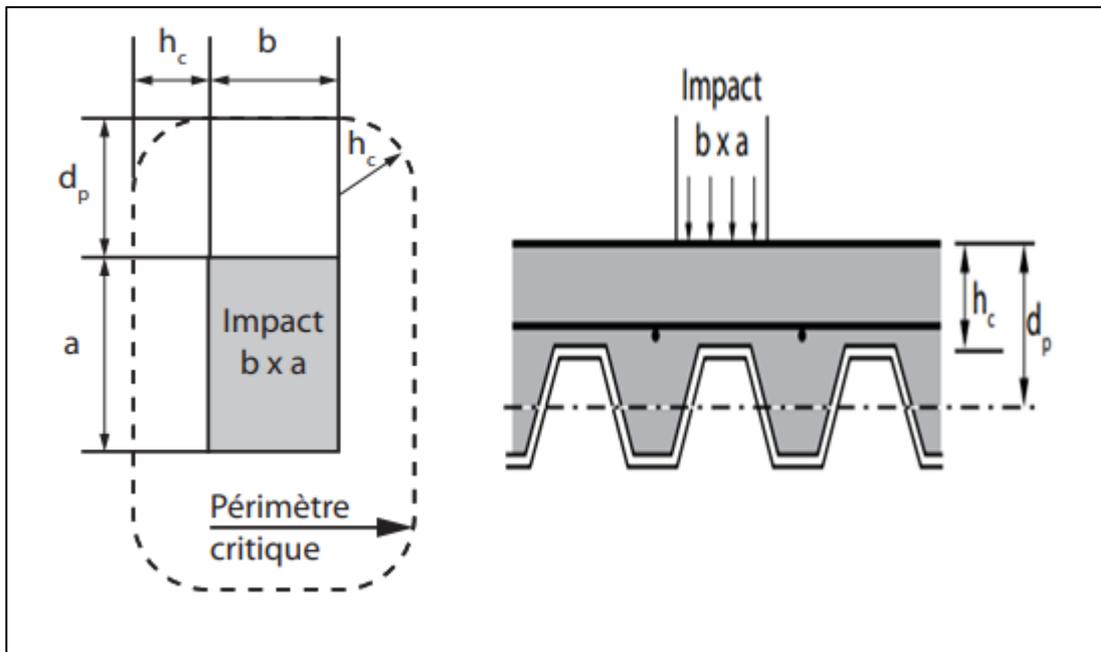


Figure III. 2: Schéma de la surface de contact entre le cric et la dalle. [11]

Avec :

-U est le périmètre critique de la surface d'application de la charge sur le plancher définie au niveau supérieur de la tôle. $U_c[(a + b) + 2h].2$

- $k = 1 + (200/h_c)^{0.5}$

- $U \cdot h_c = 2h_c \cdot [a + b + 2 \cdot d_p + h_c \cdot (\pi - 2)]$

- d_p distance entre l'axe neutre de la tôle et la fibre comprimée extrême de la dalle

- f_{c28} : résistance à la compression du béton 25MPa.

Dimension utilisée pour le cric

$a = 100 \text{ mm}$

$b = 100 \text{ mm}$

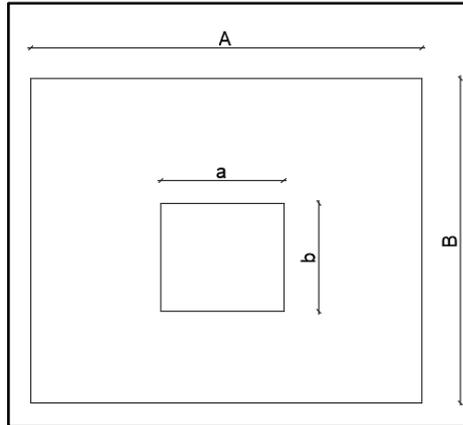


Figure III. 3: Schéma de la surface de contact entre le cric et la dalle.

On aura :

$$U. hc = 2hc \cdot [a + b + 2.dp + hc \cdot (\pi - 2)]$$

$$\rightarrow U. hc = 2 \times 150(100 + 100 + 2 \times 122.5 + 150 \times (\pi - 2))$$

$$\rightarrow U_c = 105155.747 \text{ mm}$$

$$k = 1 + (200/hc)^{0.5}$$

$$\rightarrow K = 1 + (200/150)^{0.5} \rightarrow K = 2.45$$

$$q_u = 2T \rightarrow q_u = 2000 \text{ KG}$$

Le cric reprend la moitié du poids du véhicule, or on aura $q_u = \frac{2000}{2} = 1000 \text{ KG}$

Or : $q_u = 10 \text{ KN}$

$$10 \text{ KN} \leq 0.035 \times 2.45^{2/3} \times 25^{1/2} \times 105155.747$$

$$10 \text{ KN} < 70.454 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Alors on retient une épaisseur de dalle de 15 cm pour tous les étages.

III.3 Prédimensionnement des solives

III.3.1 Entraxe des solives

L'entraxe des solives doit reprendre à la condition de la fiche technique du bac d'acier qui se trouve dans l'Annex et qu'est en fonction de l'épaisseur de la dalle,

$$\text{On a } e_{dalle} = 15 \text{ cm} \rightarrow \text{pour les } L_{poutre} = 10 \rightarrow e_{solive} = 2 \text{ m}$$

$$\rightarrow \text{pour les } L_{poutre} = 9 \rightarrow e_{solive} = 1.8 \text{ m}$$

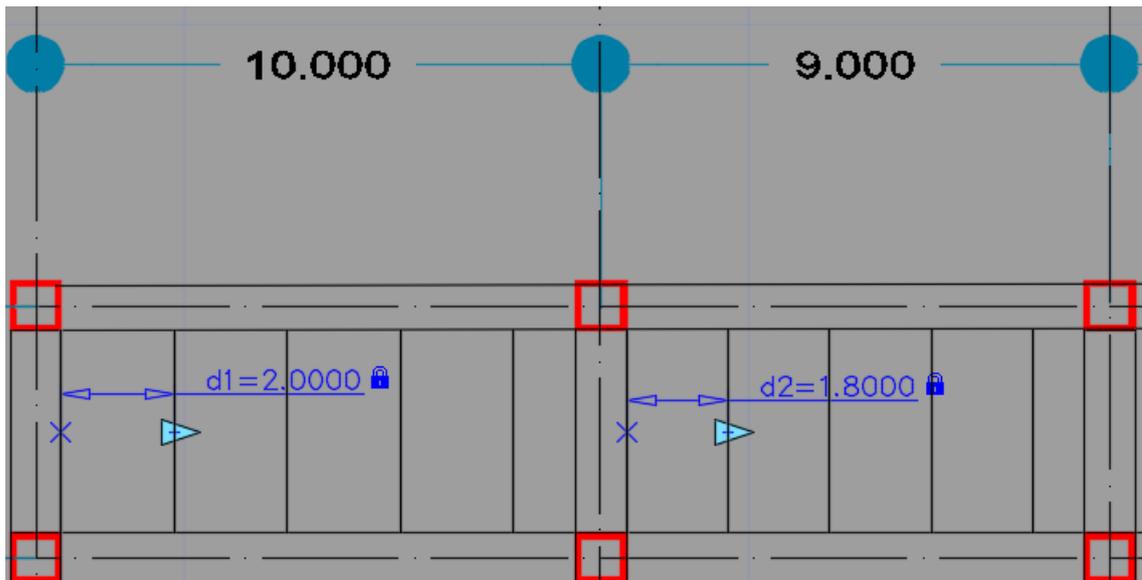


Figure III. 4: Schéma d'entre axe des solives.

III.3.2 Choix du profilé

Il est très commun d'utiliser la condition suivante pour avoir un premier Choix des solives

$\frac{L}{25} \leq h \leq \frac{L}{15}$, mais après calcul on a trouvé que cette condition donne des résultats non économiques. Donc on a choisi de pré-dimensionner les solives selon la condition de la flèche

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

On a pour une poutre biarticulée

$$- f_{max} = \frac{5qL^4}{384.EI}$$

$$- f_{adm} = \frac{L}{250}$$

On a:

$$- G_{b\acute{e}ton} = 3.05 \text{ KN/m}^2$$

$$- G_{Hiband 55} = 0.0956 \text{ Kn/m}^2$$

$$- Q_{ouvrier} = 0.75 \text{ Kn/m}^2$$

q : la charge non pondérée

$$q = G + Q$$

$$\text{Avec : } G = G_{b\acute{e}ton} + G_{Hiband 55} \rightarrow G = 3.05 + 0.0956 = 3.15 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Donc : } q = 3.5 + 0.75 \rightarrow q = 3.9 \text{ KN/m}^2$$

La charge sur la solive est de : $q' = q \times e$

$$q = 3.9 \times 2 \rightarrow q = 7.8 \text{ KN/m}$$

$E=210000 \text{ MPA}$; $l = 8 \text{ m}$, on choisit de mettre deux étaies afin de diminuer la flèche

$$\frac{l}{3} = 2.667 \text{ m}$$

$$I \geq \frac{5 \times 8 \times (2666.7)^3 \times 250}{384 \times 210000} \times 10^{-4} \rightarrow I \geq 229.285 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 1317 \text{ cm}^4 \rightarrow \text{IPE 200}$$

- Exemple de calcul sur une solive du plancher courant

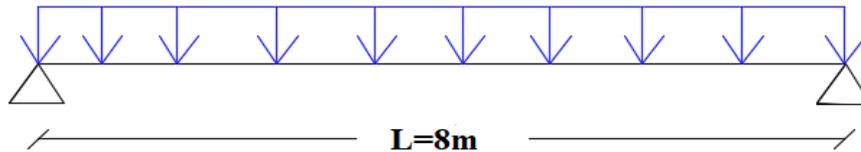


Figure III. 5: Schéma statique d'une solive.

Tableau III. 1: Caractéristiques géométrique du profilé IPE200

Désignation	Poids	Section	Dimensions			Caractéristiques					
	G(kg/m)	A(cm ²)	h (mm)	b (mm)	Tf(mm)	I _x (cm ⁴)	I _y (cm ⁴)	W _{plz} (cm ³)	w _{ply} (cm ³)	i _y (cm)	i _z (cm)
IPE 200	22,4	28,5	200	100	8,5	142,4	1943	44,61	220,6	8,26	2,24

III.3.3 Phase initiale

Avec 2 étaie pour diminuer la flèche.

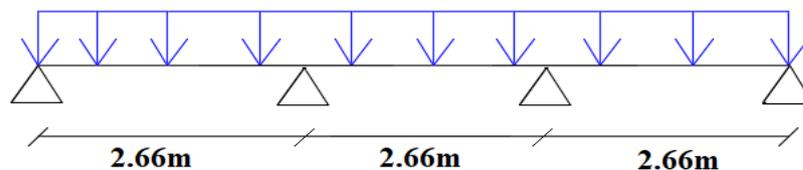


Figure III. 6: Schéma statique de la solive avec 2 étaie (2 appui intermédiaire)

Le profilé d'acier travail seul, donc les charges de la phase initial sont :

- Poids propre du béton frais $G_b = 3.05 \text{ KN/m}^2$
- Poids du bac HIBAND55 (0.75mm) $G_{bac} = 0.0956 \text{ KN/m}^2$
- Surcharge de construction $Q_{ouvrier} = 0.75 \text{ KN/m}^2$
- Poids propre du profilé IPE200 $G = 0.262 \text{ KN/ml}$

L'entraxe entre les solives est de $e = 2 \text{ m}$

$$L_{solive} = 8 \text{ m} \rightarrow \text{Avec 2 étaies } L_{solive} = 2.6667 \text{ m}$$

REMARQUE : on a choisi de mettre 2 étais en phase de construction pour pouvoir diminuer la flèche en phase de construction afin de généraliser les profilés sur toute la structure.

- **Combinaison de charge**

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

$$q_u = 1.35 \times [G + (G_b + G_{bac}) \times e] + [1.5 \times Q_{ouvrier} \times e]$$

$$q_u = 1.35 \times [0.224 + (3.05 + 0.0956) \times 2] + [1.5 \times 0.75 \times 2]$$

$$q_u = 11.057 \text{ KN/ml}$$

$$\Rightarrow \text{ELS} : q_s = G + Q$$

$$q_s = (G_b + G_{bac} + Q_{ouvrier}) \times e + G$$

$$q_s = (3.05 + 0.0956 + 0.75) \times 2 + 0.224$$

$$q_s = 8.024 \text{ KN/ml}$$

- **Vérifications des résistances**

- **Flexion**

$$M_{sdy} \leq M_{plrdy}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u(L/2)^2}{8} \rightarrow M_{sd} = \frac{11.057 \times 2.66667^2}{8}$$

$$\rightarrow M_{sd} = 9.828 \text{ KN.m}$$

$$M_{plrd} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{m0}} \rightarrow M_{plrd} = \frac{220.6 \times 10^3 \times 275}{1}$$

$$\rightarrow M_{plrd} = 60.665 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} < M_{plrd} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Effort tranchant**

$$V_{sdy} \leq V_{plrdy}$$

$$V_{sdy} = \frac{q_u(L/2)}{2} \rightarrow V_{sdy} = \frac{11.057 \times 2.66667}{2}$$

$$\rightarrow V_{sdy} = 14.743 \text{ KN}$$

$$V_{plrdy} = \frac{A_{vy} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{m0}}$$

$$\text{Avec : } A_{vy} = 1400 \text{ mm}^2$$

$$V_{plrdy} = \frac{1400 \times 275}{\sqrt{3} \times 1}$$

$$\rightarrow V_{plrdy} = 222.279 \text{ KN}$$

$$V_{sdy} < V_{plrdy} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

○ **Étude de l'interaction moment fléchissant et effort tranchant :**

$V_{sdy} < 0.5 V_{plrdy} \rightarrow 14.743 \text{ KN} < 111.139 \text{ KN}$ **Pas d'interaction.**

• **Vérification de la flèche (poids propre inclus)**

$$f_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{2666.7}{250} \rightarrow f_{adm} = 10.668 \text{ mm}$$

On ajoute le poids propre de profilé choisi : $q + G_{IPE220}$

$$q = 7.8 + 0.244 \rightarrow q = 8.024 \text{ KN/m}$$

$$f = \frac{5 \times 8.062 \times 2666.667^4}{384 \times 210000 \times 1943 \times 10^4} \rightarrow f = 1.294 \text{ mm}$$

$f = 1.294 \text{ mm} < f_{adm} = 10.668 \text{ mm}$ **Condition vérifiée.**

• **Vérification au déversement**

Le déversement est un phénomène d'instabilité élastique qui touche les poutres fléchies par rapport à leur axe de forte inertie, la partie comprimée de la poutre subit dans son plan vertical sous une forte compression, une déformation en dehors de son plan, ce qui se traduit par une flexion dans le plan horizontale et une rotation autour du centre de cisaillement.

Dans le cas d'un élément fléchi en phase de construction les effets du déversement peuvent être négligés dans l'analyse d'états limites ultimes est cela pour les éléments mixtes dont toutes les sections sont de classe 1 ou 2 selon 5.4.2.4 [4].

○ **Classification de la solive IPE200**

$$\text{Classification de l'âme : } \frac{d}{t_w} = \frac{159}{5.6} = 28.39 \leq 72 \varepsilon = 72 \times 0.92 = 66.24$$

→ Âme de classe 1.

$$\text{Classification des semelles : } \frac{c}{t_f} = \frac{47.2}{8.5} = 5.52 \leq 10 \varepsilon = 10 \times 0.92 = 9.2$$

→ Semelles de classe 1, donc notre profilé IPE200 est de classe 1.... **Condition vérifiée.**

III.3.4 Phase finale

Le béton ayant durci, on peut enlever l'étaie et donc prendre $L=7\text{m}$

L'acier et le béton travaillent ensemble, les charges de cette phase sont :

- Poids propre du profilé $G_p = 0.262 \text{ KN/ml}$
- Charge permanente $G = 4.615 \text{ KN/m}^2$
- Charge d'exploitation $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

• **Combinaison de charge**

Entraxe entre solives $e = 2 \text{ m}$

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

$$q_u = 1.35 \times [G + (G_b + G_{bac}) \times e] + [1.5 \times Q_{ouvrier} \times e]$$

$$q_u = 1.35 \times [0.224 + 4.615 \times 2] + [1.5 \times 2.5 \times 2]$$

$$q_u = 20.26 \text{ KN/ml}$$

$$\Rightarrow \text{ELS} : q_s = G + Q$$

$$q_s = (G_b + G_{bac} + Q_{ouvrier}) \times e + G$$

$$q_s = (4.615 + 2.5) \times 2 + 0.262$$

$$q_s = 14.454 \text{ KN/m}$$

- **Détermination de l'axe neutre**

- **Largeur efficace**

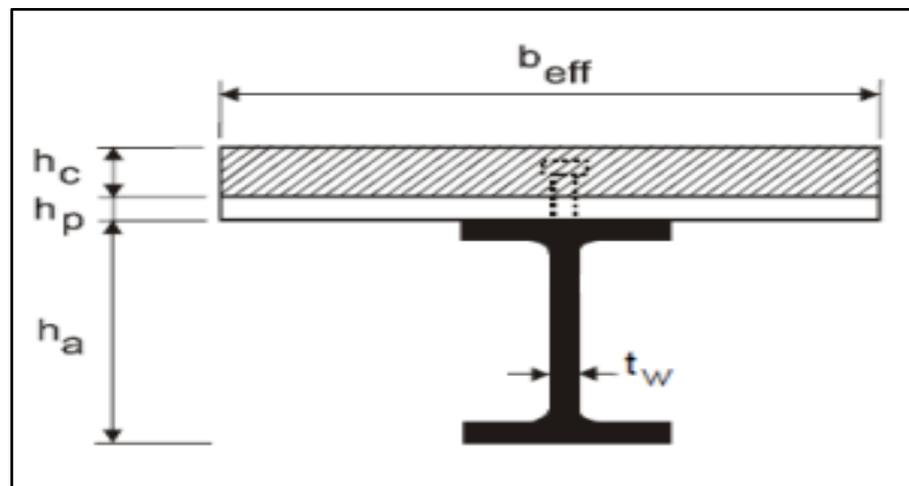


Figure III. 7: Schéma représentatif de la largeur participante de la dalle en béton

- **Position de l'axe neutre**

- **Résistance de compression de la dalle en béton :**

$$R_b = 0.57 f_{c28} (b_{eff} \cdot h_c)$$

$$\text{Avec : } f_{c28} = 25 \text{ MPA}$$

$$h = 150 \text{ mm} \text{ Hauteur de la dalle en béton ;}$$

$$h_p = 55 \text{ mm} \text{ Hauteur du bac d'acier ;}$$

$$h_c = h - h_p \rightarrow h_c = 150 - 55 = 95 \text{ mm} \text{ Hauteur du béton}$$

$$R_b = 0.57 \times 25 \times (2000 \times 95)$$

$$R_b = 2707.5 \text{ KN}$$

- **Résistance de traction du profilé d'acier :**

$$R_a = 0.95 A_a \cdot f_y$$

$$R_a = 0.95 \times 2850 \times 275$$

$$R_a = 744.562KN$$

$$R_b > R_a$$

→ L'Axe neutre plastique est dans la dalle de béton, alors le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

○ **Moment de flexion**

$$M_{sdy} \leq M_{plrdy}$$

$$M_{plrd} = R_a \left[\frac{h_a}{2} + h_c + h_p - \left(\frac{R_a \cdot h_c}{2R_b} \right) \right]$$

$$M_{plrd} = 744.564 \times \left[\frac{200 \times 10^{-3}}{2} + 95 \times 10^{-3} + 55 \times 10^{-3} - \left(\frac{744.564 \times 95 \times 10^{-3}}{2 \times 2707.5} \right) \right]$$

$$M_{plrd} = 175.9028KN.m$$

$$\text{Et : } M_{sd} = \frac{q_u \cdot L^2}{8} \rightarrow M_{sd} = \frac{20.26 \times (8)^2}{8}$$

$$M_{sd} = 162.08KN.m$$

$$M_{sd} < M_{plrd} \dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

○ **Effort tranchant**

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

$$V_{sdy} = \frac{q_u(L)}{2} \rightarrow V_{sdy} = \frac{20.26 \times 8}{2}$$

$$V_{sdy} = 81.04 KN$$

$$V_{plrdy} = \frac{A_{vy} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{mo}}$$

$$\text{Avec : } A_{vy} 1400mm^2$$

$$V_{plrdy} = \frac{1400 \times 275}{\sqrt{3} \times 1}$$

$$\rightarrow V_{plrdy} = 222.279KN$$

$$V_{sdy} < V_{plrdy} \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$V_{sdy} < 0.5 V_{plrdy} \rightarrow 81.04 KN < 111.139 KN$$

Donc pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

○ **Vérification de la rigidité**

$$f_{adm} = \frac{L}{250} \rightarrow f_{adm} = \frac{8000}{250} \rightarrow f_{adm} = 32 mm$$

$$f^{max} = \frac{5 \cdot q_s \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_c}$$

$$I_c = \frac{A_a.(h_c + 2h_p + h_0)^2}{4(1 + m.v)} + \frac{b_{eff}.h_c^3}{12.m} + I_{ya}$$

I_{ya} : moment d'inertie de la solive.

Avec : $m=15$

$$V = \frac{A_a}{A_b} = \frac{A_a}{b_{eff}.h_c} \rightarrow V = \frac{2850}{(2000 \times 95)} \rightarrow V = 0.015$$

$$I_c = 124358684.8 \text{ mm}^4$$

Donc : $f^{max} = \frac{5.q_s.L^4}{384.E.I_c} = 29.51 \text{ mm} < f_{adm} = 32 \text{ mm} \dots\dots\dots$ **Condition vérifiée.**

Flèche final :

$$f_{final} = f_{max}^{initial} + f_{max}^{final} \leq f_{adm}^{final}$$

$$f_{final} = 29.51 + 1.29 \rightarrow f_{final} = 30.813 \text{ mm}$$

$$f_{final} = 30.813 \text{ mm} < f_{adm} = 32 \text{ mm}$$

Le profilé IPE200 est retenu pour le plancher courant du parking.

REMARQUE : la procédure de calcul de la solive ci-dessus est la même pour les autres solives, le calcul est récapitulé dans le tableau suivant :

Tableau III. 2: Récapitulatif pour les solives de chaque niveau

Niveau	Profilé	Longueur (m)	Entre axe (m)	qs KN/m	qu KN/ml	M_{sd}/M_{plrd} r(%)	Flèche adm (mm)	Flèche max (mm)
Étage courant	IPE 200	8	2	14.454	20.26	0.91	32	29.518
	IPE 200	8	1.8	13.031	18.26	0.82	32	26.61
Terrasse inaccessible	IPE 200	8	2	12.574	17.724	0.80	32	25.67
	IPE 200	8	1.8	11.339	15.982	0.72	32	27.68

III.3.5 Vibrations du plancher

En général, des mesures appropriées doivent être prises dans la conception pour tenir compte des effets des charges d'exploitation susceptibles de provoquer des vibrations.

Pour ce faire, le [6] indique des valeurs limites des vibrations de planchers de construction ouvertes au public dans l'article 4.3.2, il stipule que :

- 1) La fréquence naturelle la plus basse du plancher doit être $\geq 5 \text{ Hz}$ pour les parkings
- 2) La flèche totale doit être au plus égale à 10mm.

Il est admis de prendre la condition (1) comme satisfaite si la condition (2) est vérifiée.

Or on a dans notre cas :

Tableau III. 3: Vérification de la flèche de vibration

Niveau	Profilé	Flèche max (mm)	Flèche admissible de vibration (mm)	Vibration
Étage courant	IPE 200	29.518	10	Non Admis
	IPE 200	26.61		Non Admis
Terrasse inaccessible	IPE 200	25.67		Non Admis
	IPE 200	27.68		Non Admis

La condition (2) étant non vérifié, La fréquence propre des poutres de planchers doit être calculée comme suit :

$$f_0 = 1/2\pi \times \alpha/L^2 \times \sqrt{E I/m}$$

avec :

- f_0 : fréquence propre en Hz
- E: module d'élasticité longitudinale
- I moment d'inertie
- L: portée de la poutre
- m: masse par unité de longueur

(Le coefficient de la fréquence du mode de vibration i donné dans le tableau 4.4 du [6])

$$f_0 = 1/2\pi \times \alpha/L^2 \times \sqrt{E I/m} = \frac{1}{2\pi} \times \frac{9.869}{8^2} \times \sqrt{21000 \times \frac{1943}{9.454}} = 5.3 \text{ Hz} > 5 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

III.3.6 Calcul des connecteurs

Les connecteurs sont utilisés pour assurer le comportement mixte entre la poutre en acier et la dalle en béton. Dans le cas de notre parking on opte pour des connecteurs de types Goujon Nelson, en vue de ses avantages en termes de facilité et rapidité d'exécution.

- **Résistance du connecteur isolée**

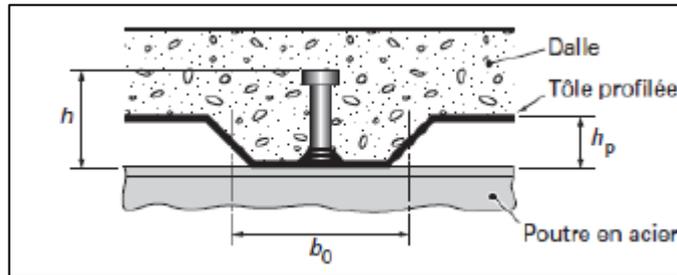


Figure III. 8:Dimensions de la tôle et du connecteur

$$P_{rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} K \cdot 0.29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \frac{\sqrt{f_{c28} \cdot E_c}}{\gamma_v} \\ K \cdot 0.8 \cdot f_u \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4 \cdot \gamma_v} \end{array} \right.$$

Avec :

- γ_v : coefficient partiel de sécurité pour les connecteurs pris égal à 1.25
- d : diamètre du goujon, $d = 19 \text{ mm}$
- f_u : résistance ultime en traction de l'acier du goujon égale à 430 MPA
- E_c : valeur du module d'élasticité sécant du béton égale à 30500 MPA
- f_{c28} : résistance caractéristique du béton égale à 25 MPA
- K : facteur de réduction pour tenir compte de la présence des nervures

$$K = \begin{cases} 0.6 \times \frac{b_0}{h_p} \left(\frac{h_c}{h_p} - 1 \right) \leq 1 & \text{si les nervures sont parallèle a la solive} \\ \frac{0.7}{\sqrt{N_r}} \times \frac{b_0}{h_p} \left(\frac{h_c}{h_p} - 1 \right) \leq K_{t,max} & \text{si les nervures sont perpendiculaire a la solive} \end{cases}$$

Avec :

- N_r : le nombre de goujon par nervure, on le prend égal à 1
- h_c : hauteur de la dalle en béton
- h_p : hauteur du bac d'acier
- b_0 : largeur de la nervure (d'après la fiche technique du HIBAND55) 150mm
- $K_{t,max}$: limite supérieure pour le facteur K, égale 0.85 d'après le tableau 6.2 si dessous.
- α : facteur correctif.

Nombre de goujons par nervure	Epaisseur t de la plaque (mm)	Goujons d'un diamètre n'excédant pas 20 mm et soudés à travers la plaque nervurée en acier	Plaques nervurées avec trous et goujons d'un diamètre de 19 mm ou 22 mm
$n_r = 1$	$\leq 1,0$	0,85	0,75
	$> 1,0$	1,0	0,75
$n_r = 2$	$\leq 1,0$	0,70	0,60
	$> 1,0$	0,8	0,60

Figure III. 9: Limite de K

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

Dans notre cas, on a : $\frac{h}{d} = \frac{95}{19} = 5 > 4 \rightarrow \alpha = 1$

Et, les nervures sont perpendiculaires aux solives, donc :

$$K = \frac{0.7}{\sqrt{N_r}} \times \frac{b_0}{h_p} \left(\frac{h_c}{h_p} - 1\right) \rightarrow K = \frac{0.7}{\sqrt{1}} \times \frac{150}{55} \left(\frac{95}{55} - 1\right) \rightarrow K = 1.388$$

$K_{t,max}$: limite supérieure pour le facteur K, égale 0.85 d'après le tableau 6.2 si dessus.

$\rightarrow K=0.85$

Donc :

$$P_{rd} = \min \begin{cases} 0.85 \times 0.29 \times 1 \times 19^2 \times \frac{\sqrt{25 \times 30500}}{1.25} = 62.16 \text{ KN} \\ 0.85 \times 0.8 \times 430 \times \frac{\pi \times 19^2}{4 \times 1.25} = 66.32 \text{ KN} \end{cases}$$

$$P_{rd} = 62.16 \text{ KN}$$

- Effort tranchant repris par les goujons

$$R_L = \min (R_b; R_a)$$

Avec :

R_b : Résistance de compression du béton ; $R_b = 2707.5 \text{ KN}$

R_a : Résistance de traction du profilé d'acier ; $R_a = 744.562 \text{ KN}$

D'où : $R_L = R_a = 744.562 \text{ KN}$

- Nombre de connecteurs par demi portée

$$n = \frac{R_L}{P_{rd}}$$

$$n = \frac{744.562}{62.16} \rightarrow n = 11.978$$

Ce qui nous fera un total de 12 connecteurs sur toute la longueur de la solive, et donc 6 connecteurs par demi porté.

- **Espacement entre les goujons**

Soit E l'espacement entre les goujons calculer comme suit :

$$E = \frac{L}{n - 1}$$

L Est la longueur de la solive ; $L = 8m$

$$E = \frac{8000}{12-1} \rightarrow E = 727.2727 \text{ mm}$$

$$E_{min} \geq 5d \rightarrow E_{min} \geq 5 \times 19 = 95 \text{ mm}$$

$$E_{max} = 6h_c \rightarrow E_{max} = 6 \times 95 = 570 \text{ mm}$$

On opte pour un espacement de 72.72cm entre les goujons.

III.4 Prédimensionnement des poutres secondaires

Les poutres secondaires sont calculées de la même manière que les solives. Pour le calcul qui suit, on prend en considération les poutres secondaires médiane, avec un espacement entre deux poutre secondaires 9.5 m et un espacement entre poutre secondaire et deux solives de 1.9m.

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III. 4: Récapitulatif pour les poutres secondaires de chaque niveau

Niveau	Profilé	Longueur (m)	e (m)	qs KN/m	qu KN/ml	Msd/Mplrd r(%)	Flèche adm (mm)	Flèche max (mm)
Étage courant	IPE 200	8	1.9	13.75	19.31	0.87	32	28.39
Terrasse inaccessible	IPE 200	8	1.9	11.95	16.85	0.76	32	24.68

III.5 Prédimensionnement des poutres principales

- **Exemple de calcul pour poutre principale intermédiaire du plancher courant**

$$L_{poutre} = 10 \text{ m}$$

$$\frac{L}{25} \leq h \leq \frac{L}{15}$$

$$\frac{1000}{25} \leq h \leq \frac{1000}{15}$$

$$400 \leq h \leq 666$$

Tableau III. 5: Caractéristiques géométriques du profilé IPE500

Désignation	Poids	Section	Dimensions			Caractéristiques					
	G(kg/m)	A(cm ²)	H (mm)	B (mm)	Tf (mm)	I _z (cm ⁴)	I _y (cm ⁴)	Wplz (cm ³)	Wply (cm ³)	I _y (cm)	I _z (cm)
IPE500	90.7	84,46	500	200	13,5	1318	48200	229	1307	16,55	3,95

III.5.1 Phase initiale

Le profilé d'acier travail seul, donc les charges de la phase de construction, en plus des réactions des solives sont :

- Poids propre du profilé $G_p = 0.907 \text{ KN/ml}$
- Poids propre du béton frais $G_b = 3.05 \text{ KN/m}^2$
- Poids du bac d'acier $G_{bac} = 0.095 \text{ KN/m}^2$
- Surcharge de construction (ouvrier) $Q_{ouvrier} = 0.75 \text{ KN/m}^2$

- **Calcul des réactions des solives**

La poutre principale intermédiaire retient deux solives de longueur différentes, les réactions sont les suivantes :

$$L_1 = L_2 \rightarrow R_1 = R_2$$

Avec : L1 et L2 : longueurs des solives

⇒ ELU

$$R = \frac{q_u \cdot L}{2} \rightarrow R = \frac{11.05 \times 8}{2} \rightarrow R = 44.2 \text{ KN}$$

Avec : q_u : combinaison de charge des solives à l'ELU en phase initiale

q_U : combinaison de charge des solives à l'ELU en phase initiale

$$R_u = 2R$$

$$R_u = 2 \times 44.2 = 88.4$$

$$\rightarrow R_u = 88.4 \text{ kn}$$

⇒ ELS

$$R = \frac{q_s \cdot L}{2} \rightarrow R = \frac{8.06 \times 8}{2} \rightarrow R = 32.24 \text{ KN}$$

q_s : combinaison de charge des solives à l'ELS en phase initiale

$$R_s = 2R$$

$$R_s = 2 \times 32.24 = 64.496$$

$$\rightarrow R_u = 64.496 \text{ kn}$$

- **Combinaison de charge**

⇒ ELU

$$q_u = 1.35(G_p + (G_b + G_{bac}) \times b_p) + (1.5 \times Q_{ouvrier} \times b_p)$$

$$q_u = 1.35(0.907 + (3.05 + 0.0956) \times 0.2) + (1.5 \times 0.75 \times 0.2)$$

$$q_u = 2.29 \text{ KN/ml}$$

⇒ ELS

$$q_s = G_p + (G_b + G_{bac} + Q_{ouvrier}) \cdot b_p$$

$$q_s = 0.907 + (3.05 + 0.0956 + 0.75) \times 0.2$$

$$q_s = 1.687 \text{ KN/ml}$$

Avec : b_p : largeur de la semelle de la poutre principal

- **Vérifications**

Le calcul des résistances sont fait avec un étaie.

- **Moment fléchissant**

$$M_{sdy} \leq M_{plrdy}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u \cdot (L/2)^2}{8} + \frac{3 \cdot R_u \cdot L}{5} \rightarrow M_{sd} = \frac{2.29 \times (\frac{10}{2})^2}{8} + \frac{3 \times 88.4 \times (\frac{10}{2})}{5}$$

$$M_{sd} = 272.35 \text{ KN.m}$$

$$M_{plrd} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{m0}} \rightarrow M_{plrd} = \frac{2194 \times 10^3 \times 275}{1}$$

$$M_{plrd} = 603.35 \text{ KN.m}$$

$M_{sd} < M_{plrd}$ **Condition vérifiée.**

- **Effort tranchant**

$$V_{sdy} \leq V_{plrd}$$

$$V_{sdy} = \frac{q_u(L/2)}{2} + 2R_u \rightarrow V_{sdy} = \frac{2.29 \times (\frac{10}{2})}{2} + 2 \times 88.4$$

$$V_{sdy} = 182.525 \text{ KN}$$

$$V_{plrdy} = \frac{A_{vy} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{m0}} ; \text{ avec : } A_{vy} = 5987 \text{ mm}^2$$

$$V_{plrdy} = \frac{5987 \times 275}{\sqrt{3} \times 1}$$

$$V_{plrdy} = 950.56 \text{ KN}$$

$V_{sdy} < V_{plrdy}$ **Condition vérifiée.**

$$V_{sdy} < 0.5 V_{plrdy} \rightarrow 182.525 \text{ KN} < 475.28 \text{ KN}$$

Donc pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

- **Vérification de la rigidité**

D'après le formulaire des poutres voir annexe

$$f_{adm} = \frac{L/2}{250} \rightarrow f_{adm} = \frac{(1000/2)}{250} \rightarrow f_{adm} = 20 \text{ mm}$$

$$f_1^{max} = \frac{5 \cdot q_s \cdot (L/2)^3}{384 \cdot E \cdot I_y} \rightarrow f_1 = \frac{5 \times 1.687 \times (\frac{1000}{2})^3}{384 \times 210000 \times 48200 \times 10^4} \rightarrow f_1^{max} = 0.135 \text{ mm}$$

$$f_2^{max} = \frac{63 \cdot R_s \cdot (L)^3}{1000 \cdot E \cdot I_y} \rightarrow f_2 = \frac{63 \times 64.496 \times (1000/2)^3}{1000 \times 210000 \times 48200 \times 10^4} \rightarrow f_2^{max} = 0.005 \text{ mm}$$

$$f^{max} = f_1 + f_2 \leq f_{adm} \rightarrow f^{max} = 0.005 + 0.135 = 0.140 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

○ Vérification au Déversement

Le déversement est un phénomène d'instabilité élastique qui touche les poutres fléchies par rapport à leur axe de forte inertie, la partie comprimée de la poutre subit dans son plan vertical sous une forte compression, une déformation en dehors de son plan, ce qui se traduit par une flexion dans le plan horizontale et une rotation autour du centre de cisaillement.

Dans le cas d'un élément fléchi en phase de construction les effets du déversement peuvent être négligés dans l'analyse d'états limites ultimes est cela pour les éléments mixtes dont toutes les sections sont de classe 1 ou 2 selon l'article 5.4.2.4[4].

Néanmoins la poutre étant maintenue latéralement par les solives de part et d'autre, on peut donc considérer que la poutre ne risque pas de se déverser.

III.5.2 Phase finale

L'acier et le béton travaillent ensemble, les charges de cette phase sont :

- Poids propre du profilé $G_p = 0.907 \text{ KN/ml}$
- Charge permanente $G = 4.615 \text{ KN/m}^2$
- Charge d'exploitation $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

• Calcul des réactions des solives en phase finale

⇒ ELU

$$R = \frac{q_u \cdot L}{2} \rightarrow R = \frac{20.26 \times 8}{2} \rightarrow R = 81.04 \text{ KN}$$

Avec : q_u : combinaison de charge des solives à l'ELU en phase initiale

$$R_u = 2R$$

$$R_u = 2 \times 81.04 = 162.08$$

$$R_u = 162.08 \text{ kn}$$

⇒ ELS

$$R = \frac{q_s L}{2} \rightarrow R = \frac{14.454 \times 8}{2} \rightarrow R = 57.96 \text{ KN}$$

q_s : combinaison de charge des solives à l'ELS en phase initiale

$$R_S = 2R$$

$$R_S = 2 \times 57.96 = 115.935$$

$$R_u = 115.935 \text{ kn}$$

- **Combinaison de charge**

⇒ ELU

$$q_u = 1.35(G_p + (G_b + G_{bac}) \times b_p) + (1.5 \times Q_{ouvrier} \times b_p)$$

$$q_u = 1.35(0.907 + (4.615) \times 0.2) + (1.5 \times 2.5 \times 0.2)$$

$$q_u = 3.22 \text{ KN/ml}$$

⇒ ELS

$$q_s = G_p + (G_b + G_{bac} + Q_{ouvrier}) \cdot b_p$$

$$q_s = 0.907 + (4.615 + 2.5) \times 0.2$$

$$q_s = 1.687 \text{ KN/ml}$$

Avec : b_p : largeur de la semelle de la poutre principal

- **Détermination de l'axe neutre**

- **Largeur efficace de la dalle**

$$b_{eff} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{2 \times L_0}{8} = \frac{2 \times 10}{8} = 2.5 \text{ m} \\ b = 10 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$b_{eff} = 2.5 \text{ m}$$

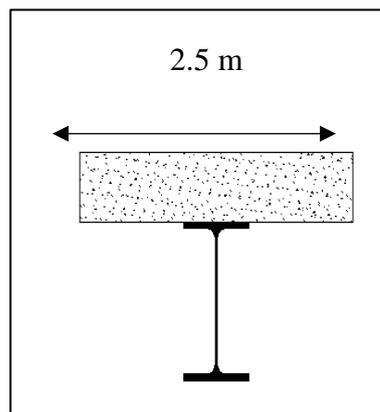


Figure III. 10: Largeur efficace de la zone comprimée

- **Position de l'axe neutre**

- **Résistance de compression de la dalle en béton :**

$$R_b = 0.57 f_{c28} (b_{eff} \cdot h_c)$$

Avec : $f_{c28} = 25 \text{MPa}$

$$h = 150 \text{ mm}$$

$$h_p = 55 \text{ mm}$$

$$h_c = h - h_p \rightarrow h_c = 150 - 55 = 95 \text{ mm}$$

$$R_b = 0.57 \times 25 \times (2500 \times 95)$$

$$R_b = 3384.375 \text{ KN}$$

- **Résistance de traction du profilé d'acier :**

$$R_a = 0.95 A_a \cdot f_y$$

$$R_a = 0.95 \times 11550 \times 275$$

$$R_a = 3017.43 \text{ KN}$$

$R_b > R_a \rightarrow$ L'Axe neutre plastique est dans la dalle en béton, alors le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

- **Moment fléchissant**

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

$$M_{plrd} = R_a \left[\frac{h_0}{2} + h_c + h_p - \left(\frac{R_a \cdot h_c}{2R_b} \right) \right]$$

$$M_{plrd} = 1079.15 \text{ KN.m}$$

Et : $M_{sd} = \frac{q_u \cdot L^2}{8} + \frac{3 \cdot R_u \cdot L}{5}$

$$M_{sd} = 1015.32 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 1015.32 \text{ KN.m} < M_{plrd} = 1079.15 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Effort tranchant**

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

$$V_{sdy} = \frac{q_u L}{2} + 2R_u$$

$$V_{sdy} = 341.12 \text{ KN}$$

$$V_{plrdy} = \frac{A_{vy} \cdot f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{m0}}$$

$$V_{plrdy} = 950.56KN$$

$$V_{sdy} < V_{plrdy} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$V_{sdy} = 341.12 < 0.5 V_{plrdy} = 475.28 \rightarrow$ Donc pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

○ **Vérification de la rigidité**

$$f_{adm} = \frac{L}{250} \rightarrow f_{adm} = \frac{10000}{250} \rightarrow f_{adm} = 40 \text{ mm}$$

$$f^{max} = \frac{5.q_s.L^4}{384.E.I_c} + \frac{3R_sL^3}{1000EI_c}$$

$$I_c = \frac{A_a.(h_c + 2h_p + h_0)^2}{4(1 + m.v)} + \frac{b_{eff}.h_c^3}{12.m} + I_{ya}$$

Avec : $m=15$

$$V = \frac{A_a}{A_b} = \frac{A_a}{b_{eff}.h_c} \rightarrow V = \frac{8446}{(2500 \times 95)} \rightarrow V = 0.048$$

$$I_c = 1328303153$$

$$\text{Donc : } f^{max} = \frac{5 \times 2.33 \times 10000^4}{384 \times 210000 \times 1328303153} + \frac{3 \times 115.935 \times 10000^3}{1000 \times 210000 \times 1328303153}$$

$$f^{max} = 1.509 + 0.02 \rightarrow f^{max} = 1.529 \text{ mm}$$

$$f^{max} = 1.529 \text{ mm} < f_{adm} = 40 \text{ mm} \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Flèche finale :

$$f_{final} = f_{max}^{initial} + f_{max}^{final} \leq f_{adm}^{final}$$

$$f_{final} = 0.14 + 1.529 = 1.669 \text{ mm} < 40 \text{ mm} \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Le profilé **IPE500** est retenu comme étant poutre principale des plancher courants.

REMARQUE : la procédure de calcul de la poutre principale ci-dessus est la même pour les autres poutres, le calcul est récapitulé dans le tableau suivant :

Tableau III. 6: Récapitulatif des poutres principales des autres niveaux

Niveau	Profilé	Longueur (m)	q _s KN/m	q _u KN/ml	Msd/Mplrd (%)	Flèche adm (mm)	Flèche max (mm)
Étage courant	IPE 500	10	2.33	3.22	0.94	40	1.529
Terrasse inaccessible	IPE 450	10.03	1.664	2.275	0.86	40	1.412

III.6 Prédimensionnement des poteaux

III.6.1 Introduction

Les poteaux sont calculer avec le principe de descente de charge, cette méthode consiste à évaluer toutes les forces qui transitent dans la structure porteuse du bâtiment, jusqu'au niveau des fondations.

Les poteaux sont des éléments verticaux qui doivent reprendre des efforts de compression et de flexion, et résister au flambement.

III.6.2 Principe de calcul

Les poteaux sont redimensionnés en compression simple en choisissant le poteau le plus sollicité de la structure. C'est-à-dire, un poteau central. On utilisera un calcul basé sur la descente de charge.

III.6.3 Étapes de prédimensionnement

- Calcul de la surface reprise par chaque poteau ;
- Évaluation de l'effort normal ultime de la compression à chaque niveau ;
- La section du poteau est alors calculée aux états limite (ELU) vis-à-vis de la compression simple.

$$P_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$P_s = G + Q$$

La structure étudiée possède des poteaux en profilé HEA.

Le poteau le plus sollicité reprend une surface de 72 m^2 dans tous les étages.

Loi de dégression conformément à [1] ; l'article stipule que, pour les bâtiments a même usage, et dont les niveaux ne dépassent pas 5 étages, on applique une réduction de 10% sur les charges d'exploitations, comme la proposition ci-dessous :

$$\begin{aligned}
 & Q_0 \\
 & Q_0 + Q_1 \\
 & Q_0 + Q_1 + 0.9Q_2 \\
 & Q_0 + Q_1 + 0.9Q_2 + 0.8Q_3 \\
 & Q_0 + Q_1 + 0.9Q_2 + 0.8Q_3 + 0.7Q_4 \\
 & Q_0 + Q_1 + 0.9Q_2 + 0.8Q_3 + 0.7Q_4 + 0.6Q_5
 \end{aligned}$$

Tableau III. 7: Tableau de descente des charges

Niveaux	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ΣQ (KN/m ²)	ΣG (KN/m ²)	P_u (KN/m ²)
Terrasse non accessible Q0	3.675	1	1	3.675	6.46
3eme Q2	4.615	2,5	5,75	12.905	26.05
2eme Q3	4.615	2,5	7,75	17.52	35.28
1^{er} Q4	4.615	2,5	9,5	22.135	44.13
RDC Q5	4.615	2,5	11	26.75	52.61

$$N_{sd} = (S \times P_u) + G_{poutres}$$

$$\text{Et : } G_{poutres} = 1.35 \times [(L_{pp} \times 2 \times G_{pp}) + (L_{ps} \times 2 \times G_{ps})]$$

$$G_{poutres} = 1.35 \times [(9 \times 2 \times 0.907) + (8 \times 2 \times 0.224)] \rightarrow G_{poutres} = 26.876 \text{ KN}$$

Avec :

L_{pp} : longueur de la poutre principale

L_{ps} : longueur de la poutre secondaire

G_{pp} : poids propre de la poutre principale IPE500

G_{ps} : poids propre de la poutre secondaire IPE200

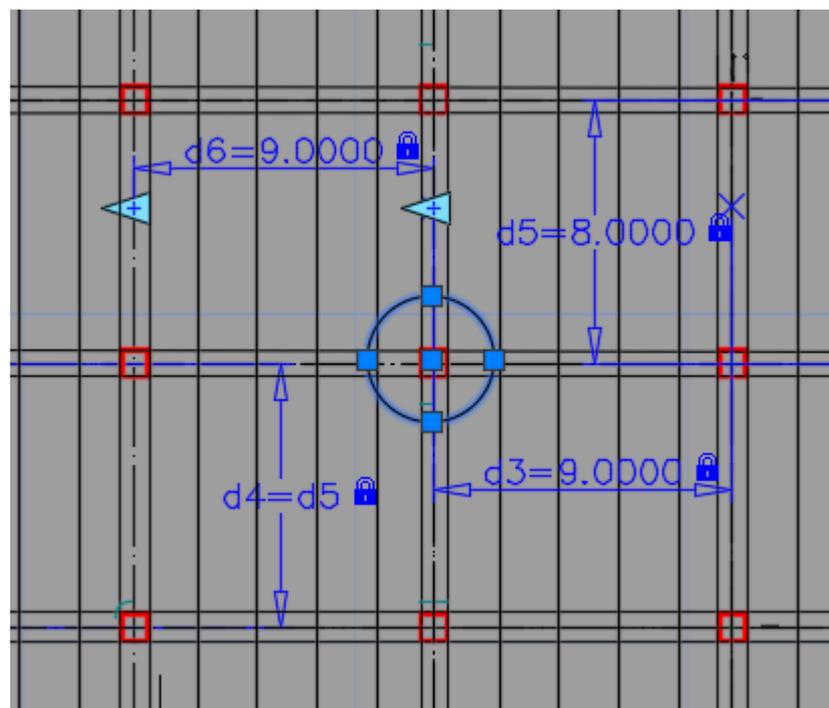
**Figure III. 11:** schéma de l'emplacement du poteau central.

Tableau III. 8: Sections et profilés nécessaires

Niveaux	N _{sd} (KN)	Surface (m ²)	A _{calculé} (Mm ²)	Profilé
Terrasse non accessible	488.815	72	1777.50909	HEA 180
3eme	1902.476		6918.0945	HEA 280
2eme	2567.036		9334.6763	HEA 320
1 ^{er}	3204.236		11651.7672	HEA 400
RDC	3814.796		13871.9854	HEA 450

La section des poteaux est calculée par la formule suivant :

$$N_{sd} \leq \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} \rightarrow A \geq \frac{N_{sd} \cdot \gamma_{m0}}{f_y}$$

III.6.4 Vérification du flambement pour le poteau du RDC

Tableau III. 9: Caractéristique géométrique de profilé HEA450

Désignation	Poids	Section	Dimensions			Caractéristiques					
	G (kg/m)	A (mm ²)	h (mm)	B (mm)	Tf (mm)	I _z (cm ⁴)	I _y (cm ⁴)	Wplz (cm ³)	Wply (cm ³)	i _y (cm)	i _z (cm)
HEA450	88.3	112.5	290	300	14	6310	18260	641.2	1383	12.74	7.49

La résistance de calcul au flambement d'un élément comprimé doit être prise égale à

$$N_{sd} \leq N_{brd} = \frac{\chi \cdot \beta_A \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{m1}}$$

Avec :

$\beta_A = 1$ Pour les sections transversales de classe 1, 2 et 3 ;

$\beta_A = \frac{A_{eff}}{A}$ Pour les sections transversales de classe 4.

- Suivant l'axe y-y

- Longueur de flambement

$$L_{fy} = 0.5h \rightarrow L_{fy} = 0.5 \times 4.05 \rightarrow L_{fy} = 2.025 \text{ m}$$

- Élancement maximal

$$\lambda_y = \frac{L_{fy}}{i_y} \rightarrow \lambda_y = \frac{2025}{189.2} \rightarrow \lambda_y = 10.70$$

○ Élancement réduit

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \rightarrow \bar{\lambda} = \frac{14.678}{93.91} \rightarrow \bar{\lambda} = 0.113 < 0.2 \text{ Pas de risque de flambement.}$$

$$\text{Donc : } N_{brd} = \frac{\chi \cdot \beta_A \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{m1}} \rightarrow N_{brd} = \frac{1 \times 1 \times 178 \times 10^2 \times 275}{1} \rightarrow N_{brd} = 4895 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 3814.796 \text{ KN} < 4095.94 \text{ KN} \dots \dots \text{ Condition vérifiée.}$$

- Suivant l'axe z-z

Le poteau est considéré encasturé-articulé

○ Longueur de flambement

$$L_{fz} = 0.7h \rightarrow L_{fz} = 0.7 \times 4.05m \rightarrow L_{fz} = 2.835 \text{ m}$$

○ Élancement maximal

$$\lambda_z = \frac{L_{fz}}{i_z} \rightarrow \lambda_z = \frac{2835}{72.9} \rightarrow \lambda_z = 38.88$$

○ Élancement réduit

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \rightarrow \bar{\lambda} = \frac{38.88}{93.91} \rightarrow \bar{\lambda} = 0.404 > 0.2 \text{ Il y a risque de flambement.}$$

$$\phi_z = 0.622$$

$$\chi_z = 0.92 < 1 \dots \dots \text{ OK}$$

$$\text{Donc : } N_{brd} = \frac{\chi \cdot \beta_A \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{m1}} \rightarrow N_{brd} = \frac{0.92 \times 1 \times 178 \times 10^2 \times 275}{1} \rightarrow N_{brd} = 4095.94 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 3814.796 \text{ KN} < 4095.94 \text{ KN} \dots \dots \text{ condition vérifiée.}$$

REMARQUE : la procédure de calcul de la vérification des poteaux au flambement est la même pour les autres niveaux, le calcul est récapitulé dans les tableaux suivants :

Tableau III. 10: Récapitulatif de la vérification du flambement

Niveaux	Poteau	$\bar{\lambda}_y$	$\bar{\lambda}_z$	ϕ_y	ϕ_z	χ_{\min}	N_{sd}	N_{brd}	Résultat
Rdc	HEA450	0.1139	0.414	0.497	0.622	0.9243	3814.796	4095.94385	OK
1 ^{er}	HEA400	0.128	0.411	0.5006	0.6249	0.9215	3204.236	3663.2418	OK
2 ^{eme}	HEA320	0.15878	0.40305	0.5056	0.6309	0.8957	2567.036	2785.6471	OK
3 ^{eme}	HEA280	0.1818	0.4312	0.5134	0.6496	0.8806	1902.476	2141.31768	OK
Terrasse	HEA180	0.4902	0.1.13	0.6695	1.3680	0.4678	488.815	529.2758	OK

REMARQUE : la procédure de calcul de la vérification des poteaux au flambement est la même pour les poteaux de rives et d'angles, le calcul est récapitulé dans les tableaux suivants :

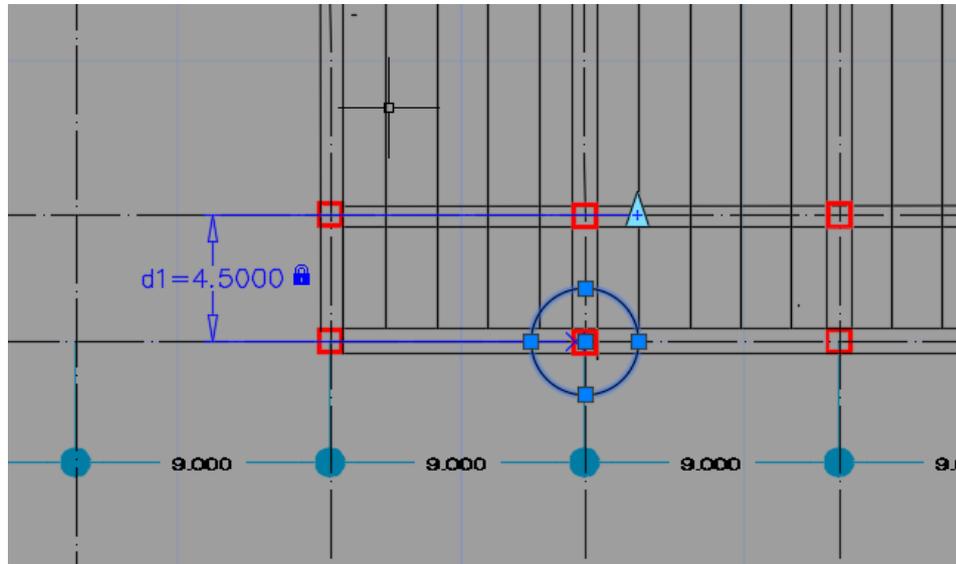


Figure III. 12: Schéma de l'emplacement du poteau rive.

Tableau III. 11: Récapitulatifs des profilés pour poteaux de rive

Niveaux	N_{sd} (KN)	Surface (m ²)	N_{plred} (KN)	Profilé
Terrasse non accessible	144.25	20.25	164.34	HEA 120
3eme	540.947		667.044	HEA 160
2eme	727.855		842.141	HEA 180
1 ^{er}	907.06		1051.98	HEA 200
RDC	1078.78		1312.259	HEA 220

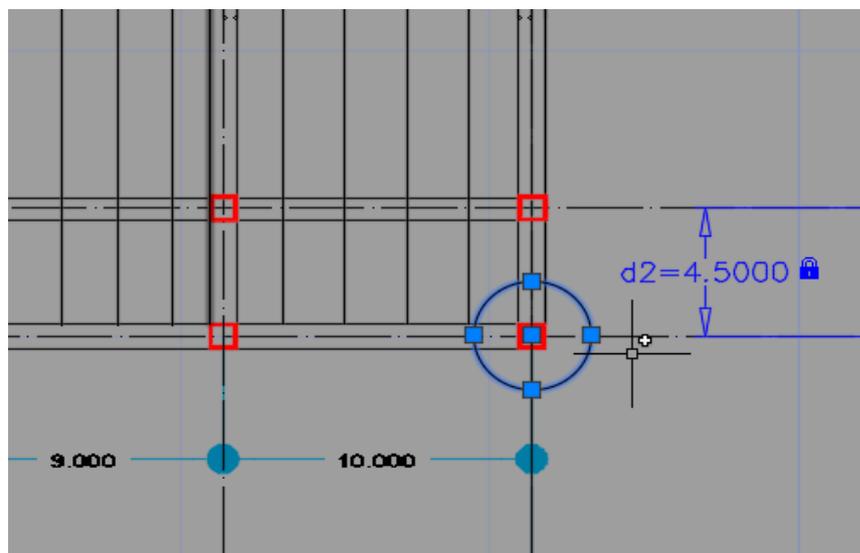


Figure III. 13: Schéma de l'emplacement du poteau d'angle.

Tableau III. 12: Récapitulatifs des profilés pour poteaux d'angle

Niveaux	N _{sd} (KN)	Surface (m ²)	N _{plred} (KN)	Profilé
Terrasse non accessible	86.11	11.25	100.91	HEA 100
3eme	306.467		342.191	HEA 120
2eme	410.335		491.775	HEA 140
1^{er}	509.86		667.044	HEA 160
RDC	605.29		667.044	HEA 160

REMARQUE : selon RPA il est recommandé d'avoir des sections de poteaux qui se rapproche par étages, donc on a généralisé les profilés du poteau central pour les autres poteaux, et on change de profilé chaque deux niveaux

- RDC+1^{ER} → HEA450
- 2^{eme}+3^{eme} → HEA400
- 4^{eme} → HEA340

III.7 Conclusion

Dans ce chapitre nous avons pré-dimensionné les éléments structuraux de notre structure conformément aux règles de l'Eurocode 4 [4] et du CCM97 [6] ; les sections ont été récapitulé précédemment, ces dernières vont nous permettre d'avoir une idée primaire pour l'étape de la modélisation.

Chapitre IV- Étude des éléments secondaires

IV.1 Introduction

Les éléments secondaires sont des éléments qui ne contribuent pas directement au contreventement, dont l'étude est indépendante de l'action sismique, cependant l'étude de ces éléments est tout aussi importante pour assurer le fonctionnement de la structure.

IV.2 Escalier métallique

IV.1.1 Introduction

Un escalier est formé d'une succession de plans horizontaux permettant de passer d'un niveau à un autre, la longueur des marches s'appelle l'embranchement (L), la largeur s'appelle giron (g) et la hauteur c'est le contre marche (h).

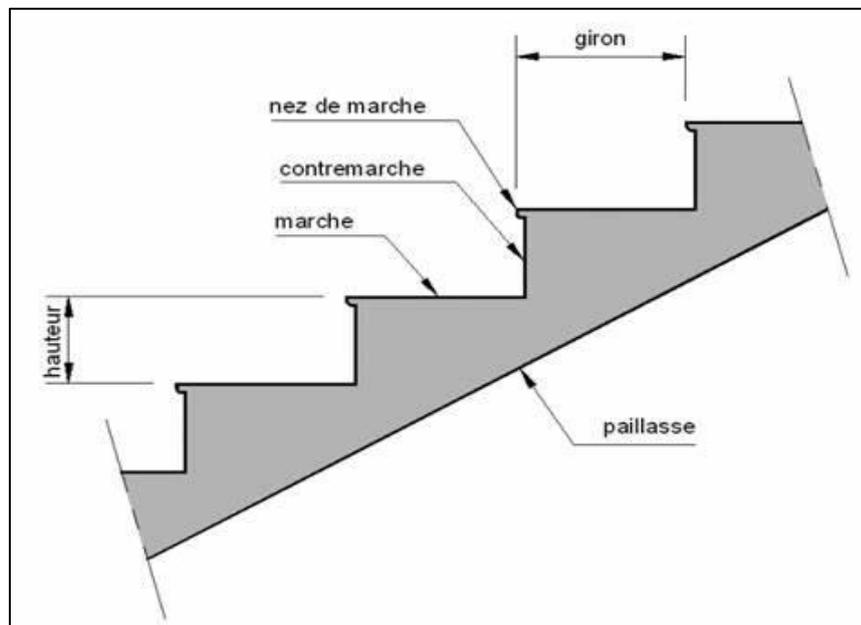


Figure IV. 1: Schéma représentatif d'un escalier [12]

Définitions :

- **Un palier** : sa fonction est de permettre aux usagers de se reposer pendant la montée, c'est une aire plane située à chaque étage au départ et à l'arrivée d'une volée d'escalier.
- **Une volée** : c'est une partie droite ou courbée de l'escalier comprise entre deux paliers successifs.
- **Giron** : c'est la largeur d'une marche mesurée entre l'aplomb de deux contremarches successifs.
- **Limon** : c'est la partie dont laquelle s'assemblent les marches et les contremarches.

IV.1.2 Choix des dimensions

D'après la loi de BLONDEL et pour garantir un bon confort, ses conditions doivent satisfaire :

- h : hauteur de la marche $16.5 \text{ cm} \leq h \leq 18.5 \text{ cm}$, on prend une hauteur de marche $H=17\text{cm}$.
- g : largeur de la marche (giron), $27 \text{ cm} \leq g \leq 30\text{cm}$, on prend $g = 30 \text{ cm}$

$60 \text{ cm} \leq g + 2h \leq 64 \text{ cm} \rightarrow g + 2h = 30 + 2 \times 17 = 64 \text{ cm} \dots\dots$ **Condition vérifiée.**

Sachant que la hauteur du RDC est de 4.05 m, le nombre de marche sera de :

- $n = \frac{H}{h} = \frac{4.05}{0.17} \rightarrow n = 24$ contre marches Par niveau et 8 contre marches par volée.
- $m = n - 1 = 8 - 1 = 7$ contre marches Par volée.
- L'inclinaison de la paillasse : $\tan \alpha = \frac{1.35}{2.1} = 0.64$; $\alpha = 32.67^\circ$ La longueur de la paillasse : $L = \sqrt{1.35^2 + 2.1^2} = 2.5 \text{ m}$

La figure montre les dispositions et les dimensions des différents éléments constituant l'escalier :

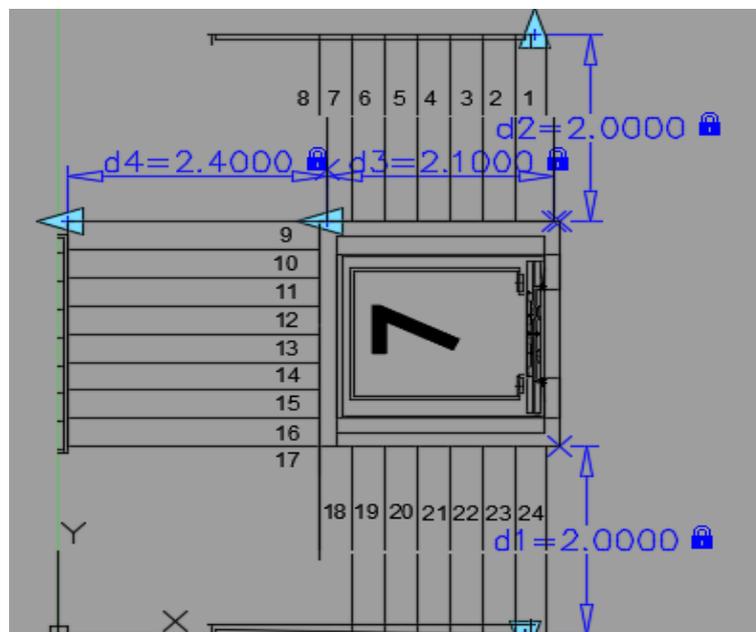


Figure IV. 2: Vue en plan de l'escalier tirer du plan d'architecture.

IV.1.3 Dimensionnement des limons

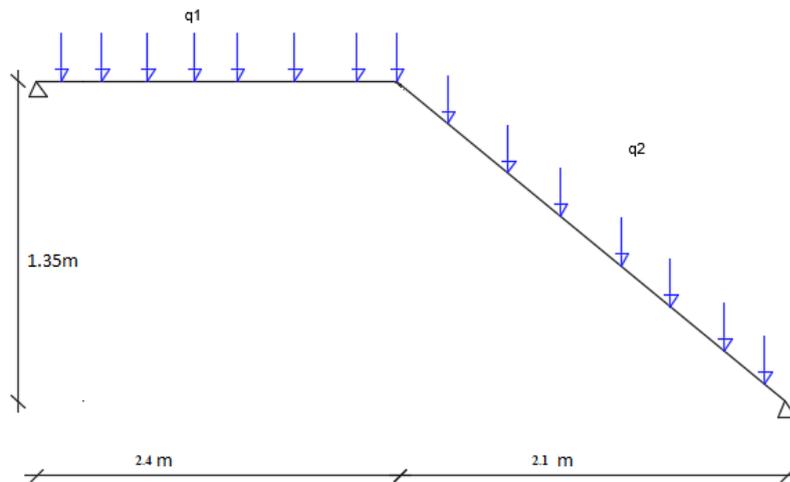


Figure IV. 3: Charges appliqué sur le limon.

IV.1.3.1 Évaluation des charges

- Tôle (5mm) $\rightarrow 0.45 \text{ KN/m}^2$
- Revêtement (e=2mm) $\rightarrow 22 \times 0.02 = 0.44 \text{ KN/m}^2$
- Mortier de pose (e=2mm) $\rightarrow 20 \times 0.02 = 0.4 \text{ KN/m}^2$
- $G = 1.29 \text{ KN/m}^2$
- $G_{gardecorps} = 1 \text{ KN/m}$
- $G_{gardecorps} = 1 \text{ KN/m}$
- $Q_{esc} = 4 \text{ KN/m}^2$

IV.1.3.2 Dimensionnement a ELS

$G_1 = 1.29 \times 1 + 1 = 2.29 \text{ KN/m}$; pour la paillasse.

$G_2 = 1.29 \times 1 = 1.29 \text{ KN/m}$; pour le palier de repos.

$Q = 4 \times 1 = 4 \text{ KN/m}$

$Q_1 = G_1 + Q \rightarrow Q_1 = 2.29 + 4 = 6.29 \text{ KN/m}$

$Q_2 = G_2 + Q \rightarrow Q_2 = 1.29 + 4 = 5.29 \text{ KN/m}$

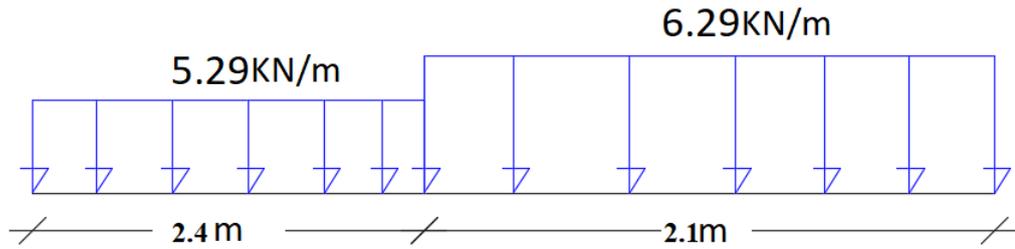


Figure IV. 4: Charges revenant au limon.

Pour être en sécurité, et dans le but de simplifier nos calculs on prendra :

$$Q_{eq} = \max(Q_1; Q_2) = 6.29 \text{ KN/m}$$

Réaction du limon sur la poutre palière :

$$R_L = 6.29 \times (4.5/2) = 14.15 \text{ KN}$$

- **Dimensionnement par condition de flèche**

$$f = \frac{5q_s l^4 250}{384EI} \leq f = \frac{l}{250} \rightarrow I \geq \frac{5q_s l^3 250}{384E}$$

$$I \geq \frac{5 \times 250 \times 3.64 \times (8000^3) \times 10^{-4}}{384 \times 2,1 \times 10^5}$$

$$I \geq 888.48 \text{ cm}^4$$

On prendra un profilé UPN 180.

- **Vérification du moment fléchissant a l'ELU**

$$q_u = 1.35(G + G_{upn}) + 1.5Q \rightarrow q_u = 1.35 \times (2.29 + 0.22) + 1.5 \times 4$$

$$q_u = 9.38 \text{ KN/m}$$

$$M_{sd} = \frac{9.38 \times 4.5^2}{8} = 23.74 \text{ KN.m}$$

$$M_{plrd} = \frac{(179 \times 10^3) \times 275}{1} = 49.22 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 23.74 \text{ KN.m} \leq M_{plrd} = 49.22 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification de l'effort tranchant**

$$V_{sd} = \frac{9.38 \times 8}{2} = 37.52 \text{ KN}$$

$$V_{plrd} = \frac{A_v f_y}{\gamma_m \sqrt{3}} \rightarrow V_{plrd} = \frac{15.09 \times 10^2 \times 275}{1 \times \sqrt{3}} = 239.58 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 37.52 \text{ KN} \leq V_{plrd} = 239.58 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

IV.1.4 Dimensionnement de la cornière de marche

Les deux cornières travaillent simultanément en flexion simple, d'où chaque cornière reprend la moitié de la charge permanente et la moitié de la charge d'exploitation.

On modélise la marche comme une poutre simplement appuyée :

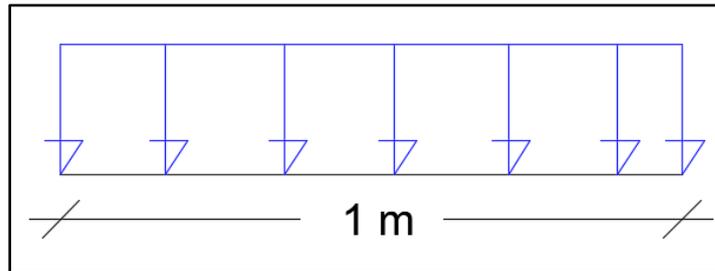


Figure IV. 5: Schéma d'une marche.

- **Dimensionnement**

Condition de flèche à l'ELS :

$$G_{marche} = 1.29 \times \left(\frac{0.3}{2}\right) = 0.1935 \text{ KN/ml}; \text{ (0.3 m étant la largeur de la marche « giron »)}$$

$$Q_{marche} = 4 \times \left(\frac{0.3}{2}\right) = 0.6 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{ser} = G_{marche} + Q_{marche} \rightarrow Q_{ser} = 0.1935 + 0.6 = 0.79 \text{ KN/ml}$$

- **Dimensionnement par condition de flèche**

$$f = \frac{5q_s l^4 250}{384EI} \leq f = \frac{l}{250} \rightarrow I \geq \frac{5q_s l^3 250}{384E}$$

$$I \geq \frac{5 \times 250 \times 0.79 \times (1000^3) \times 10^{-4}}{384 \times 2,1 \times 10^5}$$

$$I \geq 1.22 \text{ cm}^4$$

Soit une cornière à aile égale L40x40x5

$$I_y = I_z = 5.43 \text{ cm}^4 ; G_{L40} = 2.97 \text{ KG/ml}$$

- **Vérification du moment fléchissant à l'ELU**

$$q_u = (1.35G + 1.5Q) \times \left(\frac{0.3}{2}\right) + 1.35G_{L40} \rightarrow q_u = [(1.35 \times 0.19) + (1.5 \times 0.6)] \times \left(\frac{0.3}{2}\right) + (1.35 \times 0.02)$$

$$q_u = 0.2 \text{ KN/m}$$

$$M_{sd} = \frac{0.2 \times 1^2}{8} = 0.025 \text{ KN.m}$$

$$M_{plrd} = \frac{(1912) \times 275}{1} = 0.525 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 0.025 \text{ KN.m} \leq M_{plrd} = 0.525 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- Vérification de l'effort tranchant

$$V_{sd} = \frac{0.2 \times 1}{2} = 0.1 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{V_{sd} \cdot S}{e \cdot I_y} \leq \tau' = \frac{f_y}{\sqrt{3}};$$

S est le moment statique $S = 3062.5 \text{ mm}^3$

$$\tau = 34.32 \text{ MPA} \leq \tau' = 158.77 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

IV.3 Garde-corps

Dans les cas courants, le garde-corps est un élément secondaire qu'on retrouve dans des surfaces exposées à des différents niveaux, il a pour rôle la protection des personnes. Ici on le retrouve dans les façades longitudinales du bâtiment, il a pour rôle en plus de celui cité précédemment d'empêcher la chute d'un véhicule en cas de choc accidentel.

Il convient de calculer les garde-corps dans les parkings pour qu'ils résistent aux charges horizontales indiquées en [B(2) annexe B de l'Eurocode 1 .1-1]. La force horizontale caractéristique F(en KN) que doit reprendre le garde-corps résistant au choc d'un véhicule est supposée uniformément répartie sur une longueur de 1 de garde-corps et perpendiculaire.

IV.1.5 Chargement

IV.1.5.1 Charges verticales

Le poids propre du garde-corps a été estimé précédemment, donc pour 1m le poids est comme suit :

$$G = 2.52 \text{ kN/ml}$$

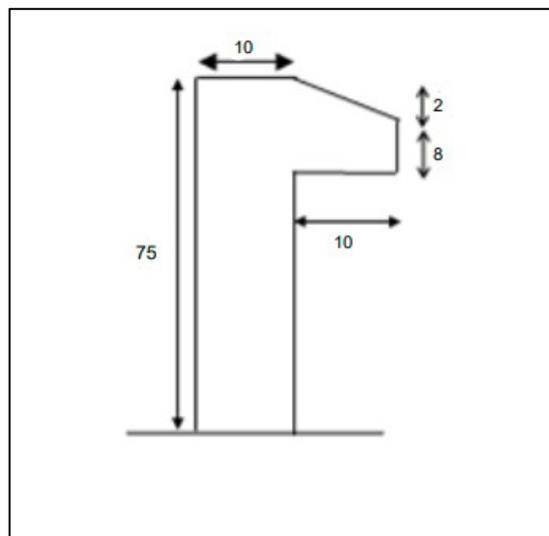


Figure IV. 6: Dimension de l'acrotère

IV.1.5.2 Charges horizontales

- **Charge sismique**

D'après le RPA99, l'acrotère est soumis à une force horizontale due au séisme :

$$F_p = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot W_p \quad \rightarrow [7 \text{ (article 6.2.3)}]$$

Avec :

- A : Coefficient d'accélération de zone $\rightarrow [7 \text{ (Tableau 4 .1)}]$
- C_p : Facteur de force horizontale varie entre 0,3 et 0,8 $\rightarrow 7 \text{ (Tableau 6.1)}$
- W_p : Poids de l'élément considéré.

Dans ce cas : Le groupe d'usage 2 et Zone III

- $A = 0,25$
- $C_p = 0,8$
- $W_p = 2.52 \text{ kN/ml}$

Donc $F_p = 4 \times 0,25 \times 0,8 \times 2.52 = kN/m$

- **Charge d'exploitation**

L'effet de la main courante est de $Q = 1,00 \text{ kN/ml}$

- **Charge accidentelle**

D'après .1 la charge due au choque des voiture **F=3 kN**

La force accidentelle est beaucoup plus grande que la charge sismique, d'exploitation et le poids propre, elle est répartie sur 1 mètre linéaire est donc :

- **Hypothèses de calcul**

Le garde-corps est calculé comme un élément console, sollicité principalement à la charge accidentelle, et donc sollicité en flexion simple.

La fissuration est considérée comme peu préjudiciable.

Le calcul se fera pour une bande d'un mètre et demi linéaire (1m).

IV.1.1 Calcul des sollicitations

Tableau IV. 1: Calcule des sollicitations

<i>ELU</i>			<i>ELS</i>		
N_u	1,35xG	3.402 kN	N_s	G	2.52 kN
M_u	1,5xQ _h	4.5 kN.m	M_s	Q _h	3 kN.m
T_u	1,5xF	4.5 kN	T_s	F	3 kN

IV.1.2 Ferrailage

Le calcul du ferrailage se fait pour une bande de **1 m** de largeur, la section plane à étudier sera de **100×10 cm²**.

➤ **ELU**

Données :

$b=100$ cm, $h=10$ cm, $d=9$ cm et $c = c' = 2,5$ cm ; $f_{c28} = 25$ MPa, $f_{tj} = 2,1$ MPa ; $f_e = 500$ MPa, $\sigma_b = 14,17$ MPa, $\sigma_s = 435$ MPa.

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} \quad e_0 = 132.28 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - c = 2.5 \text{ cm}$$

On a : $e_0 > \frac{h}{2} - c$ donc :

$$M_{as} = M_U + N_U \left(d - \frac{h}{2} \right) = 4.62 \text{ kN.m}$$

D'après l'organigramme : $M=M_f=4.62$ kN.m

$$\mu_u = \frac{M_{as}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = 0.04025$$

$$\mu_u = 0.04025 < \mu_R = 0.391 \rightarrow A'_s = 0$$

D'après l'organigramme de flexion simple on aura les résultats

Tableau IV. 2: Calcule de ferrailage

μ_u	μ_R	α	Z (cm)	σ_s (MPa)	A_s (cm ²)
0.04025	0.391	0.051	8.82	435	1.5

La méthode de calcul sera en Annexe 2

- **Ferrailage minimale**

$$A_{cnf} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.087 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A_s; A_{cnf}) = 1.087 \text{ cm}^2$$

On adoptera : 4T6 = 1.13 cm².

Espacement

$$S_h = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

- **Armature de répartition**

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \quad A_r > 0.352 \text{ cm}^2; \text{ Soit } A_s = 4T6 = 1.13 \text{ cm}^2$$

- *Espacement*

$$S_v = 75/3 = 25\text{cm.}$$

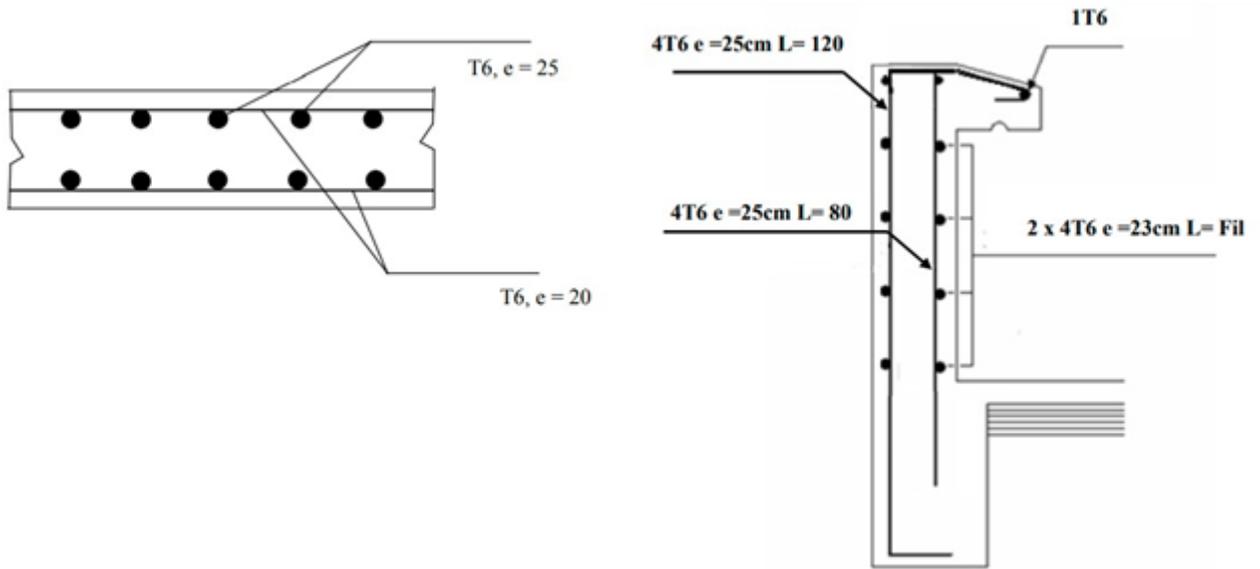


Figure IV. 7: Schéma de ferrailage de garde-corps.

IV.4 Conclusion

Afin de s'assurer que notre structure soit opérationnelle au quotidien, nous avons fait l'étude des éléments secondaires dans ce chapitre.

Chapitre V- Étude dynamique

V. 1 Introduction

Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions atteignent la surface du sol. Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol.

Les actions sismiques sur un bâtiment sont des actions dynamiques complexes, elles se manifestent par des mouvements essentiellement horizontaux imposés aux fondations. C'est pour ça que les structures doivent être conçues et construites de manière à résister à ses secousses tout en respectant les recommandations du règlement parasismique.

Le but de ce chapitre est de définir un modèle de structure qui détermine les efforts induits et leur distribution dans le système de stabilité.

L'analyse dynamique nécessite toujours initialement de créer un modèle de calcul représentant la structure. Ce modèle introduit en suite dans un programme de calcul dynamique permet la détermination de ses modes propres de vibration et des efforts engendrés par l'action sismique.

V. 2 Caractéristique dynamiques propres

Une structure idéale est dépourvue de tout amortissement de sorte qu'elle puisse vibrer indéfiniment tant qu'il soit nécessaire de lui fournir de l'énergie. Ce comportement est purement théorique en raison de l'existence inévitable des frottements qui amortissent le mouvement.

Les caractéristiques propres de la structure sont obtenues à partir du système non amorti et non forcé, l'équation d'un tel système est donnée par l'équation suivante :

$$[M]\{\ddot{x}(t)\} + [K]\{x(t)\} = \{0\} \quad (1)$$

Avec :

- $[M]$: Matrice de masse de la structure.
- $[K]$: Matrice de rigidité de la structure.
- $\{\ddot{x}\}$: Vecteur des accélérations.
- $\{x\}$: Vecteur des déplacements.

L'analyse d'un système à plusieurs degrés de liberté nous fournit les propriétés dynamiques les plus importantes de ce système, qui sont les fréquences propres et modes propres.

$$\{x(t)\} = \{A\} \sin(\omega t + \varphi) \quad (2)$$

Avec :

- $\{A\}$: Vecteur des amplitudes.
- ω : Fréquence de vibration.
- φ : Angle de déphasage.

Les accélérations en vibration libre non amortie sont données par :

$$\{x(t)\} = -\omega^2 \{A\} \sin(\omega t + \varphi) \quad (3)$$

En substituant les équations (2) et (3) dans l'équation (1) ; on aura :

$$([K] - \omega^2 [M]) \{A\} \sin(\omega t + \varphi) = 0 \quad (4)$$

Cette équation doit être vérifiée quel que soit le temps (t), ce qui donne :

$$([K] - \omega^2 [M]) \{A\} = 0 \quad (5)$$

Ce système d'équation est un système à (n) inconnus « Ai ». Ce système ne peut admettre une solution non nulle que si le déterminant de la matrice s'annule c'est à dire

$$\Delta\omega = |[K] - \omega^2 [M]| = 0 \quad (6)$$

L'expression ci-dessus est appelée « Équation caractéristique ».

En développant l'équation caractéristique, on obtient une équation polynomiale de degré (n) en (ω^2). Les (n) solutions ($\omega_1^2 ; \omega_2^2 ; \dots ; \omega_n^2$) sont les carrés des pulsations propres des (n) modes de Vibrations possibles. Le 1^{er} mode vibratoire correspond à ω_1 et il est appelé mode fondamental ($\omega_1 < \omega_2 < \dots < \omega_n$)

A chaque pulsation propre, correspond une forme d'oscillation appelée mode propre $\{A\}$ ou forme modale (**modal Shape**).

V. 3 Modélisation de la structure

Vu la complexité de l'analyse, il est nécessaire d'établir un modèle numérique représentant la structure, Ce dernier est introduit dans un logiciel de calcul dynamique afin de déterminer les modes propres de vibration ainsi que les efforts sismiques. Parmi les méthodes de modélisation existantes il y a la méthode des éléments finis qui est utilisée par la majorité des logiciels de calcul. Pour cette étude, on utilisera le logiciel ETABS.

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degré de liberté (DDL) infini, par un modèle ayant un nombre de DDL fini qui décrit le phénomène étudié d'une manière aussi fiable que possible, Ce modèle doit refléter avec une bonne

précision le comportement et les paramètres du système d'origine (la masse, la rigidité et l'amortissement).

- **Présentation du logiciel ETABS**

ETABS est un logiciel de calcul et d'optimisation des structures, il se base sur la méthode d'analyse par éléments finis pour étudier les structures planes et spatiales de type treillis, portique, adaptés pour les bâtiments, en bois, en béton armé, en acier ou mixte, il comprend des modules de dimensionnement, de vérifications et de ferrailage suivant les différentes normes nationales existantes.

Le logiciel permet d'effectuer les étapes de modélisation (définition de la géométrie, conditions aux limites, chargement des structures...etc.) de façon totalement graphique, numérique ou combinée, en utilisant les innombrables outils disponibles.

- **Modélisation de la rigidité :**

On suppose que la structure a « p » nœuds et total (**n**) DDL numérotés de **1** à **n**, on considère six **DDL** par nœud, on aura donc : **n = 6×p**.

- **Les éléments de portique**

Les poteaux et poutres de la structure ont été modélisés par des éléments barre (frame Éléments) à deux nœuds possédants chacun 6 degrés de liberté (trois translations, trois rotations).

Les poutres entre deux nœuds d'un même niveau (niveau i).

Les poteaux entre deux nœuds de différents niveaux (niveau i et niveau i+1).

- **Le Diaphragme**

Les surfaces planes telles que les planchers sont assumés infiniment rigides dans leurs plans et ne peuvent pas se déformer hors plan.

- **Conception du contreventement vertical**

Pour une bonne conception parasismique il faudra :

- Disposer les éléments de contreventement d'une manière symétrique dans chaque direction afin de limiter la torsion d'ensemble.
- Maximiser la largeur des éléments verticaux afin de diminuer la déformabilité horizontale.

- **Connectivité Sol/Structure**

Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastres (6 DDL bloqués).

- **Modélisation de la masse**

- La masse est calculée par l'équation $(G+\beta\times Q)$ avec $\beta=0.6$ [7].

- La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux et les poutres est prise égale à celle d'Acier.
- La masse des planchers a été répartie pour chaque poutre porteuse.
- La masse de l'acrotère a été répartie sur les poutres qui se trouvent sur le périmètre des planchers.
- En choisissant l'option (Mass source / From loads), l'ETABS calcule automatiquement les masses des planchers et la masse totale de la structure à partir des charges permanentes et des charges d'exploitation sollicitant la structure.
- **Type de charge à modéliser**
 - **Les chargements statiques**
 - Poids propre de la structure ;
 - Charges d'exploitations.
 - **Les chargements dynamiques**
 - Les effets sismiques.

V. 4 Choix de la méthode de calcul

Le calcul sismique se fait selon [7], qui met à notre disposition trois méthodes de calcul :

- La méthode statique équivalente
- La méthode d'analyse modale spectrale (spectre de réponse)
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes

V.4.1 La méthode statique équivalente

Notre structure a une hauteur totale de 23.06, en zone III et de groupe d'usage 2. D'après [7], la méthode statique équivalente n'est applicable que si la hauteur du bâtiment du groupe 2 en zone III, est inférieur à 17m, soit 5 niveaux ou moins.

V.4.2 La méthode modale spectrale

Cette méthode est sans doute, la méthode la plus fréquemment utilisée pour l'analyse sismique des structures, elle est caractérisée par :

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

Cette méthode est basée sur les hypothèses suivantes :

- Concentration des masses au niveau des planchers
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte
- Le nombre de modes à prendre en compte est tel que, la somme des coefficients massiques de ces modes soit au moins égale à 90%
- Ou que, tous les modes, ayant une masse modale effective supérieur à 5 % de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure

Le minimum, de mode à retenir est de trois (3) dans chaque direction considérée. Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimum à prendre en compte doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \text{ Et } T_K \leq 0.20 \text{ sec} \dots\dots\dots [7]$$

Avec :

N : le nombre de niveaux au-dessus du sol

T_K : la période du mode K.

V.4.3 La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes

L'analyse sous accélérogrammes est la méthode la plus précise pour prédire les forces et les demandes en déformations pour les différents composants de la structure. Cependant, son utilisation reste limitée car la réponse dynamique est très sensible à la modélisation et au mouvement du sol, elle nécessite une bonne modélisation des relations effort-déformation sous chargement cyclique qui tiennent en compte des modifications du comportement des composants.

Plusieurs accélérogrammes sont nécessaires pour éviter de biaiser certains aspects du contenu fréquentiel du spectre de réponse reconnu comme la référence de l'action sismique de la zone.

V.4.4 Critères de classification selon RPA99V2003

- Classification de l'ouvrage selon son importance : groupe 2, ouvrage courant ou de moyenne importance (parking de stationnement publics)
- Classification de la zone sismique : **Zone III** (forte sismicité) BLIDA
- Classification des sites : catégorie **S3** (site meuble)

- Classification des systèmes de contreventement :
 - Sens x : **9.a)** ossature contreventée par palées triangulées en X
 - Sens y : **9.a)** ossature contreventée par palées triangulées en X

V.5 Vérification de la structure

V.5.1 Vérification de la force sismique a la base

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

$$V = \frac{A.D.Q}{R} . W \dots [7]$$

- **A** : coefficient d'accélération de la zone, donnée suivant la zone sismique et le groupe d'usage du parking (tableau 4.1 [7]), notre structure est du groupe 2 en zone III ;
 $\rightarrow A = 0.25$
- **D** : coefficient d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

Avec :

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

T_1, T_2 : période caractéristique associé a la catégorie du site (tableau 4.7 [7])

Tableau V. 1: valeurs de la périodes caractéristiques

Site	T1 (sec)	T2(sec)
S3	0.15	0.5

- **Estimation de la période fondamentale de la structure**

$$T = \min(T_1 ; T_{2i})$$

Avec : $-T_1 = C_T \times h_N^{\frac{3}{4}}$;

$$-T_{2i} = 0.09 \times \frac{h_N}{\sqrt{Di}}$$

h_n : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N)

$\rightarrow h_n = 23.06 \text{ m}$ (Sans acrotère).

C_T : coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage, et il est donnée par (tableau 4.6 [7]). Dans notre cas, le contreventement est assuré par des palées triangulées dans les deux sens (cas 4)

$$\rightarrow C_T = 0.05$$

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considéré.

$$T_1 = 0.05 \times (23.06)^{\frac{3}{4}} \rightarrow T = 0.526 \text{ sec}$$

$$- \text{Sens x} : D_x = 74 \text{ m}$$

$$T_{2x} = 0.09 \times \frac{23.06}{\sqrt{74}} \rightarrow T_x = 0.241 \text{ sec}$$

$$- \text{Sens y} : D_y = 65 \text{ m}$$

$$T_{2y} = 0.09 \times \frac{23.06}{\sqrt{64}} \rightarrow T_y = 0.257 \text{ sec}$$

$$\rightarrow T = \min(T_1 ; T_{2i}) = T_{2i}$$

$$\rightarrow \begin{cases} T_{2x} = 0.241 \text{ sec} \\ T_{2y} = 0.257 \text{ sec} \end{cases}$$

D'après [8], la période doit être comme suit :

Tableau V. 2: Choix de la période de calcul [8]

SI	La période choisie pour le calcul du facteur D
$T_{analytique} < 1.3T_{empirique}$	$T = T_{analytique}$
$T_{analytique} \geq 1.3T_{empirique}$	$T = 1.3T_{empirique}$

D'où :

$$- \text{Sens x-x} :$$

$$T_{empirique} = 0.241 \text{ sec}$$

$$1.3T_{empirique} = 1.3 \times 0.241 = 0.313 \text{ sec}$$

$$- \text{Sens y-y} :$$

$$T_{empirique} = 0.334 \text{ sec}$$

$$1.3T_{empirique} = 1.3 \times 0.257 = 0.334 \text{ sec}$$

η : facteur de correction d'amortissement avec ε (%) le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constructif. (Tableau 4.3 [7]). Avec $\varepsilon = 4$ % (acier léger

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\varepsilon}} \geq 0.7 \rightarrow \eta = 1.08$$

- **R** : coefficient de comportement global de la structure, donnée par (tableau 4.3 [7]) en fonction du système de contreventement ; notre structure est métallique ; durant le procédé de modélisation on a utilisé un système de contreventement par palées triangulées en X sur les deux sens.

→ D'où $R=4$ pour les deux cas.

- **Q** : facteur de qualité est fonction de :

-La redondance et la géométrie des éléments de la structure

-La régularité en plan et en élévation

-La qualité du contrôle de construction

La valeur de Q est déterminée par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum_1^5 P_q$$

P_q : est la pénalité a retenue selon que le critère de qualité (q) est satisfait ou non, sa valeur est donnée dans [7].

Tableau V. 3: Facteur de qualité suivant les deux sens [7]

Critère q	Observée (O/N)	Pq / xx	Observée (O/N)	Pq / yy
Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0	Non	0.05
Redondance en plan	Oui	0	Oui	0
Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
Régularité en élévation	Non	0.05	Non	0.05
Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	Non	0.10	Non	0.10
$Q = 1 + \sum_1^5 P_q$	/	1.2	/	1.25

$$Q_x = 0.05 + 0.05 + 0.15 + 1 \rightarrow Q_x = 1.2$$

$$Q_y = 0.05 + 0.05 + 0.05 + 0.15 + 1 \rightarrow Q_y = 1.25$$

- **W** : poids total de la structure

$$W = \sum_{i=1}^n W_i$$

Avec : $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$

W_{Gi} : poids du aux charges permanentes et à celle des équipements fixes solidaire a la structure ;

W_{Qi} : charge d'exploitation ;

β : coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, dans notre cas ; $\beta = 0.6$ [7].

REMARQUE :

$$\begin{aligned} V_x &= \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W = \frac{1.2 \times 0.25}{4} \cdot W \cdot D \\ &= 0.075 \cdot D \cdot W \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_y &= \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W = \frac{1.25 \times 0.25}{4} \cdot W \cdot D \\ &= 0.078 \cdot D \cdot W \end{aligned}$$

Pour chaque model étudié on va calculer la force sismique statique en fonction de D et W

V.5.2 L'analyse modale spectrale

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

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

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

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

Pour notre étude, le spectre est donné par le logiciel (spectre RPA99), avec les données suivantes :

- Zone sismique III, BLIDA.
- Groupe d'usage 2 (ouvrage courant ou d'importance moyenne)
- Pourcentage d'amortissement $\varepsilon = 4 \%$.
- Facteur de qualité $Q = 1.2$ (dans les deux directions).
- Coefficient de comportement, pour chaque model on lui introduit son R correspondant.

Le spectre et donné par la figure ci-dessous :

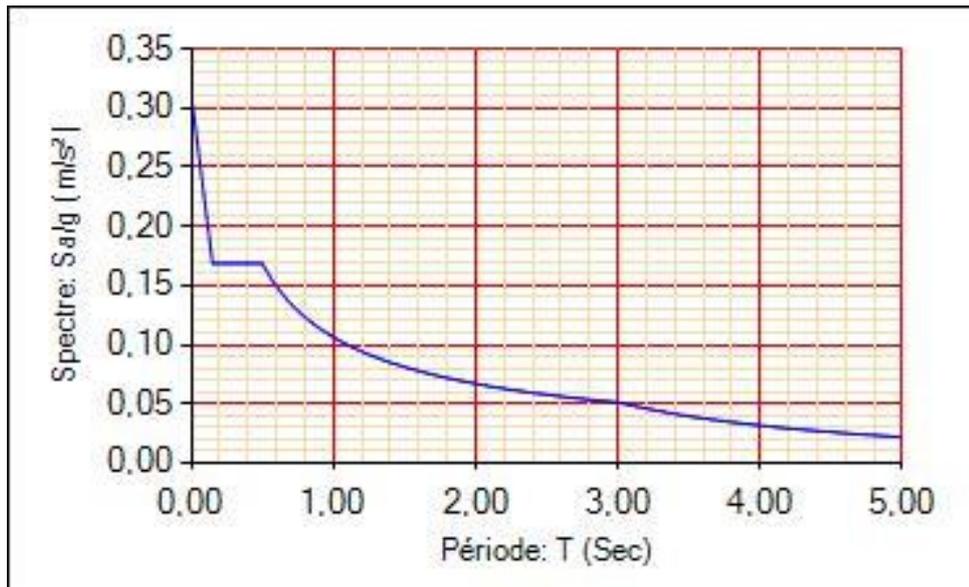


Figure V. 1: Spectre de réponse

V.5.3 Résultat de l'analyse dynamique

V.5.3.1 Modèle initiale

Pour le premier modèle on a voulu voir le comportement de notre structure sans contreventement.

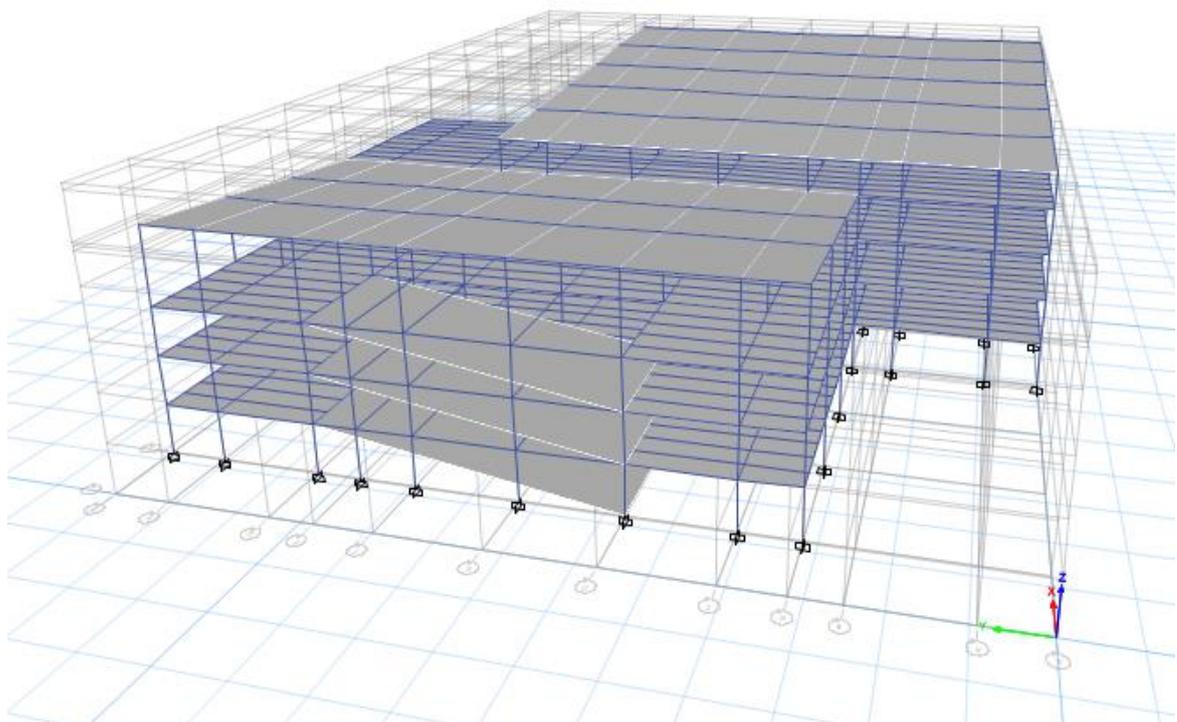


Figure V. 2: vue en 3d du modèle initial

- Période et participation du model

Tableau VI. 4: Pourcentage de participation massique

Cas	Mode	Period	Masse modale U_x %	Masse modale U_y %	Masse modale R_z %	ΣU_x %	ΣU_y %	ΣR_z %
Modal	1	0,978	0,0005	0,2982	0,0311	0,0005	0,2982	0,0311
Modal	2	0,862	0,7136	0,0025	0,0161	0,7141	0,3007	0,0472
Modal	3	0,831	0,0202	0,0684	0,2818	0,7343	0,3691	0,329
Modal	4	0,461	0,0086	0,3766	0,1524	0,743	0,7457	0,4815
Modal	5	0,421	0,0798	0,0188	0,0268	0,8228	0,7645	0,5083
Modal	6	0,39	0,0366	0,0008	0,1215	0,8594	0,7653	0,6297
Modal	7	0,318	0,0018	0,1443	0,2662	0,8612	0,9096	0,8959
Modal	8	0,234	0,0856	0,0029	0,0002	0,9468	0,9125	0,8961
Modal	9	0,16	0,0017	0,0511	0,0356	0,9485	0,9636	0,9317
Modal	10	0,145	0,0372	0,0006	0,0029	0,9857	0,9642	0,9346
Modal	11	0,123	9,46E-06	0,0067	0,0099	0,9857	0,9708	0,9444
Modal	12	0,123	0,0001	0,0184	0,0265	0,9858	0,9892	0,971

Constatations :

- A partir de ce tableau, on remarque que le taux de participation de la masse dépasse le seuil de 90% à partir du mode 8 selon xx et à partir du 7 mode selon yy, ce qui fait, que le nombre de mode est suffisant.[7]
- La période fondamentale est relativement basse, et cela a été causé par les rampes, car d'après SEAOC Blue Book Séismique Design Recommendations 2019 [9] les rampes peuvent affecter de manière significative le comportement sismique des structures de stationnement en modifiant la distribution des forces sismiques.

Dans certains cas, les rampes peuvent attirer un pourcentage significatif des forces. Les conséquences de ce phénomène varient entre les différentes structures de stationnement en fonction du système de résistance sismique choisi, de la configuration du plan, la hauteur de la structure, et d'autres facteurs. Les codes et normes de construction actuels ne fournissent pas de directives spécifiques adaptées aux structures de parking et les complexes qui peuvent se produire dans les structures du genre, et ils ne comprennent pas non plus de dispositions détaillées pour les rampes. En supposant que L'hypothèse de niveaux d'étages distincts peut

être une approche trop simplifiée et pourrait amener les concepteurs à négliger des déficiences structurelles involontaires. Le niveau de sophistication analytique nécessaire pour identifier et traiter ces problèmes varie en fonction de la complexité de la configuration structurelle. (Voir annexe 3)

V.5.3.2 Modèle intermédiaire 1

Après que le modèle initial est trop rigide, on a dû passer par une configuration sans rampes. Voici dans ce qui suit les résultats du model sans rampes.

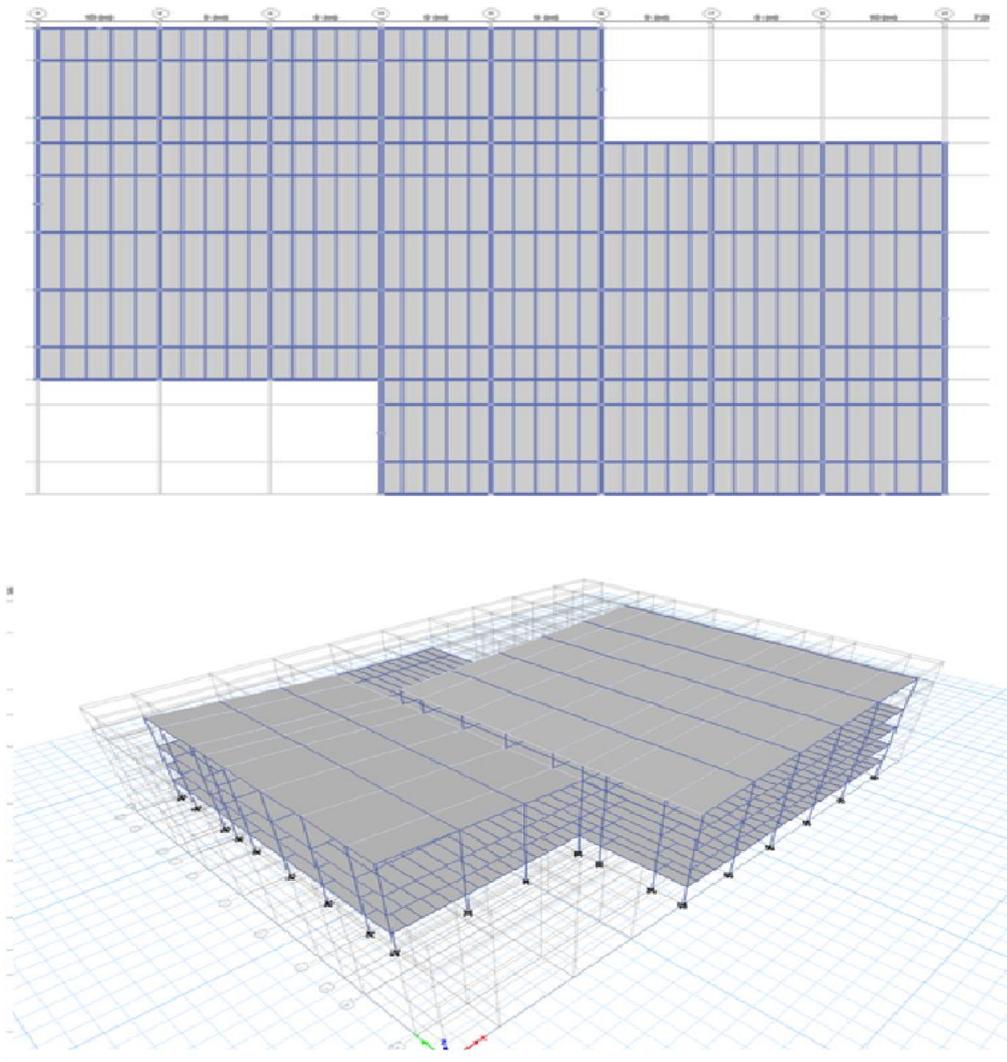


Figure V. 3: vue en 3d et en plan du 1er modèle intermédiaire

Période et participation du model**Tableau V. 5:** Pourcentage de participation massique

Cas	Mode	Periode	Masse modale U_x %	Masse modale U_y %	Masse modale R_z %	$\sum U_x$ %	$\sum U_y$ %	$\sum R_z$ %
Modal	1	3,894	8,92E-06	0,8072	0,0088	8,92E-06	0,8072	0,0088
Modal	2	1,933	0,0121	0,014	0,773	0,0121	0,8212	0,7818
Modal	3	1,414	0,7901	0,0007	0,0098	0,8023	0,8219	0,7916
Modal	4	1,162	0,0022	0,0964	0,0222	0,8044	0,9183	0,8138
Modal	5	0,751	4,55E-05	0,0259	0,0505	0,8045	0,9442	0,8643
Modal	6	0,575	0,0033	0,02	0,0391	0,8077	0,9642	0,9034
Modal	7	0,516	0,0859	0,0028	0,0002	0,8937	0,9669	0,9036
Modal	8	0,464	0,0067	0,0154	0,0287	0,9003	0,9824	0,9323
Modal	9	0,403	0,002	0,0037	0,0141	0,9024	0,9861	0,9464
Modal	10	0,338	0,0003	0,0139	2,08E-05	0,9027	0,9999	0,9464
Modal	11	0,326	0,0443	0,0001	0,004	0,9469	1	0,9504
Modal	12	0,28	0,0039	3,9E-06	0,0296	0,9509	1	0,9799

Constatations :

- A partir de ce tableau, on remarque que le taux de participation de la masse dépasse le seuil de 90% à partir du mode 8 selon xx et à partir du 4 mode selon yy, ce qui fait, que le nombre de mode est suffisant pour représenter. [7]
- Le type de structure qu'on a, on peut le représenté par un système brochette, ce qui fait que les deux premiers mode doivent être des mode de translation et le troisième un mode de rotation (comme l'explique [17] dans le chapitre 17 de son livre) ; néanmoins notre model ne satisfait pas cette condition.

REMARQUE : Etant donné que la structure n'est pas assez rigide, et ne satisfait pas la condition des 3 premiers modes donc pas besoin de faire les vérifications de l'effort tranchant a la base, déplacements inter étages...

V.5.3.3 Modèle intermédiaire 2

Après que le modèle précédent est trop souple, on a dû passer par plusieurs configurations, Voici dans ce qui suit un model intermédiaire parmi les modèles par lesquelles nous sommes passés, dans celui-là on a opté pour un système de contreventement avec palées triangulées en X suivant les deux sens X et Y.

- Période et participation du modèle

Tableau V. 6: Pourcentage de participation massique

Cas	Mode	Période	Masse modale U_x %	Masse modale U_y %	Masse modale R_z %	ΣU_x %	ΣU_y %	ΣR_z %
Modal	1	1,181	0,0001	0,6798	0,027	0,0001	0,6798	0,027
Modal	2	0,845	0,7871	3,98E-06	0,0023	0,7872	0,6798	0,0293
Modal	3	0,64	0,0003	0,0403	0,701	0,7875	0,7201	0,7304
Modal	4	0,374	0,0561	0,0488	0,0595	0,8436	0,7689	0,7899
Modal	5	0,306	0,0434	0,1206	0,0046	0,8871	0,8895	0,7945
Modal	6	0,237	0,0478	0,0339	0,0508	0,9349	0,9234	0,8453
Modal	7	0,198	0,0269	0,0059	0,0646	0,9618	0,9293	0,9099
Modal	8	0,165	1,51E-05	0,0376	0,0204	0,9618	0,9669	0,9304
Modal	9	0,141	0,02	0,0003	0,0132	0,9818	0,9672	0,9436
Modal	10	0,129	0,0059	0,001	0,0173	0,9877	0,9682	0,9608
Modal	11	0,121	0,0007	0,017	0,0001	0,9884	0,9852	0,9609
Modal	12	0,12	0,0006	0,0066	0,0054	0,989	0,9918	0,9663

Constatations :

- A partir de ce tableau, on remarque que le taux de participation de la masse dépasse le seuil de 90% à partir du mode 6 selon xx et selon yy, ce qui fait, que le nombre de mode est suffisant. [7]
- Or, on a :
- Sens x-x :

$$T_{empirique} = 0.241 \text{ sec}$$

$$1.3T_{empirique} = 1.3 \times 0.241 = 0.313 \text{ sec}$$

$$T_{analytique} = 1.181 \text{ sec} > 1.3T_{empirique} = 0.313 \text{ sec}$$

- Sens y-y :

$$T_{empirique} = 0.334 \text{ sec}$$

$$1.3T_{empirique} = 1.3 \times 0.257 = 0.334 \text{ sec}$$

$$T_{analytique} = 1.181 \text{ sec} > 1.3T_{empirique} = 0.334 \text{ sec}$$

On a : selon [8] $T = 1.3T_{empirique}$

$$\rightarrow T_2 = 0.5 > T \quad \rightarrow D = 2.5\eta = 2.5 \times 1.08 = 2.7$$

Donc :

Tableau V. 7: récapitulatif des facteurs impliqués dans la statique équivalente

Sens	A	D	Q	R	W(KN)	Vs(KN)
XX	0,25	2,7	1,2	4	120452,93	24391,7183
YY	0,25	2,7	1,25	4	120452,93	25367,3870

- **Vérification de l'effort tranchant a la base**

La résultante des forces sismique 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_{stat} . [7].

Si : $V_{dyn} < 0.8 V_{stat}$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments, ...) dans le rapport $0.8V_{stat}/V_{dyn}$.

Suite à l'application du spectre de calcul dans les deux sens de la structure, les résultats sont comme suit :

Tableau V. 8: Les forces sismiques suivant les deux sens

	Fx	Fy
Ex max	13753,9049	2116,3307
Ey max	2116,3307	10144,5603

$$V_{x,dyn} = \sqrt{F_x^2 + F_y^2} = 13915,7736KN$$

$$V_{y,dyn} = \sqrt{F_x^2 + F_y^2} = 10362,9609KN$$

$$E_x > 0.8V_x \rightarrow r_x = \frac{0.8V_x}{F_x} \rightarrow r_x = 1,4022$$

$$E_y > 0.8 E_v \rightarrow r_y = \frac{0.8V_y}{F_y} \rightarrow r_y = 1,9583$$

Tableau V. 9: Comparaison de Vdyn et 80% V

	$V_{t,dyn}(KN)$	$V (KN)$	80%V (KN)	Ratio r%	$V_{t,dyn} > 80\%V$
$V_{x,dyn}$	13915,7736	24391,7183	19513,3747	1,4022	Non vérifiée
$V_{y,dyn}$	10362,9609	25367,3870	20293,9096	1,9583	Non vérifiée

- **Vérification du déplacement inter étage**

Le déplacement horizontal à chaque niveau (K) de la structure est calculé comme suit :

$$\delta K = R \cdot \delta_{eK} \cdot r_i \text{ [7]}$$

Avec :

δ_{eK} : déplacement du aux forces sismique Fi (y compris l'effet de torsion) ;

R : coefficient de comportement, R=4

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 la condition suivant donnée par [7]

$$\Delta K < 1\% h_{\text{étage}}$$

Cela veut dire, que le déplacement de doit pas dépasser 0.01 de la hauteur de l'étage considéré.

- Sens x-x

Tableau V. 10: Déplacement résultant suivant X

Étages	Combinaison	$\Delta K(\text{mm})$	H poteau (mm)	0.01h (mm)	r (%)	Observation
4	E_X^{max}	101,92104	6860	68,6	149%	<u>Non vérifié</u>
3	E_X^{max}	41,8599264	4050	40,5	103%	<u>Non vérifié</u>
2	E_X^{max}	35,6732054	4050	40,5	88%	Vérifié
1	E_X^{max}	138,059792	4050	40,5	341%	<u>Non vérifié</u>
RDC	E_X^{max}	0	4050	40,5	0%	Vérifié

- Sens y-y

Tableau V. 11: Déplacement résultant suivant Y

Étages	Combinaison	$\Delta K(\text{mm})$	H poteau (mm)	0.01h (mm)	r (%)	Observation
4	E_y^{max}	65.398	6860	68,6	95%	Vérifié
3	E_y^{max}	67.523	4050	40,5	167%	<u>Non vérifié</u>
2	E_y^{max}	62.257	4050	40,5	154%	<u>Non vérifié</u>
1	E_y^{max}	199.279	4050	40,5	492%	<u>Non vérifié</u>
RDC	E_y^{max}	0	4050	40,5	0%	Vérifié

Remarque : ce modèle n'est pas vérifié, on doit procéder à l'ajout des contreventements ou un changement des sections, et voir le comportement de la structure.

V.5.3.4 Modèle intermédiaire 3

Les déplacements inter étages n'ont pas pu être vérifiés dans le modèle précédent, on a dû passer par plusieurs configurations, dont on a vérifié par le biais d'un programme Excel et du logiciel ETABS structural Analyses les points suivants :

- La période et la participation massique
 - La réponse modale de la structure
 - L'effort tranchant à la base
 - Le déplacement inter étage
 - L'effet $p. \Delta$
- **Période et participation du modèle**

Tableau V. 12: Pourcentage de participation massique

Cas	Mode	Période	Masse modale U_x %	Masse modale U_y %	Masse modale R_z %	ΣU_x %	ΣU_y %	ΣR_z %
Modal	1	0,731	0,7317	0,0219	0,0077	0,7317	0,0219	0,0077
Modal	2	0,61	0,0239	0,5624	0,1354	0,7556	0,5843	0,1431
Modal	3	0,452	0,0001	0,1858	0,5816	0,7557	0,7701	0,7247
Modal	4	0,289	0,1015	0,019	0,0299	0,8571	0,789	0,7546
Modal	5	0,214	0,0477	0,0817	0,0502	0,9048	0,8707	0,8048
Modal	6	0,166	0,0493	0,0349	0,0001	0,9541	0,9056	0,8049
Modal	7	0,154	0,0068	0,0347	0,0985	0,9609	0,9403	0,9034
Modal	8	0,135	0	0,0002	0,0002	0,9609	0,9406	0,9036
Modal	9	0,125	0,0011	0,0027	0,005	0,962	0,9432	0,9086
Modal	10	0,118	0,0001	0,0152	0,002	0,9621	0,9584	0,9105
Modal	11	0,112	0,002	0,0137	0,0061	0,9641	0,972	0,9166
Modal	12	0,109	0,0159	2,78 ^E -05	0,0186	0,98	0,9721	0,9352

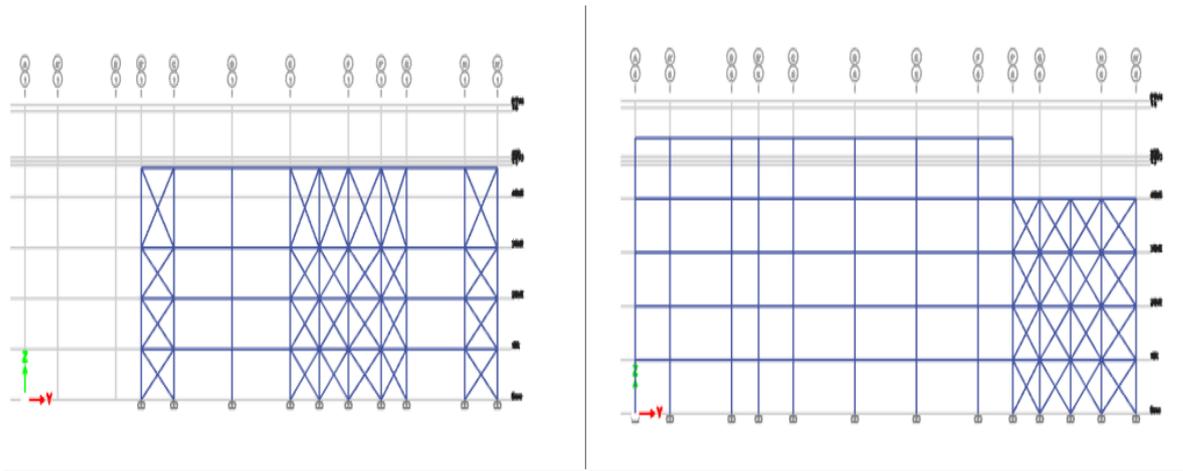


Figure V. 4: Système de contreventement selon Y-Y

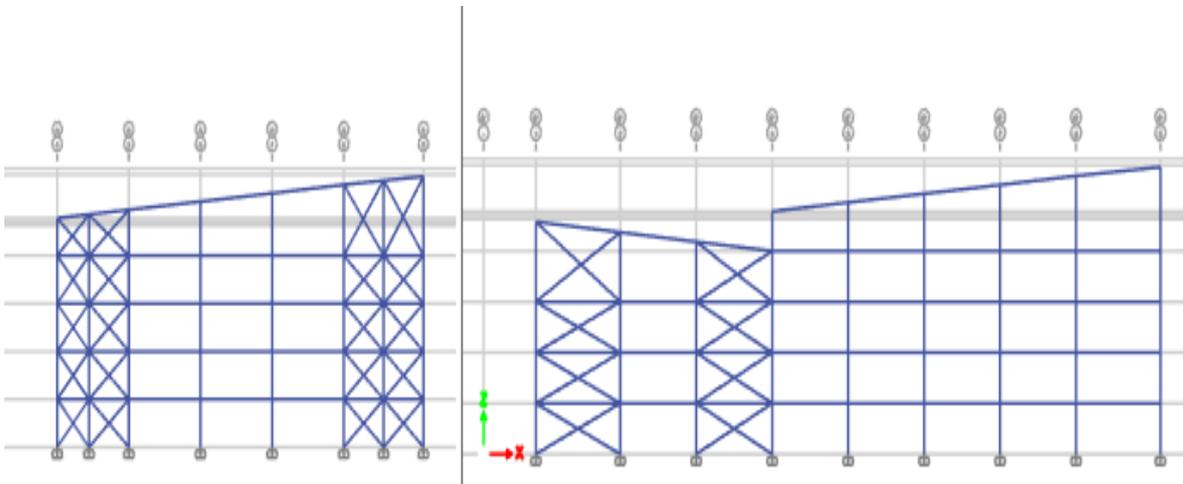


Figure V. 4: Système de contreventement selon X-X

Constatations :

- A partir de ce tableau, on remarque que le taux de participation de la masse dépasse le seuil de 90% à partir du mode 5 selon xx et du mode 7 selon yy, ce qui fait, que le nombre de mode est suffisant pour représenter un bon comportement de la structure.

[7]

On a :

- Sens x-x :

$$T_{empirique} = 0.241 \text{ sec}$$

$$1.3T_{empirique} = 1.3 \times 0.241 = 0.313 \text{ sec}$$

$$T_{analytique} = 0.731 \text{ sec} > 1.3T_{empirique} = 0.313 \text{ sec}$$

- Sens y-y :

$$T_{empirique} = 0.334 \text{ sec}$$

$$1.3T_{empirique} = 1.3 \times 0.257 = 0.334 \text{ sec}$$

$$T_{analytique} = 0.731 \text{ sec} > 1.3T_{empirique} = 0.334 \text{ sec}$$

On a : selon [8] $T = 1.3T_{empirique}$

$$\rightarrow T_2 = 0.5 > T \quad \rightarrow D = 2.5\eta = 2.5 \times 1.08 = 2.7$$

Donc :

Tableau V. 13: récapitulatif des facteurs impliqués dans la statique équivalente

Sens	A	D	Q	R	W(KN)	Vs(KN)
XX	0,25	2,7	1,2	4	123120,104	24931,821
YY	0,25	2,7	1,25	4	123120,104	25970,6469

- **Vérification de l'effort tranchant a la base**

La résultante des forces sismique 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_{stat} . [7].

Si : $V_{dyn} < 0.8 V_{stat}$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments, ...) dans le rapport $0.8V_{stat}/V_{dyn}$.

Suite à l'application du spectre de calcul dans les deux sens de la structure, les résultats sont comme suit :

Tableau V. 14: Les forces sismiques suivant les deux sens

	Fx	Fy
Ex max	18345,6977	4550,2808
Ey max	4550,2808	17454,7445

$$V_{x,dyn} = \sqrt{F_x^2 + F_y^2} = 18901.5788 \text{ KN}$$

$$V_{y,dyn} = \sqrt{F_x^2 + F_y^2} = 18038.103 \text{ KN}$$

$$E_x > 0.8V_x \rightarrow r_x = \frac{0.8V_x}{F_x} \rightarrow r_x = 1.055$$

$$E_y > 0.8 E_v \rightarrow r_y = \frac{0.8V_y}{F_y} \rightarrow r_y = 1.151$$

Tableau V. 15: Comparaison de V_{dyn} et 80% V

	$V_{t,dyn}(KN)$	$V (KN)$	80%V (KN)	Ratio r%	$V_{t,dyn}$ > 80%V
$V_{x,dyn}$	18901,5788	24931,821	19945,4568	1,0552	<u>Non vérifié</u>
$V_{y,dyn}$	18038,103	25970,6469	20776 ,5175	1,1518	<u>Non vérifié</u>

- **Vérification du déplacement inter étage**

Le déplacement horizontal à chaque niveau (K) de la structure est calculé comme suit :

$$\delta K = R \cdot \delta_{eK} \cdot r_i \text{ [7]}$$

Avec :

δ_{eK} : déplacement du aux forces sismique F_i (y compris l'effet de torsion) ;

R : coefficient de comportement, $R=4$

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 la condition suivant donnée par [7]

$$\Delta K < 1\% h_{\text{étage}}$$

Cela veut dire, que le déplacement de doit pas dépasser 0.01 de la hauteur de l'étage considéré.

- Sens x-x

Tableau V. 16: Déplacement résultant suivant X

Étages	Combinaison	$\Delta K(\text{mm})$	H poteau (mm)	0.01h (mm)	r (%)	Observation
4	E_X^{max}	44,6192198	6860	68,6	65%	Vérifié
3	E_X^{max}	39,8580354	4050	40,5	98%	Vérifié
2	E_X^{max}	33,6364169	4050	40,5	83%	Vérifié
1	E_X^{max}	23,248762	4050	40,5	57%	Vérifié
RDC	E_X^{max}	0	4050	40,5	0%	Vérifié

- Sens y-y

Tableau V. 17: Déplacement résultant suivant Y

Étages	Combinaison	$\Delta K(\text{mm})$	H poteau (mm)	0.01h (mm)	r (%)	Observation
4	E_y^{max}	53.553	6860	68,6	78.07%	Vérifié
3	E_y^{max}	40.295	4050	40,5	99.50%	Vérifié
2	E_y^{max}	32.578	4050	40,5	80.44%	Vérifié
1	E_y^{max}	22.431	4050	40,5	55.38%	Vérifié
RDC	E_y^{max}	0	4050	40,5	0%	Vérifié

- **Effet du deuxième ordre**

L'effet $P - \Delta$ est un effet du second ordre (non linéaire), qui se produit dans chaque structure ou les éléments sont sujet d'une charge axiale (P). Il est associé à l'importance de l'application de la charge axiale (P) et du déplacement (Δ). [7].

L'effet $P\Delta$ est lié à :

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

Les effets de second ordre (ou effet $P - \Delta$) peuvent être négligés si la condition suivante est satisfaite :

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0.1$$

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitations associés 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 le logiciel ETABS ;

h_k : hauteur de l'étage K.

Si $0.1 \leq \theta \leq 0.2$; l'effet $P\Delta$ peut-être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur : $\frac{1}{1-\theta_k}$

Si $\theta > 0.2$; la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

Tableau V. 18: L'effet P- Δ selon le sens x-x

Niveau	Pk(KN)	ΔK (mm)	V _x (KN)	h(mm)	Θ (mm)	Observation
4	1315,4977	44,6192198	331,272	6860	0.02582874	Vérifié
3	32538,7799	39,8580354	8907,299	4050	0.035951424	Vérifié
2	68158,5395	33,6364169	14905,288	4050	0.03797822	Vérifié
1	96023,1504	23,248762	17830,5299	4050	0.030914093	Vérifié
RDC	123119,498	0	19787,9233	4050	0	Vérifié

Tableau V. 19: L'effet P- Δ selon le sens y-y

Niveau	Pk (KN)	ΔK (mm)	V _y (KN)	h(mm)	Θ (mm)	Observation
4	1315,4977	47,033768	530.221415	6860	0.019368454	Vérifié
3	32538,7799	35,5915677	11072.71382	4050	0.029239398	Vérifié
2	68158,5395	28,6121351	15550.98517	4050	0.035256085	Vérifié
1	96023,1504	19,6998686	18542.93293	4050	0.028680208	Vérifié
RDC	123119,498	0	20647.89224	4050	0	Vérifié

Puisque tous les coefficients Θ sont inférieure à 0.1, alors l'effet $p\Delta$ peut-être négliger suivant les deux directions.

V.5.3.5 Modèle final

Après que le modèle précédant a répondu à toutes les exigences de [7], on a passé aux vérifications des éléments (check design ; le calcul des vérifications des éléments sera plus détaillé dont le chapitre suivant) on a trouvé que les éléments ne vérifient pas, donc on a opté pour un changement des sections qui sera récapituler dans le tableau V.20 de ce chapitre.

- Période et participation du modèle

Tableau V. 21: Pourcentage de participation massique

Cas	Mode	Période	Masse modale U_x %	Masse modale U_y %	Masse modale R_z %	ΣU_x %	ΣU_y %	ΣR_z %
Modal	1	0,686	0,7436	0,0138	0,0057	0,7436	0,0138	0,0057
Modal	2	0,58	0,014	0,5921	0,1265	0,7575	0,606	0,1323
Modal	3	0,429	2,65E-05	0,1733	0,6006	0,7575	0,7793	0,7329
Modal	4	0,279	0,0983	0,0191	0,0309	0,8559	0,7984	0,7637
Modal	5	0,206	0,042	0,0803	0,0491	0,8979	0,8786	0,8128
Modal	6	0,16	0,0485	0,0357	0,0022	0,9464	0,9144	0,815
Modal	7	0,149	0,011	0,0282	0,0886	0,9574	0,9425	0,9036
Modal	8	0,132	0	0,0002	0,0002	0,9574	0,9427	0,9038
Modal	9	0,121	0,0011	0,0042	0,0063	0,9585	0,947	0,9101
Modal	10	0,116	0,0001	0,0153	0,0013	0,9586	0,9623	0,9115
Modal	11	0,11	0,0001	0,0103	0,0017	0,9587	0,9726	0,9132
Modal	12	0,106	0,0106	0,0008	0,0342	0,9693	0,9734	0,9474

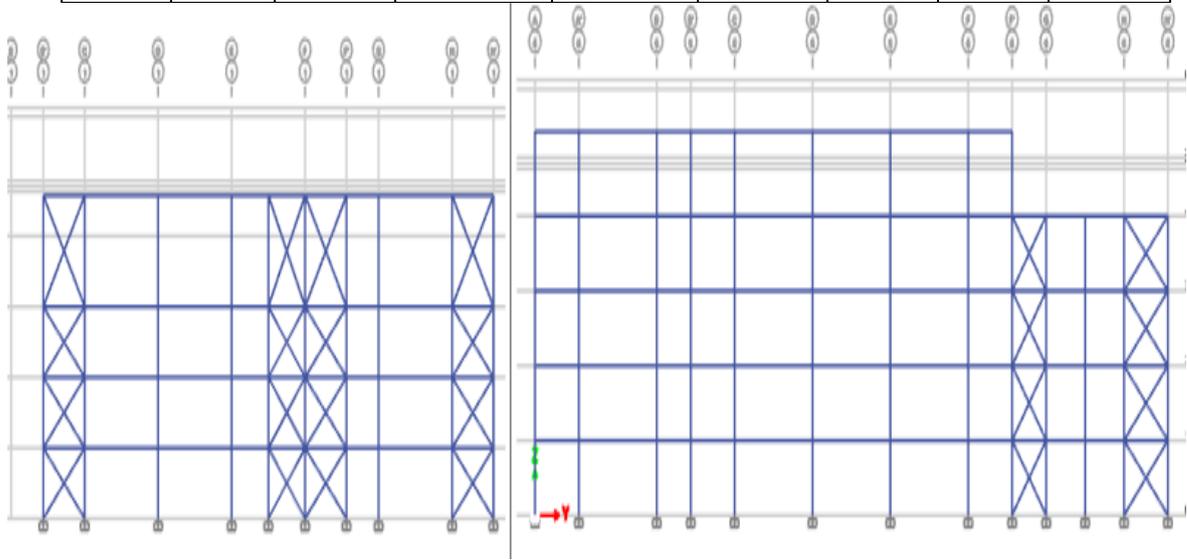


Figure V. 6: Système de contreventement selon Y-Y

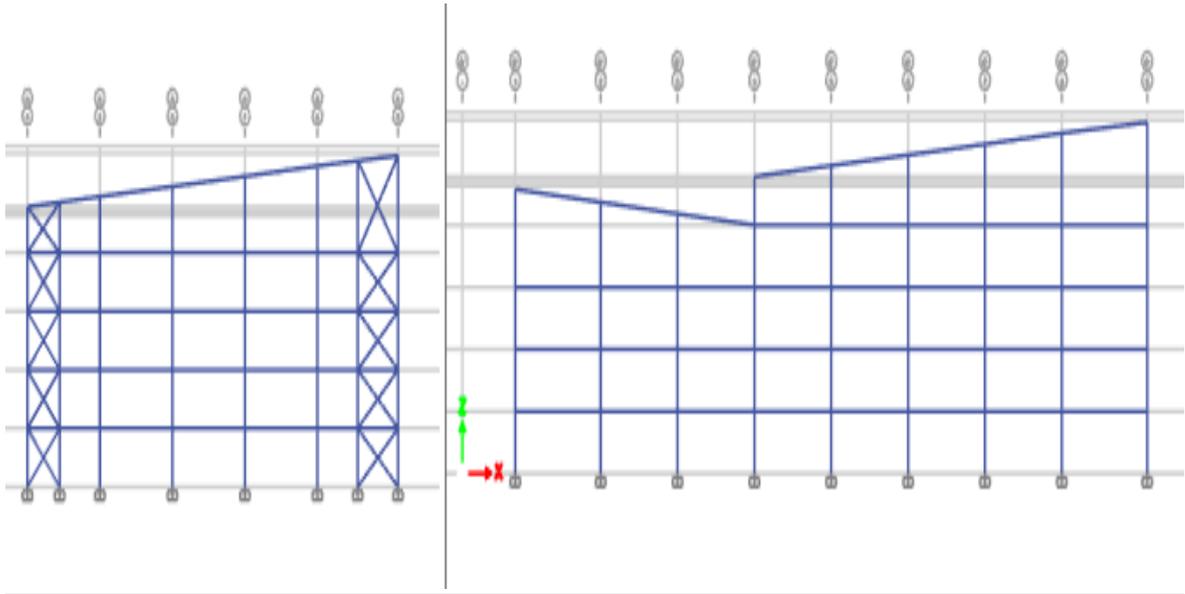


Figure V. 7: Système de contreventement selon X-X

Constatations :

- A partir de ce tableau, on remarque que le taux de participation de la masse dépasse le seuil de 90% à partir du mode 6 selon xx et du mode 5 selon yy, ce qui fait, que le nombre de mode est suffisant pour représenter un bon comportement de la structure.

[7]

On a :

- Sens x-x :

$$T_{empirique} = 0.241 \text{ sec}$$

$$1.3T_{empirique} = 1.3 \times 0.241 = 0.313 \text{ sec}$$

$$T_{analytique} = 0.683 \text{ sec} > 1.3T_{empirique} = 0.313 \text{ sec}$$

- Sens y-y :

$$T_{empirique} = 0.334 \text{ sec}$$

$$1.3T_{empirique} = 1.3 \times 0.257 = 0.334 \text{ sec}$$

$$T_{analytique} = 0.683 \text{ sec} > 1.3T_{empirique} = 0.334 \text{ sec}$$

On a : selon [8] $T = 1.3T_{empirique}$

$$\rightarrow T_2 = 0.5 > T \quad \rightarrow D = 2.5\eta = 2.5 \times 1.08 = 2.7$$

Donc :

Tableau V. 22: les coefficients statiques équivalente

Sens	A	D	Q	R	W(KN)	Vs(KN)
XX	0,25	2,7	1,2	4	124098,92	25130,0312
YY	0,25	2,7	1,25	4	124098,92	26177,1159

- **Réponse modale de la structure**

Les déformations de la structure suivant les modes de vibration les plus prépondérants sont :

- 1^{er} mode :

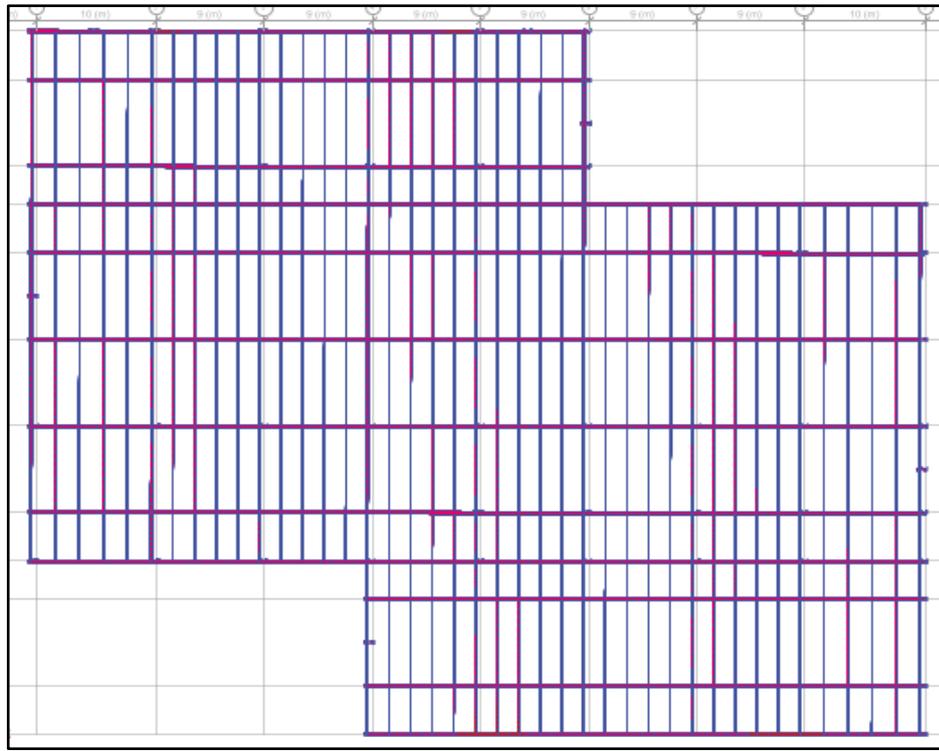


Figure V.8: Translation suivant l'axe X-X

- 2^{ème} mode

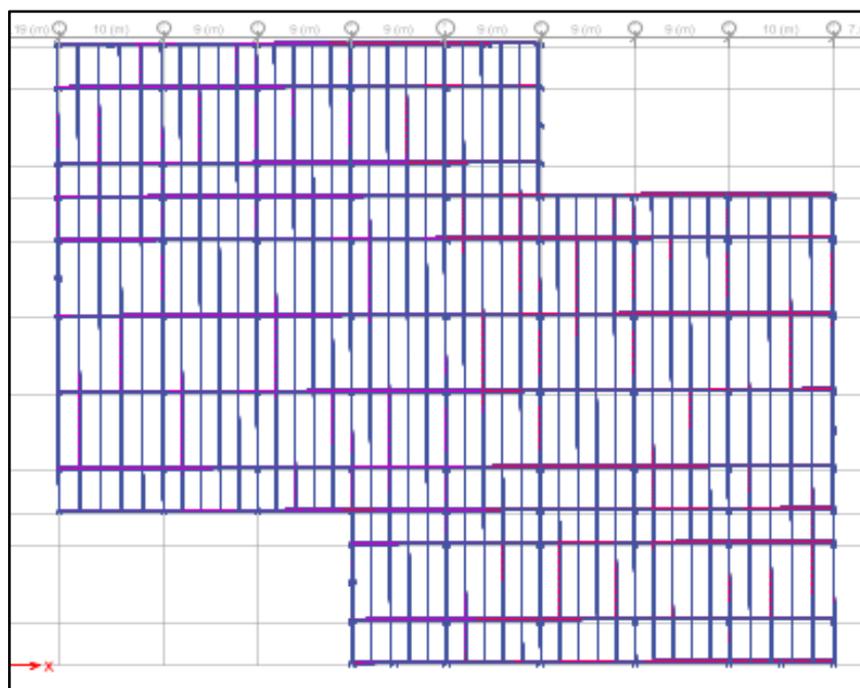


Figure V.9: Translation suivant l'axe Y-Y

- 3^{ème} mode :

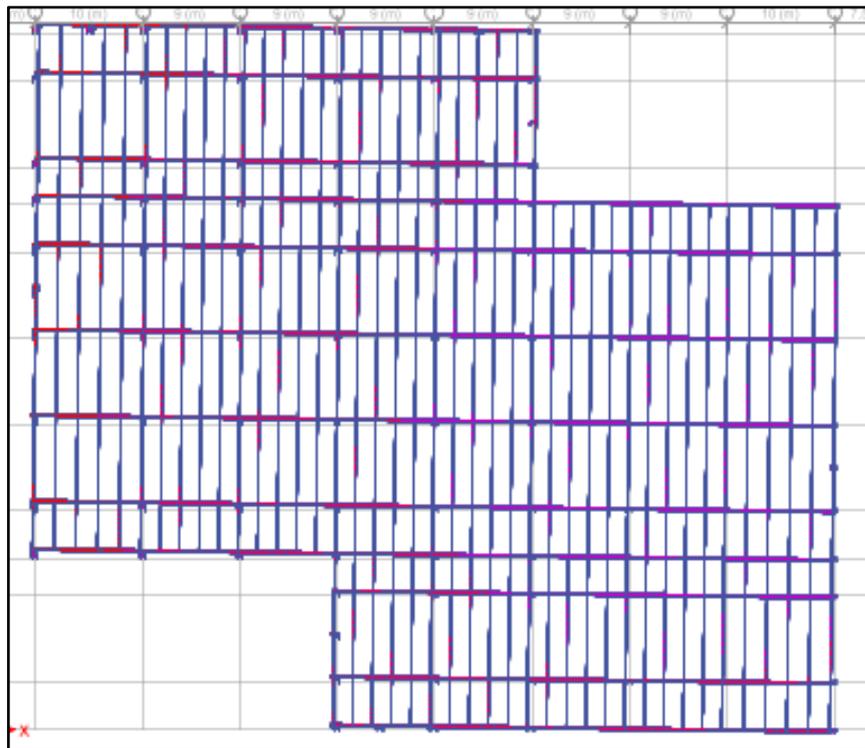


Figure V.10: Rotation autour de l'axe z-z

- **Vérification de l'effort tranchant a la base**

La résultante des forces sismique 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_{stat} . [7].

Si : $V_{dyn} < 0.8 V_{stat}$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments, ...) dans le rapport $0.8V_{stat}/V_{dyn}$.

Suite à l'application du spectre de calcul dans les deux sens de la structure, les résultats sont comme suit :

Tableau V. 23: Les forces sismiques suivant les deux sens

	F_x	F_y
Ex max	19379,339	3891,6656
Ey max	3891,6656	18600,7865

$$V_{x,dyn} = \sqrt{F_x^2 + F_y^2} = 19766.2298 \text{ KN}$$

$$V_{y,dyn} = \sqrt{F_x^2 + F_y^2} = 19003.5344 \text{ KN}$$

$$E_x > 0.8V_x \rightarrow r_x = \frac{0.8V_x}{F_x} \rightarrow r_x = 1.017$$

$$E_y > 0.8 E_v \rightarrow r_y = \frac{0.8V_y}{F_y} \rightarrow r_y = 1,101$$

Tableau V. 24: Comparaison de V_{dyn} et 80%V

	$V_{t,dyn}(KN)$	$V (KN)$	80%V (KN)	Ratio r%	$V_{t,dyn}$ > 80%V
$V_{x,dyn}$	19766,2298	25130,0312	20104.02	1,01708	<u>Non vérifié</u>
$V_{y,dyn}$	19003,5344	26177,1159	20941.69	1,10198	<u>Non vérifié</u>

- **Vérification du déplacement inter étage**

Le déplacement horizontal à chaque niveau (K) de la structure est calculé comme suit :

$$\delta K = R. \delta_{eK}. r_i \text{ [7]}$$

Avec :

δ_{eK} : déplacement du aux forces sismique F_i (y compris l'effet de torsion) ;

R : coefficient de comportement, $R=4$

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 la condition suivant donnée par [7]

$$\Delta K < 1\% h_{\text{étage}}$$

Cela veut dire, que le déplacement de doit pas dépasser 0.01 de la hauteur de l'étage considéré.

- Sens x-x

Tableau V. 25: Déplacement résultant suivant X

Étages	Combinaison	$\Delta K(\text{mm})$	H poteau (mm)	0.01h (mm)	r (%)	Observation
4	E_X^{max}	38,8731611	6860	68,6	56,67%	Vérifié
3	E_X^{max}	39,8170202	4050	40,5	98,31%	Vérifié
2	E_X^{max}	34,5484965	4050	40,5	85,30%	Vérifié
1	E_X^{max}	32,9821787	4050	40,5	81,44%	Vérifié
RDC	E_X^{max}	0	4050	40,5	0%	Vérifié

- Sens y-y

Tableau V. 26: Déplacement résultant suivant Y

Étages	Combinaison	$\Delta K(\text{mm})$	H poteau (mm)	0.01h (mm)	r (%)	Observation
4	E_y^{max}	43.419	6860	68,6	63.29%	Vérifié
3	E_y^{max}	40.318	4050	40,5	99.55%	Vérifié
2	E_y^{max}	33.303	4050	40,5	82.23%	Vérifié
1	E_y^{max}	34.395	4050	40,5	84.93%	Vérifié
RDC	E_y^{max}	0	4050	40,5	0%	Vérifié

• Effet du deuxième ordre

Tableau V. 27: L'effet P- Δ selon le sens x-x

Niveau	Pk(KN)	$\Delta K(\text{mm})$	Vx (KN)	h(mm)	$\Theta(\text{mm})$	Observation
4	1315,4977	38,8731611	263.530715	6860	0.028286851	Vérifié
3	32538,7799	39,8170202	8901.498953	4050	0.03593783	Vérifié
2	68158,5395	34,5484965	15157.84427	4050	0.038358089	Vérifié
1	96023,1504	32,9821787	18163.20168	4050	0.04305344	Vérifié
RDC	124098,92	0	19905.06717	4050	0	Vérifié

Tableau V. 28: L'effet P- Δ selon le sens y-y

Niveau	Pk (KN)	$\Delta K(\text{mm})$	Vy (KN)	h(mm)	$\Theta(\text{mm})$	Observation
4	1315,4977	43.419	357.45082	68 60	0.02329322	Vérifié
3	32538,7799	40.318	11619.03719	4050	0.02787886	Vérifié
2	68158,5395	33.303	16546.55961	4050	0.033872	Vérifié
1	96023,1504	34.395	19758.98421	4050	0.04127163	Vérifié
RDC	124098,92	0	21831.3117	4050	0	Vérifié

Puisque tous les coefficients Θ sont inférieur à 0.1, alors l'effet $p\Delta$ peut-être négliger suivant les deux directions.

V.5.4 L'Influence de la période fondamentale

On a aussi trouvé d'après SEAOC Blue Book Seismic Design Recommendations 2019 [9] que la période approximative a été déterminée dans les éditions de l'UBC jusqu'en 1985 à partir de l'équation suivante :

$$T = 0.09 \times \frac{h_N}{\sqrt{Di}}$$

Avec : D est la dimension en plan du bâtiment dans la direction de l'analyse.

Au cours de l'élaboration de l'ATC 3-06, il a été proposé de substituer, la longueur de l'élément le plus long du système de résistance orienté verticalement, pour D dans la formule ci-dessus. Cette proposition ne tenait pas compte de la contribution à la rigidité de tous les autres éléments de résistance verticaux du système, et n'a pas été acceptée. La formule ci-dessus a été retenue dans l'ATC 3-06, et dans toutes les dispositions du NEHRP jusqu'à l'édition 1991. SEAOC Blue Book Seismic Design Recommendations [9]2019 (**voir Annex 4**)

Donc dans cette partie on a utilisé la formule ci-dessus pour calculer la période fondamentale ainsi pour faire les vérifications sismiques et les comparé avec les résultats obtenus dans le model final. et cela dans le but de faire une comparaison entre les deux formules.

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

h_n : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N)

→ $h_n = 23.06 \text{ m}$ (Sans acrotère).

C_T : coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage, et il est donnée par (tableau 4.6 [7]). Dans notre cas, le contreventement est assuré par des palées triangulées dans les deux sens (cas 4)

→ $C_T = 0.05$

$$T = 0.05 \times (23.06)^{\frac{3}{4}} \rightarrow T = 0.52 \text{ sec}$$

Pour voir l'influence de ce choix, on a décidé de le comparer avec les résultats du model final de notre structure.

On a :

- Sens x-x :

$$T_{\text{empirique}} = 0.52 \text{ sec}$$

$$1.3T_{\text{empirique}} = 1.3 \times 0.52 = 0.67 \text{ sec}$$

$$T_{analytique} = 0.683 \text{ sec} > 1.3T_{empirique} = 0.67 \text{ sec}$$

- Sens y-y :

$$T_{empirique} = 0.52 \text{ sec}$$

$$1.3T_{empirique} = 1.3 \times 0.52 = 0.67 \text{ sec}$$

$$T_{analytique} = 0.683 \text{ sec} > 1.3T_{empirique} = 0.67 \text{ sec}$$

On a : selon [8] $T=1.3T_{empirique}$

$$\rightarrow T_2 \leq T \leq 3 \text{ Sec} \rightarrow D = 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} = 2.5 \times 1.8 \left(\frac{0.5}{0.67}\right)^{\frac{2}{3}} = 2.22$$

Donc :

Tableau V. 29: comparaison de des efforts sismique

		$T_{2i} = 0.09 \times \frac{h_N}{\sqrt{Di}}$	$T = C_T \times h_N^{\frac{3}{4}}$
D		2.7	2.22
Vsta(KN)	Sens x-x	25130,0312	20662.47
	Sens y-y	26177,1159	21523.40
Vdyn(KN)	Sens x-x	19766,2298	19766,2298
	Sens y-y	19003,5344	19003,5344
Ratio r%	Sens x-x	1,01	0.83
	Sens x-x	1,15	0.90

Tableau V. 30: comparaison de des déplacements inter étage

Étages	$T_{2i} = 0.09 \times \frac{h_N}{\sqrt{Di}}$		$T = C_T \times h_N^{\frac{3}{4}}$		Ratio r%	
	$\Delta K \text{ xx (mm)}$	$\Delta K \text{ yy (mm)}$	$\Delta K \text{ xx (mm)}$	$\Delta K \text{ yy (mm)}$	Sens x-x	Sens y-y
4	38.873	39.86	38.1107843	39.353	102%	106%
3	39.81	38.41	39.0294118	37.921	102%	106%
2	34.548	30.57	33.8705882	30.181	102%	106%
1	32.982	31.58	32.3352941	31.178	102%	106%

REMARQUE : En appliquant RPA, le facteur de majoration a diminué de 0.25; on a jusqu'à 6% de plus de sécurité mais moins d'économie, la différence entre l'utilisation des deux méthodes n'est pas aussi flagrante dans notre structure, mais d'après [9] l'utilisation de $T_2 = 0.09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D_i}}$ peut vraiment être non économique.

V.5.5 Etude au vent

Comme le montre les résultats de l'étude climatique dans le chapitre valuation de charge, on est dans le cas des planchers isolés donc la charge du vent est une charge gravitaire appliquée de bas en haut (en dépression), ce qui fait on n'a pas de déplacements horizontaux ni d'effort tranchant à la base.

Donc l'étude dynamique de notre structure est en fonction des efforts sismiques.

V.5.6 Récapitulatif

Tableau V. 31: Récapitulatif des éléments finaux

Élément	Profilé
Poteaux (RDC+1 ^{er})	HEB 500
Poteaux (2 ^{ème} +3 ^{ème})	HEB 450
Poteaux 4 ^{ème}	HEB 400
Poutres principales (étage courant)	HEA360
Poutres secondaires	IPE 360
Solives	IPE 200
Contreventement sens X	TUBO200X200X16
Contreventement sens Y	TUBO200X200X16

V. 6 Conclusion

Dans ce chapitre on a fait une simulation de notre structure, en utilisant le logiciel CSI ETABS, pour pouvoir évaluer le comportement dynamique, Nous avons conclu que le vent l'action n'a pas été prépondérante par rapport à l'action sismique pour la conception de notre structure et ceci en raison de la faible hauteur de notre structure et du fait qu'elle se situe dans une zone de forte sismicité zone mais aussi par rapport à la nature de l'action climatique. Cependant on a trouvé les rampes de parking peuvent fausser l'étude dynamique donc on a préféré de ne pas les modéliser mais plutôt d'introduire leur charge.

Chapitre VI- Vérification des éléments

VI.1 Introduction

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

Les sollicitations développer dans les éléments à cause des actions qui leur sont soumis, génèrent des contraintes au sein du matériau et des déformations de l'élément.

Afin de garantir le degré de sécurité souhaité, il faut vérifier que les contraintes et les déformations restent en dessous des limites admissibles, les grandes déformations affectent les zones comprimées des pièces, qui peuvent présenter trois types de comportements caractéristiques, appelé phénomène d'instabilités, qui sont :

- Le flambement : qui affecte les barres simplement comprimées (flambement simple) ou comprimées et fléchies (flambement composé) qui est très dangereux
- Le déversement : qui affecte les semelles comprimées des pièces fléchies ;
- Le voilement : qui affecte les âmes des pièces fléchies.

L'étude des phénomènes d'instabilité élastique est très importante en construction métallique, car ils sont très fréquents du fait de l'utilisation d'éléments minces et de grand élancement.[10]

Dans ce chapitre, nous allons procéder aux vérifications de ses phénomènes d'instabilité conformément aux réglementations en vigueur, à savoir [5] et [6].

VI.2 Vérification des poteaux

En général, les éléments porteurs verticaux sont sollicités à la compression simple, le prédimensionnement des poteaux a été établi vis-à-vis du flambement, mais après l'étude dynamique on a remarqué que les poteaux sont sollicités en flexion et compression. Donc les poteaux seront dimensionnés à la flexion composée dans ce chapitre.

VI.3 Procédure de calcul

Les poteaux sont soumis à la flexion composée, ou chaque poteau est soumis à un effort normal N_{sd} , et deux moments fléchissant $M_{y_{sd}}$ et $M_{z_{sd}}$. La vérification se fait pour toutes les combinaisons inscrites aux règlement CCM97 sous les sollicitations les plus défavorables suivant les deux directions.

VI.3.1 Vérification vis-à-vis du flambement

Les différentes sollicitations doivent être combinées dans les cas les plus défavorables, qui sont :

- **Cas 1** : N_{sd}^{max} ; $M_{y, sd}$ et $M_{z, sd}$ correspondant.
- **Cas 2** : $M_{y, sd}^{max}$; N_{sd} et $M_{z, sd}$ correspondant.
- **Cas 3** : $M_{z, sd}^{max}$; N_{sd} et $M_{y, sd}$ correspondant.

Les étapes de vérification au flambement

Les éléments sollicités simultanément en flexion et en compression axiale, pour une section transversale de classes 1 ou 2, doivent satisfaire à la condition suivante :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_y \cdot M_{y, sd}}{W_{pl, y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_z \cdot M_{z, sd}}{W_{pl, z} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} \leq 1$$

Avec :

- $K_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y}$; $K_y \leq 1,5$
- $\mu_y = \bar{\lambda}_y \times (2\beta_{M, y} - 4) + \left(\frac{W_{pl, y} - W_{el, y}}{W_{el, y}} \right)$; $\mu_y \leq 0,90$
- $K_z = 1 - \frac{\mu_z \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y}$; $K_z \leq 1,5$
- $\mu_z = \bar{\lambda}_z \times (2\beta_{M, z} - 4) + \left(\frac{W_{pl, z} - W_{el, z}}{W_{el, z}} \right)$; $\mu_z \leq 0,90$
- $\chi_{min} = \min(\chi_y; \chi_z)$
- $\beta_{M, y}$ Et $\beta_{M, z}$ sont les facteurs de moment uniforme équivalent pour le flambement par flexion.

Le rapport précédant montre le pourcentage de participation de l'élément dans la résistance de l'ensemble.

Une ossature métallique peut être classée comme contreventé, si le système de contreventement réduit ses déplacements horizontaux d'au moins 80%. Dans ce cas, le calcul de la longueur de flambement peut se faire par la méthode des nœuds fixes. [6]

- **Cas 1** : N_{sd}^{max} ; $M_{y, sd}$ et $M_{z, sd}$ correspondant

- Exemple de calcul

Nos calculs vont être mené sur le Poutreau central du RDC d'un profilé HEB500 et d'une hauteur de 4.05 m.

Tableau VI. 1: Caractéristiques de profilé HEB500

Profil	A (cm ²)	I _y (cm ⁴)	I _z (cm ⁴)	W _{pl,y} (cm ³)	W _{el,y} (cm ³)	W _{pl,z} (cm ³)	W _{el,z} (cm ³)	i _y (cm)	i _z (cm)
HEB500	159	45070	8564	2562	2311	872.9	570.9	16.84	7.34

Suivant l'axe y-y :

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{93.91\varepsilon} \rightarrow \frac{L_{fy}/i_y}{93.9 \times \varepsilon} ; \left(f_y = 275 \text{ MPA}, \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 0.92 \right)$$

Pour un mode d'instabilité a nœuds fixe on a :

$$- \frac{L_f}{L_0} = 0.5 + 0.14(\eta_1 + \eta_2) - 0.055(\eta_1 \cdot \eta_2)^2$$

Avec :

- $\eta_1 = \frac{K_C + K_{C1}}{K_C + K_{C1} + K_{P11} + K_{P12}}$
- $\eta_2 = \frac{K_C + K_{C2}}{K_C + K_{C2} + K_{P21} + K_{P22}} \rightarrow \eta_2 = 0$ Car le poteau est encastré à la base.
- K_{C1} Et K_{C2} la rigidité des poteaux adjacents
- K_{Pij} La rigidité des poutres associées au nœud considéré

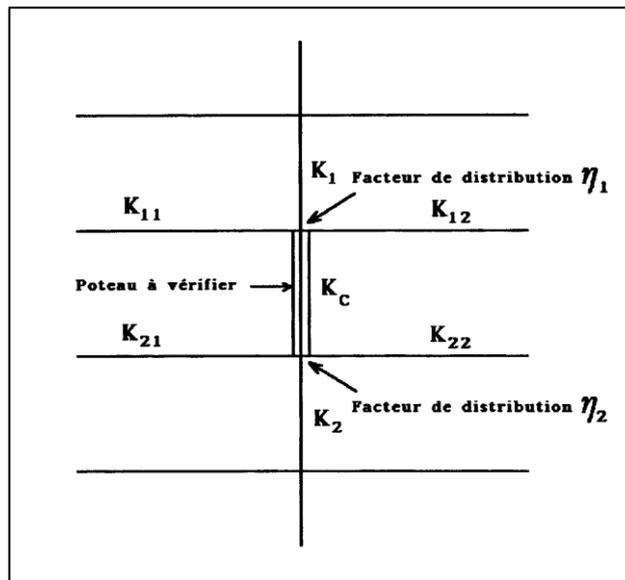


Figure VI. 1: Facteurs de distribution pour poteaux continus

Donc :

$$K_C = \frac{I_y}{h} = \frac{107200 \times 10^4}{4.05 \times 10^3} = 264691.36 \text{ mm}^3$$

$$K_{P12} = K_{P11} = \frac{I_y(IPE450)}{L(IPE450)} = \frac{33090 \times 10^4}{9 \times 10^3} = 36766.667 \text{ mm}^3$$

$$\begin{cases} \eta_1 = 0.88 \\ \eta_2 = 0 \end{cases} \rightarrow L_{fy} = 1.498m$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{1.498 \times 10^3 / 21.19 \times 10^{-2}}{93.91 \times 0.92} \rightarrow \bar{\lambda}_y = 0.01 < 0.2 \text{ il n'y a pas de risque de flambement}$$

$$\chi_y = 1$$

$$\phi_y = 0.5(1 + \alpha_y(\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}_y^2) \rightarrow \phi_y = 0.51$$

Suivant l'axe z-z :

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{93.91\varepsilon} \rightarrow \frac{L_{fz}/i_z}{93.9\varepsilon} ; \left(f_y = 275 \text{ MPA}, \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 0.92 \right)$$

$$K_C = \frac{I_z}{h} = \frac{1262 \times 10^4}{4.05 \times 10^3} = 8685.598 \text{ mm}^3$$

$$K_{P12} = K_{P11} = \frac{I_{y(HEA360)}}{L_{(HEA360)}} = \frac{7887 \times 10^4}{9 \times 10^3} = 2196.667 \text{ mm}^3$$

$$\begin{cases} \eta_1 = 0.26 \\ \eta_2 = 0 \end{cases} \rightarrow L_{fz} = 1.149 \text{ m}$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{1.149 \times 10^3 / 7.24 \times 10^{-2}}{93.91 \times 0.92} \rightarrow \bar{\lambda}_z = 0.02 > 0.2 \text{ il n'y a pas de risque de flambement.}$$

D'après le logiciel ETABS, la combinaison la plus défavorable est : $G + Q + Ex$

- Suivant l'axe y-y :

$$\beta_{M,y} = \frac{M_Q}{\Delta M} \times (\beta_{MQ})$$

$$M_Q = M_{max} \rightarrow M_Q = 11.21 \text{ KN.m (Obtenu du logiciel Etabs)}$$

$$\beta_{MQ} = 1.4 [7]$$

$$\beta_{M,y} = 0,886166$$

$$\mu_y = 0.47 \times (2 \times (0.886166 - 4)) + \left(\frac{4815 - 4288}{4288} \right) = 0.94 < 0,9$$

$$K_y = 1 - \frac{0.94 \times 3464.15 \times 10^3}{23860 \times 10^2 \times 275} = 0.34 < 1,5$$

- Suivant l'axe z-z:

$$\beta_{M,z} = 0.69981$$

$$\mu_z = 0.023 \times (2 \times 69981 - 4) + \left(\frac{1292 - 841.3}{841.3} \right) = 0.73 < 0,9$$

$$K_z = 1 - \frac{0.73 \times 3464.15 \times 10^3}{23860 \times 10^2 \times 275} = 0.73 < 1,5$$

On aura :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \cdot A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_y \cdot M_{y,sd}}{W_{ply} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_z \cdot M_{z,sd}}{W_{plz} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} = 0,73 < 1 \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Remarque : la procédure de calcul du poteau ci-dessus est la même pour les autres poteaux.

VI.3.2 Vérification vis-à-vis du déversement

Les éléments à section transversale pour lesquelles le déversement représente un mode potentiel de ruine doivent satisfaire à la condition suivante :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \cdot \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{k_{LT} \times M_{y,sd}}{\chi_{LT} \times W_{ply} \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{k_z \times M_{z,sd}}{W_{plz} \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

Où :

- $K_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y} \leq 1$
- $\mu_{LT} = 0.15 \times \bar{\lambda}_z \times \beta_{MLT} - 0.15 \leq 0.90$
- β_{MLT} : est un facteur de moment uniforme équivalent pour le déversement.

Exemple de calcul

On doit d'abord vérifier que : $\bar{\lambda}_{LT} < 0.4$

Avec :

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_w}$$

Sachant que : $\lambda_{LT} = \frac{K \times L}{i_z} \left[\sqrt{C_1} \left[1 + \frac{1}{20} \left[\frac{K \times L}{i_z} \right]^2 \right] \right]^{0.25}$; formule simplifiée [6]

$$\lambda_{LT} = \frac{446.91}{31.22} = 14.31$$

$\bar{\lambda}_{LT} = 0.164 < 0.4 \rightarrow$ Pas de risque de déversement.

Le calcul des poteaux est récapitulé dans le tableau suivant :

Tableau VI. 2: Efforts internes des poteaux sous N_{max} pour chaque niveau

Niveau	Combinaison	$N_{sd}(KN)$	$M_{sdy}(KN.m)$	$M_{sdz}(KN.m)$
4	G+Q+Ex	236,6924	86,4925	44,1673
3	G+Q+Ex	622,3165	36,9688	11,2263
2	G+Q+Ex	1352,7977	32,2574	24,8072
1	G+Q+Ex	2565,0726	28,8473	21,1708
RDC	G+Q+Ex	3862,0887	8,5991	11,6151

Le tableau ci-dessous regroupe les résultats calculés manuellement et les vérifications faites selon CM97.

Tableau VI. 3: Vérifications au flambement par flexion

Déversement					Flambement				Condition ≤ 1
Étage	Profilé	Les coefficients			Les coefficients			Valeur finale	
		λ_{LT}	λ_{LT}	Condition ≤ 0.4	χ_{min}	K_y	K_z		
4eme	HEB400	31.14	0.37	Vérifiée	0,91	1,02	1,05	0,33	Vérifiée
3eme	HEB450	26.86	0.31		0,97	1,03	1,06	0,20	
2eme	HEB450	29.53	0.34		0,99	1,03	1,06	0,38	
1 ^{er}	HEB500	13.89	0.16		0,90	0,99	1,22	0,58	
RDC	HEB500	14.31	0.17		0,94	1,08	1,09	0,74	

- **Cas 2 : M_{ysd}^{max} ; N_{sd} et M_{zsd} correspondant**

Les efforts internes sont extraits du logiciel ETABS, et sont récapitulé dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI. 4: Efforts internes des poteaux sous M_{ysd}^{max} pour chaque niveau

Niveau	Combinaison	$N_{sd}(KN)$	$M_{sdy}(KN.m)$	$M_{sdz}(KN.m)$
4	1.35G+1.5Q	-755,7773	756,2715	-2,137
3	G+Q+Ex	-294,0171	280,2863	-4,5232
2	1.35G+1.5Q	-298,8832	175,0952	-0,7745
1	1.35G+1.5Q	-2963,6664	289,1481	-1,1021
RDC	G+Q+Ex	-2422,2822	260,2882	8,2421

Le tableau ci-dessous regroupe les résultats calculés manuellement et les vérifications faites selon CCM97.

Tableau VI. 5: Vérifications au flambement par flexion

déversement					Flambement				
Étage	Profilé	Les coefficients			Les coefficients			Valeur finale	Condition ≤ 1
		λ_{LT}	λ_{LT}	Condition ≤ 0.4	χ_{min}	K_y	K_z		
4eme	HEB400	13.02	0.15	Vérifiée	0,91	0,94	0,95	0,71	Vérifiée
3eme	HEB450	33.006	0.38		0,97	0,98	0,97	0,32	
2eme	HEB450	30.40	0.35		0,99	0,98	0,97	0,23	
1 ^{er}	HEB500	17.806	0.205		0,90	1,02	0,77	0,79	
RDC	HEB500	16.06	0.185		0,94	0,96	0,92	0,66	

- **Cas 3 : M_{zsd}^{max} ; N_{sd} et M_{ysd} correspondant**

Les efforts internes sont extraits du logiciel ETABS, et sont récapitulé dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI. 6: Efforts internes des poteaux sous M_{zsd}^{max} pour chaque niveau

Niveau	Combinaison	$N_{sd}(KN)$	$M_{sdy}(KN.m)$	$M_{sdz}(KN.m)$
4	G+Q+Ey	-311,8446	21,002	70,8786
3	G+Q+Ey	-797,8642	1,8512	76,9402
2	G+Q+Ey	-1187,7596	73,4276	63,4291
1	G+Q+Ey	-1521,5788	166,661	55,8462
RDC	G+Q+Ey	-1802,4798	99,1912	40,997

Le tableau ci-dessous regroupe les résultats calculés manuellement et les vérifications faites selon CcM97 .

Tableau VI. 7: Vérifications au flambement par flexion

déversement					Flambement				
Étage	Profilé	Les coefficients			Les coefficients			Valeur finale	Condition ≤ 1
		λ_{LT}	λ_{LT}	Condition ≤ 0.4	χ_{min}	K_y	K_z		
4eme	HEB400	31.1	0.36	Vérifiée	0,91	0,97	0,98	0,21	Vérifiée
3eme	HEB450	32.82	0.38		0,97	0,97	0,92	0,39	
2eme	HEB450	31.96	0.37		0,99	0,97	0,92	0,48	
1 ^{er}	HEB500	17.1	0.19		0,90	1,00	0,88	0,57	
RDC	HEB500	14.42	0.16		0,94	0,96	0,96	0,52	

Tableau VI. 8: Choix final des poteaux

Étages	Profilés
4	HEB400
3	HEB450
2	HEB450
1	HEB500
RDC	HEB500

VI.1 Vérification des poutres principales

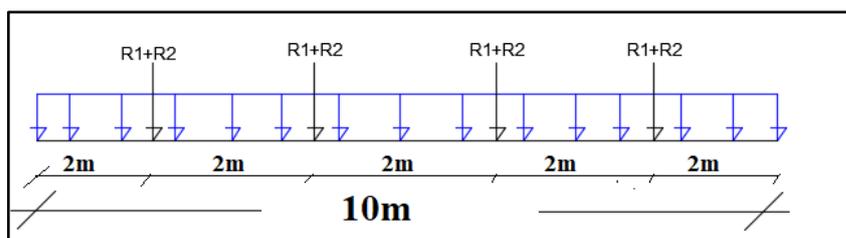


Figure VI. 2: Schéma statique de la poutre principale

Les calculs seront fait sur une poutre principale du RDC de profilé HEA360 et de longueur $L=10m$.

D'après le logiciel ETABS, la combinaison de charge la plus défavorable est

$$1.35G + 1.5Q$$

VI.1.1 Les Sollicitations :

$$M_{sd} = -559.50 \text{ KN.m}$$

$$V_{sd} = 319.68 \text{ KN}$$

VI.1.2 Vérification du moment fléchissant

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

$$M_{plrd} = \frac{w_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{m0}} \rightarrow M_{plrd} = \frac{1850 \times 10^3 \times 275}{1} \times 10^{-6}$$

$$M_{plrd} = 508.75 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = -559.50 \text{ KN.m} < M_{plrd} = 508.75 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

VI.1.3 Vérification au déversement

$$M_{sd} \leq M_{bRd} = \frac{\chi_{LT} \times \beta_w \times w_{ply} \times f_y}{\gamma_{m1}}$$

Le déversement est pris en considération que si $\bar{\lambda}_{LT} \geq 0.4$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \cdot \sqrt{\beta_w}$$

Section transversale de classe 1,2 $\rightarrow \beta_w = 1$

$$\lambda_1 = 93.91\varepsilon ; \text{ avec } \varepsilon = 0.92 \rightarrow \lambda_1 = 86.39$$

Puisque les poutres sont encastrees des deux extremités, les facteurs de longueur effective K et k_w sont pris égale à 0.5, et donc la formule λ_{LT} est de la forme :

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{K \times L}{i_z}}{\sqrt{C_1 \left[1 + \frac{1}{20} \left[\frac{\frac{k \times L}{i_z}}{\frac{h}{t_f}} \right]^2 \right]^{0.25}}}$$

D'après le tableau B.1.1 du CCM97, on prend pour $K=0.5$ un coefficient $C_1 = 3.093$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{24.362}{86.39} \rightarrow \bar{\lambda}_{LT} = 0.282 < 0.4 \text{ il n'y a pas de risque de déversement.}$$

$$\phi_{LT} = 0.5(1 + \alpha(\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2) \rightarrow \phi_{LT} = 0.548$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} = 0.982$$

On aura :

$$M_{brd} = \chi_{LT} \cdot \beta_w \cdot \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{m1}} \geq M_{sd}$$

$$M_{brd} = 0.94 \times 1 \frac{2088 \times 10^3 \times 275}{1.1} \rightarrow M_{brd} = 563.651 \text{ KN.m}$$

$$M_{brd} = 563.651 \text{ KN.m} > M_{sd} = 559.50 \text{ KN.m} \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

VI.1.4 Vérification au voilement de l'âme par cisaillement :

La résistance au voilement par cisaillement doit être vérifiée pour les âmes non raidies ayant un rapport $\frac{d}{t_w} > 69\varepsilon$, et pour les âmes raidies lorsque ce rapport est supérieur à $30\varepsilon\sqrt{K_\tau}$. [6]

Avec :

- d : la distance entre nus inférieur des semelles ;

$$- \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0.92$$

On a :

$$\frac{d}{t_w} = \frac{180}{8.6} = 26.1 < 69 \times 0.92 = 63.4, \text{ alors on est dans le cas d'âme non raidie.}$$

La vérification peut être faite en appliquant la méthode post critique simple mentionner dans [6].

$$V_{bard} = \frac{d \cdot t_w \cdot \tau_{ba}}{\gamma_{m1}}$$

τ_{ba} : est la résistance post critique au cisaillement.

$$\text{On a: } \bar{\lambda}_w = \frac{\frac{d}{t_w}}{37.4\varepsilon\sqrt{K_\tau}} \rightarrow \frac{\frac{180}{13.5}}{37.4 \times 0.92 \times \sqrt{5.34}}$$

$$\bar{\lambda}_w = 0.394 < 0.8, \text{ alors } \tau_{ba} = \frac{f_{yw}}{\sqrt{3}} = \frac{275}{\sqrt{3}} \rightarrow \tau_{ba} = 158.77 \text{ MPA}$$

Avec : K_τ : est le coefficient de voilement par cisaillement

$K_\tau = 5.34$ Pour les âmes avec raidisseurs transversaux aux droits des appuis mais sans aucun raidisseur transversal intermédiaire.

On aura alors :

$$V_{ba,rd} = \frac{261 \times 10 \times 5.34}{1.1} \rightarrow V_{ba,rd} = 126.70 \text{ KN}$$

$V_{sd} = 319.68 \text{ KN} < V_{ba,rd} = 126.7 \text{ KN}$ **Pas de voilement par cisaillement des âmes.**

Remarque : la procédure de calcul de la poutre secondaire ci-dessus est la même pour les autres poutres.

VI.1.5 Calcul des connecteurs

- Résistance du connecteur isolée

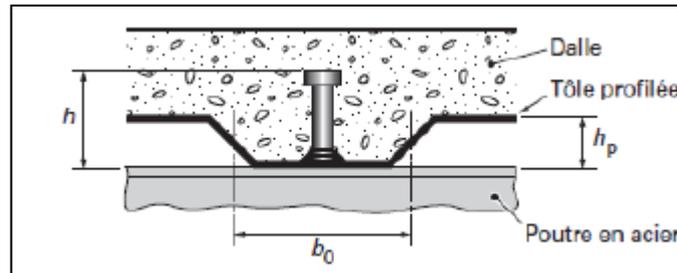


Figure VI.3: Dimensions de la tôle et du connecteur

$$P_{rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} K \cdot 0.29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \frac{\sqrt{f_{c28} \cdot E_c}}{\gamma_v} \\ K \cdot 0.8 \cdot f_u \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4 \cdot \gamma_v} \end{array} \right.$$

Avec :

γ_v : coefficient partiel de sécurité pour les connecteurs pris égal à 1.25;

d : diamètre du goujon, $d = 19 \text{ mm}$;

f_u : résistance ultime en traction de l'acier du goujon égale à 430 MPA;

E_c : valeur du module d'élasticité sécant du béton égale à 30500 MPA;

f_{c28} : résistance caractéristique du béton égale à 25 MPA;

K : facteur de réduction pour tenir compte de la présence des nervures ;

$$k = \begin{cases} 0.6 \times \frac{b_0}{h_p} \left(\frac{h_c}{h_p} - 1 \right) \leq 1 & \text{si les nervures sont parallèle a la solive} \\ \frac{0.7}{\sqrt{N_r}} \times \frac{b_0}{h_p} \left(\frac{h_c}{h_p} - 1 \right) \leq K_{t,max} & \text{si les nervures sont perpendiculaire a la solive} \end{cases}$$

Avec :

N_r : le nombre de goujon par nervure, on le prend égal à 1

h_c : hauteur de la dalle en béton

h_p : hauteur du bac d'acier

b_0 : largeur de la nervure (d'après la fiche technique du HIBOND55) 150mm

$K_{t,max}$: limite supérieure pour le facteur K, égale 0.85 d'après le tableau 6.2 de [5].

α : facteur correctif.

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

Dans notre cas, on a : $\frac{h}{d} = \frac{95}{19} = 5 > 4 \rightarrow \alpha = 1$

Et, les nervures sont parallèles , donc :

$$K = 0.6 \times \frac{b_0}{h_p} \left(\frac{h_c}{h_p} - 1 \right) \rightarrow K = 0.6 \times \frac{150}{55} \left(\frac{95}{55} - 1 \right)$$

$$\rightarrow K = 1.190$$

$K_{t,max}$: limite supérieure pour le facteur K, égale 0.85 d'après le tableau 6.2 .

$$\rightarrow K=0.85$$

Donc :

$$P_{rd} = \min \begin{cases} 0.85 \times 0.29 \times 1 \times 19^2 \times \frac{\sqrt{25 \times 30500}}{1.25} = 62.16 \text{ KN} \\ 0.85 \times 0.8 \times 430 \times \frac{\pi \times 19^2}{4 \times 1.25} = 66.32 \text{ KN} \end{cases}$$

$$P_{rd} = 62.16 \text{ KN}$$

- **Effort tranchant repris par les goujons**

$$R_L = \min (R_b; R_a)$$

Avec :

R_b : Résistance de compression du béton ; $R_b = 3384.37 \text{ KN}$

R_a : Résistance de traction du profilé d'acier ; $R_a = 3017.43 \text{ KN}$

D'où : $R_L = R_a = 3017.43 \text{ KN}$

- **Nombre de connecteurs par demi portée :**

$$n = \frac{R_L}{P_{rd}}$$

$$n = \frac{3017.43}{62.16} \rightarrow n = 48.54$$

On choisit le nombre de 50 connecteurs pour toute la portée, ce qui fera 25 connecteurs par demi portée.

- **Espacement entre les goujons :**

Soit E l'espacement entre les goujons calculer comme suit :

$$E = \frac{L}{n - 1}$$

L Est la longueur de la solive ; $L = 10m$

$$E = \frac{10000}{50-1} \rightarrow E = 240.08mm$$

$$E_{min} \geq 5d \rightarrow E_{min} \geq 5 \times 19 = 95 \text{ mm}$$

$$E_{max} = 6h_c \rightarrow E_{max} = 6 \times 95 = 570 \text{ mm}$$

On opte pour un espacement de 20.5cm entre les goujons.

VI.2 Vérification des contreventements

VI.2.1 Généralités

Les contreventements ont la fonction générale de stabilisation de l'ossature, on peut distinguer sous ce terme général trois fonctions principales liées entre elles :

- Transmettre les efforts horizontaux ;
- Limiter les déformations ;
- Contribuer à augmenter la stabilité de la structure et de ses éléments.

Plusieurs types de système de contreventement, permettant de donner la rigidité nécessaire au cisaillement, on site :

- Triangulation (contreventement en treillis : en croix de st André, en K, en V, en N...) → forces transmises par des efforts normaux dans les barres. Il faut tenir compte des risques de flambement des barres travaillant à la compression ou par remplissage.
- Rigidification des nœuds → forces transmises surtout par flexion des traverses et des poteaux.

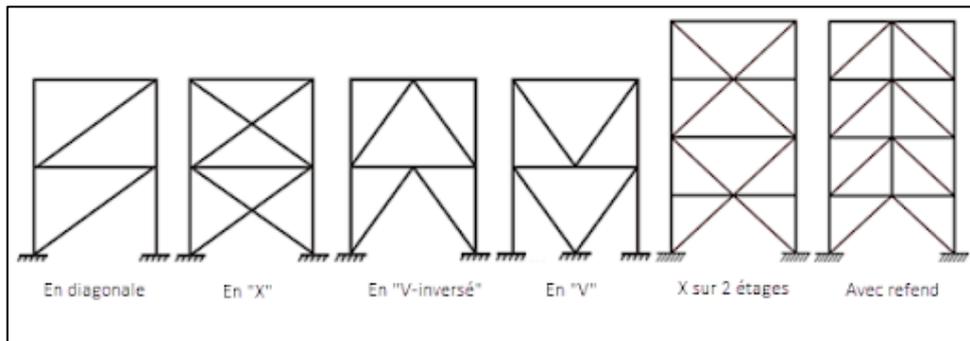


Figure VI. 4: Types de systèmes de contreventement

VI.2.2 Conception du système de contreventement

Le système de contreventement doit être conçu dès la phase d'avant-projet avant tout calcul et toutes vérification.

Le poids des contreventements est généralement négligeable par rapport à celui des éléments porteurs principaux de la structure.

Le choix d'une conception d'un système de contreventement est généralement dicté par l'architecture de l'ouvrage (ouvertures, portes, couloirs, vitrages...).

VI.2.3 Dimensionnement des contreventements

Pour équilibrer une force pouvant agir dans n'importe quelle direction d'un plan, les trois conditions suivantes doivent être respectées :

Il faut disposer d'au moins trois lignes d'action de forces,

Les lignes d'action de forces ne doivent pas être concourantes en un point,

Les lignes d'action de forces ne doivent pas être toutes parallèles entre elles.

L'existence d'un système de contreventement dans une structure ne garantit pas que la structure de l'ossature et forcément contreventé mais elle doit être classifiée comme contreventé.

Lorsque la classification de l'ossature comme contreventée est justifiée, il est possible d'analyser l'ossature et le système de contreventement séparément de la façon suivante :

L'ossature sans système de contreventement peut être traitée comme totalement appuyée latéralement et comme devant supporter l'action des charges verticales uniquement.

Pour notre cas :

- Sens x : RECC 200X200X16
- Sens Y : RECC 200X200X16

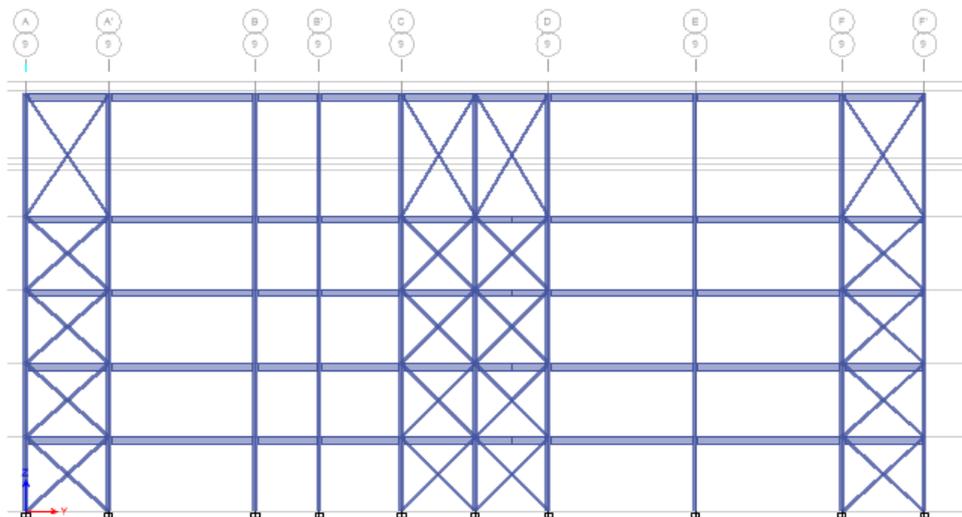


Figure VI. 5: Contreventement intérieur au niveau des rampes sens yy

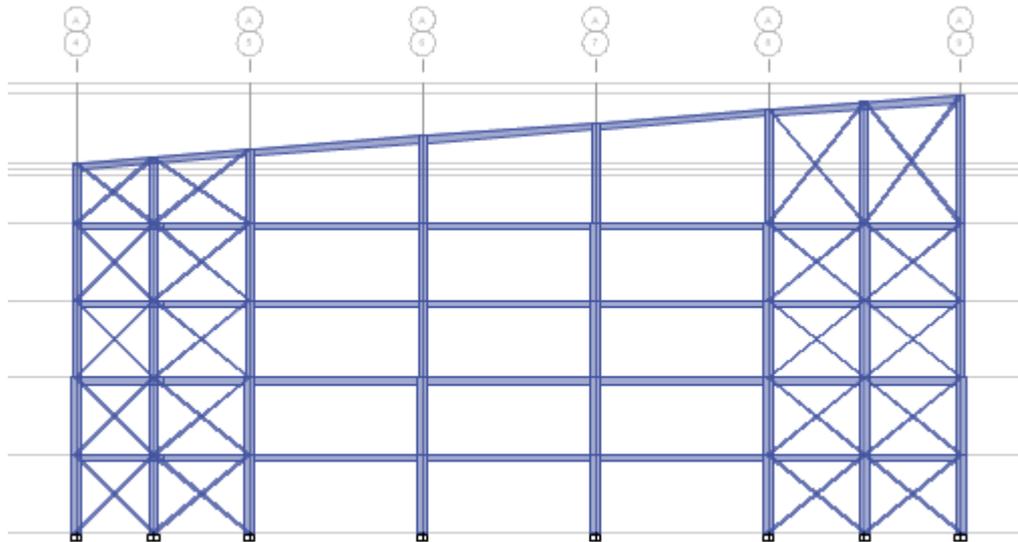


Figure VI. 6: Contreventement intérieur au niveau des rampes sens xx

VI.2.4 Vérifications des contreventements

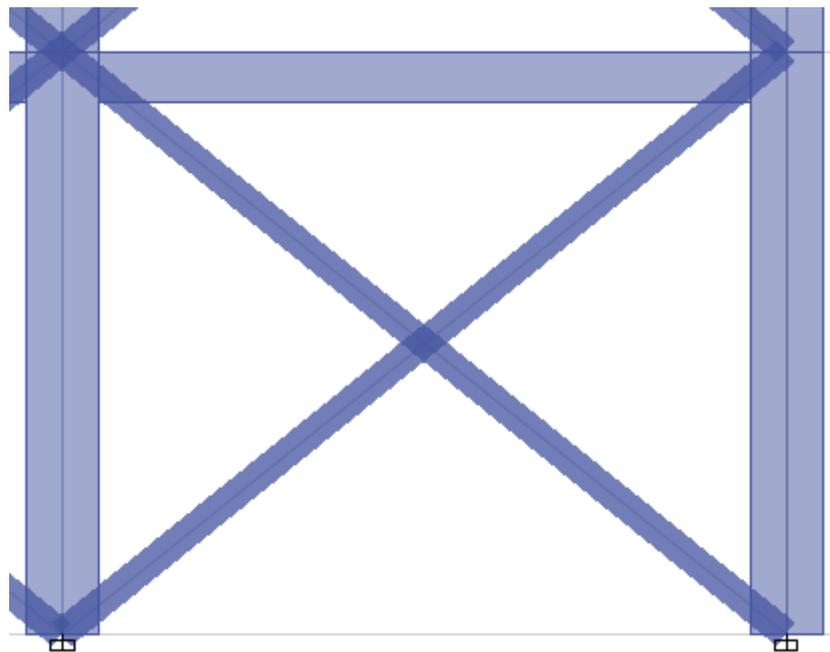


Figure VI.7: Contreventement en X

Les contreventements sont **tubulaires 200X200X16** de longueur $L = 6.43m$

Pour les contreventements en X les assemblages sont réalisés au milieu donc le calcul sera fait avec la prise en compte de $\frac{L}{2} = 3.215m$.

D'après le logiciel ETABS, la combinaison de charge la plus défavorable est $G + Q + 1.25Ex$

Avec $N_{sd} = 1118.77 \text{ KN}$

- **Vérification a la traction**

$$N_{sd} \leq N_{t,rd} = \min[N_{plrd}; N_{urd}]$$

Avec :

N_{plrd} : résistance plastique de la section brute

N_{urd} : résistance ultime de la section nette

Tableau VI. 9: Caractéristiques géométriques du profilé RECC260X180X16

Profilé	$A(\text{cm}^2)$	$t(\text{mm})$	$I_y(\text{cm}^4)$	$I_z(\text{cm}^4)$	$W_{ply}(\text{cm}^3)$	$W_{plz}(\text{cm}^3)$	$i_y(\text{mm})$	$i_z(\text{mm})$
REC200X200X16	117.8	16	6695	6695	814.6	814.6	75.4	75.4

$$N_{plrd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} \rightarrow N_{plrd} = \frac{11780 \times 275}{1} \rightarrow N_{plrd} = 3239.5 \text{ KN}$$

$$N_{urd} = 0.9 \times \frac{A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{m2}} \rightarrow N_{urd} = 0.9 \times \frac{11524 \times 430}{1.25} \rightarrow N_{urd} = 3567.83 \text{ KN}$$

$$\text{Avec : } A_{net} = A - (d \times t) \rightarrow A_{net} = 11780 - (16 \times 16) \rightarrow A_{net} = 11524 \text{ mm}^2$$

d Est le diamètre des boulons, supposons un M16

t : épaisseur du profilé

$$\text{Donc : } N_{t,rd} = \min[3239.5; 3567.83] \rightarrow N_{t,rd} = 3239.5 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 1118.77 \text{ KN} < N_{t,rd} = 3239.5 \text{ KN} \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

VI.3 Conclusion

Le but de ce chapitre était de vérifier la stabilité des sections obtenues après étape de modélisation, et ces dernières ont largement satisfait les critères de la réglementation appropriée (CCM97, EUROCODE03).

Chapitre VII-Calcul des assemblages

VII.1 Introduction

Un assemblage est un dispositif qui permet de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elles, en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations (N_{sd} ; M_{sd} et V_{sd}) entre les pièces, sans générer de sollicitations parasites notamment de torsions. [10]

Les constructions métalliques sont un ensemble d'éléments barres (poteaux et poutres) qui sont assemblés entre eux pour former une ossature. De ce fait les assemblages jouent un rôle très important dans ce type de construction.

Il y a lieu de distinguer, parmi les assemblages :

- Assemblages articulés ; qui transmettent uniquement les efforts normaux et les efforts tranchants
- Assemblages rigides (encasté) ; qui transmettent en outre les divers moments

Les assemblages constituent des zones particulièrement plus fragiles que les zones courantes des pièces, car les sections sont réduites du fait des perçages ou la nature de l'acier qui s'affaiblit par la chauffe du soudage. C'est pourquoi il faut être particulièrement vigilant dans la conception et le calcul des assemblages, afin de se prémunir contre tout risque de rupture brutale.

Les principaux modes d'assemblages sont :

- Le rivetage
- Le boulonnage
- Le soudage
- Le collage

VII.2 Classification des assemblages

Les caractéristiques mécaniques de tous les assemblages doivent garantir la validité des hypothèses adoptées pour l'analyse de la structure et la vérification de ses éléments.

Les assemblages peuvent être classés en fonction de :

- Leur rigidité
 - o Les assemblages de type articulé
 - o Les assemblages de type rigide
 - o Les assemblages semi-rigides

- Leur résistance :
 - **Assemblages de type articulé** : doit être à même de transmettre les sollicitations de calcul sans développer de moments significatifs, les rotations dans ce type d'assemblage doit être suffisante pour permettre la formation de toutes les rotules plastiques dans la structure sous les charges de calcul.
 - **Assemblages à résistance complète** : lorsque la capacité de rotation d'un assemblage a résistance complète ne doit pas être inférieure à celle de l'élément assemblé.
 - **Assemblage a résistance partielle** : la capacité de rotation d'un assemblage a résistance partielle au droit duquel se forme une rotule plastique ne doit pas être inférieure à celle nécessaire pour permettre le développement de toutes les rotules plastiques formées sous les charges de calcul.

Les assemblages les plus couramment utilisés en pratique présentent une certaine déformabilité qui peut être caractérisée par un diagramme moment-rotation.

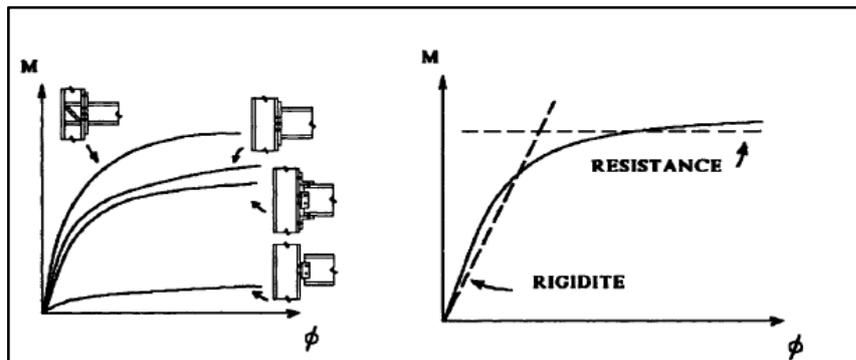


Figure VII. 1: Les relations moment-rotation pour quatre type connus de liaison

[6]

VII.3 Choix du type d'assemblage

Le choix d'assemblage est fait en fonction du :

- Critère structurel : résistance, comportement ;
- Critère de fabrication : faisabilité ;
- Critère propre au montage sur site : possibilité de réglages, faisabilité sur site ;
- Critère économique.

Dans ce chapitre, 7 types d'assemblage sont traités :

- Assemblage poteau-poutre

- Assemblage poutre-solive
- Assemblage poteau-poteau
- Assemblage pied de poteau
- Assemblage pied de poteau -contreventement
- Assemblage poteau-poutre contreventement
- Assemblage poteau-poutre contreventement nœud central

Il existe plusieurs méthodes de calcul des assemblages, pour notre cas, nous avons utilisé nos connaissances acquises en 4^{ème} année, et [5].

VII.4 Assemblage poteau-poutre

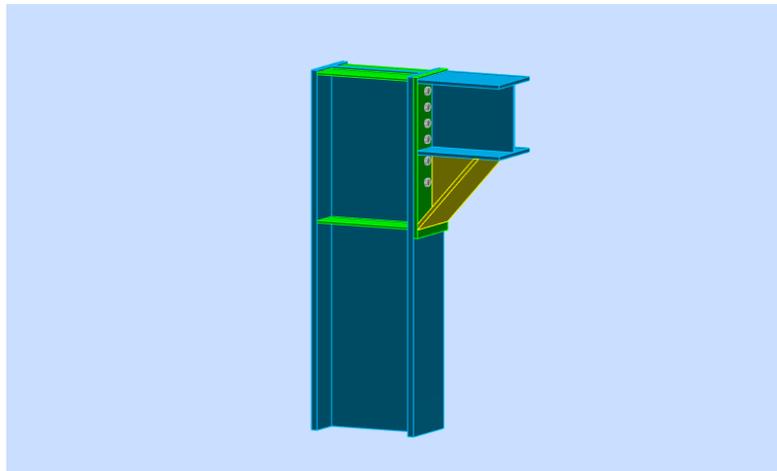


Figure VII. 2: Vue d'assemblage poteau – poutre.

On doit fixer la poutre à l'aide des boulons qui lient la plaque en platine et le poteau, la poutre doit être soudée sur la plaque. On a une poutre HEA360 et un poteau HEB500 leur caractéristique se résume dont le tableau suivant :

Tableau VII. 1: Caractéristiques géométriques des profilés

Profilé	$h(mm)$	$b(mm)$	$t_f(mm)$	$t_w(mm)$	$A(mm^2)$
HEA 360	350	300	17.5	10	142.8
HEB500	500	300	28	12.5	211.8

- **Efforts sollicitant**

- Moment fléchissant : $M_{sd} = 314.63 \text{ KN.m}$

- Effort tranchant : $V_{sd} = 95.83 \text{ KN}$

- Calcul de la soudure poutre HEA 360

On a utilisé la nuance d'acier S275 on aura:

$$\begin{cases} \beta_w = 0.85 \\ \gamma_{Mw} = 1.3 \\ f_{us} = 430 \end{cases}$$

Donc l'épaisseur du cordon sur la semelle :

$$a_f \geq t_f \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}} \times \frac{\beta_w \times \gamma_{Mw}}{f_{us} \times \sqrt{2}}$$

$$a_f \geq 17.5 \times \frac{275}{1.1} \times \frac{0.85 \times 1.3}{430 \times \sqrt{2}} = 7.95 \text{ mm}$$

Et l'épaisseur du cordon sur l'ame :

$$a_w \geq t_w \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}} \times \frac{\beta_w \times \gamma_{Mw}}{f_{us} \times \sqrt{2}}$$

$$a_w \geq 10 \times \frac{275}{1.1} \times \frac{0.85 \times 1.3}{430 \times \sqrt{2}} = 4.54 \text{ mm}$$

Donc pour avoir un cordon de soudure uniforme sur tout le profilée on prend $a=10$

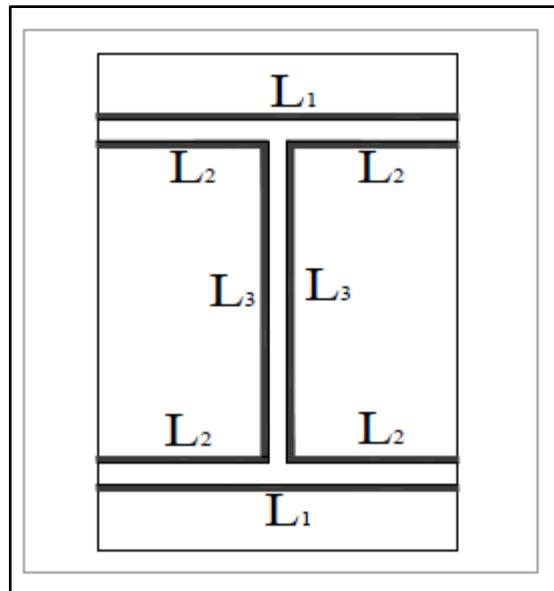


Figure VII. 3: Assemblage soudé poutre-platine [12]

On a :

$$L_1 = b_s = 300 \text{ mm}$$

$$L_2 = \frac{b_s - t_w}{2} = 145 \text{ mm}$$

$$A_s = \sum l_i a_i = (2l_1 + 4l_2 + 2l_3)a = 18100 \text{ mm}^2$$

$$I_{ys} = 2I_1 \times a \times d_1^2 + 4I_2 \times a \times d_2^2$$

Avec :

$$\left\{ \begin{aligned} d_1 &= \frac{H_{profilé}}{2} + \frac{a}{2} = \frac{500}{2} + \frac{10}{2} \Rightarrow d_1 = 255 \text{ mm.} \\ d_2 &= \frac{H_{profilé}}{2} - t_f - \frac{a}{2} = \frac{500}{2} - 28 - \frac{10}{2} = 217 \text{ mm.} \end{aligned} \right.$$

$$I_{ys} = 2 \times 300 \times 10 \times 255^2 + 4 \times 145 \times 10 \times 217^2$$

$$I_{ys} = 663266200 \text{ mm}^4.$$

• **Vérification de la soudure**

$$V_{sd} = 95.83 \text{ KN.}$$

$$M_{sd} = 314.63 \text{ KN.m.}$$

- **Effet de N_{sd} et V_{sd}**

$$\sqrt{2 \left(\frac{N_{sd}}{\sum l_i \times a_i} \right)^2 + 3 \left(\frac{V_{sd}}{2 l_3 \times a} \right)^2} \leq \frac{f_{us}}{\beta_w \times \gamma_{m2}}$$

$$\sqrt{3 \left(\frac{95.83 \times 10^3}{2 \times 315 \times 10} \right)^2} \leq \frac{430}{0.85 \times 1.3}$$

26.346 Mpa < 389.14 Mpa **Condition vérifiée.**

- **Effet de N_{sd} et M_{sd}**

$$\sqrt{2 \left[\frac{N_{sd}}{\sum l_i \times a_i} + \left(\frac{M_{sd}}{I_{s_{yy}}} \times \frac{h}{2} \right) \right]} \leq \frac{f_{us}}{\beta_w \times \gamma_{m2}}$$

$$\sqrt{2 \left[\left(\frac{314.63}{663.2662 \times 10^6} \times \frac{500 \times 10^6}{2} \right) \right]} \leq \frac{430}{0.85 \times 1.3}$$

167.713 Mpa < 389, 14 Mpa.**condition vérifiée**

• **Vérification des boulons HR**

- **Choix de diamètre du boulon**

Epaisseur de la platine : ép = 20 mm

$$t \leq 10 \text{ mm} \quad d = (12 ; 14) \text{ mm}$$

$$10 \leq t \leq 25 \text{ mm} \quad d = (16 ; 20 ; 24) \text{ mm}$$

$$t \geq 25 \text{ mm} \quad d = (24 ; 27 ; 30) \text{ mm}$$

On a l'épaisseur de la platine $t = 20 \text{ mm}$ alors on prend $\varnothing = 20 \text{ mm}$.

- **Détermination du nombre de boulons nécessaires**

selon la condition de la résistance au cisaillement des boulons

$$F_{v,sd} \leq F_{v,rd}$$

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n}$$

$$F_{v,rd} = 0,5 f_{ub} \cdot A_s / \gamma_{Mb}$$

$$n \geq \frac{V_{sd} \times \gamma_{Mb}}{0,5 \times A_s \times f_{ub}}$$

$$n \geq \frac{95,83 \times 1,25}{0,5 \times 245 \times 1000} \times 10^3 = 9,77$$

On prend $n = 12$ (boulons) **HR**.

On a l'épaisseur de la platine égale à 20 mm alors on prend deux files de 6 boulons HR de diamètre $\varnothing = 20 \text{ mm}$ (**M20**), classe **10.9**.

- **Disposition constructive**

$$d_0 = \varnothing + 2 = 20 + 2 = 22 \text{ mm}$$

$$1,2d_0 \leq e_1 \leq \max(12t, 150\text{mm}) \quad 26,4\text{mm} \leq e_1 \leq 210\text{mm}$$

$$2,2d_0 \leq p_1 \leq \min(14t, 200\text{mm}) \Rightarrow 48,4\text{mm} \leq p_1 \leq 200\text{mm}$$

$$1,5d_0 \leq e_2 \leq \max(12t, 150\text{mm}) \quad 33\text{mm} \leq e_2 \leq 210\text{mm}$$

$$3d_0 \leq p_2 \leq \min(14t, 200\text{mm}) \quad 66\text{mm} \leq p_2 \leq 200\text{mm}$$

$$e_1 = 78\text{mm} \quad p_1 = 75\text{mm} \quad e_2 = 120\text{mm} \quad p_2 = 120\text{mm}.$$

On a ajouté aussi un jarret (renfort) inférieur HEA360

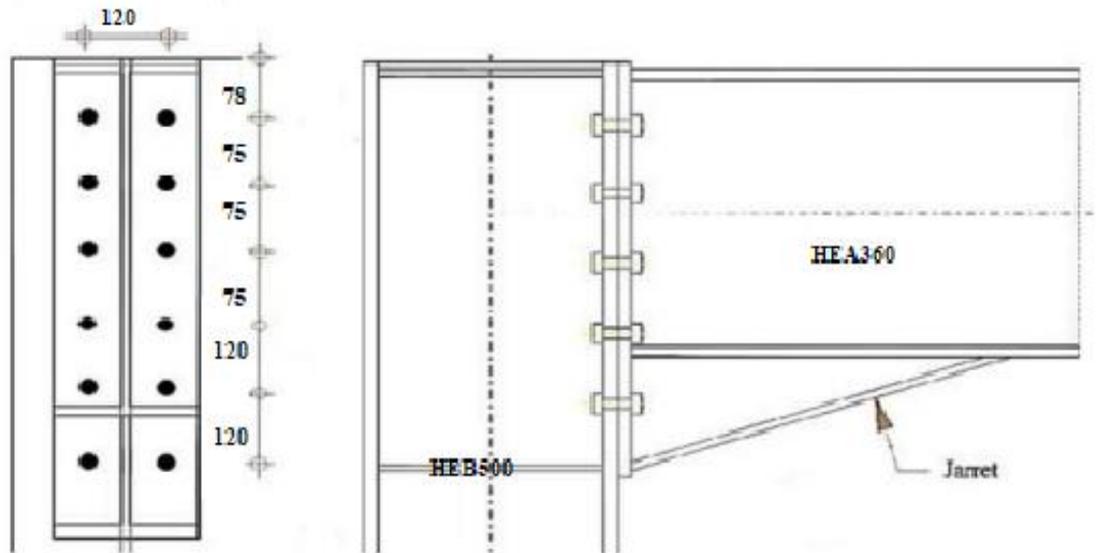


Figure VII. 4: Schéma distribution des boulons et des jarrets.

Détermination des efforts dans les boulons

On a l'espacement des éléments d'attache :

$e_1 = 78\text{mm}$ $p_1 = 75\text{mm}$.

$e_2 = 120\text{mm}$ $p_2 = 120\text{mm}$.

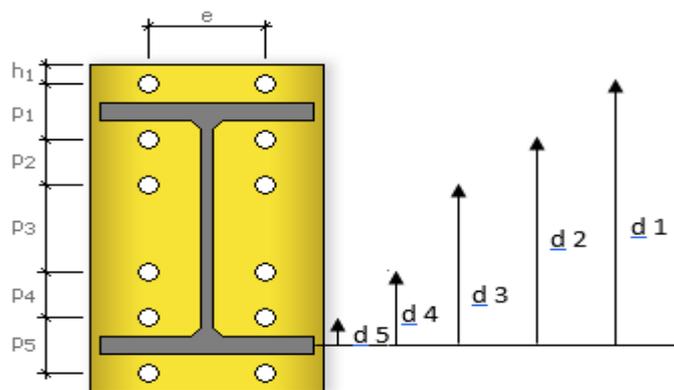


Figure VII. 5: disposition des boulons

Donc d'après la figure si dessus :

$$d_1 = 405 \text{ mm}$$

$$d_4 = 180 \text{ mm}$$

$$d_2 = 330 \text{ mm}$$

$$d_5 = 60 \text{ mm}$$

$$d_3 = 255 \text{ mm}$$

$$\sum d_i^2 = 373950 \text{ mm}^2$$

Afin éviter le décollement des pièces, il faut que l'effort de traction appliqué par boulonne soit inférieur à l'effort de précontrainte, soit :

$$F_{tsd} = F_{m1} \leq F_{p.cd}$$

$$- F_{mi} = \frac{M_{sd} \times d_i}{n_f \times \sum d_i^2} \times 10^3$$

n_f : Nombre des files, $n_f = 2$.

$$F_{m1} = 146.59 \text{ kN} ; F_{m2} = 119.44 \text{ kN} ; F_{m3} = 92.29 \text{ kN} ; F_{m4} = 65.15 \text{ kN} ; F_{m5} = 21.72 \text{ kN}$$

$$- F_{p.cd} = 0.7 \times f_{ub} \times A_s$$

$$A_s \geq \frac{F_{m1}}{0.7 f_{ub}} \rightarrow A_s \geq \frac{146.59}{0.7 \times 1000}$$

$$A_s \geq 209.41 \text{ mm}^2$$

Le choix du boulon : **HR** $\phi 20(10.9)$ alors on prend $A_s = 245 \text{ mm}^2$.

$$\text{Donc : } F_{p.cd} = 0.7 \times f_{ub} \times A_s = 0.7 \times 1 \times 245 = 171.5 \text{ kN}$$

Il faut vérifier que :

$$F_{m1} \leq n F_p$$

$$F_p = 0.7 \times f_{ub} \times A_s$$

- F_p : L'effort de précontrainte autorisé dans les boulons
- f_{ub} : La contrainte de rupture du boulon, vaut 1000 MPa pour les boulons HR 10.9.
- A_s : L'aire de la section du boulon

$$F_{m1} = 146.59 \text{ kN} \leq n F_p = 2 \times 171.5 = 343 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

La résistance de l'assemblage

$$F_{v,sd} \leq F_{v,rd}$$

-L'effort tranchant par boulon

$$V_{sd} = 95.83 \text{ KN.}$$

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{nb} = \frac{95.83}{12} = 7.98 \text{ KN.}$$

-La résistance au glissement $F_{v, rd}$

$$F_{v,rd} = \frac{k_s \times n \times \mu \times (F_p - 0.8F_{mi})}{\gamma_{ms}}$$

Avec :

- K_s Pour des trous avec tolérances nominales normales.
- μ Surfaces nettoyées par brassage métallique ou à la flamme avec enlèvement de la rouille.
- n Nombre d'interfaces de frottement.
- γ_{ms} Pour les résistances au glissement à L'ELU.
- F_p la résistance du boulon.
- $F_{p.cd} = 0.7 \times f_{ub} \times A_s = 0.7 \times 1 \times 245 = 171.5kN$

$$- F_{mi} = \frac{M_{sd} \times d_i}{n_f \times \sum d_i^2} \times 10^3$$

$$F_{v,rd} = \frac{1 \times 2 \times 0,3(171,5 - 0.8 \times 146.59)}{1.25} = 26.029KN$$

$$F_{v,sd}=7.98KN \leq F_{v,rd}.=26.029KN... .. \text{condition vérifiée}$$

VII.5 Assemblage Poutre - Solive

L'assemblage poutre-solive est un assemblage articulé à doubles cornières boulonnées (les âmes sont reliées, les ailes sont libres), qui permet de relier la solive à la poutre avec un jeu entre les deux éléments. Pour assurer la continuité de la solive, on réalise une grugeage pour permettre le passage de l'aile de la poutre.

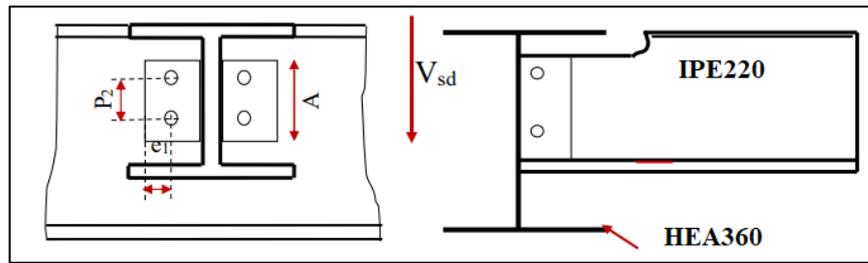


Figure VII. 6: Schéma d'assemblage solive-poutre.

L'assemblage est réalisé à l'aide de deux cornières qui relie l'extrémité de la solive en **IPE200** avec l'âme de la poutre en **HEA360**, avec une file verticale de deux boulons. Caractéristiques géométriques des profilés et données mécaniques sont recapituler dont le tableau suivant :

Tableau VII. 2: Caractéristiques géométriques des profilés

Profilé	$h(mm)$	$b(mm)$	$t_f(mm)$	$t_w(mm)$	$A(mm^2)$
HEA 360	350	300	17.5	10	142.8
IPE220	200	100	8.5	5.6	28.5

- **Efforts sollicitant**

- Effort tranchant : $V_{sd} = 73.33$ KN

- **Vérification des boulons HR**

- Choix de diamètre du boulon

Cornière 100×100×10mm

Epaisseur de la platine : $\epsilon_p = 10$ mm

$t < 10$ mm $d = (12 ; 14)$ mm.

$10 \leq t \leq 25$ mm $d = (16 ; 20 ; 24)$ mm.

$t \geq 25$ mm $d = (24 ; 27 ; 30)$ mm.

On à l'épaisseur de la platine $t = 10$ mm alors on prend $\emptyset = 20$ mm, classe 8.8HR.

Le choix des boulons

On choisit 4 boulons de diamètre ($\emptyset 20$) de classe 8.8.

Donc $d_0 = d + 2\text{mm} = 22\text{mm}$.

Distance entre axe des boulons

$$1.2d_0 \leq e_1 \leq \max(12t, 150\text{mm}) \quad 26,4\text{mm} \leq e_1 \leq 150\text{mm}$$

$$2.2d_0 \leq p_1 \leq \min(14t, 200\text{mm}) \Rightarrow 48,4\text{mm} \leq p_1 \leq 140\text{mm}$$

$$1.5d_0 \leq e_2 \leq \max(12t, 150\text{mm}) \quad 33\text{mm} \leq e_2 \leq 150\text{mm}$$

$$3d_0 \leq p_2 \leq \min(14t, 200\text{mm}) \quad 66\text{mm} \leq p_2 \leq 140\text{mm}$$

$$e_1 = 35\text{mm} \quad p_1 = 60\text{mm} \quad e_2 = 65\text{mm} \quad p_2 = 0\text{mm}$$

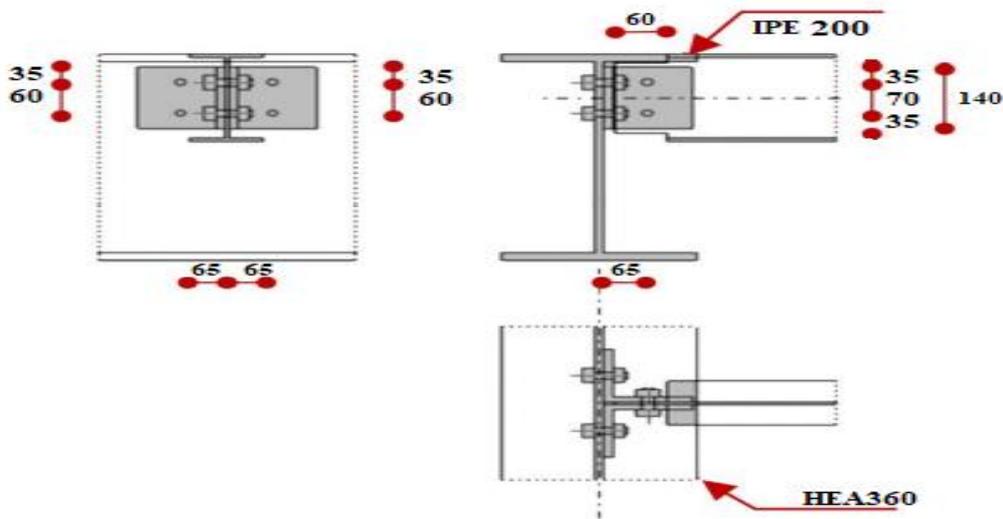


Figure VII. 7: Assemblage poutre HEA360-Solive IPE200

- **Vérification de la résistance des boulons au cisaillement par plan de cisaillement**

$$V_{sd} \leq F_{v,rd}$$

$$F_{v,rd} \leq \frac{0,6f_{ub} \times A}{\gamma_{Mb}}$$

- Section résistante en traction : $A = 314\text{mm}^2$.
- Résistance des boulons à la traction : $\gamma_{Mb} = 1,25$.

$$F_{v,rd} \leq \frac{0,6 \times 800 \times 314}{1,25} \times 10^{-3} = 120.57\text{KN.}$$

On a 2 boulons en double cisaillement donc :

$$F_{v,rd} = n \times F_{v,rd} = 2 \times 120.57 = 241.15 \text{ KN.}$$

$$V_{sd} = 73.33 \text{ KN} < F_{v,rd} = 241.15 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

- Vérification de la pression diamétrale

$$F_{v,sd} \leq F_{b,rd}$$

Avec:

$$F_{b,rd} = \frac{2,5\alpha \times f_u \times d \times t}{\gamma_{Mb}} \quad (\text{tab. 6.5.3. [5]})$$

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{2}$$

- $F_{b,rd}$: résistance de calcul à la pression diamétrale par boulon.

- $F_{v,sd}$: Effort de cisaillement de calcul par boulon.

- f_u : La résistance à la traction des cornières.

$$\alpha = \min \left\{ \frac{e_1}{3 \times d_0}, \frac{p_1}{3 \times d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1 \right\}$$

Donc :

$$\alpha = \min (0,53 ; 0,66 ; 2.19 ; 1) = 0,53.$$

$$F_{b,rd} = \frac{2,5 \times 0,53 \times 365 \times 20 \times 10}{1,25} = 77.38 \text{ KN.}$$

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{2} = 36.665 \text{ KN}$$

$F_{v,sd} = 36.665 \text{ KN} < F_{b,rd} = 77.38 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$

VII.6 Présentation ROBOT

Le logiciel Autodesk ROBOT propose aux ingénieurs structures des fonctionnalités de simulation et d'analyse structurelle évoluées pour des structures vastes et complexes de la construction. Ce logiciel est un logiciel interactif basé sur la méthode des éléments finis. Il est utilisé dans les calculs scientifiques et les problèmes d'ingénierie parce qu'il permet de résoudre des problèmes numériques complexes en moins de temps requis par rapport les calculs manuelles courants, et ce grâce à une multitude de fonctions intégrées et à plusieurs options de calcul testés et regroupés selon usage dans ce logiciel.

VII.7 Assemblage pied de poteau HEB500 :

Les pieds de poteaux constituent la jonction entre l'ossature métallique et les fondations (ou l'infrastructure) en béton armé. Ils sont admis soit articulés, soit encastrés. Ces hypothèses sont rarement satisfaites de façon absolue. En effet, l'articulation n'est jamais parfaite à cause de la rigidité de la plaque de base et l'encastrement est en général élastique surtout à cause de la déformabilité du sol sur lequel repose la structure.

Les pieds de poteaux assurent la transmission des efforts de compression de toute la superstructure aux fondations grâce à .

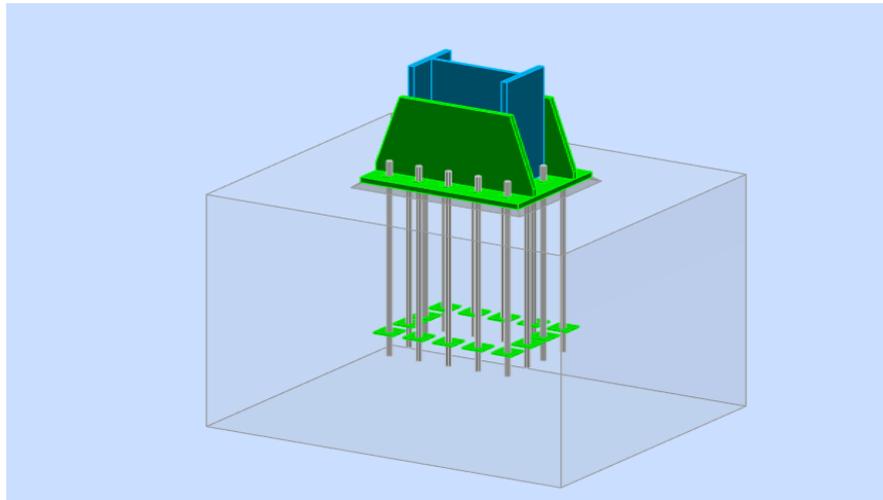


Figure VII. 8: Vue d'assemblage pied de poteau HEB500

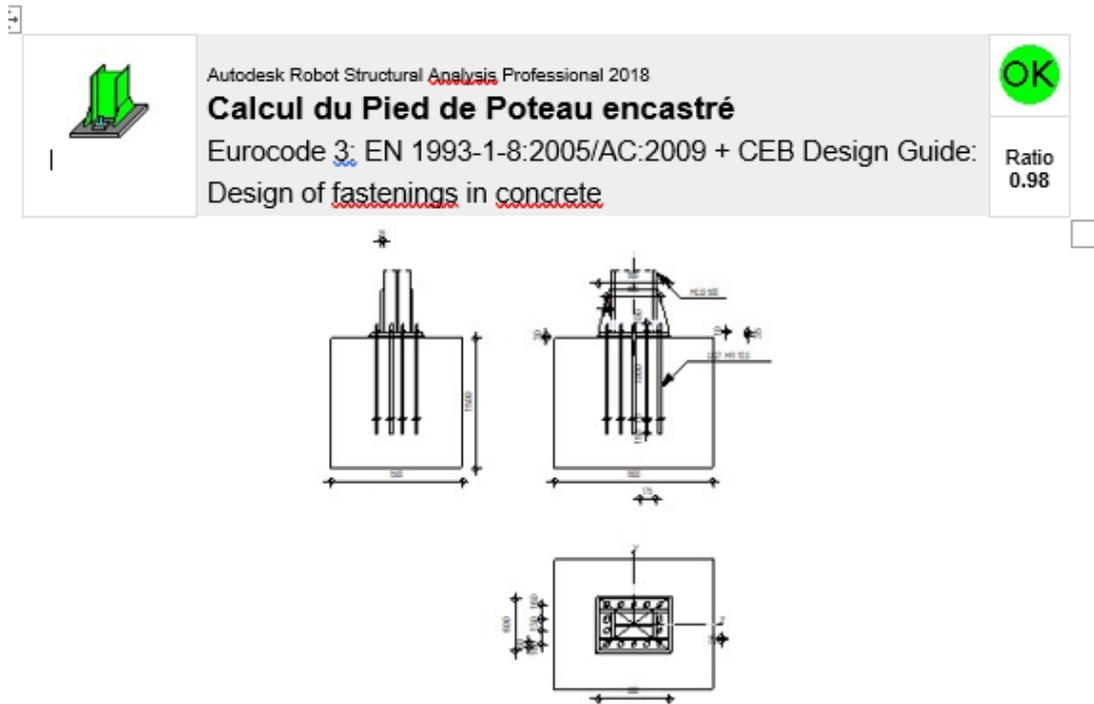
- **La plaque d'assise**

Une plaque représente une platine soudée en bout du poteau dont le rôle est de répartir la compression amenée par le poteau sur le béton.

- **Des tiges d'ancrage**

Ces tiges reprennent les efforts de soulèvement amenés par le poteau.

- La note de calcul de ROBOT : (ANNEX5)



Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,98

Figure VII. 9: Résultat de vérification de Poteau HEB500-HEA500

Tableau VII. 3: résumé de l'assemblage pied de poteau

Raidisseur		
Longueur(mm)	Largeur(mm)	Epaisseur(mm)
800	600	35
Platine		
Longueur(mm)	Hauteur(mm)	Epaisseur(mm)
800	500	25
Boulons		
Diamètre du boulon	Nombre de colonnes	Nombre de lignes
M27/HR10.9	5	4

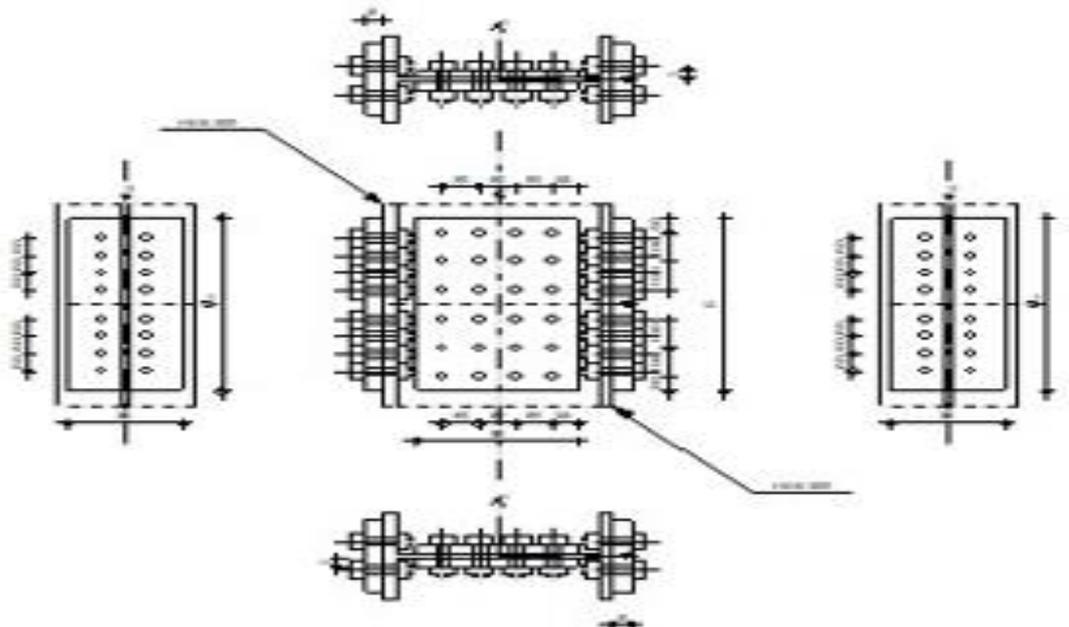
VII.8 Assemblage de continuité Poteau HEB500-HEA500

- Éclisse

Plaque métallique boulonnée à deux profilés ou deux rails pour les assembler bout à bout, avec éventuellement des trous oblongs permettant un déplacement longitudinal.

- La note de calcul de ROBOT : (ANNEX6)

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018	
	Calcul du raccordement de l'épissure de poteau à poteau EN 1993-1-8:2005/AC:2009	



Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme Ratio 0,96

Figure VII. 10: Résultat de vérification d'assemblage pied de poteau.

Tableau VII. 4: résumé de l'assemblage de continuité poteau

Eclisse d'âme		
Longueur(mm)	Hauteur(mm)	Epaisseur(mm)
600	350	30
Platine droite et gauche		
Longueur(mm)	Hauteur(mm)	Epaisseur(mm)
600	250	40
Boulons		
Diamètre du boulon	Classe du boulon	Diamètre du boulon
M30	HR10.9	33

VII.9 Presentation IDEA STATICA

IDEA StatiCa permet importer des forces internes à partir des programmes de construction tel que ETABS, ROBOT et SAAP2000. Ces programmes utilisent une enveloppe de forces internes à partir des combinaisons de charges. IDEA StatiCa Connection est un programme qui résout les assemblages en acier de manière non linéaire (modèle de matériau élastique/plastique).

VII.10 Paramétrage de norme IDEA STATICA

Élément	Valeur	Unité	Référence
γ_{M0}	1.00	-	EN 1993-1-1: 6.1
γ_{M1}	1.00	-	EN 1993-1-1: 6.1
γ_{M2}	1.25	-	EN 1993-1-1: 6.1
γ_{M3}	1.25	-	EN 1993-1-8: 2.2
γ_C	1.50	-	EN 1992-1-1: 2.4.2.4
γ_{Inst}	1.20	-	EN 1992-4: Table 4.1
Coefficient du matériau de scellement β_j	0.67	-	EN 1993-1-8: 6.2.5
Zone effective – influence de taille de maillage	0.10	-	
Coefficient de frottement - béton	0.25	-	EN 1993-1-8
Coefficient de frottement en résistance au glissement	0.30	-	EN 1993-1-8 tab 3.7
Déformation plastique limite	0.05	-	EN 1993-1-5
Évaluation des contraintes de soudure	Redistribution plastique		
Principes de construction	Non		
Entraxe [d]	2.20	-	EN 1993-1-8: tab 3.3
Pince [d]	1.20	-	EN 1993-1-8: tab 3.3
Résistance à l'éclatement du béton	Les deux		EN 1992-4: 7.2.1.4 and 7.2.2.5
Utiliser α_b calculé dans la vérification de la pression diamétrale.	Oui		EN 1993-1-8: tab 3.4
Béton fissuré	Oui		EN 1992-4
Vérification de déformation locale	Non		CIDECT DG 1, 3 - 1.1
Limite de déformation locale	0.03	-	CIDECT DG 1, 3 - 1.1
Non-linéarité géométrique (GMNA)	Oui		Grandes déformations des sections creuses
Structure contreventée	Non		EN 1993-1-8: 5.2.2.5

VII.11 Assemblage Poutres-poteaux-contreventement

- La note de calcul IDEA STATICA : (ANNEX7)

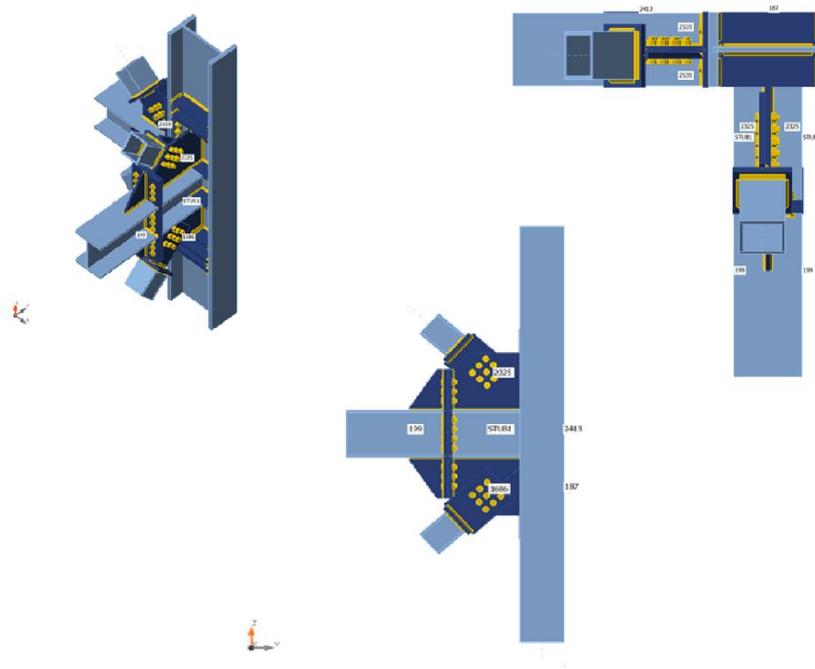


Figure VII. 11: Vue d'assemblage Poutres-poteaux-contreventement

Tableau VII. 5: résumé de l'assemblage poteaux-contreventement noeud central

Sections transversales	
6 – HEB500	
4 - HE360A-1(Iwn350x(300/300))	
3 - TUBO200X200X16(BoxFI200x(200/200))	
Boulons	
M24 10.9	
M27 10.9	
ratio	
Analyse	100.0%
Platines	3.1 < 5.0%
Boulons	96.1 < 100%
Soudures	98.4 < 100%

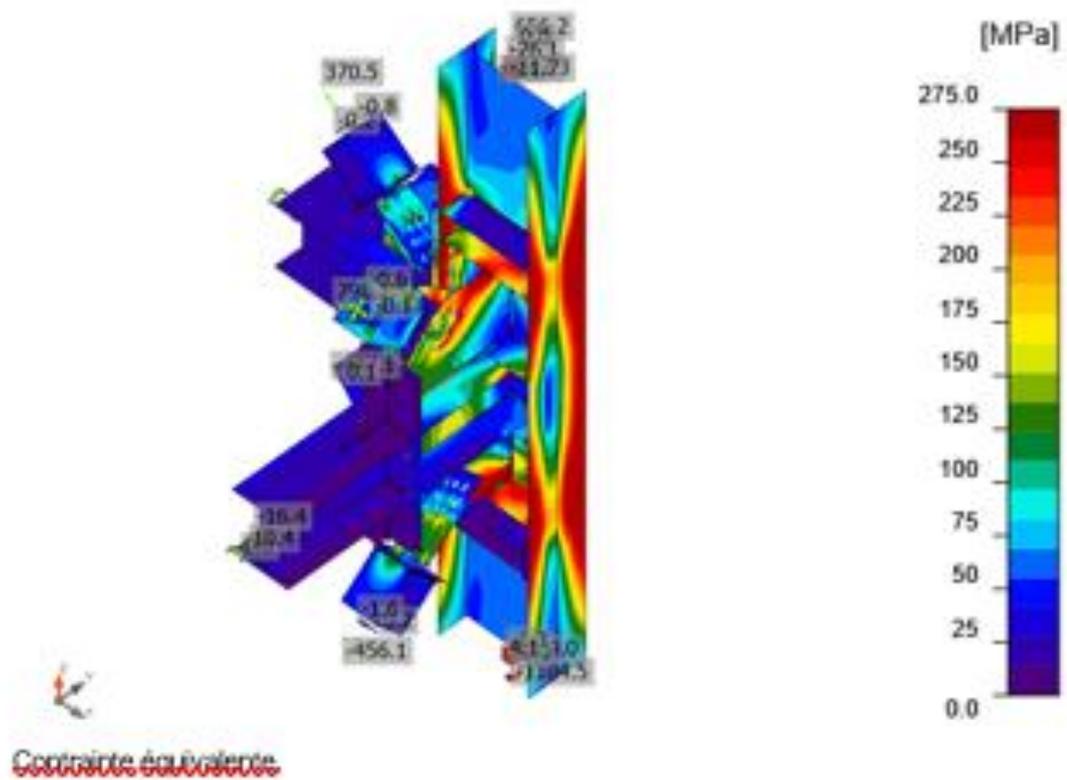
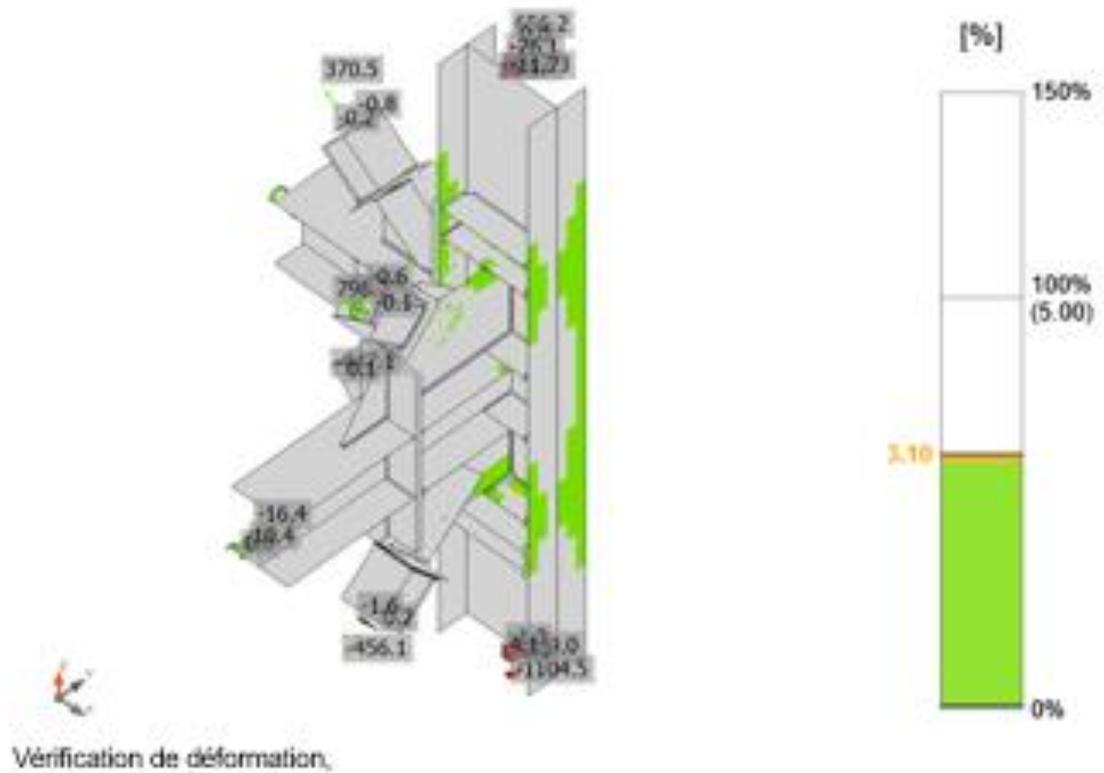


Figure VII. 12: Résultat des déplacements et des contraintes Assemblage

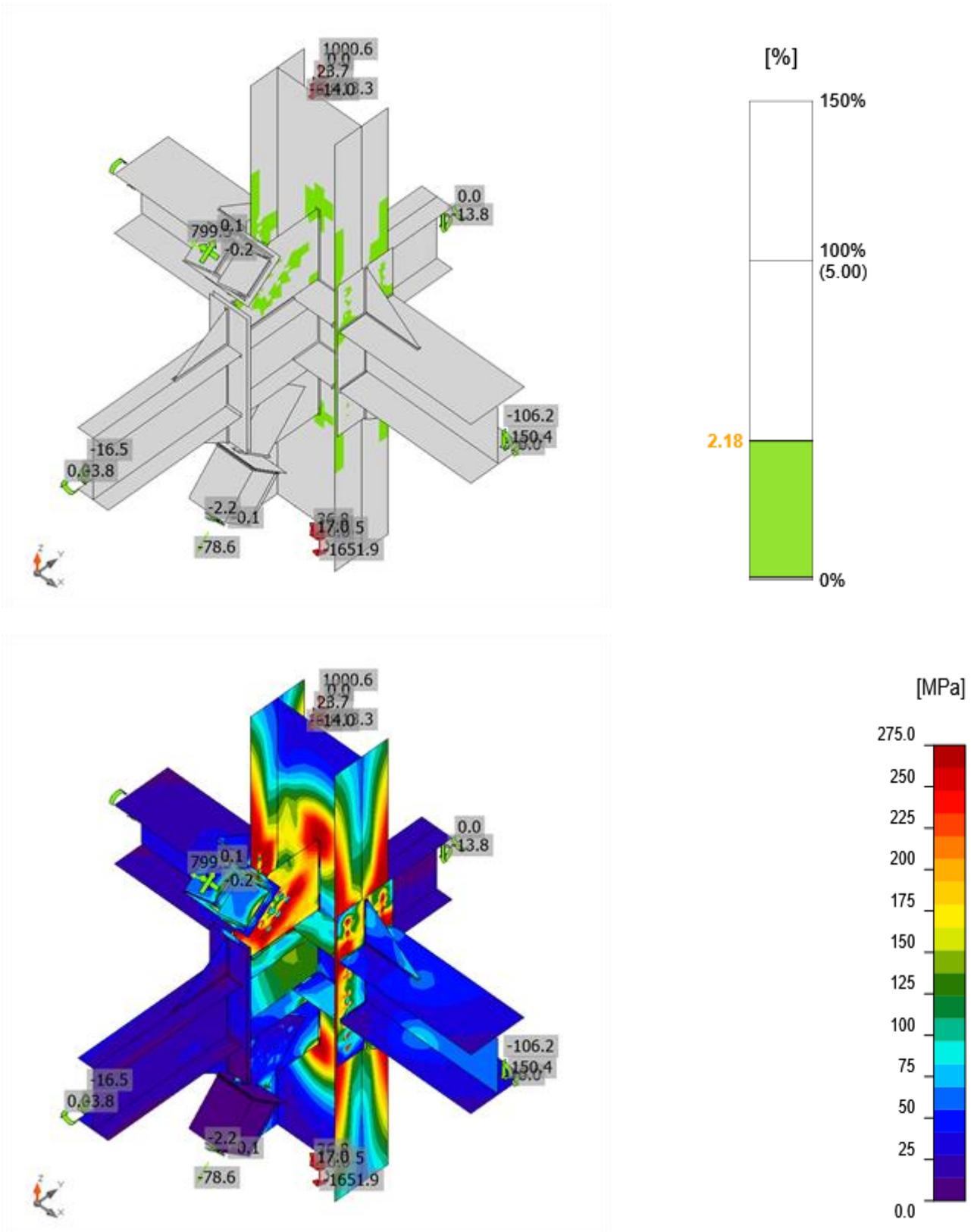


Figure VII. 14: Résultat des déplacements et des contraintes

VII.13 Assemblage pied de poteau-contreventement

- La note de calcul de IDEA STATICA: (ANNEX9)

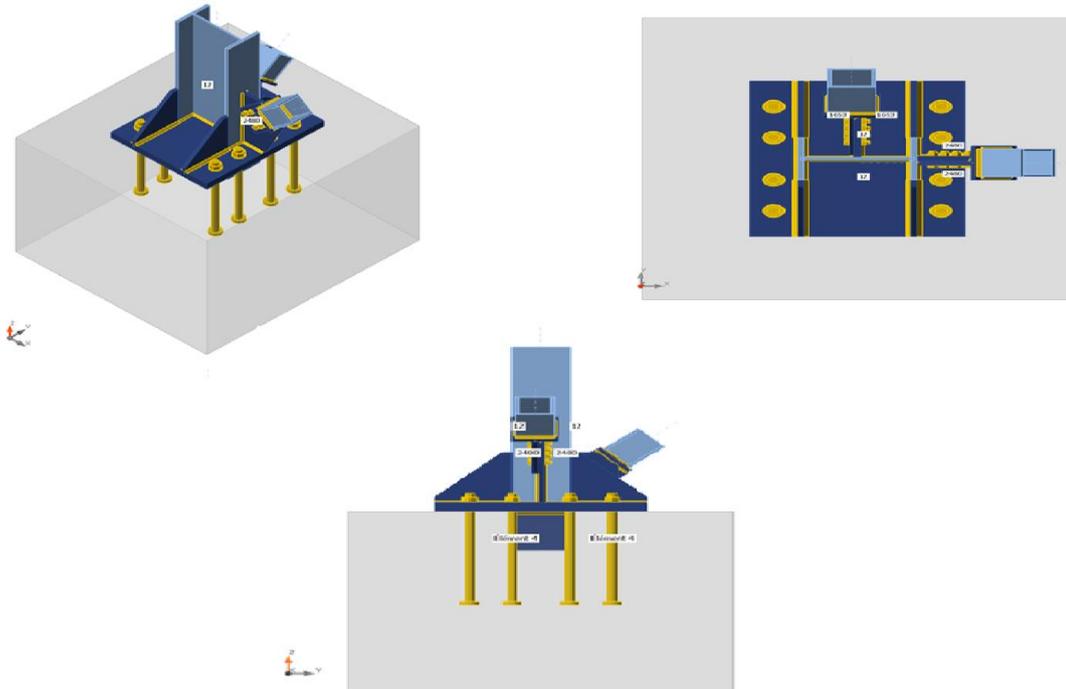


Figure VII. 15: Résultat des déplacements et des contraintes

Tableau VII.7 : résumé de l’assemblage pied de poteau

Sections transversales	
1 - HEB500	
3 - TUBO200X200X16(BoxFI200x(200/200))	
Boulons	
M52 6.8	
M27 10.9	
M24 10.9	
ratio	
100.0%	100.0%
3.0 < 5.0%	3.0 < 5.0%
98.6 < 100%	98.6 < 100%
95.7 < 100%	95.7 < 100%
98.3 < 100%	98.3 < 100%
86.0 < 100%	86.0 < 100%
64.6 < 100%	64.6 < 100%

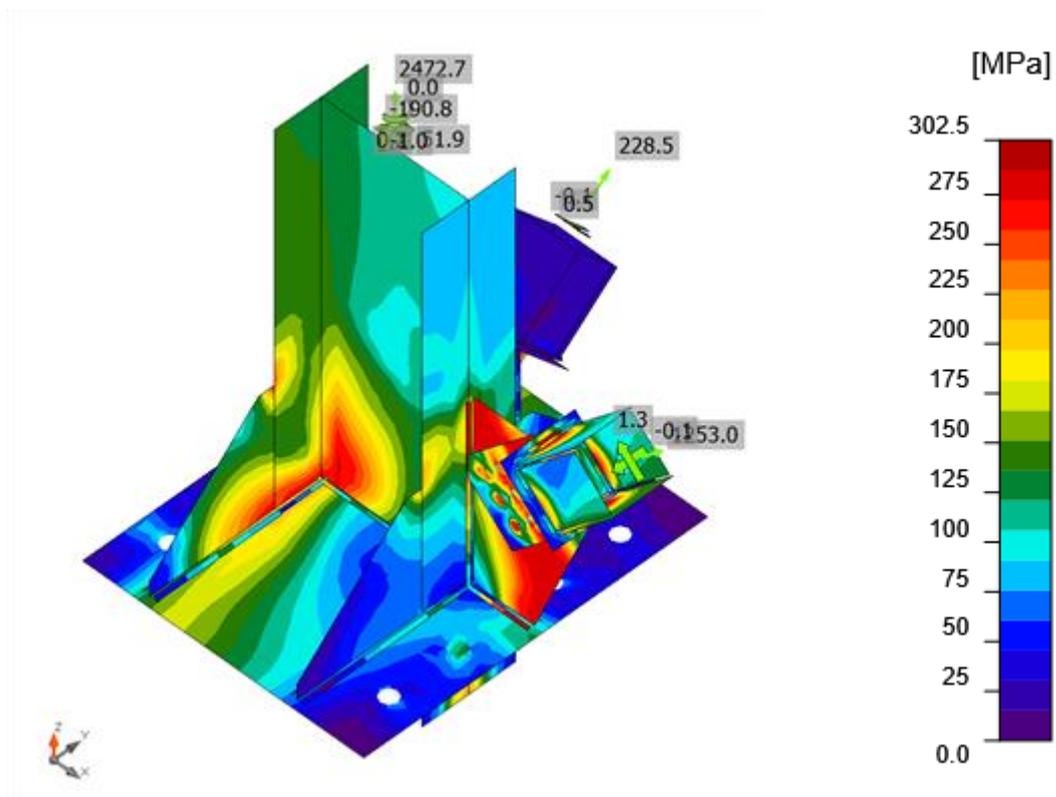
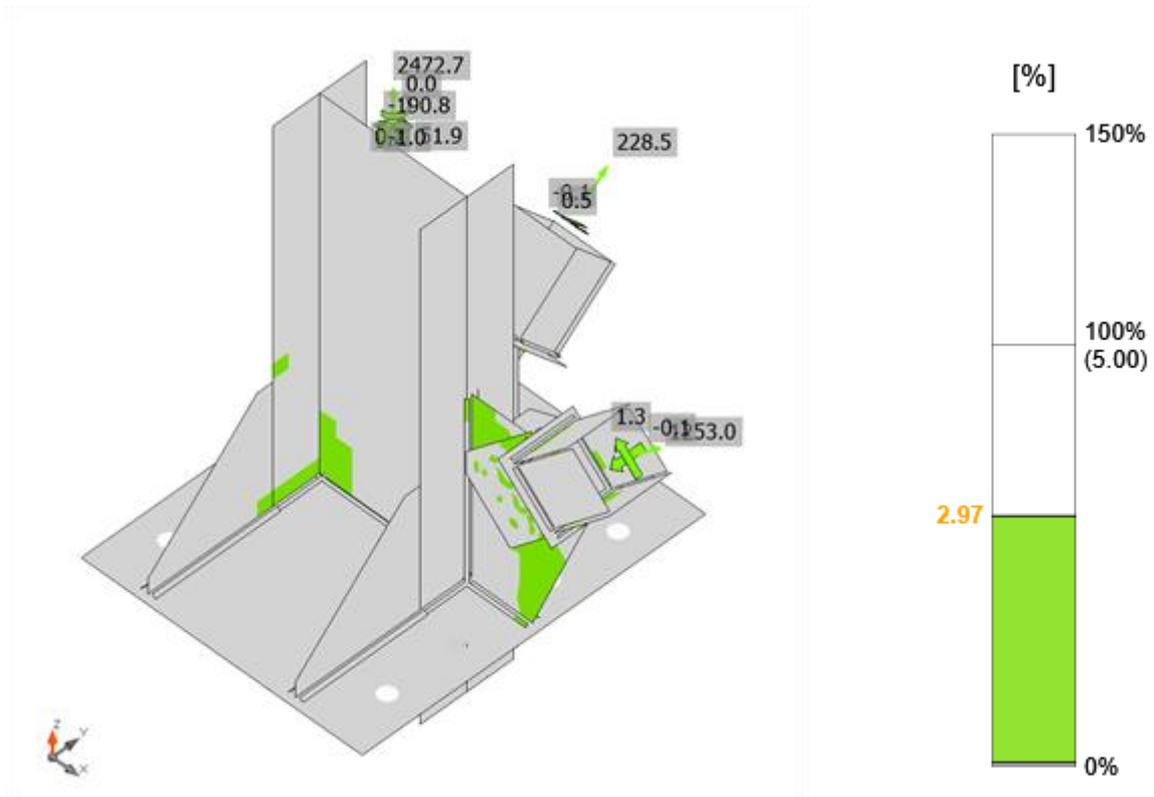


Figure VII. 16: Résultat des déplacements et des contraintes

Chapitre VIII- Fondation

VIII.1 Introduction

Les fondations d'une structure sont les éléments de l'infrastructure situés au-dessous du niveau de la base (contact avec le sol), auquel elles transmettent les charges de la superstructure.

Le choix du type de fondation dépend de :

- ▶ Type d'ouvrage à construire.
- ▶ La nature et l'homogénéité du sol.
- ▶ Facilité d'exécution et l'aspect économique.

VIII.2 Caractéristiques du sol

Pour projeter correctement une fondation, Il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux au voisinage de la construction à édifier. D'après le rapport géotechnique on a :

$$\overline{\sigma}_{\text{sol}} = 2 \text{ bar}$$

Les résultats du rapport géotechnique nous exigent de poser nos fondations avec un ancrage de : $D = 4 \text{ m}$

Pour ne pas perdre laitance du béton (ciment + eau), les fondations doivent être posées sur une plateforme dure pour cela, une couche de béton (béton de propreté) est posée sur le sol qui est dosée à 150 kg/m^3 et de 10cm d'épaisseur.

VIII.3 Choix du type de fondation

Le choix des fondations se fait dans l'ordre suivant :

- Semelles isolées
- Semelles filantes
- Radier général.

VIII.4 Semelles isolées

On doit vérifier la condition suivante dans le cas du poteau le plus sollicité afin d'assurer la validité de la semelle isolée

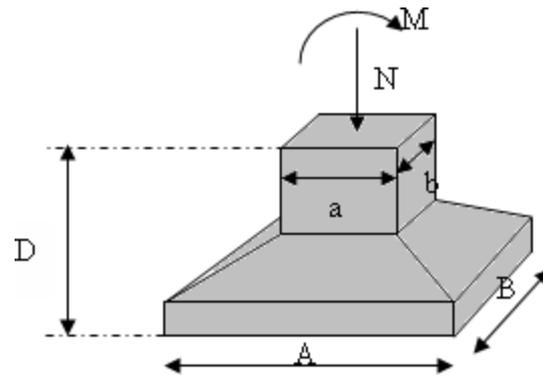


Figure VIII. 1: Semelles isolée sous poteaux

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{semelle}} \leq \sigma_s$$

L'effort normal total revenant à la fondation du poteau le plus sollicité est égale à :

$$N = 2567,4726 \text{ KN}$$

Sous la combinaison de charge ELS, on adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire que :

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} \quad \rightarrow \quad A = \sqrt{S}$$

Pour vérifier l'interférence entre deux semelles il faut vérifier que : $L_{min} > 1.5B$

Tel que : ***Lmin*** est l'entre axe minimum entre deux poteaux

Dans notre cas : ***Lmin*** = 5 m < 1,5 × 3.58 = 5.37 m

Les résultats des sections des semelles isolées sont résumés en Ann

Remarque

On remarque d'après les calculs résumés dans le tableau précédent, que les semelles isolées ne peuvent pas être réalisées, car cela causera un chevauchement. D'autant plus que notre ouvrage représente une charge importante, alors on va opter pour des semelles filantes.

VIII.5 Semelles filante

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts de tous les poteaux qui se trouvent dans la même ligne.

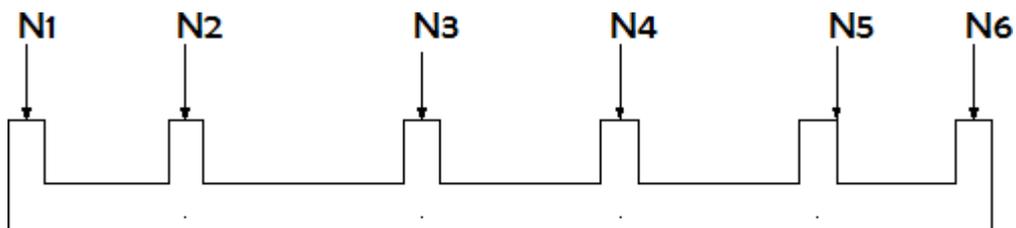


Figure VIII. 2: Semelles filantes

On doit vérifier que : $\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S}$

Tel que :

$N = \sum N_i$ De chaque file de poteau

$S = B \times L$

- B : largeur de la semelle
- L : longueur de la file considérée

$$B \geq \frac{N}{L \cdot \sigma_{sol}} \text{ [16]}$$

Avant tout, il faut calculer les coefficients de répartition des charges pour trouver la charge revenant à chaque file de semelle filante.

Tableau VIII. 1: Sections des semelles filantes continues.

file	<i>Nser(kN)</i>	L(m)	<i>B (m)</i>	<i>Bchoisit(m)</i>	<i>S (m²)</i>
1	11408,9845	46,5	1,22677253	2	93
2	12567,476	46,5	1,3513415	2	93
3	12484,3877	46,5	1,34240728	2	93
4	16383,1465	74,5	1,09954003	2	149
5	20158,4994	74,5	1,35291942	2	149
6	17711,58	74,5	1,18869664	2	149
7	15965,0973	46,5	1,71667713	2	93
8	15658,0469	46,5	1,68366095	2	93
9	14160,3487	46,5	1,52261814	2	93
$\sum S$					1005

On a :

<i>S_{semelle} (m²)</i>	<i>S_{batiment} (m²)</i>	%
1005	3914	25,677%

Donc :

La surface totale de la semelle ne dépasse pas 50% de la surface d’emprise du bâtiment ; pour cela on a opté pour des semelles filantes comme type de fondation pour notre ouvrage.

VIII.6 Calcul des semelles filantes

La semelle filante est une fondation superficielle utilisée principalement pour supporter un mur, un voile porteur ou des poteaux. Elle limite les tassements différentiels et réduit le risque d'instabilité de l'ouvrage.

on va opter pour des semelles filantes continues.

VIII.6.1 Pré dimensionnement de la semelle filante

- **Largeur de la nervure b_n**

$$b_n \geq \frac{L_{max}}{10}$$

$$\rightarrow b_n \geq \frac{800}{10}$$

On adopte $b_n = 80cm$

- **Calcul hauteur de nervure h_n**

Les semelles filantes ou continues sous poteaux sont soumises à des contraintes linéaires réparties, pour cela elles doivent être suffisamment rigides pour ne pas se comporter comme une poutre sur un sol élastique, on doit alors vérifier la condition suivante vis à vis de la longueur élastique :

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$$

$$\text{Avec : } L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{KB}}$$

- L_{max} : longueur max entre axe des poteaux.
- E: Module d'élasticité du béton (prendre en moyenne $E=20000MPa$).
- I : moment d'inertie de la semelle ; $I = \frac{bh_n^3}{12}$.
- K: Coefficient de raideur du sol ($5MPa/m \leq K \leq 120MPa/m$).

On pourra par exemple adopter pour K les valeurs suivantes :

- $K=5$ [MPa/m] → pour un très mauvais sol.
- $K=40$ [MPa/m] → pour un sol de densité moyenne. (La valeur prise dans notre cas)
- $K=120$ [MPa/m] → pour un très bon sol.

Donc :

$$h_n \geq \sqrt[3]{\frac{48KBL^4}{E\pi^4b}} \rightarrow h_n \geq 1003.05 \text{ mm}$$

On adopte $h_n = 1.2m$

- **La hauteur « h_s »**

La hauteur de la semelle est : $h_t > d + 5cm$

Et Pour satisfaire la condition de l'inclinaison de 45° de la bielle moyenne, la hauteur utile vaut :

$$h_s > \frac{B - b}{4} + 5 \rightarrow h_s > \frac{200 - 80}{4} + 5 = 35cm$$

$$h_t = 40 \text{ cm.}$$

VIII.6.2 Chargement de la semelle filant

Tableau VIII. 2: Répartition des efforts à l'ELS et l'ELU pour chaque file.

File	<i>Nser(kN)</i>	<i>Nser(kN/m)</i>	<i>Nelu (kN)</i>	<i>Nelu(kN/m)</i>
1	13547,9845	291,354506	15896,2233	341,854265
2	14706,476	316,2683	17546,9843	377,354501
3	14623,3877	314,481455	17413,6069	374,486169
4	19810,1465	265,908007	22848,3007	306,688601
5	23585,4994	316,583884	28145,3632	377,79011
6	21138,58	283,739328	24713,0889	331,719315
7	18104,0973	389,335425	22281,1795	479,16515
8	17797,0469	382,732191	21876,9513	470,472071
9	16299,3487	350,523627	19746,1909	424,649268

- **Remarque**

Le poids propre de la semelle et des nervures est pris en compte.

- **Vérification de la semelle filante**
- **Vérification de la stabilité au renversement**

Le dernier facteur soumis à la comparaison est le coefficient de sécurité vis-à-vis du renversement, la vérification au renversement de la structure s'avère nécessaire pour justifier la stabilité d'un ouvrage sollicité par des efforts d'origine sismique. Donc il faut vérifier que

$$\frac{Ms}{Mr} > 1.5$$

Avec :

- Ms : Moment stabilisant,
- Mr Moment renversant.

- Sens xx

$$\frac{M_s}{M_r} = \frac{6201029.11}{2654936.769} = 2.33 > 1.5 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- Sens yy

$$\frac{M_s}{M_r} = \frac{6201029.11}{2654936.769} = 2.26 > 1.5 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- Selon [7] (Art.10.1.5), quel que soit le type de fondation (superficielle ou profonde) nous devons vérifier que l'excentrement des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié du centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement.

$$\frac{M_r}{N_r} < \frac{B}{4}$$

Avec : $M_r = V_0h + M_0$

Sens	Nr	V ₀	H ₀	M ₀	M _r / N _r	B/4	remarque
X-X	319225.14	19766.22	1.2	2654936.769	8.39	18.5	Vérifie
Y-Y	319225.14	19003.53	1.2	2654936.769	8.59	16.25	Vérifie

Remarque : La condition est vérifiée dans les deux sens, donc le bâtiment est stable vis-à-vis au renversement.

• **Vérification des contraintes à ELS**

On doit vérifier que $\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{semelle}} \leq \sigma_s$

Tableau VIII. 3: Vérification de la contrainte à ELS

Files	N (kN)	S (m ²)	σ (kN/m ²)	σ _{sol}	Résultat
1	11408,9845	93	145,677253	200	Vérifiée
2	12567,476	93	158,13415	200	Vérifiée
3	12484,3877	93	157,240728	200	Vérifiée
4	16383,1465	149	132,954003	200	Vérifiée
5	20158,4994	149	158,291942	200	Vérifiée
6	17711,58	149	141,869664	200	Vérifiée
7	15965,0973	93	194,667713	200	Vérifiée
8	15658,0469	93	191,366095	200	Vérifiée
9	14160,3487	93	175,261814	200	Vérifiée

VIII.6.3 Ferrailage

- **Ferrailage des semelles filantes (méthode des bielles pour 1ml, [voir Annexe I])**

On applique la méthode des bielles :

$$f_{c28}=30\text{MPa} ; f_{t28}=2,4\text{MPa} ; \sigma_{bc}=18\text{MPa} ; f_e=500\text{MPa} ; \sigma_s=435\text{MPa} ; d=0,9h$$

.Armatures principales

$$A=Pu \frac{B-b}{8d\sigma_{st}}$$

$$A=479.16 \frac{2^{-0.8}}{2*0.45*435000} = 4.58 \text{ cm}^2 \rightarrow 5T12$$

$$A_{smin} = 0.23bdf_{t28}/f_e=7.94 \text{ cm}^2 \rightarrow 4T16 [16]$$

On doit ferrailer avec A_{smin} , donc on adopte un ferrailage 4T16 pour toute les semelle.

- **Armatures longitudinales**

$$A_{rs} \geq \frac{Ast}{4}$$

Soit $A_{rs} \geq 2.005 \text{ cm}^2 \rightarrow 4T8 \text{ esp de } 20 \text{ cm}$

Tableau VIII. 4: Ferrailage des semelles filantes.

Semelles	NELU (kN)	PELU (kN/ml)	As (cm ²)	Choix	Ars(cm ²)	Choix (cm ²)
1	15896,2233	341,854265	3,27446614	4T16	2.005	4T8
2	17546,9843	377,354501	3,61450671	4T16	2.005	4T8
3	17413,6069	374,486169	3,58703227	4T16	2.005	4T8
4	22848,3007	306,688601	2,93763027	4T16	2.005	4T8
5	28145,3632	377,79011	3,61867922	4T16	2.005	4T8
6	24713,0889	331,719315	3,17738807	4T16	2.005	4T8
7	22281,1795	479,16515	4,5897045	4T16	2.005	4T8
8	21876,9513	470,472071	4,50643746	4T16	2.005	4T8
9	19746,1909	424,649268	4,06752172	4T16	2.005	4T8

- **Ferraillage des nervures**

Pour les efforts on utilise le logiciel ETABS, les résultats du ferraillage établi avec le logiciel sootec sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VIII. 5: Ferraillage des nervures.

<i>semelle</i>		<i>Mu (kN. m)</i>	<i>As(cm²)</i>	<i>Choix</i>	<i>Aadp(cm²)</i>
1	Appuis	-2007,77	39,43	5t25+5t20	40,25
	Travée	1126,5	19,64	5y20+5t16	25,74
2	Appuis	2004,95	34,64	5t25+5t20	40,25
	Travée	1394,95	24,47	5y20+5t16	25,74
3	Appuis	2189,04	3908	5t25+5t20	40,25
	Travée	1384,64	24,28	5t20+5t16	25,74
4	Appuis	1812,14	32,08	4t25+4t20	32,21
	Travée	1145,037	19,943	4t20+4t16	20,61
5	Appuis	2207,01	39,42	5t25+5t20	40,25
	Travée	1396,49	24,49	5t20+5t16	25,74
6	Appuis	1951,1	34,64	5t25+5t20	40,25
	Travée	1232,84	21,55	5t20+5t16	25,74
7	Appuis	2270,46	40,11	5t25+5t20	40,25
	Travée	1544,09	27,173	10t20	31,42
8	Appuis	2122,19	37,83	5t25+5t20	40,25
	Travée	1519,94	27,17	10t20	31,42
9	Appuis	2122,2	37,83	5t25+5t20	40,25
	Travée	1519,94	26,73	10t20	31,42

VIII.6.4 Vérification des contraintes

- Vérification des contraintes à l'ELS

La fissuration est considérée préjudiciable.

Tableau VIII.6: Vérification des contraintes à l'ELS.

<i>semelle</i>		<i>Mser</i> (kN.m)	<i>As</i> (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
1	Appuis	1216,95	40,25	5,72	18	250,4	435	Vérifiée
	Travée	931,74	25,74	5,37	18	357,8	435	Vérifiée
2	Appuis	1331,38	40,25	6,19	18	289,8	435	Vérifiée
	Travée	1019,13	25,74	5,67	18	315,6266	435	Vérifiée
3	Appuis	1323,18	40,25	6,16	18	266,4	435	Vérifiée
	Travée	1013,08	25,74	5,64	18	313,7	435	Vérifiée
4	Appuis	1100,06	32,21	5,59	18	274,4	435	Vérifiée
	Travée	842,25	20,61	5,13	18	323,4	435	Vérifiée
5	Appuis	1332,63	40,25	6,21	18	268,3	435	Vérifiée
	Travée	1020,46	25,74	5,68	18	316	435	Vérifiée
6	Appuis	1180,3	40,25	5,92	18	256,9	435	Vérifiée
	Travée	903,68	25,74	4,95	18	302,5	435	Vérifiée
7	Appuis	1534,06	40,25	7,14	18	276,6	435	Vérifiée
	Travée	1129,37	31,42	6,05	18	319,5	435	Vérifiée
8	Appuis	1506,17	40,25	7,08	18	303,2	435	Vérifiée
	Travée	1108,82	31,42	5,98	18	313,7	435	Vérifiée
9	Appuis	1370,02	40,25	6,38	18	275,8	435	Vérifiée
	Travée	1008,59	31,42	5,97	18	285,3	435	Vérifiée

- Vérification des contraintes tangentielle

On doit vérifier que $\tau_u < \tau_{asm} = \min(0.1f_{c28} ; 4Mpa) = 3Mpa$

Avec :

$$\tau_u = \frac{qu \times L}{2 \times bd} = \frac{479,165 \times 46.5}{2 \times 0.8 \times 0.36} = 1.46Mpa$$

$\tau_u = 1.46Mpa < \tau_{asm} = 3Mpa$ Condition vérifiée.

- **Armature de peau**

La fonction des armatures de peau est de limiter la fissuration du béton et de protéger le béton contre les moments de torsion et/ou moments fléchissant relatifs en direction de la hauteur de la section. Une fonction supplémentaire permet de renforcer le squelette du ferrailage.

Le règlement BAEL91 modifier 99 prévoit des armatures de peau dès que l'on dépasse une hauteur de 60cm.

Pour les poutres de grande hauteur, il y a lieu de prévoir des armatures de peau dont la section dépend du préjudiciable de la fissuration. Pour ces armatures, les barres à haute adhérence sont plus efficaces que les ronds lisses[15]. Alors

$$A_p = \frac{3cm^2}{m} \times 0.9 = 2.7 cm^2 \rightarrow \text{Donc on prend } 6T12$$

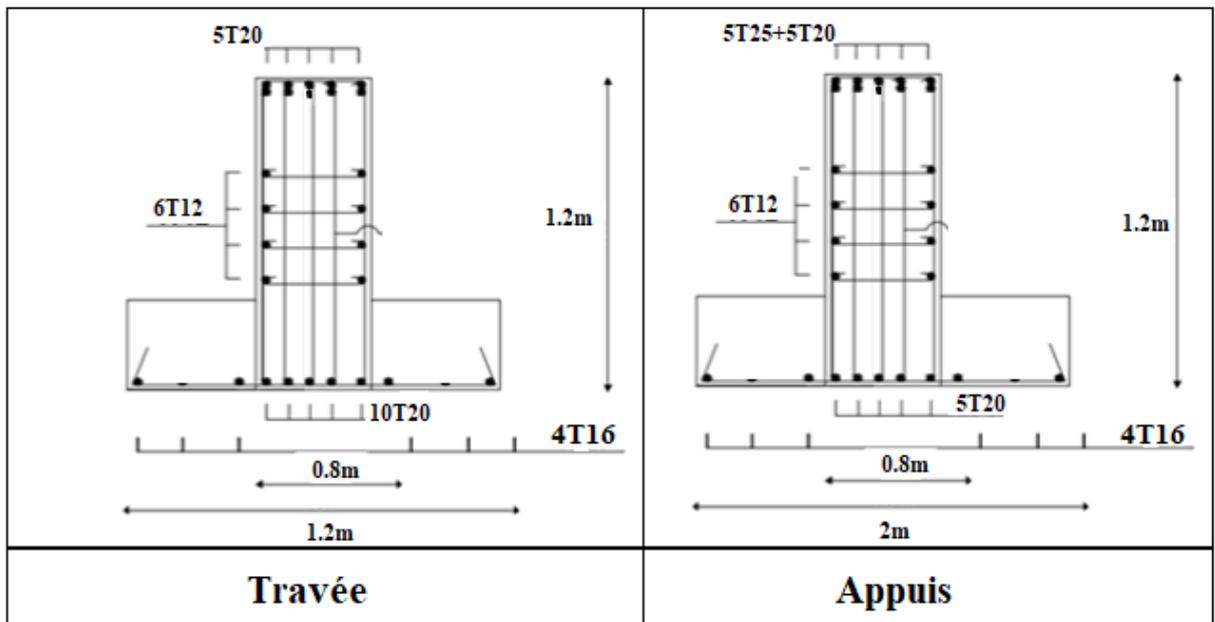


Figure VIII. 3: schéma de ferrailage de la semelle au niveau d'appuis et travée

Chapitre IX- La méthode d'analyse

direct

IX.1 Introduction

De nos jours, la conception, la fabrication et le montage de structures en acier peuvent avoir lieu à différents endroits en raison de la mondialisation rapide. Les clients (maitre de l'ouvrage) peuvent exiger l'utilisation de codes de conception en acier largement acceptés, quel que soit l'endroit où la structure sera construite. Les ingénieurs sont désormais confrontés au défi d'être compétents avec plusieurs spécifications de conception pour un type de matériau particulier. Deux des spécifications de conception en acier les plus utilisées pour les bâtiments sont les américaines et les européennes.

Aux États-Unis, la « Specification for Structural Steel Buildings (2005) » a été élaborée par l'American Institute of Steel Construction (AISC). Cette spécification, ci-après dénommée la spécification AISC-360, En Europe, « Conception des structures en acier, EN 1993 » a été développé par le Comité européen de normalisation.

Sur la base de la discussion ci-dessus, dans ce chapitre on a voulu faire une comparaison entre les méthodes de dimensionnement des éléments structuraux selon les deux spécifications AISC-360 et EC3 ces derniers utilisent des principes d'état limite avec des facteurs différents pour tenir compte des incertitudes. Pour cette étude les équations de résistance sont directement comparées les unes aux autres dans la mesure du possible. Dans les cas où le traitement des spécifications est entièrement différent, des membres représentatifs ont été considérés à des fins de comparaison.

IX.2 AISC et les Eurocodes

La spécification AISC-360, utilise à la fois les formats de conception de facteur de charge et de résistance (LRFD) et de conception de résistance admissible (ASD). En général, les états limites qui régissent la conception sous une charge particulière sont donnés par la spécification AISC-360 et la résistance nominale basée sur ces états limites est utilisée soit dans le format LRFD, soit dans le format ASD

En Europe, « Conception des structures en acier, EN 1993 » a été développé par le Comité européen de normalisation. Cette spécification, ci-après dénommée la spécification EC3, est basée sur des principes d'état limite utilisant des coefficients partiels de sécurité (γ). En général, la résistance caractéristique est divisée par un coefficient partiel de sécurité puis comparée aux charges pondérées. Les facteurs de sécurité partiels sont utilisés pour tenir compte des mêmes types d'incertitudes qui ont été expliquées pour les facteurs de résistance dans la spécification AISC-360.

IX.2.1 Règle de calcul AISC

L'American Institute of Steel Construction propose deux principale méthode de calcul ASD et LFRD ; ASD est une abréviation de (Allowable Stress Design) ;LRFD(load and resistance factor) fait référence à la conception du facteur de résistance de charge.

La principale différence entre ASD et LRFD est comment définir et appliquer un facteur de sécurité. En termes simples, ASD fournit un facteur de sécurité constant pour toutes les conceptions quel que soit le type de charge, tandis que dans la méthode LRFD, nous appliquons un facteur de sécurité plus élevé sur les charges moins bien définies. Par exemple, La charge permanente peut être parfaitement calculée alors, l'LRFD considère un faible facteur de sécurité. D'autre part, étant donné que les charges actives sont plus imprévisibles, l'LRFD leur attribue un facteur de sécurité plus élevé pour rester dans le domaine de la sécurité. Ainsi, la méthode LRFD ajuste la valeur du facteur de sécurité en fonction de l'incertitude des différents modes de défaillance. En conséquence, il est généralement plus économique et plus efficace.

IX.2.2 Règle des Eurocodes :

Pour les Eurocodes, en 1975, la Commission européenne a décidé de lancer un programme d'actions visant notamment à l'harmonisation des spécifications techniques dans le domaine de la construction, afin d'éliminer dans ce domaine les obstacles techniques à l'intérieur du Marché commun. Ces règles techniques (les Eurocodes structuraux), devant servir d'alternative aux règles nationales équivalentes dans un premier temps, étaient destinées, à terme, à les remplacer. Au début des années 1980, après quelques années de travail d'experts européens rassemblés pour cette tâche et s'inspirant des travaux des associations scientifiques internationales (telles que le CEB – Comité Euro-international du Béton –, la CECM – Convention Européenne de la Construction Métallique –, le JCSS – Joint Committee for Structure Safety),

En conséquence, en 1989, la Commission décida de transférer le travail de développement des Eurocodes au CEN (Comité européen de normalisation), afin de les transformer à terme en normes européennes (EN). Au sein du CEN, le comité technique TC250 a été créé pour établir l'ensemble des Eurocodes. Le TC250 a décidé de créer des sous-comités (SC), à raison d'un sous-comité par Eurocode. Au sein des sous-comités, le travail de rédaction est confié à des groupes d'experts, mais les grandes options de rédaction des textes sont prises au sein de chaque SC, qui est chargé de l'approbation finale des textes.

Une première version des Eurocodes a été établie à fin d'expérimentation à travers une utilisation limitée. Il s'agit des normes expérimentales codifiées de ENV 1991 à ENV 1999, dont les différentes parties (62 textes au total) ont été éditées entre 1992 et 1998, entre autres, ENV 1993 norme de la charpente métallique.

IX.3 Méthode de calcul de stabilité

IX.3.1 La méthode de la longueur effective (méthode équivalente à l'EC3)

La méthode de la longueur effective (ELM) n'est pas spécifiquement mentionnée par son nom dans les différentes spécifications et codes réglementaires. Aussi, elle peut être considérée comme une approche traditionnelle, équivalente à la méthode d'analyse utilisée dans l'EC-3.

Les exigences spécifiques pour l'ELM sont présentées dans la section C2.2a de la spécification AISC ainsi que pour les anciens codes tel que le CM66 basant sur la théorie élastique. [14]

La méthode s'applique principalement portique auto stable où le facteur de longueur efficace, K , doit être déterminé pour être utilisé dans la détermination la résistance à la compression axiale des éléments porteurs. L'ELM s'applique aux ossatures non contreventées ou contreventées. [14]

Communément appelée la méthode du facteur K ; cette méthode la plus utilisée à l'époque, Le facteur K est un facteur de modification appliqué à la longueur des colonnes avec des conditions d'appuis. Il a été utilisé pour tenir compte des effets de second ordre, des imperfections géométriques, des réductions de rigidité et des incertitudes. Les limites de la méthode sont les suivantes :

- Elle ne peut pas être utilisée pour les structures sensibles aux effets de 2e ordre (effets non linéaires ne sont pas capturés)
- Nécessite la détermination des facteurs K pour chaque élément.
- L'utilisation de longueurs arbitraires qui ne sont pas basées sur les conditions aux limites réelles.

- Dans un système sensible à la stabilité (ossature à nœuds déplaçable), la détermination des facteurs K réel devient une mission presque impossible selon la procédure de l'ELM.

<i>Buckled shape of column</i>						
Theoretical value	0,5	0,7	1,0	1,0	2,0	2,0

Figure IX. 1: Le facteur de longueur effective

IX.3.2 La méthode d'analyse directe

IX.3.2.1 Présentation

Avec l'augmentation rapide de la puissance de calcul et l'utilisation généralisée de l'ordinateur personnel, des auteurs de code ont cherché à élargir les approches disponibles pour la conception de la stabilité des structures en acier. La méthode de la longueur efficace (ELM) a été introduit pour la première fois dans la spécification AISC de 1961 (AISC, 1961) et cette méthode a servi la profession depuis plus de 45 années. Cependant, de nouvelles techniques ont été développées dans ces dernières années qui fournissent des procédures de conception améliorées en profitant de la puissance de l'ordinateur personnel et logiciel d'analyse de second ordre. Beaucoup de ces techniques impliquent l'utilisation de charges théoriques et diverses méthodes de ce type a été développé et est populaire dans les pays dans le monde (Canada, Australie et pays européens à l'aide des Eurocodes). À partir de la fin de 1999, un comité de travail de l'AISCSSRC sur la stabilité a cherché à élaborer une nouvelle approche pour la conception de la stabilité des structures en acier dans le but de tirer parti des approches informatiques pour l'analyse. De plus, ils souhaitent éliminer le besoin de calcul de la longueur du poteau efficace (facteur de flambement K) qu'est considéré dans le processus de conception ; une source potentielle d'erreur et de confusion

pour les ingénieurs qui conçoivent les structures en acier complexes, donc le comité de travail a développé une approche de conception de la stabilité qui s'applique, dans une même manière logique et cohérente, à tous les types de structures, y compris les cadres contreventés, les cadres auto stable et les cadres combinés (auto stable/contreventé par palées de stabilité). En 2002, les travaux ont été poursuivis par le comité de travail AISC 10 (TC10). Le résultat de cet effort considérable a été la nouvelle méthode d'analyse directe (DM) contenue dans le AISC 2005 Annexe 7 de la spécification AISC. Cette méthode trouve ses racines dans les méthodes d'analyse et de conception basées sur la charge d'imperfection. Cependant, des modifications ont été incorporées par rapport à la méthode de charges d'imperfection pour améliorer la précision et l'application à la plupart des structures en acier que l'on trouve dans la pratique. Il est prévu que cette nouvelle méthode deviendra la méthode préférée dans les futures éditions de la spécification AISC.

IX.3.2.2 La méthode d'analyse directe dans AISC :

La méthode d'analyse directe se trouve à l'annexe 7 de la spécification 2005, mais elle a été déplacée au chapitre C en tant que méthode par défaut dans la spécification AISC 2010.

Dans l'approche d'analyse directe, les imperfections sont prises en compte non seulement dans l'évaluation de la résistance des éléments, mais également dans la répartition des forces calculée. La méthode d'analyse directe ne nécessite que des fonctionnalités disponibles dans les logiciels commerciaux est applicable à une grande variété de problèmes de conception structurelle, y compris les systèmes contreventés et systèmes mixtes. [14]

IX.3.2.3 Les avantages et Les inconvénients

• Les avantages du DAM sont

- ✓ La méthode d'analyse directe (DAM) est applicable à tous les types d'ossatures.
- ✓ La DM permet à toutes les poteaux d'être conçues en utilisant un facteur de longueur efficace, $K = 1,0$, évitant ainsi de nombreuses complexités et incertitudes dans le calcul, donc on peut le considérer comme un avantage majeur pour le concepteur.
- ✓ La méthode concentre l'attention du concepteur sur une rigidité latérale qui suffit pour l'ensemble du système structurel.
- ✓ La méthode concentre l'attention sur le comportement de l'ossature aux charges latérales à l'état limite ultime en exigeant une réduction des propriétés des éléments. Elle met également directement en évidence les effets inélastiques sur la rigidité du poteau et de l'ossature par l'application des charges d'imperfections dans l'analyse.

- ✓ La DAM fournit des estimations plus précises des efforts internes dans la structure. L'influence des imperfections géométriques et des effets de stabilité est incluse dans le calcul des efforts internes dans les poutres, poteaux et leurs assemblages, contrairement à l'ELM. Cela peut être particulièrement important pour les poutres et les assemblages qui supportent des charges gravitaires relativement légères mais qui assurent une résistance à la rotation aux extrémités des poteaux.
- **Les inconvénients du DAM sont :**
- ✓ Le DAM nécessite l'étape supplémentaire de modification des propriétés de éléments (EI^* , EA^*) dans l'entrée du modèle numérique.
- ✓ L'application des charges d'imperfections est une étape itérative supplémentaire dans le processus de conception, bien que cette étape puisse être éliminée en augmentant les charges théoriques 0,1%, en addition pour chaque combinaison de charges. Cependant, cette charge latérale théorique supplémentaire a un impact sur tous les éléments du système de résistance, et pas seulement sur les éléments fortement chargés, cet inconvénient peut être négligé si on utilise les logiciels qui tient en compte les charges d'imperfection (notional loads) automatiquement.

IX.3.2.4 Facteurs principaux du DAM

La méthode d'analyse directes une méthode de conception de la stabilité qui prend en compte les facteurs qui affectent la stabilité par l'ajout des charges imperfections, introduction des effets P-Delta, et la Rigidité réduite.

- **Les effets de second ordre**

L'analyse P-Delta est un type d'analyse particulièrement important pour le déplacement latéral des structures de bâtiments flexible à plusieurs étages subissant une charge de gravité importante. Une structure déviée peut rencontrer des moments secondaires importants car les extrémités des éléments ont changé de position. Pour illustrer cela, considérez l'exemple de poteau en porte-à-faux simple illustré ci-dessous :

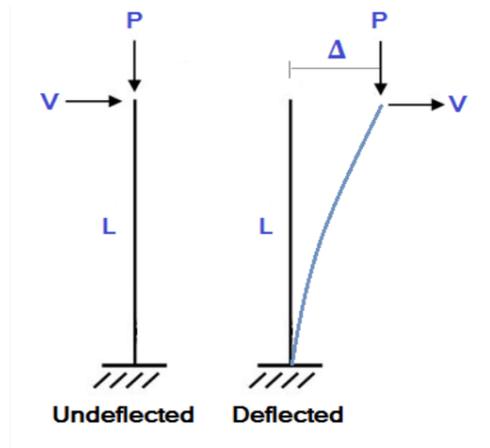


Figure IX. 2: Les effets P-Delta

Les effets P-Delta sont causés par la non-linéarité géométrique. Pour cette raison, une analyse P-Delta est souvent appelée Analyse non linéaire.

Dans le processus d'analyse-vérification, des instabilités de barre (locale, effet P- δ ,) et de la structure (globale, effet P- Δ) sont des résultantes des efforts du second ordre.

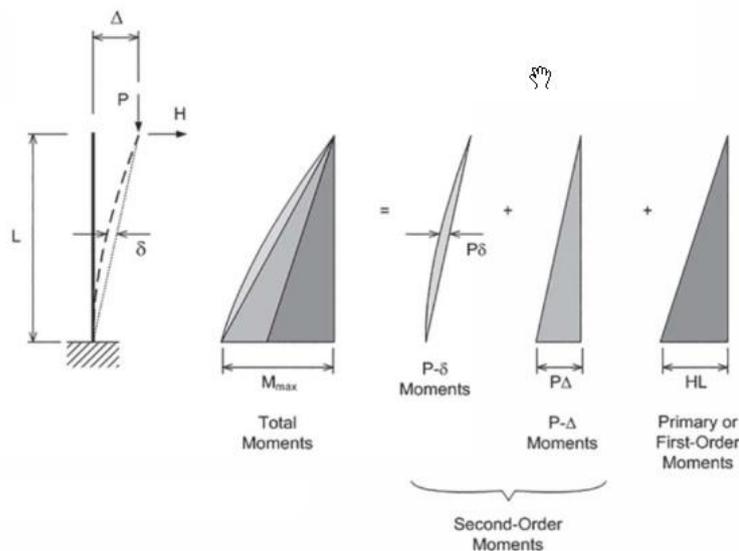


Figure IX. 3: L'effet P- Δ et L'effet P- δ

- **L'effet P- Δ** ces effets sont définis comme le déplacement par rapport aux extrémités des membres, Ces déplacements latéraux sont engendrés par la présence d'un chargement horizontal ou causés par une dissymétrie soit au niveau du chargement vertical ou soit au niveau de la géométrie de la structure.
- **L'effet P- δ** Ces effets sont définis comme le déplacement par rapport à l'épure qui relie les deux extrémités d'un même élément (voir Figure si dessus). Ce déplacement résulte de la déformation initiale (imperfection locale en arc ou allure de flambement

de l'élément) et des déplacements latéraux dus au chargement de l'élément. Ces déplacements latéraux peuvent être le résultat d'un chargement horizontal sur l'élément et/ou de l'application de moments d'extrémités qui déforment la barre.

En général, l'effet **P-δ** est un effet local au niveau de l'élément générant des moments additionnels due à l'excentricité de la section flambée par rapport à l'épure de l'élément.

- **Check $\Delta_{2nd\ order}/\Delta_{1st\ order}$ ratio**
 - If $\Delta_{2nd\ order}/\Delta_{1st\ order} \leq 1.7$ (reduced stiff.) or 1.5 (nominal stiff.), then N_i not required in lateral combinations (N_i only required in gravity combinations)
 - If $\Delta_{2nd\ order}/\Delta_{1st\ order} > 1.7$ (reduced stiff.) or 1.5 (nominal stiff.), then include N_i in **all** load combinations
 - Simplification: include N_i in all load combinations, then no need to check $\Delta_{2nd}/\Delta_{1st}$ ratio



51

Figure IX. 4: rapport Δ_2 / Δ_1 [14]

$$- \text{Si } \frac{\Delta_{2\text{ordre}}}{\Delta_{1\text{ordre}}} \leq 1.5$$

Alors N_i n'est pas nécessaire dans les combinaisons latérales (N_i n'est nécessaire que dans les combinaisons de gravité)

$$- \text{Si } \frac{\Delta_{2\text{ordre}}}{\Delta_{1\text{ordre}}} > 1.5$$

Alors on n'inclut N_i dans toutes les combinaisons de charges

- Simplification : inclure N_i dans toutes les combinaisons de charges, alors il n'est pas nécessaire de vérifier le rapport 2^{ème} ordre/1^{er} ordre.

- **Imperfections initiales**

Les effets des imperfections initiales de la géométrie de la structure sont pris en compte soit en appliquant des charges imperfections (notional loads), soit en modélisant directement les imperfections dans la géométrie du modèle.

Pour tenir compte de l'effet des imperfections initiales, la spécification permet au concepteur de modéliser directement les imperfections dans le modèle. L'ensemble des déplacements initiaux modélisés doit tenir compte des déplacements dus au chargement et aux modes de flambement anticipés de la structure. La modélisation de ces déplacements peut être

compliquée, c'est pourquoi l'alternative consistant à appliquer des charges théoriques équivalentes à ces déplacements est souvent la meilleure.

Les charges imperfections sont des forces horizontales ajoutées à la structure pour tenir compte des effets des imperfections géométriques (excentricité d'aplomb et imperfection des assemblages). La figure ci-dessous illustre une version simplifiée du concept.

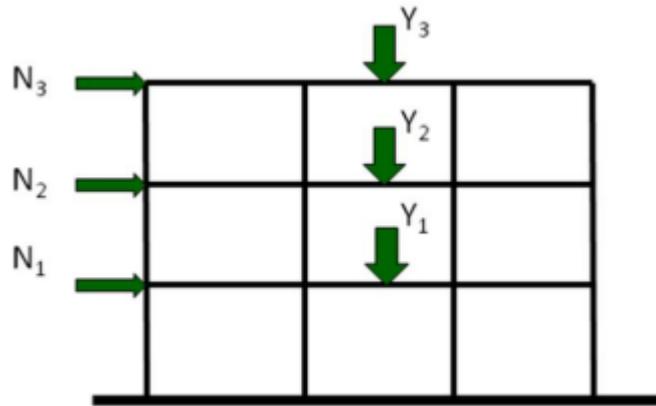


Figure IX. 5: Les charge d'imperfection

Avec La charge d'imperfection (N_i) est de $0,2Y_i\%$ de la charge de gravité totale pondérée (Y_i) considéré pour chaque plancher, et appliquée à chaque niveau. La valeur Y_i est la charge de gravité pondérée totale dans chaque combinaison de charges à chaque niveau. Par conséquent, la valeur des charges théoriques changera d'une combinaison à l'autre. [14]

- **La rigidité réduite**

Une rigidité réduite à son tour signifie simplement qu'une structure ou ses éléments sont plus faible à la flexion. Cela signifie généralement des moments d'inertie plus faibles pour les éléments structuraux.

L'AISC exige qu'un facteur de réduction de rigidité de 0,8 soit appliqué à tout les éléments structuraux qui contribuent à la stabilité de la structure. Le code suggère en outre d'appliquer ce facteur de réduction à tous les éléments, qu'ils contribuent ou non à la stabilité, afin d'éviter déséquilibre. Le facteur τ_b est fonction du rapport entre la résistance à la compression axiale requise (P_r) et la limite d'élasticité axiale (P_y). La rigidité réduite est donnée par l'équation suivante :

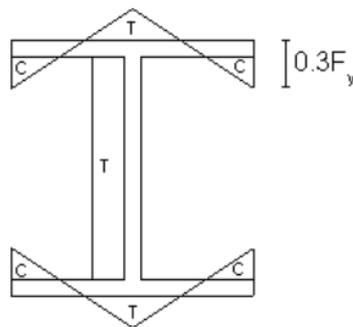
$$EI^* = 0,8\tau_b EI \text{ et } EA^* = 0,8EA$$

Avec :

- $\tau_b = 1$ si $\frac{\alpha P_r}{P_y} \leq 0.5$
- $\tau_b = 4(\alpha P_r / P_y)[1 - (\alpha P_r / P_y)]$ si $\frac{\alpha P_r}{P_y} > 0.5$

Avec : $\alpha = 1$ pour LFRD et 1.6 pour ASD

La raison de cette réduction de rigidité est l'effet localisé de l'effort axiale de compression sur la section, où une distribution non uniforme des contraintes sur la section (traction et compression) est constaté, de ce fait, les déformations locales des ailes et de l'âme du profilé fait en sorte de réduire l'inertie de la section.



Typical residual stress distribution

Figure IX. 6: rigidité réduite de l'élément

Des expérimentations ont été effectuées par le comité de travail AISCSSRC sur ce sujet dans le but de déterminer le ratio de réduction exacte à utiliser pour simuler les déformations de flambement exactes des éléments structurels, d'où le choix du facteur 0.8 comme facteur de réduction de rigidité.

Notez que dans la deuxième équation donnée pour τ_b l'analyse doit être itérative puisque P_r est une fonction de τ_b , et vice versa. Au lieu de cela, la réglementation permet l'application d'une charge d'imperfection supplémentaire égale à $0,001Y_i$ (ce qui rend la charge d'imperfection $N_i = 0.003 Y_i$). Le programme n'effectue aucune itération est on prend $\tau_b = 1,0$ comme valeur fixe.

Table 2-1 The Essentials and Limitations of the Design Analysis Methods

Direct Analysis Method			
Option	Variable	Limitation or Applicability	Essentials of the Method
Amplified First Order Analysis	Fixed Factor Stiffness Reduction	No limitation	2nd Order Analysis Reduced stiffness $EI^* = 0.8\tau_s EI$ $EA^* = 0.8EA$ $\tau_s = 1.0$ $K_2 = 1$ (used for P_c) Notional load with all combos, except for $\Delta_{2nd}/\Delta_{1st} \leq 1.7$ for which notional load with gravity combos only Notional load coefficient = 0.003 (typically)
Effective Length Method			
Option		Limitation or Applicability	Essentials of the Method
General Second Order Elastic Analysis		$\frac{\Delta_{2nd}}{\Delta_{1st}} \leq 1.5$ (for all stories) $\frac{\alpha P_c}{P_c} = any$ (for all columns)	2nd Order Analysis Unreduced Stiffness $K = K_2$ (used for P_c) Notional load with gravity combos only Notional load coefficient = 0.002 (typically) $B_1 = 1$ $B_2 = 1$
Amplified First Order Analysis		$\frac{\Delta_{2nd}}{\Delta_{1st}} \leq 1.5$ (for all stories) $\frac{\alpha P_c}{P_c} = any$ (for all columns)	1st Order Analysis Unreduced stiffness K_1 for B_1 K_2 for B_2 $K = K_2$ (used for P_c) Notional load with gravity combos only Notional load with coefficient = 0.002 (typically) Use of B_1 and B_2
Limited First Order Analysis			
Limited First Order Elastic Analysis		$\frac{\Delta_{2nd}}{\Delta_{1st}} \leq 1.5$ (for all stories) $\frac{\alpha P_c}{P_c} \leq 0.5$ (for all columns)	1st Order Analysis Unreduced stiffness K_2 for P_c (not B_2) Notional load with all combos Notional load with coefficient = $(2)\alpha\left(\frac{\Delta}{L}\right) \geq 0.0042$

Figure IX. 7: la différence entre DAM et ELM

IX.3.3 Etape de calcul du DAM

DMA peut être utilisé pour concevoir tous les types d'ossatures de bâtiment, y compris les ossatures contreventées, La méthode est référencée au chapitre C et détaillée dans l'annexe 7 de la spécification AISC [2010 AISC Spécification Chapitre C]. La méthode aux effets de second ordre sans restriction. Une analyse précise du second ordre de l'ossature est requis comme spécifié au chapitre C. La méthode peut être utilisée pour la conception par LRFD ou ASD. Voici une procédure détaillée pour appliquer DAM :

1. Développer un modèle de l'ossature du bâtiment qui capture tous les aspects essentiels du comportement de l'ossature. Sans oublier de tenir compte des aspects tridimensionnels du chargement pour les charges de vent et sismiques tel que prescrit par le code du bâtiment applicable.
2. . Déterminez toutes les charges de gravité qui sont stabilisées par le système de résistance aux charges latérales.
3. Déterminer les charges latérales correspondant au vent et les exigences de charge sismique.
4. Déterminer les charges latérales théoriques, qui sont destinées à tenir compte des effets globaux des imperfections géométriques, et les appliquer soit en tant que charges latérales minimales dans les combinaisons de charges de gravité uniquement, soit en tant que charges latérales additives pour toutes les charges.

Notez la légère différence dans la définition de Y_i dans la définition de l'équation de charge d'imperfection pour N_i tout au long de ce guide de conception (basée explicitement sur la spécification AISC 2005) par rapport à la définition dans la spécification AISC 2010.

Notez que d'après Stability Design of Steel Buildings 2015 cette différence n'a aucun effet sur la valeur dérivée des équations de charge d'imperfection respectives. Ils donnent tous les deux des résultats identiques.

Pour ce guide de conception et comme indiqué dans la spécification AISC 2005, annexe 7.

$$N_i = 0.002Y_i$$

Avec :

N_i : charge d'imperfection appliquée au niveau i

Y_i : charge d'imperfection appliquée au niveau i , a partir des combinaisons de charges LRFD ou 1.6 fois les combinaison de charge ASD.

Pour la spécification AISC 2010 :

$$N_i = 0.002\alpha Y_i$$

Avec :

N_i : charge d'imperfection appliquée au niveau i

Y_i : charge d'imperfection appliquée au niveau i , à partir des combinaisons de charges LFRD ou combinaison de charge ASD.

Avec $\alpha = 1 \rightarrow LFRD$; $\alpha = 1.6 \rightarrow ASD$

Les charges fictives, N_i , peuvent être appliquées en tant que charge latérale minimale uniquement dans les combinaisons de charges de gravité uniquement dans les cas où les effets de second ordre, mesurés par le rapport de la charge moyenne de second ordre sont inférieurs à 1.5, dans le cas contraire N_i doit être appliqué avec tous les cas de charges.

Pour les combinaisons de charges gravitaires uniquement qui provoquent un déplacement latéral net en raison de non symétrie des charges ou de la géométrie, les charges théoriques doivent être appliquées dans la direction qui augmente le déplacement latéral net. Pour les structures à plusieurs étages ou niveaux et dans lesquelles les déformations latérales sont dans des directions différentes, il est nécessaire d'inclure une paire de combinaisons de charges séparément en tenant compte des charges théoriques associées.

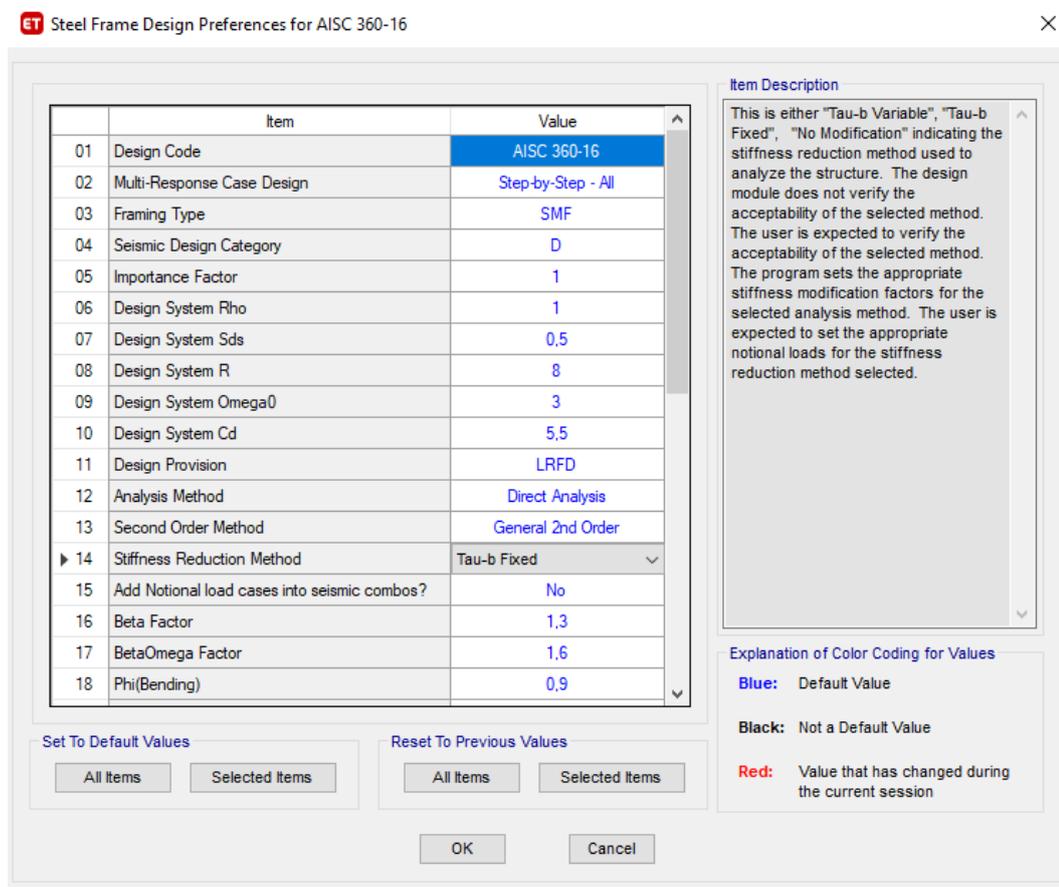
5. Effectuez une analyse de second ordre pour toutes les combinaisons de charges applicables (ASCE/SEI 7 Section 2.3.2—LFRD ou Section 2.4.1— ASD). Toute méthode d'analyse de second ordre prenant correctement en compte les effets $P-\Delta$ et $P-\delta$ est autorisée. Notez que, contrairement à l'analyse de premier ordre, la superposition des cas de charge de base n'est pas appropriée lorsqu'une analyse générale de second ordre est utilisée car les effets de second ordre ne sont pas linéaires.
6. Concevoir les différents éléments et assemblages pour les efforts obtenus à partir de l'analyse selon les dispositions applicables de la spécification AISC.
7. Si les charges latérales d'imperfections additives de $0,002Y_i$ ne sont pas incluses dans les combinaisons de charges latérales, comme le permet l'étape 4, confirmez pour chaque niveau du portique que les effets latéraux de second ordre, mesurés par le rapport des dérives moyennes des étages du second au premier sont inférieurs ou égaux à 1.7.

Si cette limite n'est pas respectée, les charges latérales théoriques doivent être appliquées en plus des charges latérales dans les combinaisons de charges latérales.

IX.3.3.1 Cas d'étude

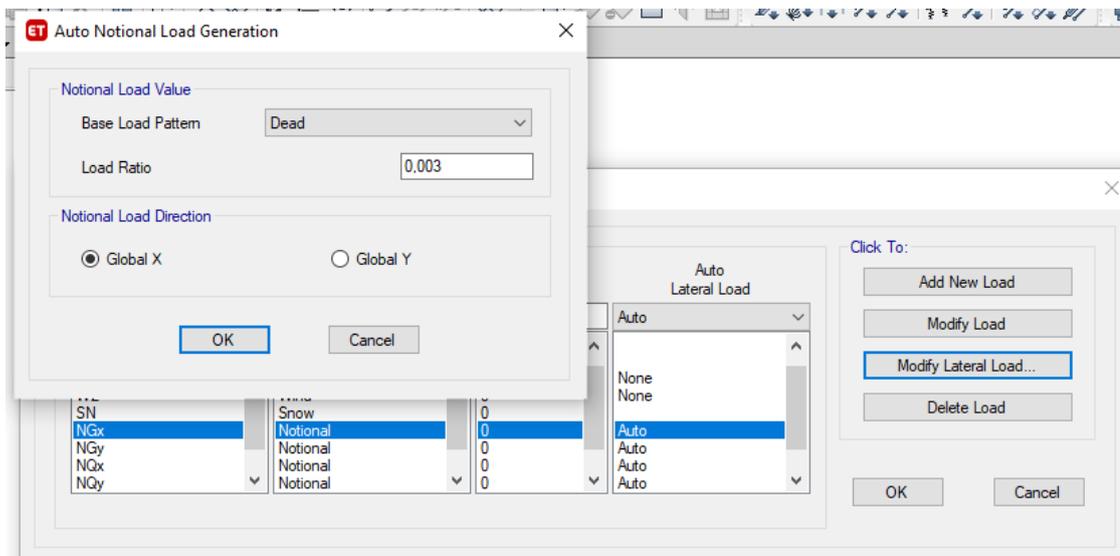
La méthode d'analyse direct est une méthode d'analyse non linéaire, Une non-linéarité géométrique apparaît lorsque les configurations initiale et déformée d'un solide ne peuvent pas être confondues. Dans ce cas, la réponse de la structure n'est plus proportionnelle au chargement appliqué., pour pouvoir faire une comparaison entre cette dernière et la méthode de EC-3 les logiciels tel que ETABS, saap2000... sont des outils indispensables, dans ce qui suit nous allons pressante les étapes de modélisation avec ETABS :

1-Spécifiez le code de conception AISC360-16.



2-Les facteurs de réduction aux sections EI et EA sont automatiquement appliqués par le programme si l'option DAM ou Tau-b fixe($\tau_b=1$) est sélectionnée. Pour l'analyse initiale, aucun facteur de réduction n'est utilisé. Cependant, dès qu'un plan est exécuté, les facteurs de réduction sont utilisés et restent dans le modèle. Cela signifie que la première fois que le modèle est analysé et conçu, les utilisateurs doivent itérer entre la conception et l'analyse au moins une fois de plus. Par la suite, l'analyse et la conception auront des facteurs de réduction appliqués automatiquement.

3-Définition des charges imperfections, Les utilisateurs doivent définir une charge d'imperfection pour chaque charge de gravité dans les directions latérales X et Y, ETABS générera alors automatiquement des charges latérales théoriques basées sur la proportion spécifiée des définitions de charge de gravité. La valeur par défaut consiste à générer 0,002 de la charge de gravité spécifiée en tant que charge latérale théorique (0,003 est requis si l'utilisateur conçoit à l'aide de Tau-b fixe). [14]



4-Combinaisons des charges

Actuellement, le logiciel crée des combinaisons de conception qui incluent uniquement des charges imperfections et des charges de gravité. Si l'utilisateur a besoin de charges imperfections qui incluent des combinaisons contenant des charges latérales, il doit définir ces combinaisons manuellement. L'automatisation des combinaisons, y compris les charges notionnelles, est actuellement limitée aux charges gravitationnelles uniquement.

Convertissez toutes les combinaisons de charges en cas non linéaire pour prendre en compte l'effet de second ordre.

$$1.4(D + F)$$

$$1.2(D + F) + 1.6(L + H) + 0.5(L_r \text{ or } S \text{ or } R)$$

$$1.2(D + F) + 1.6(L_r \text{ or } S \text{ or } R) + 1.6H + (f_1L \text{ or } 0.5W)$$

$$1.2(D + F) + 1.0W + f_1L + 1.6H + 0.5(L_r \text{ or } S \text{ or } R)$$

$$1.2(D + F) + 1.0E + f_1L + 1.6H + f_2S$$

$$0.9D + 1.0W + 1.6H$$

$$0.9(D + F) + 1.0E + 1.6H$$

$f_1 = 1$ for places of public assembly live loads in excess of 100 pounds per square foot (4.79 kN/m²), and parking garages; and 0.5 for other live loads. [14]

$f_2 = 0.7$ for roof configurations (such as saw tooth) that do not shed snow off the structure, and 0.2 for other roof configurations. [14]

D = Dead load.

D_i = Weight of ice in accordance with Chapter 10 of ASCE 7 .

E = Combined effect of horizontal and vertical earthquake induced forces as defined in Section 2.3.6 of ASCE 7 .

F = Load due to fluids with well-defined pressures and maximum heights .

F_a = Flood load in accordance with Chapter 5 of ASCE 7 .

H = Load due to lateral earth pressures , ground water pressure or pressure of bulk materials .

L = Roof live load greater than 20 psf (0.96 kN/m²) and floor live load.

L_r = Roof live load of 20 psf (0.96 kN/m²) or less .

R = Rain load.

S = Snow load.

T = Cumulative effects of self-s training load forces and effects .

V_{asd} = Allowable stress design wind speed, miles per hour (mph) (km/hr) where applicable.

V = Basic design wind speeds, miles per hour (mph) (km/hr) determined from Figures 1609.3 (1) through 1609.3 (8) or ASCE 7 .

W = Load due to wind pressure.

W_i = Wind-on- ice in accordance with Chapter 10 of ASCE 7.

Pour notre cas, la plupart de ces cas de charges ne sont pas utilisé donc on aura :

$$1.4 (G \pm ND_x \pm NSD_x).$$

$$1.4 (G \pm ND_y \pm NSD_y)$$

$$1.2 (G \pm ND_x \pm NSD_x) + 1.6 (Q \pm NL_x).$$

$$1.2 (G \pm ND_y \pm NSD_y) + 1.6 (Q \pm NL_y).$$

$$1.2 (G \pm ND_x \pm NSD_x) + (Q \pm NL_x) + E_x + 0.3E_y$$

$$1.2 (G \pm ND_y \pm NSD_y) + (Q \pm NL_y) + E_x + 0.3E_y$$

$$1.2 (G \pm ND_x \pm NSD_x) + (Q \pm NL_x) + E_y + 0.3E_x$$

$$1.2 (G \pm ND_y \pm NSD_y) + (Q \pm NL_y) + E_y + 0.3E_x$$

$$0.9 (G \pm ND_x \pm NSD_x) + E_x + 0.3E_y$$

$$0.9 (G \pm ND_y \pm NSD_y) + E_x + 0.3E_y$$

$$0.9 (G \pm ND_x \pm NSD_x) + E_y + 0.3E_x$$

$$0.9 (G \pm ND_y \pm NSD_y) + E_y + 0.3E_y$$

- **Lancement de l'analyse**

Les facteurs de réduction des sections EI et EA sont automatiquement appliqués par le programme si l'option variable TAU-b DAM ou l'option fixe Tau-b est sélectionnée. Pour l'analyse initiale, aucun facteur de réduction n'est utilisé.

Dès qu'une conception est exécutée, les facteurs de réduction sont utilisés et restent dans le modèle. Cela signifie que la première fois que le modèle est analysé et conçu, les utilisateurs doivent itérer entre la conception et l'analyse au moins une fois de plus. Par la suite, l'analyse et la conception auront des facteurs de réduction appliqués automatiquement.

- **Discutions des résultats**

Cet exemple d'application du calcul montre comportement de notre structure avec la méthode de EC-3 et DAM

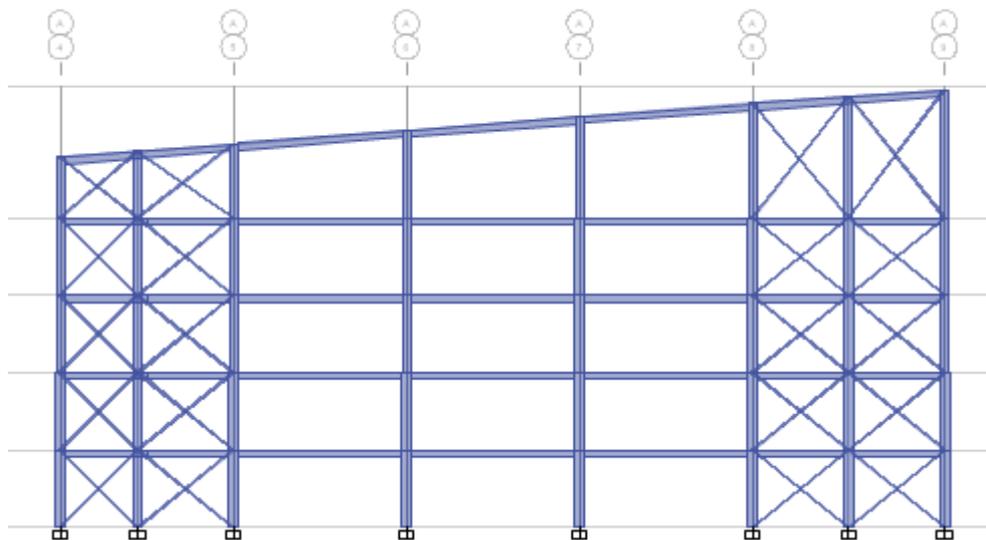


Figure IX. 8: vue en élévation de la structure

- **Les sollicitations**

Comme expliqué précédemment on a augmenté les charges d'imperfections de 0.01 pour les appliqués uniquement aux charges gravitaires, par conséquent les combinaisons utilisées sont les suivantes :

- **EC-3**

ELU

- **DAM**

$$1.2 (G \pm ND_x \pm NSD_x) + 1.6 (Q \pm NL_x).$$

$$1.2 (G \pm ND_y \pm NSD_y) + 1.6 (Q \pm NL_y).$$

Where:

ND_x = notional load for the dead load in x direction

ND_y = notional load for the dead load in y direction

NSD_x = notional load for the super imposed dead load in x direction

NSD_y = notional load for the super imposed dead load in y direction.

NL_x = notional load for the live load in x direction

NL_y = notional load for the live load in y direction

▪ **Les déformations**

D'après les figures ci-dessous, on remarque les déformations sont plus visible avec utilisation du DAM que la méthode de EC3 et cela est due au fait que DAM nous permet introduire les effets du 2nd ordre et avoir une analyse non linéaire.

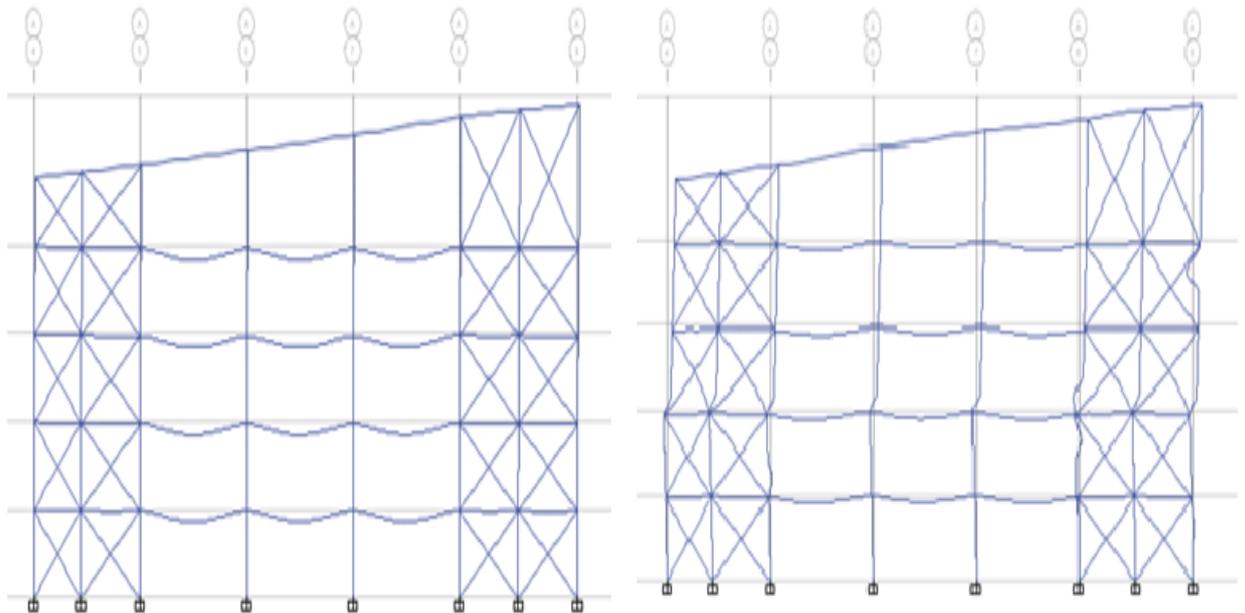


Figure IX. 9: les déformations avec DAM sur les sens yy et xx

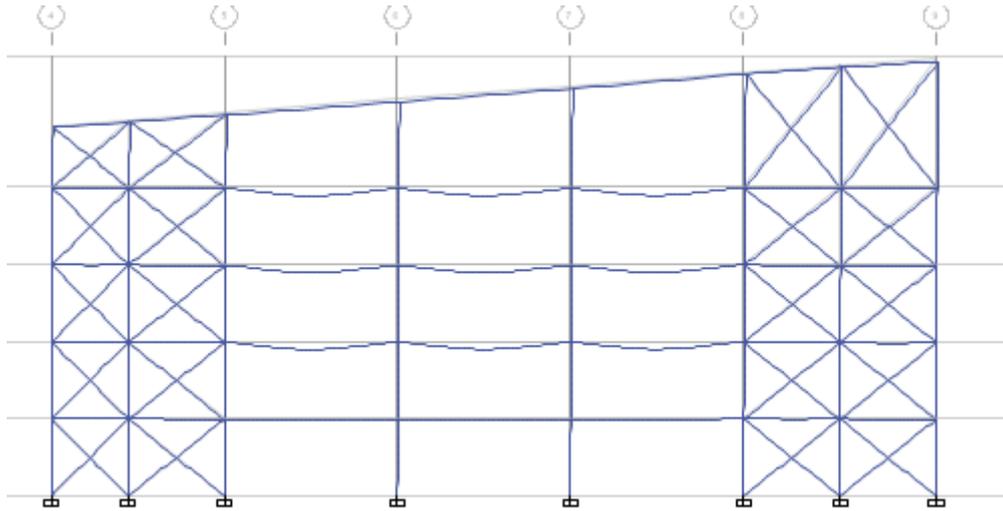


Figure IX. 10: les déformations avec EC

▪ **Les déplacements**

Les tableaux ci-dessous résume la différence entre les déplacements maximum dans chaque direction.

Tableau IX. 1: rapport entre 1st ordre et 2nd ordre DAM sens yy

1 st ordre (mm)	2 nd ordre DAM (mm)	1 st ordre /2 nd ordre DAM	Ratio en %
1.63397969	2.652	1.62303119	62%

Tableau IX. 2: rapport entre 1st ordre et 2nd ordre DAM sens xx

1 st ordre (mm)	2 nd ordre DAM (mm)	1 st ordre /2 nd ordre DAM	Ratio en %
1.30448755	2.314	1.77387664	77%

On remarque que les rapports se rapproche de 1.7 qui le rapport entre $\frac{\Delta_{2\text{ordre}}}{\Delta_{1\text{ordre}}}$, est d'après AISC360-10, la méthode de la longueur effective est autorisée à condition que les exigences des membres soient déterminées à l'aide d'une analyse de second ordre (soit explicite, soit par une analyse de premier ordre amplifiée) et des charges théoriques sont inclus dans toutes les combinaisons de charges gravitaires (AISC Appendice 7). Les facteurs K doivent être calculés pour tenir compte du flambement lorsque $\Delta_2 / \Delta_1 \leq 1,7$, $K = 1,0$) (AISC App. 7.2)

▪ **L'analyse de stabilité dans une structure contreventé**

La conception/vérification de la charpente en acier consiste à calculer la flexion, flambement et le cisaillement à plusieurs endroits sur la longueur d'un élément, puis comparer ces valeurs calculées avec des limites acceptables. Cette comparaison produit un rapport demande/capacité, qui ne doit généralement pas dépasser une valeur d'un si les exigences du code doivent être satisfaites

Demand/Capacity (D/C) Ratio Eqn.(H1-1a)

D/C Ratio =	$(P_r / P_c) + (8/9)(M_{r33} / M_{c33}) + (8/9)(M_{r22} / M_{c22})$
0.725 =	0.579 + 0.142 + 0.004

Axial Force and Capacities

Figure IX. 11: rapport D/C avec DAM

Demand/Capacity (D/C) Ratio EC3 6.3.3(4)-6.62

D/C Ratio =	$N_{Ed} / (\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}) + k_{zy} [M_{y,span,Ed} / (\chi_{LT} M_{y,Rk} / \gamma_{M1})] + k_{zz} [M_{z,span,Ed} / (M_{z,Rk} / \gamma_{M1})]$
0.686 =	0.549 + 0.135 + 0.002

Figure IX. 12: rapport D/C avec EC

On remarque que pour le même poteau dimensionné par la DAM, le ratio = 0.725 alors que celui dimensionné par l'EC3 a un ratio = 0.686, donc une différence de 5% entre les deux méthode donnant l'avantage à la DAM puisque par cette méthode on a pu capturer les effets P-Δ et p-δ et les introduire dans le dimensionnement des éléments structuraux.

▪ **L'analyse de stabilité dans une structure non contreventé**

D/C Ratio =	$(P_r / P_c) + (8/9)(M_{r33} / M_{c33}) + (8/9)(M_{r22} / M_{c22})$
0.651 =	0.598 + 0.007 + 0.047

Figure IX. 13: rapport D/C avec DAM

$$\text{D/C Ratio} = N_{Ed} / (\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}) + k_{zy} [M_{y,Ed} / (\chi_{LT} M_{y,Rk} / \gamma_{M1})] + k_{zz} [M_{z,Ed} / (M_{z,Rk} / \gamma_{M1})]$$

$$1.701 = 0.473 + 0.068 + 1.16$$

Figure IX. 14: rapport D/C avec EC

Si on a fait la comparaison des deux méthodes dans une structure non contreventé (système à nœuds déplaçable) où On remarque que pour le même poteau dimensionné par la DAM, le ratio = 0.651 alors que celui dimensionné par l'ELM a un ratio = 1.701, une différence de 2.6 fois

Donc d'après ces résultats on peut déduire que l'efficacité de la méthode DAM est bien remarqué dans les système souple (système structurel à nœuds déplaçable) pour les système rigide (système structurel à nœuds fixe).

IX.4 Conclusion

Après avoir utilisé la méthode dite DAM, nous avons conclu ce qui suit :

- 1- La méthode DAM est une méthode analytique-numérique qui nécessite l'outil informatique pour l'appliquer.
- 2- Parmi les avantages de la méthode DAM, la possibilité de simuler l'allure exacte du flambement des éléments structuraux en utilisant le bon meshing (dans notre cas les poteaux ont été meshé en 4 parties) ainsi que l'introduction de l'effet P-Δ et p-δ.
- 3- L'approche de l'utilisation des imperfections (national loads) ainsi que la réduction de rigidité des éléments structuraux ont augmenté la capacité flexionnelle de ces derniers (moment résistant en présence de l'effort axiale).

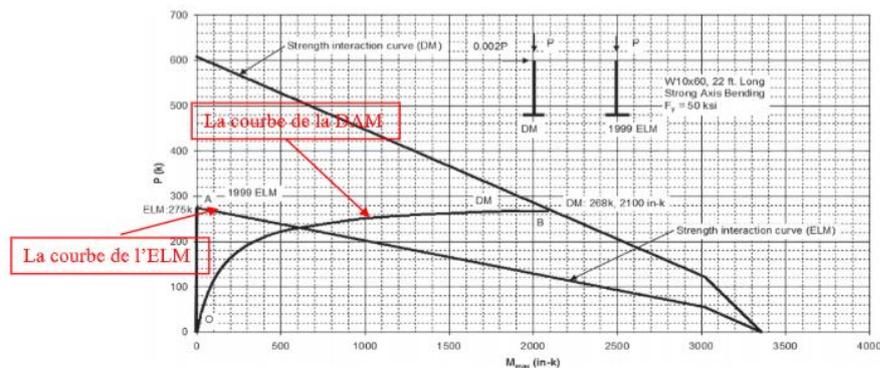


Fig. 3-1. Direct analysis method versus 1999 AISC Specification

Figure IX. 15: courbe qui montre la différence entre DAM -EC.3

- 4- En prenant le facteur de flambement $K = 1$, nous évitons la difficulté de détermination de ce facteur en fonction des rigidités des éléments liés au poteau, et ainsi, éviter les cas complexes des poteaux ayant double hauteur, ou poteaux biarticulés tel que les potelets et les raidisseurs.

CONCLUSION GENERALE

Le but de notre projet de fin d'étude était de concevoir et de vérifier un bâtiment à ossature métallique de voiture utilisation du stationnement. En tant que futur ingénieur civil, nous avons dû réfléchir à l'économie et à la résistance aspects. Sur la base des connaissances déjà acquises lors de notre cycle de formation en master 2 en civil ingénierie.

Nos conclusions sont les suivantes :

La première partie du projet a permis de mieux cerner le site (type de sol, zone sismique...), l'architecture de l'immeuble a été imaginée de manière à ce qu'elle assure le confort et la sécurité des usagers.

Après une évaluation de charge statique (charges permanentes, charges d'exploitation et charges climatiques) conformément aux règlements en vigueur (RNVV2013, DTR BC2), Nous a permis de faire un prédimensionnement des éléments constructifs du bâtiment adéquat.

Afin, d'avoir une structure qui se rapproche de la réalité on a utilisé le logiciel CSI ETABS, pour pouvoir évalue le comportement dynamique, Nous avons conclu que le vent l'action n'a pas été prépondérante par rapport à l'action sismique pour la conception de notre structure et ceci en raison de la faible hauteur de notre structure et du fait qu'elle se situe dans une zone de forte sismicité zone mais aussi par rapport a la nature de l'action climatique. Cependant on a trouvé les rampes de parking peuvent faussé l'étude dynamique donc on a préféré de ne pas les modélisé mais plutôt d'introduire leur charge.

Ensuite on a vérifié les sections à l'aide de la réglementation appropriée (CCM97, EUROCODE03). On peut dire que les éléments de notre structure a satisfaite les critères de résistances.

Etant donné qu'on est limité par le temps, on a n'a pas pu faire tous les assemblages de la structure, mais ce qui ont était fais vérifie les critères règlementaires.

Là les articulations motif obligatoire spécifique et détaillé vérification de tous composant de la découper,y compris les pièces connectées. Les pièces connectées ont été vérifiées pour une contrainte supplémentaire due à une excentricité d'un charger ou l'interaction entre éléments.

Considérant que toutes les structures de génie civil sont liées au sol, lors de la conception d'une structure l'étude e l'infrastructure est primordial, d'après l'étude qu'on a élaboré les filantes sont suffisante est cela due à la grande surface.

Il est adéquat de mentionner que dans la présente étude, l'objectif de résistance a été atteint ; En guise de conclusion, il convient de dire que ce projet nous a été très bénéfique, dans le sens

ou, ça nous a permis d'exploiter nos connaissances acquises au cours de notre cursus universitaire, et d'en apprendre davantage.

REFERENCES

- [1] Charges permanente et charge d'exploitation DTR D.C.2.2 charges et surcharges
- [2] Document technique réglementaire Algérienne D.T.R-C2-47 ; REGLEMENT NEIGE ET VENT « RNV99 » version 2003.
- [3] Calcul de l'effet du vent Eurocode 1 ; annexe B de l'Eurocode1 .1
- [4] Eurocode 4, calcul des structures mixte.
- [5] Eurocode 3, calcul des structures en acier, partie 1-1, règles générales et règles pour les bâtiments.
- [6] Règles de conception et de calcul des structures en acier « CCM97 » ; (Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.44)
- [7] Règles parasismique Algérienne RPA99 version 2003 ; (Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.48).
- [8] Rafik TALEB, calcul sismique des structures selon RPA99 version 2003, SEMINAIRE JPOGC : journée portes ouvertes sur le génie civil, juin 2008
- [9] SEAOC Blue Book Séismique Design Recommandations 2019
- [10] Jean Morel, Calcul des structures métallique selon l'Eurocode 3,
- [11] Arcelormittal logiciel document
- [12] CTICM-CSTB: plan Europe Euro codes
- [13] Supersedes the Specification for Structural Steel Buildings dated March 9, 2005
- [14] ANSI/AISC 360-10An American National
- [15] CSTB Calcul des ouvrages en béton armé
- [16] Le BAEL99, D.T.U, Béton armé aux états limites⁹¹, modifié 99.
- [17] Université Saad Dahleb de Blida, guide de rédaction d'un projet de fin d'études.