

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Aboubakr Belkaid Tlemcen
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil



Mémoire de Fin d'Etudes en Vue de l'Obtention du Diplôme de
Master en Génie Civil

Option : Construction Métallique.

Thème :

**INFLUENCE DU TYPE DE CONTREVENTEMENT SUR LA REPONSE
D'UNE STRUCTURE METALLIQUE**

Présenté le 21 septembre 2017 par :

Melle.Belaidouni Sarah

Melle.Chikh Meriem

Devant le Jury composé de :

Mme. DJAFOUR N	Président
Mr. RAS A	Examineur
Mr. MISSOUM A	Encadrant
Mr. BOUTASTA A	Encadrant

REMERCIEMENTS

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

Nos parents pour tous les bienfaits qu'ils nous ont accordés, leur écoute, leur disponibilité et leur grand Amour.

*Nous exprimons toutes nos profondes reconnaissances à nos encadrant Monsieur **MISSOUM A** et Monsieur **BOUTASTA A** pour le temps qu'ils nous ont accordé de leur confiance et de leur aide scientifique, ainsi leurs précieux conseils.*

Nous remercions également tous nos enseignants durant tout notre cursus et spécialement les professeurs de la construction métallique.

Nos remerciements s'adressent aussi aux membres du jury qui nous font l'honneur d'examiner ce travail.

*Nous remercions vivement Monsieur **MEGNOUNIFA** qui a bien voulu accepter de présider ce jury ainsi que **Mr RASA** et **Mme DJAFOUR N** d'avoir pris la peine de lire et évaluer notre modeste travail.*

Merci aussi à tous les membres de ma famille pour leur soutien,

Nous remercions aussi tous nos amis et collègues pour leurs aides, leurs patiences, leurs compréhensions et leurs encouragements.

Enfin, nous exprimons toute notre gratitude à toute personne ayant contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

Dédicaces

C'est grâce à Allah seul que j'ai pu achever ce travail.

Je dédie ce modeste travail à :

- ❖ *Mes très chers parents pour leur soutien et leur aide durant toute ma période d'études auxquels je leurs dois toute ma reconnaissance et mon respect, que Dieu le tout-puissant les garde en bonne santé.*
- ❖ *Mes sœurs SORJA KAOUTER et HANOUNE , ET A mes frères SALAH-EDDINE ABD-ELKADER et ZAKARIA*
- ❖ *Mes chers amies DALI YUCEF Souhila ,LALAM Fatima et tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin*
- ❖ *Mon binôme CHIKH Meriem qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail.*
- ❖ *A toute la promotion de génie civil 2016-2017 et plus particulièrement la promotion de la construction métallique chacun par son nom, avec qui j'ai partagé mes meilleurs moments.*
- ❖ *je dédie ainsi cet humble travail à mes professeurs du département de Génie Civil en souhaitant qu'on ait été à la hauteur de ce qu'ils attendaient de nous.*

BELAIDOUNI Sarah.

Dédicaces

Que ce modeste travail témoigne de mon profond respect

- ❖ *Pour commencer je prends le temps de remercier mon DIEU le tout puissant de m'avoir donné la force et le courage pour terminer mes études.*

❖ *A mes parents :*

- ❖ *A la mémoire de mon père disparu trop tôt. J'espère que, du monde qui est sien maintenant, il apprécie cet humble geste comme preuve de reconnaissance de la part d'une fille qui a toujours priée pour le salut de son âme. Puisse Dieu, le tout puissant, l'avoir en sa sainte miséricorde !*

- ❖ *A ma maman chérie qui m'a comblée d'amour et de tendresse et qui a rendu les choses les plus difficiles semblé bien plus simple que je ne le croyais.*

❖ *A les familles CHIKH et BEN KADJA*

❖ *Mes chers frères ISMAIL, YUCEF et MOHAMMED*

- ❖ *Mes chères amies MERIEM, WISSAM, IKRAM et SOUHILA. et tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin*

- ❖ *Mon binôme BELAIDOUNI SARA qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail.*

❖ *Tous mes enseignants*

- ❖ *A toute la promotion de génie civil 2016-2017 et plus particulièrement la promotion de la construction métallique chacun par son nom, avec qui j'ai partagé mes meilleurs moments.*

CHIKH Meriem

Résumé

Le travail abordé dans ce document consiste à faire une étude comparative entre plusieurs systèmes de contreventements. Pour cela, une structure métallique à usage d'habitation « R+4 » se trouvant à la ville de Remchi dans la wilaya de Tlemcen a été prise pour exemple pour réaliser notre travail.

Plusieurs configurations de contreventement utilisé en construction métallique ont été étudiées afin de déterminer le système de contreventement le meilleur adopté en termes de réalisation et de coût. Il s'agit des contreventements en X, en V, en V renversé et en K.

Après une étude statique et dynamique selon le règlement « CCM97 ». Pour le calcul et le Ferrailage des éléments en béton selon les normes « CBA93 » et « RPA99 », nous avons utilisé le logiciel (Robot), il s'avère que les configurations en X et en Λ donnent de bons résultats en termes de résistance et déformation. Afin de porter une conclusion fiable sur le choix d'un contreventement optimal, il est recommandé de pousser cette étude en étudiant d'autres dispositions de contreventement.

Mot clé : construction métallique, contreventement

ملخص

يتألف العمل الذي نتناوله هذه المذكرة من دراسة مقارنة لعدة أنظمة لمضادات الرياح. لهذا الغرض، تم أخذ هيكل معدني من نوع "R + 4" الموجود في دائرة الرمشي في ولاية تلمسان كمثال لتطبيق عملنا عليه. وقد تمت دراسة العديد من التشكيلات المستخدمة في البناء المعدني من أجل تحديد أي نوع لمضادات الرياح يساعدنا في البناء من حيث الفائدة والتكلفة. هذه هي الأنظمة المستخدمة X، V، V معكوسة و K بعد دراسة ثابتة و ديناميكية، أجريت الدراسة الديناميكية وفقا لرموز الزلازل الجزائرية "R.P.A. 99" وتم التحقيق في الاتصالات بموجب القانون الخاص بالهياكل الفولاذية "C.C.M. 97". وفي الأخير، درست البنية التحتية وفقا لقواعد "CBA93". ان التكوينات في X و Λ تعطي نتائج جيدة من حيث المقاومة والتشوه. من أجل التوصل إلى نتيجة موثوقة بشأن الاختيار الأمثل، فمن المستحسن أن تستخدم هذه الدراسة لدراسة الترتيبات لمضادات رياح أخرى.

الكلمات المفتاحية : هيكل معدني، مضادات الرياح

Abstract

The work covered in this paper consists of a comparative study of several bracing systems. For this purpose, a metallic structure of the 4 floors dwelling type located in the town of Remchi in the department of Tlemcen was taken as an example to refine our work.

Several bracing configurations used in metal construction were studied to determine the best bracing system adopted in terms of realization and cost. These are braces in X, Λ , V and K

After that, the dynamic study was performed, according to the Algerian earthquake codes "R.P.A. 99" and the connections were investigated under the steel structures code "C.C.M. 97". In the last step, the infrastructure was studied according to the "CBA93" rules, it appears that the configurations in X and give good results in terms of resistance and deformation. In order to arrive at a reliable conclusion on the choice of an optimal bracing, it is recommended that this study be used as a student for other bracing arrangements.

Keywords: Metal construction -bracing

TABLE DES MATIERES

Remerciements	
Dédicaces	
Dédicaces	
Résumé, Abstract, ملخص	
Table des matières	
Liste des tableaux	
Liste des figures	
Liste des notations	
INTRODUCTION GENERALE	01
I. PRESENTATION DE L'OUVRAGE	03
I.1. Présentation du projet.....	04
I.2. Règlements utilisés	06
I.3. Logiciels utilisés	07
I.4. Matériaux utilisés.....	07
I.5. Les assemblages.....	08
I.6. Conception structurale.....	08
II. EVALUATION DES CHARGES	10
II.1. Introduction	12
II.2. Charges permanentes	12
II.3. Surcharges d'exploitations	14
II.4. Action de la neige	14
II.5. Action du vent	15
II.6. Calcul des forces de frottement	25
III. DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS SECONDAIRES	26
III.1. Introduction.....	27
III.2. Calcul des chéneaux	27

III.3. Les pannes de couvertures	28
III.4. Les liernes des pannes	35
III.5. Dimensionnement des escaliers	37
III.6. Conclusion	41
IV. DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX.....	42
IV.1. Introduction.....	43
IV.2. Justification des traverses	43
IV.3. Justification des sablières	46
IV.4. Justification des solives	50
IV.5. Justification du poteau.....	53
IV.6. Dimensionnement des poutres	56
IV.7. Justification des stabilités	60
IV.8. Dimensionnement des contreventements	64
IV.9. Conclusion	65
V. PLANCHER COLLABORANT	66
V.1. Introduction	67
V.2. Calcul de plancher de toiture.....	67
V.3. Etude des connecteurs.....	72
V.4. Conclusion.....	73
VI. ETUDE SISMIQUE.....	74
VI.1. Introduction.....	75
VI.2. Principe de la méthode	75
VI.3. Dynamique de la structure	77
VI.4. Analyse modale spectrale	79
VI.5. Vérification de la structure	79
VI.6. Conclusion	83
VII. ETUDE DES CAS.....	84
VII.1. Introduction	85
VII.2. Définition.....	85

VII.3.Types de structure	86
VII.4.Coefficient de comportement	88
VII.5.Simulation numérique	88
VII.6.Calcul des différents cas de stabilités.....	88
VII.7.Discussion des résultats.....	108
VII.8.Conclusion et perspectives	109
VIII. ETUDE DES ASSEMBLAGES	110
VIII.1.Introduction	111
VIII.2.Assemblage en pieds de poteaux.....	111
VIII.3.Assemblage poteau-poutre	115
VIII.4.Assemblage poutre-solive	117
IX. ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE	118
IX.1.Introduction.....	119
IX.2.Documents utilisés	119
IX.3.Le rapport géotechnique	119
IX.4.Caractéristiques des matériaux.....	120
IX.5.Les charges à considérer	120
IX.6.Type de fondation.....	121
IX.7.Efforts sollicitant	121
IX.8.Calcul des semelles	121
IX.9.Les fûts.....	126
IX.10.Calcul des longrines	127
CONCLUSION GENERALE	129
Références bibliographiques	
Annexes	

Liste des tableaux

Tableau II.1 : <i>Charge permanente d'un plancher courant</i>	12
Tableau II.2 : <i>Charge permanente pour la toiture</i>	13
Tableau II.3 : <i>Charge permanente d'un volé</i>	13
Tableau II.4 : <i>Charge permanente d'un palier</i>	13
Tableau II.5 : <i>Charge permanente des murs extérieurs</i>	14
Tableau II.6 : <i>Valeurs de la pression dynamique et la vitesse de référence du vent</i>	17
Tableau II.7 : <i>Définition des catégories de terrain</i>	17
Tableau II.8 : <i>Valeurs des pressions dynamiques</i>	19
Tableau III.1 : <i>Caractéristiques du profilé IPE160</i>	34
Tableau III.2 : <i>Caractéristiques du profilé UPN 140</i>	42
Tableau III.3 : <i>Caractéristiques du profilé IPE160</i>	43
Tableau IV.1 : <i>Caractéristiques du profilé IPE270</i>	46
Tableau IV.2 : <i>Caractéristiques du profilé HEA140</i>	50
Tableau IV.3 : <i>Caractéristiques du profilé IPE240</i>	53
Tableau IV.4 : <i>Caractéristiques du profilé IPE100</i>	55
Tableau IV.5 : <i>Caractéristiques du profilé HEA240</i>	56
Tableau IV.6 : <i>Caractéristiques du profilé IPE180</i>	59
Tableau IV.7 : <i>Caractéristiques du profilé IPE400</i>	60
Tableau IV.8 : <i>Caractéristiques du profilé IPE200</i>	61
Tableau IV.9 : <i>Caractéristiques du profilé IPE160</i>	62
Tableau V.1 : <i>Caractéristiques du bac d'acier Hi-bond 55</i>	71
Tableau VI.1 : <i>Facteur de qualité</i>	81
Tableau VI.2 : <i>Éléments métalliques constituant la structure</i>	82
Tableau VI.3 : <i>Poids de la structure</i>	85
Tableau VI.4 : <i>Les forces sismiques suivant les deux sens</i>	86
Tableau VI.5 : <i>Comparaison de V_{dyn} t avec 80% V</i>	86
Tableau VI.6 : <i>Les déplacements résultants de la combinaison des charges G+Q+E sens X</i>	87
Tableau VI.7 : <i>Les déplacements résultants de la combinaison des charges G+Q+E sens Y</i>	87
Tableau VII.1 : <i>valeur du coefficient de comportement R pour une structure en acier</i>	92

Tableau VII.2 : <i>Les element de la la structure sans contreventement.</i>	93
Tableau VII.3 : <i>poids de la structure sans contreventement.</i>	94
Tableau VII.4 : <i>Les forces sismiques suivant les deux sens.</i>	94
Tableau VII.5 : <i>Comparaison de $V_{dyn} t$ avec 80% V.</i>	94
Tableau VII.6 : <i>Les déplacements résultants de la combinaison des charges G+Q+E (SensX).</i>	95
Tableau VII.7 : <i>Les déplacements résultants de la combinaison des charges G+Q+E (SensY).</i>	95
Tableau VII.8 : <i>Les éléments de la structure.</i>	97
Tableau VII.9 : <i>poids de la structure.</i>	98
Tableau VII.10 : <i>Les forces sismiques suivant les deux sens.</i>	98
Tableau VII.21 : <i>Comparaison de $V_{dyn} t$ avec 80% V.</i>	98
Tableau VII.12 : <i>Les déplacements résultants de la combinaison des charges G+Q+E sens X.</i>	99
Tableau VII.13 : <i>Les déplacements résultants de la combinaison des charges G+Q+E sens Y.</i>	99
Tableau VII.14 : <i>Les éléments de la structure</i>	101
Tableau VII.15 : <i>poids de la structure</i>	102
Tableau VII.16 : <i>Les forces sismiques suivant les deux sens</i>	102
Tableau VII.17 : <i>Comparaison de $V_{dyn} t$ avec 80% V.</i>	102
Tableau VII 18 : <i>Les déplacements résultants de la combinaison des charges G+Q+E sens X.</i>	103
Tableau VII.19 : <i>Les déplacements résultants de la combinaison des charges G+Q+E sens Y.</i>	103
Tableau VII.20 : <i>les éléments de la structure</i>	104
Tableau VII.21 : <i>Poids de la structure</i>	105
Tableau VII.22 : <i>Les forces sismiques suivant les deux sens</i>	105
Tableau VII.23 : <i>Comparaison de $V_{dyn} t$ avec 80% A.</i>	105
Tableau VII.24 : <i>Les déplacements résultants de la combinaison des charges G+Q+E sens X.</i>	106
Tableau VII.25 : <i>Les déplacements résultants de la combinaison des charges G+Q+E sens Y.</i>	106
Tableau VII.26 : <i>les elements de la structure</i>	107
Tableau VII.27 : <i>Poids de la structure</i>	108

Tableau VII.28 : <i>Les forces sismiques suivant les deux sens</i>	108
Tableau VII.29 : <i>Comparaison de $V_{dyn} t$ avec 80% V</i>	109
Tableau VII.30 : <i>Les déplacements résultants de la combinaison des charges G+Q+E sens X</i>	109
Tableau VII.31 : <i>Les déplacements résultants de la combinaison des charges G+Q+E sens X</i>	109
Tableau VII.32 : <i>Les éléments de la structure</i>	110
Tableau VII.33 : <i>Poids de la structure</i>	111
Tableau VII.34 : <i>Les forces sismiques suivant les deux sens</i>	111
Tableau VII.35 : <i>Comparaison de $V_{dyn} t$ avec 80% V</i>	112
Tableau VII.36 : <i>Les déplacements résultants de la combinaison des charges G+Q+E sens X</i>	112
Tableau VII.37 : <i>Les déplacements résultants de la combinaison des charges G+Q+E sens Y</i>	112
Tableau VII.38 : <i>Déplacement, coefficient de comportement, effort tranchant à la base, la période et le poids pour chaque type de contreventement</i>	113
Tableau VIII.1 : <i>Dimensions des faux-puits</i>	109
Tableau VIII.2 : <i>Dimensions des semelles</i>	110

Liste des figures

Figure I.1: <i>Ossature de la construction étudiée.</i>	04
Figure I.2: <i>Façade principale</i>	05
Figure I.3 : <i>Façade extérieur</i>	05
Figure I.4 : <i>Localisation du lieu d'implantation de l'ouvrage</i>	06
Figure I.5 : <i>Construction d'un plancher collaborant.</i>	09
Figure II.1: <i>Action due à la neige</i>	15
Figure II.2 : <i>Direction du vent</i>	17
Figure II.3 : <i>Répartition de la pression dynamique.</i>	19
Figure II.4 : <i>Valeurs pour les parois verticales.</i>	21
Figure II.5 : <i>Valeurs de C_{pe} pour les parois verticales.</i>	21
Figure II.6: <i>Valeur de C_{pe} pour la toiture.</i>	22
Figure II.7 : <i>Valeur de la pression sur le RDC et le 1^{er} étage.</i>	22
Figure II.8 : <i>Valeur de la pression sur le 2eme étage et le 3eme étage</i>	23
Figure II.9 : <i>Valeur de la pression sur le 4eme étage et la toiture</i>	23
Figure II.10 : <i>Légende pour les parois verticales</i>	24
Figure II.11: <i>Valeur de C_{pe} pour les parois verticales.</i>	24
Figure II.12: <i>Valeurs de C_{pe} pour la toiture.</i>	25
Figure II.13 : <i>Valeur de la pression sur le RDC étage et le 1^{er} étage.</i>	25
Figure II.14 : <i>Valeur de la pression sur le 2eme étage et le 3eme étage</i>	26
Figure II.15 : <i>Valeur de la pression sur le 4eme étage et la Toiture</i>	26
Figure III.1 : <i>chêneau d'eau</i>	29
Figure III. 2 : <i>Coupe transversale</i>	29
Figure III.3 : <i>Moignon cylindrique</i>	29
Figure III.4 : <i>cas de charge de la neige</i>	31
Figure III.5 : <i>cas de l'effet du vent</i>	38
Figure III.6 : <i>Le diagramme des moments fléchissant.</i>	31
Figure III.7 : <i>coupe transversale des liernes</i>	38
Figure III.8: <i>Disposition et dimensions des éléments de l'escalier</i>	41
Figure III.9 : <i>Descente des charges sur l'escalier</i>	42
Figure V.1: <i>Les dimensions de la tôle Hi-bond 55.</i>	70
Figure V.2 : <i>Eléments constructifs du plancher mixte</i>	72

Figure V.3 : Montage poutre-dalle.....	73
Figure V.4 : Dimensions d'un connecteur.....	76
Figure V.5 : Goujons à tête soudés en présence d'une dalle mixte à bac collaborant.....	77
Figure V.6 : Disposition des connecteurs.....	77
Figure VI.1: Modélisation de la structure en 3D.....	82
Figure VI.2 : Spectre de réponse suivant X.....	83
Figure VI.3: Spectre de réponse suivant Y.....	84
Figure VII.1 : Cheminement des forces transversales dans le cas d'une structure à toiture.....	89
Figure VII.2 : Ossatures en portique (zones dissipatives dans les poutres et en pied de poteaux).....	90
Figure VII.3 : Ossature avec triangulation à barre centrées.....	91
Figure VII.4 : Ossature avec triangulation a barre excentrées.....	91
Figure VII.5 : structure non contreventée.....	94
Figure VII.6 : contreventement en X.....	96
Figure VII.7 : Structure contreventée par /.....	96
Figure VII.8: contreventement en V et A.....	100
Figure VII.9: structure contreventée en V.....	100
Figure VII.10: Structure contreventée en A.....	103
Figure VII.11: structure contreventé en V et A.....	107
Figure VII.12: Structure contreventé en K.....	110
Figure VIII.1 : 3D d'assemblage pied de poteaux.....	116
Figure VIII.2 : Détail d'assemblage pied de poteaux.....	117
Figure VIII.3 : Dimensions de la plaque d'assise.....	117
Figure VIII.4 : Assemblage poteau-poutre.....	120
Figure VIII.5: Assemblage poutre-solive.....	123
Figure IX.1: Géométrie de la semelle.....	130
Figure IX.2: Géométrie de puis.....	130
Figure IX.3: Vue en plan des armatures principale et de puis.....	132
Figure IX.4: Vue en 3D de ferrailage de la semelle.....	133
Figure IX.4: Vue en 3D de ferrailage de la semelle.....	135

Liste des notations

Les charges :

- G : Charge permanente.
- Q : Charge d'exploitation.
- S : Surcharge climatique de la neige.
- V : Surcharge climatique du vent.

Les caractéristiques d'un profilé en I, H ou U :

- b : La longueur de la semelle
- d : La hauteur de l'âme.
- h : Hauteur du profilé.
- t : Epaisseur (semelle ou âme)
- t_f : Epaisseur de la semelle du profile.
- t_w : Epaisseur de l'âme du profile.

Majuscules latines :

- A : Section brute d'une pièce.
- A_{net} : Section nette d'une pièce.
- A_w : Section de l'âme.
- A_v : Aire de cisaillement.
- C_t : Coefficient de topographie.
- C_r : Coefficient de rugosité.
- C_e : Coefficient d'exposition.
- C_d : Coefficient dynamique.
- E : Module d'élasticité longitudinale.
- F : Force en générale.
- G : Module d'élasticité transversale.
- I : Moment d'inertie.
- K_0 : Coefficient de flambement.
- K_t : Facteur de terrain.
- L : Longueur.
- M : Moment de flexion.
- M_{Sd} : Moment fléchissant sollicitant.
- M_{Rd} : Moment résistant par unité de longueur dans la plaque d'assise.
- M_{Pl} : Moment plastique.
- $M_{b,Rd}$: Moment de la résistance au déversement .
- $N_{pl,Rd}$: Effort normal de la résistance plastique de la section transversale brute.
- $N_{b,Rd}$: Effort normal d'un élément comprimé au flambement.
- N_{Sd} : Effort normal sollicitant.
- $N_{t sd}$: Effort normal de traction.
- N_{csd} : Effort normal de compression.
- $N_{c,Rd}$: Valeur de calcul de la résistance de la section transversale à la compression.
- P : Poids du profilé.
- R : Coefficient de comportement de la structure.

V_{sd} : Valeur de calcul de l'effort tranchant.

$V_{réf}$: Vitesse de référence du vent.

V_m : Vitesse moyenne du vent

W_{pl} : Module de résistance plastique.

W : Poids de la structure.

w : Module de résistance .

Minuscules latines :

e : Epaisseur

f_{c28} : *La contrainte du béton à 28 jours*

f : La flèche.

f_u : La résistance à la traction

f_y : Limite d'élasticité.

h : Hauteur d'une pièce.

L : Longueur d'une pièce (Poutre, Poteau).

L_f : Longueur de flambement.

t : Épaisseur d'une pièce.

Z : Hauteur au-dessus du sol.

Z_0 : Paramètre de rugosité.

Z_{eq} : Hauteur équivalente.

Minuscules grecques :

ρ : Poids volumique

χ : Coefficient de réduction pour le mode de flambement approprié.

X_{LT} : Coefficient de réduction pour le mode de déversement approprié.

β_w : Facteur de corrélation.

γ_M : Coefficient de sécurité.

λ : Élancement.

λ_{LT} : Élancement de déversement.

Introduction générale

La construction métallique en Algérie a connu ces dernières années un essor important puisqu'elle a montré qu'elle peut être économique et présente un certain nombre d'avantages indéniables par rapport aux constructions classiques. Dans le but d'aller de l'avant, les concepteurs redoublent d'effort pour trouver des systèmes plus performants et répondant à un souci économique de plus en plus exigeant.

La stabilité latérale de ces constructions constitue le problème primordial. Dans ce type de construction, cette stabilité est assurée par différents systèmes de contreventement en amélioration perpétuelle. Parmi les structures dissipatives résistantes aux séismes, il existe essentiellement trois systèmes structuraux :

- Les **structures en portique auto stable** : Dans ce type de structure, la résistance aux forces horizontales est assurée principalement par la flexion des poteaux et des poutres.

- les **structures à palées triangulées centrées** : Ce sont des structures pour lesquelles l'intersection des barres du système de contreventement coïncide avec le milieu des éléments porteurs et ou avec les jonctions poteaux-poutres. Pour ce genre de structure la stabilité latérale est assurée soit par les diagonales tendues (contreventement en X), soit par la combinaison simultanée des diagonales tendues et comprimées (contreventement en V et V renversé).

- les **structures à palées excentrées** : Dans ce type de structure, l'intersection des barres de contreventement peut se localiser à n'importe quel point de la poutre selon la configuration adoptée.

Notre étude ne concerne cependant que les systèmes de contreventement. Elle a pour principal but, la comparaison entre le comportement des configurations en X, en V, et en V renversé et en K, et montrer l'influence des méthodes dynamiques utilisées pour l'évaluation de l'effort sismique.

Ce mémoire a été structuré en plusieurs chapitres :

Après une introduction générale, le premier chapitre présente l'ouvrage.

Le deuxième chapitre concerne l'évaluation des charges permanentes, d'exploitations selon le règlement Algérien « charges et surcharges » et aussi les charges climatiques (neige et vent) selon le « RNV99 »

Le troisième et le quatrième chapitre consiste à étudier les éléments secondaires et principaux de la structure selon le « CCM97 ».

Dans le cinquième chapitre, on abordera l'étude de plancher collaborant

Le sixième chapitre est consacré à l'étude dynamique et sismique du bâtiment selon le « RPA99 »

On abordera dans le septième chapitre l'étude des cas.

Le huitième chapitre traite l'étude de l'assemblage.

Le neuvième chapitre l'étude de l'infrastructure selon le « CBA93 ».

Et enfin, nous terminons notre travail par une conclusion générale.

Chapitre I

Présentation de l'ouvrage

I.1. Présentation du projet

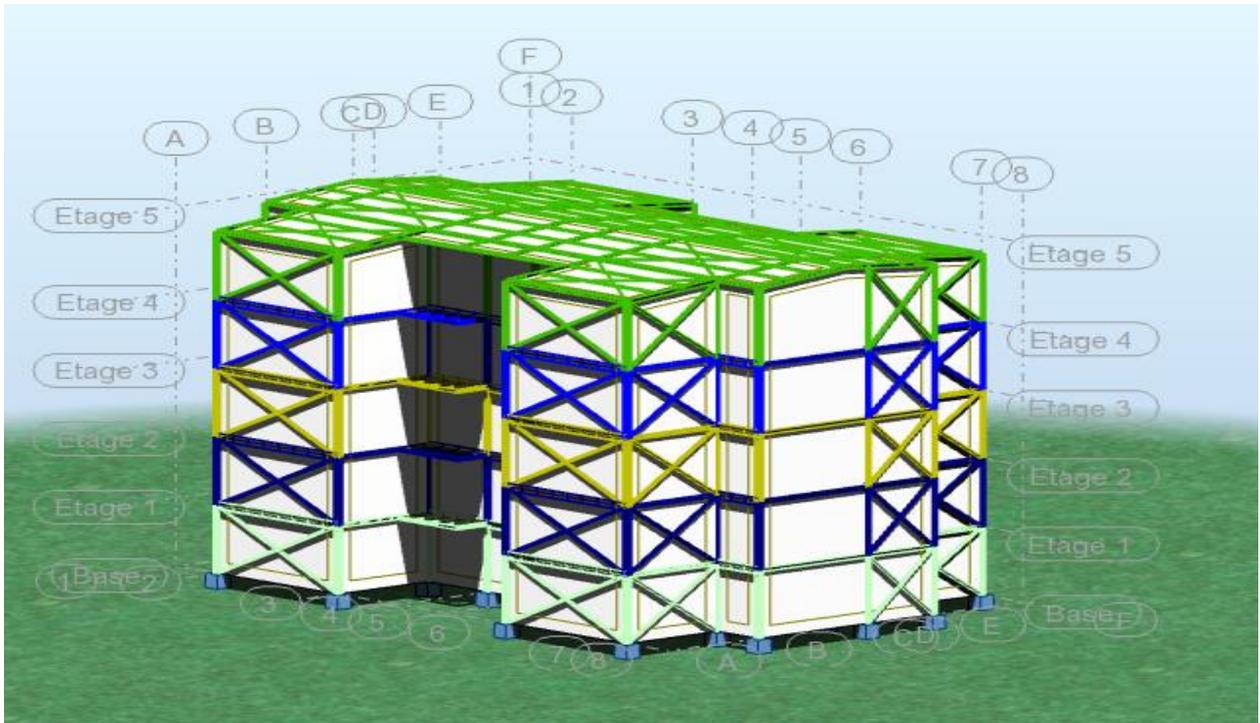


Figure I.1 : Ossature de la construction étudiée

I.1.1. Caractéristique géométrique du bâtiment

Le bâtiment a une forme en plan rectangulaire et de dimension $28.16\text{m} \times 18.18\text{m}$. Il occupe une assiette de : $482,7\text{ m}^2$ avec une hauteur de $17,53\text{ m}$.

L'ossature est formée d'une structure en charpente métallique (poteaux et poutres) et de planchés mixtes collaborant (béton – acier).

L'ouvrage est composé d'un rez-de-chaussée et de 4 niveaux de logements. Chaque niveau est composé de quatre logements.

Les dalles d'étage courant sont en plancher collaborant de 12 cm et la toiture est constituée d'un plancher collaborant de 8 cm d'épaisseur.

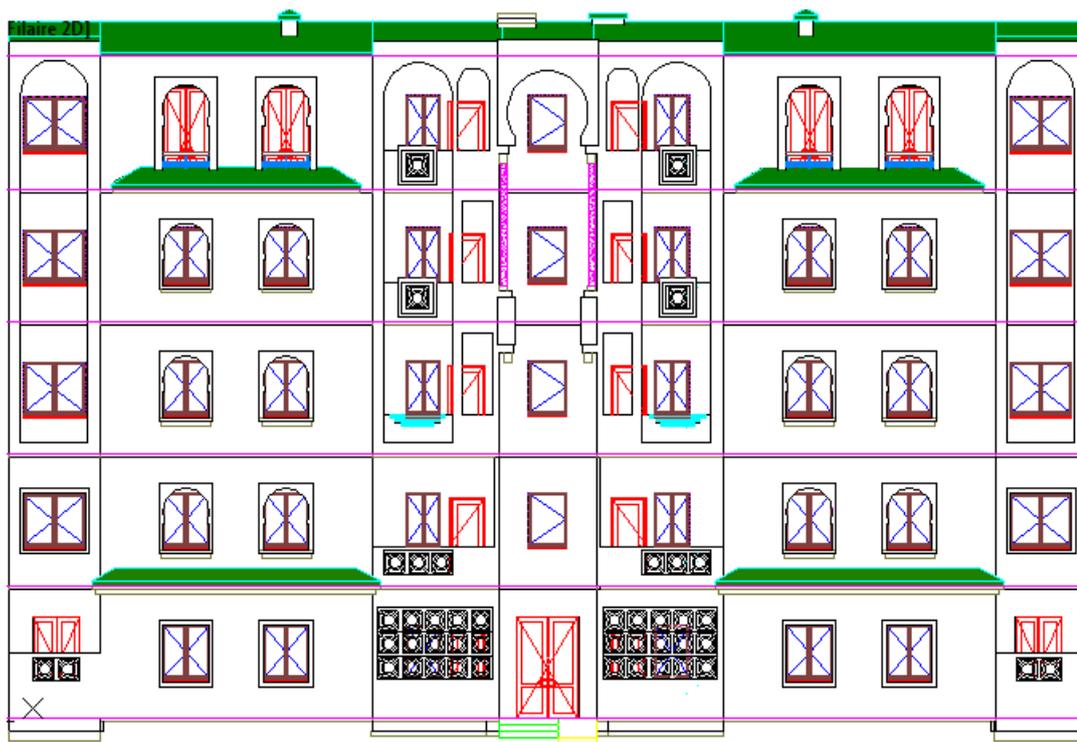


Figure I.2 : Façade principale

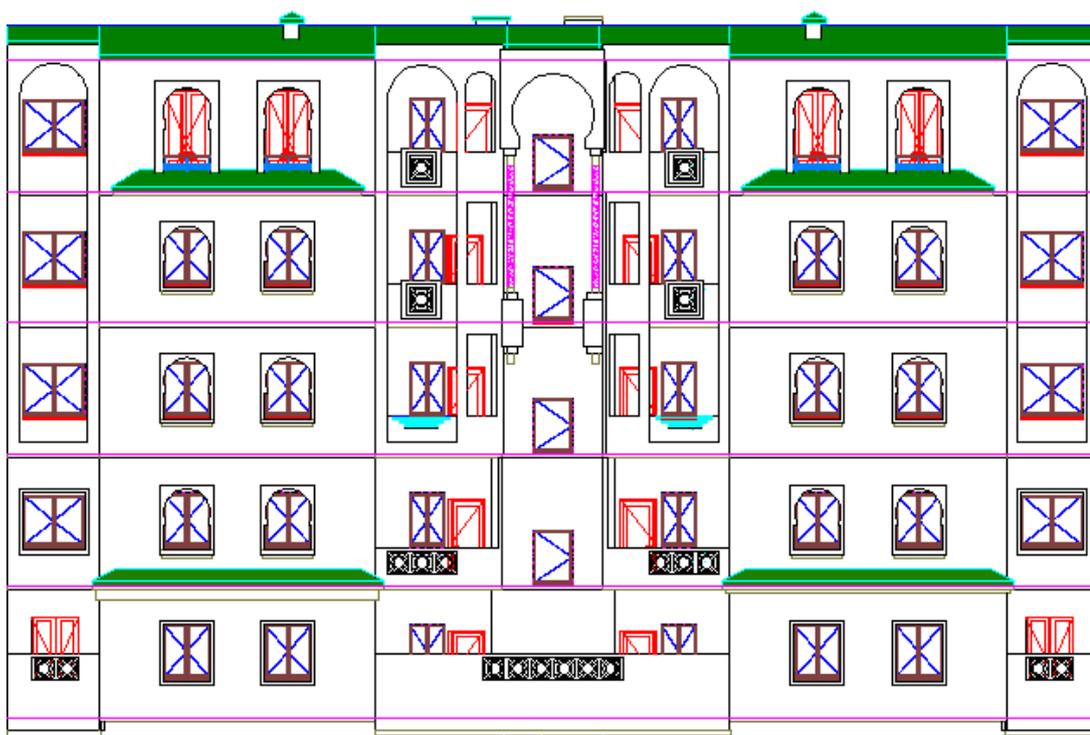


Figure I.3 : Façade extérieure

I.1.2.Lieu d'implantation

L'ouvrage étudié est situé à la ville de Remchi, Wilaya de Tlemcen



Figure I.4 : Localisation du lieu d'implantation de l'ouvrage

- Altitude : 213 m.
- Zone de neige par commune : ZONE B - GROUPE 2 (R.N.V 2013)
- Séisme : zone sismique I : groupe d'usage (1B).
- Contrainte admissible du sol est de $\sigma_{sol} = 1.8$ bars.

I.2. Règlements utilisés

Les règlements utilisés sont :

- DTR.BC.2.2 « Charges permanentes et charges d'exploitations ».
- DTR.BC.2.44 Règles de conception des Structures en aciers « CCM97 ».
- DTR.BC.2.48 Règles Parasismiques Algériennes « RPA99/version 2003 ».
- DTR.BC.2.47 Règlement Neige et Vent « RNV99/ version 2013 ».
- CBA93: Calcul Béton Armé.

I.3. Logiciels utilisés

- AutoCAD 2010.
- ROBOT.

I.4. Matériaux utilisés

I.4.1.L'acier

L'acier est un matériau par transformation qui associe le fer et le charbon et dont le fer est l'élément prédominant entrant dans sa composition.

Caractéristique mécanique de l'acier

- Nuance d'acier : Fe360.
- La limite élastique : $f_y = 235$ MPa.
- La résistance à la traction : $f_u = 360$ MPa.
- La masse volumique : $\rho = 7850$ Kg/m³.
- Module d'élasticité longitudinale : $E = 210000$ MPa.
- Module d'élasticité transversale : $G = 84000$ MPa.

I.4.2. Le béton

C'est un matériau constitué par le mélange de ciment, de granulats (sable et gravier) et de l'eau. Toutes ces composantes interviennent dans la résistance du mélange (béton), on utilise ce matériau à cause de sa résistance à la compression.

Caractéristiques mécanique du béton

- La résistance caractéristique à la compression : $f_{c28} = 25$ MPa.
- La résistance caractéristique à la traction : $f_{t28} = 0,06 f_{c28} + 0,6 = 2,1$ MPa.
- Poids volumique : $\rho = 2500$ Kg/ m³.
- Module d'élasticité longitudinale : $E = 305000$ MPa.

I.5. Les assemblages

Un assemblage mécanique est la liaison de différentes pièces. C'est aussi un ensemble de procédés et solutions techniques permettant d'obtenir ces liaisons. Il ya plusieurs type d'assemblages tel que soudage, collage, rivetage et le boulonnage

- **Les principaux modes d'assemblages sont :**

I.5.1 Le boulonnage

Le boulonnage est le moyen d'assemblage le plus utilisé en construction métallique du fait de sa facilité de mise en œuvre et des possibilités de réglage qu'il ménage sur site, pour ce cas on a utilisé souvent les boulons de haute résistance « HR ». Les boulons ordinaires sont utilisés pour leur mise en œuvre simple et leur faible prix par rapport aux boulons HR.

I.5.2. Le soudage

Le soudage est un moyen d'assemblage permanent. Il a pour objet d'assurer la continuité de la matière à assembler. Dans le cas des métaux, cette continuité est réalisée à l'échelle de l'édifice atomique. En dehors du cas idéal où les forces inter-atomiques et la diffusion assurent lentement le soudage des pièces métalliques mises entièrement en contact suivant des surfaces parfaitement compatibles et exemptes de toute pollution, il est nécessaire de faire intervenir une énergie d'activation pour réaliser rapidement la continuité recherchée.

Le soudage est une opération qui consiste à joindre deux parties d'un même matériau avec un cordon de soudure constitué d'un métal d'apport, ce dernier sert à de liant entre les deux pièces à assembler.

I.6. Conception structurale

La structure est assurée par des portiques auto-stables contreventés par plusieurs types de structure (cas d'étude)

I.6.1. Plancher collaborant

Pour cette construction, concernant les planchers courants on a choisi des planchers mixtes à dalle collaborant.

- Les bacs aciers sont de type Hi-Bond 55.
- L'épaisseur totale de la dalle BA y compris l'onde est de 12 cm.
- Les planchers reposent sur un ensemble de poutres et solives métalliques.
- La liaison entre la dalle, le bac en acier collaborant et la structure porteuse est assurée par des connecteurs.
- Les planchers mixtes à dalle collaborant étant la solution la plus économique et la plus judicieuse techniquement.

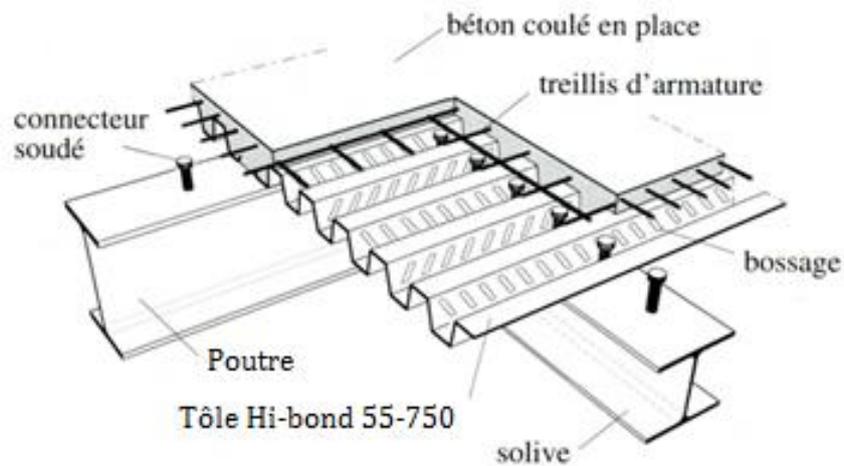


Figure I.5 : Construction d'un plancher collaborant.

I.6.2. Escalier

Les escaliers sont des éléments qui permettent l'accès du niveau RDC aux étages

Les escaliers utilisés pour notre structure sont des escalier en béton armé réalisée par le même système que le plancher sauf qu'il sont inclinés, ils sont constitués de :

- Poutre palier
- Les marches sont constituées en béton
- limon en charpente

I.6.3. Couverture

La couverture est une toiture à double versant constituée d'un panneau sandwich composé de tôle et d'une matière isolante entre les deux.

I.6.3.1. Les caractéristiques physiques de la couverture

Poids propre : $P = 15.70 \text{ kg/m}^2$

Limite de rupture : $f_u = 360 \text{ Mpa}$

Limite d'élasticité : $f_y = 235 \text{ Mpa}$

Fleche admissible : $\delta_{max} = 1/200$

Module de résistance : $w = 70 \text{ cm}^3/\text{m}$

Moment d'inertie : $I = 659 \text{ cm}^4/\text{m}$

Chapitre II

Evaluation des charges

II.1. Introduction

Dans ce chapitre, nous allons définir les différentes charges agissantes sur notre bâtiment, qui se résument dans l'action des charges permanentes et d'exploitation ainsi que les effets climatiques.

Les charges permanentes et d'exploitations sont inscrites dans le règlement technique DTRB.C2.2 (charges et surcharges).[1]

On procédera à une étude climatique pour déterminer les actions exercées par la neige et le vent en se basant sur le règlement neige et vent dit RNV 2013.

II.2. Charges permanentes

Elle désigne le poids propre de tous les éléments permanents constituant l'ouvrage.

II.2.1.Plancher courant

Type	Charges permanentes (kg/m ²)
Brique ép.=10cm	$0,1 \times 900 = 90$
Revêtement intérieur	40
Revêtement en carrelage (3 cm)	$3 \times 0,2 \times 100 = 60$
Mortier de pose (2 cm)	$2 \times 0,2 \times 100 = 40$
Isolation thermique (4 cm)	$0,04 \times 400 = 16$
Poids de la dalle ép. (12cm)	$0,12 \times 2500 = 300$
Hi-bond 55	13
Faux plafond	10
Total :	569 kg/m ²

Tableau II.1 : Charges permanentes d'un plancher courant.

II.2.2.La toiture « inaccessible »

Type	Charges permanentes (kg/m ²)
Couverture en panneau sandwich TL75	18.00
Faux plafond	10.00
Total :	28.00kg/m ²

Tableau II.1 : Charges permanentes pour la toiture**II.2.3.Escalier***a) Volé*

Type	Charges permanentes (kg/m ²)
Poids propre (e=12cm)	$0.12 \times 2500 = 300.00$
Pois marche (e=17cm)	$2500 \times 0.17 \times 0.5 = 212.50$
Carrelage	$3 \times 0.2 \times 100 = 60$
Mortier de pose (2cm)	$2 \times 0.2 \times 100 = 40$
Hi-bond 55	13
Total :	625.5 kg/m ²

Tableau II.2 : Charges permanentes du volé*b) Palier*

Type	Charges permanentes (kg/m ²)
Revêtement en carrelage (2 cm)	$3 \times 0.2 \times 100 = 60$
Mortier de pose (2 cm)	$2 \times 0.2 \times 100 = 40$
Poids de la dalle ép. (12cm)	$0,08 \times 2500 = 200$
Hi-bond 55	13
Total :	313.0 kg/m ²

Tableau II.3 : Charges permanentes d'un palier

II.2.4.Murs extérieurs « double parois »

La maçonnerie utilisée est en briques creuse (double cloison) avec 30 % d'ouvertures :

Type	Charges permanents (kg /ml)
Brique ep1 = 10cm, ep2=15cm	$(0,1 \times 900) + (0,15 \times 1300) = 285.0$
Revêtement extérieur et intérieur	28.0
Total :	313.0kg/ml

Tableau II.4 : Charges permanentes des murs extérieurs

En considérant les 30 % d'ouvertures..... $313 \times 0,7 = 219.1$ kg/ml.

II.3. Surcharges d'exploitations

Elles Correspondent aux mobiliers et aux personnes qui habitent ou fréquentent l'immeuble.

Pour cela il y a des normes qui fixent les valeurs des charges en fonction de la destination de l'ouvrage et qui sont inscrits dans le règlement technique DTR.C2.2 (charges et surcharges).

- Toiture inaccessible 100 kg/m²
- Plancher étage courant 150 kg/m²
- Escalier 250 kg/m²
- Balcon 350 kg/m²

II.4. Action de la neige

L'accumulation de la neige sur la toiture de bâtiment produit une charge qu'il faut prendre en compte pour les vérifications des éléments de cette structure.

Le règlement RNV99 s'applique à l'ensemble des constructions en Algérie situées à une altitude inférieure à 2000m.

Notre projet se trouve à une altitude de 213m.

II.4.1.calcul la charge de la neige

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

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

S_K : (kN/m^2) est la charge de neige sur le sol, en fonction de l'altitude et de la zone de neige.

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

Le bâtiment se situe à la commune de Remchi, wilaya de Tlemcen, zone B, Groupe 2.

L'altitude H (m) du site considéré est $H = 213$ m.

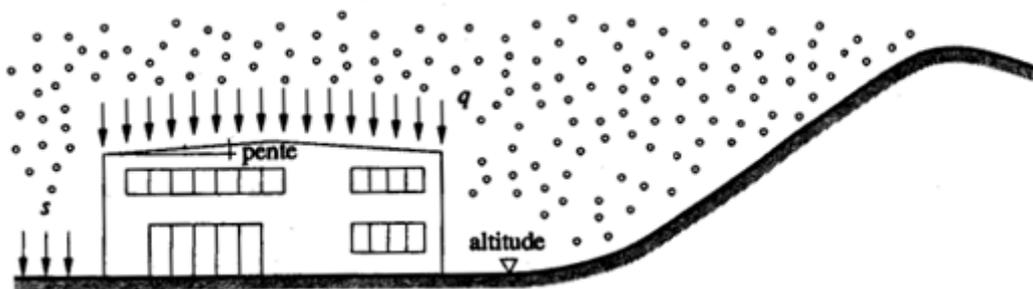


Figure II.1 : Action due à la neige

II.4.1.1.Coefficient de forme de la toiture

Notre projet concernent une toiture à double versent avec $\alpha = 4^\circ$

Le coefficient de forme de toiture : donc $\mu = 0,8$

II.4.1.2.Valeur caractéristique de la neige S_k

La valeur de S_k est déterminée par la loi de variation suivante en fonction de l'altitude H en m du site considéré :

$$S_k = \frac{(0,07 \times H + 10)}{100}$$

$$S_k = \frac{(0,04 \times H) + 10}{100} = \frac{(0,04 \times 213) + 10}{100} = 0,1852 \text{ kN/m}^2$$

II.4.1.3.Charge de la neige

La charge caractéristique de la neige S est donc :

$$S = \mu \times S_k = 0.8 \times 0.1852$$

$$\Rightarrow S = 0,148 \text{ kN/m}^2$$

II.5.Action du vent

Le déplacement de l'air tend à éliminer ces déséquilibres de pression, par conséquent il produit un mouvement de masse d'air appelé « VENT » qui par ailleurs est conditionné également par le relief terrestre.

Le vent est par nature turbulent et ses effets le sont aussi, en termes de pressions ou de forces aérodynamiques et donc de sollicitations ou de réponses des structures.

Les actions du vent appliquées aux parois dépendent de :

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

II.5.1.Principes du DTR RNV (*version 2013*)

- Le règlement impose d'étudier le vent dans toutes les parois de la structure.
- Le bâtiment à étudier est considéré de forme rectangulaire donc l'étude se fera sur deux parois.

Sens V1 : perpendiculaire à la façade principale.

Sens V2 : parallèle à la façade principale.

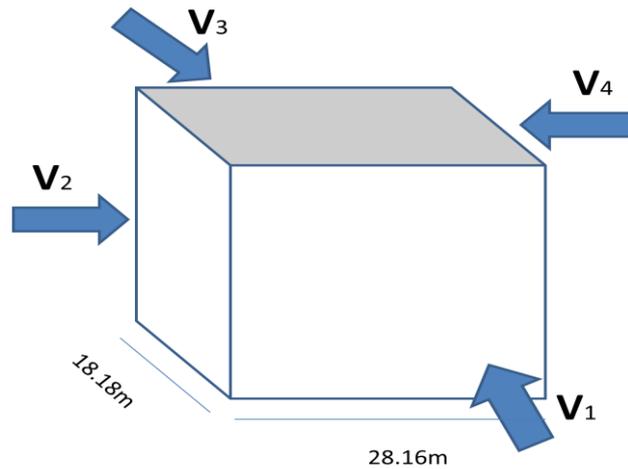


Figure II.2 : Direction du vent

II.5.2.Calcul du vent

II.5.2.1.Données relatives au site

Le bâtiment se situe à la commune de Remchi, wilaya de Tlemcen, zone II.

Zone	$q_{ref}(N/m^2)$	$V_{ref}(m/s)$
II	435	27

Tableau II.6: Valeurs de la pression dynamique et la vitesse de référence du vent

Avec :

q_{ref} (N/m^2) : Pression dynamique de référence pour les constructions permanentes (durée d'utilisation supérieur à 5ans).

Catégorie de terrain : zone a couverture végétale régulière ou des bâtiments, ou avec des obstacles isolés séparés d'au plus 20 fois leur hauteur (par exemple des villages, des zones suburbaines, des forets permanentes).

Catégorie de terrain	K_t	$Z_0(m)$	Z_{min} (m)
III	0.215	0.3	5

Tableau II.7 : Définition des catégories de terrain.

Avec :

- K_t : Facteur de terrain,
- Z_0 : Paramètre de rugosité,
- Z_{min} : Hauteur minimal.

II.5.2.2.Coefficient d'exposition au vent (Ce)

Le coefficient d'exposition au vent $C_e(z)$ tient compte des effets de la rugosité du terrain, de la topographie du site et de la hauteur au-dessus du sol.

$C_e(z)$ est donné par : $C_e(z) = C_t^2(z) \times C_r^2(z) \times [1 + 7I_v(z)]$.

C_t : Coefficient de topographie ; $I_v(z)$: I 'intensité de la turbulence.

C_r : Coefficient de rugosité ; z (m) : La hauteur considérée.

II.5.2.3.Coefficient de topographie $C_t(z)$

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

$C_t(z) = 1$ Site plat.

II.5.2.4.Coefficient de rugosité $C_r(z)$

Le coefficient de rugosité $C_r(z)$ traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse moyenne du vent. Il est défini la loi logarithmique (logarithme népérien) :

$$\begin{cases} C_r(z) = K_t \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) & \text{pour } z > z_{\min} \\ C_r(z) = K_t \times \ln\left(\frac{z_{\min}}{z_0}\right) & \text{pour } z \leq z_{\min} \end{cases}$$

II.5.2.5.Intensité de la turbulence $I_v(z)$

Il est donné par la formule suivant :

$$\begin{cases} I_v(z) = \frac{1}{C_t(z) \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} & \text{pour } z > z_{\min} \\ I_v(z) = \frac{1}{C_t(z) \times \ln\left(\frac{z_{\min}}{z_0}\right)} & \text{pour } z \leq z_{\min} \end{cases}$$

II.5.2.6.La pression dynamique de pointe q_p

Elle est donnée par la formule suivant :

$$q_p(z_e) = q_{\text{réf}} \times C_e(z_e) \quad [\text{N/m}^2]$$

$q_{\text{réf}}$: Valeurs de la pression dynamique de référence.

z_e (m) : La hauteur de référence.

Niveau	Zj(m)	Cr(Zj)	Iv	Ce(z)	qp(N/m²)
RDC	1,70	0.6048	0.3554	1.2757	554.9295
1	5,10	0.6091	0.3529	1.2870	559.8450
2	8,50	0.7189	0.2990	1.5985	695.3475
3	11,90	0.7913	0.2717	1.8170	790.3950
4	15,30	0.8453	0.2443	1.9864	864.0840
Toiture	17.90	0.8790	0.2449	2.0971	912.2385

Tableau II.8 : Valeurs des pressions dynamiques

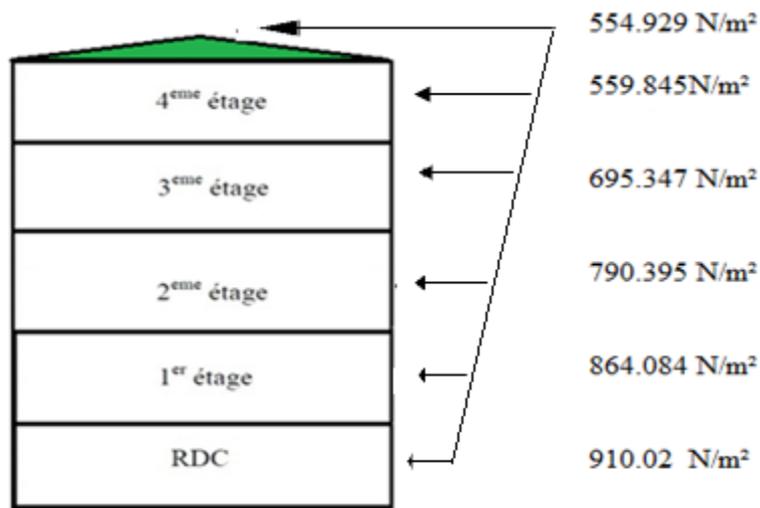


Figure II.3: Répartition de la pression dynamique.

II.5.2.7. Le coefficient dynamique Cd

Bâtiment à ossature comportant des murs, dont la hauteur est à la fois inférieure à 100 m et 4 fois la dimension du bâtiment mesurée dans la direction perpendiculaire à la direction du vent. Alors on considère **Cd=1**

II.5.2.8. Calcul de la pression due au vent

La pression statique W(Zj) agissant sur la structure est obtenue à l’aide de la formule suivante :

$$w(Z_j) = q_p(Z_e) \times [C_{pe} - C_{pi}] \quad [N/m] \quad (\S 2.5.2. RNV99 \text{ version } 2013)$$

II.5.2.9.Détermination des coefficients de pression

➤ *Calcul de Coefficient de pression interne C_{pi} :*

Le coefficient de pression c_{pi} est en fonction de l'indice de perméabilité μ_p qu'il est définit comme suite :

$$\mu_p = \frac{\sum \text{des surfaces des ouvertures sous le vent et parallele au vent}}{\sum \text{des surfaces de tous les ouvertures}}$$

$$\mu_p 1 = \mu_p 3 = \frac{101.814}{205.684} = 0.5 \quad c_{pi} \text{ dans ce cas est } 0,1$$

$$\mu_p 2 = \mu_p 4 = \frac{205.684}{205.684} = 1 \quad c_{pi} \text{ dans ce cas est } -0,4$$

II.5.2.10.La direction du vent V1

a. Sur la façade principale

➤ *Calcul des coefficients de pressions extérieures C_{pe}*

On détermine le coefficient à partir des conditions suivantes :

$$C_{pe} = C_{pe.1} \text{ si } S \leq 1 \text{ m}^2 ;$$

$$C_{pe} = C_{pe.1} + (C_{pe.10} - C_{pe.1}) \times \log_{10}(S) \text{ si } 1 \text{ m}^2 < S < 10 \text{ m}^2$$

$$C_{pe} = C_{pe.10} \text{ si } S \geq 10 \text{ m}^2$$

Dans notre cas : $S \geq 10 \text{ m}^2$

$$\text{Alors } C_{pe} = C_{pe.10}$$

– *Les parois verticales :*

$$b = 28.16 \text{ m} ; d = 18.18 \text{ m} ; h = 17 \text{ m}$$

$$e = \min (b ; 2h) = \min (28.16 ; 34) = 28.16 \text{ m}$$

$d < e$ alors la paroi est divisée en deux zone de pression A', B', D, E :

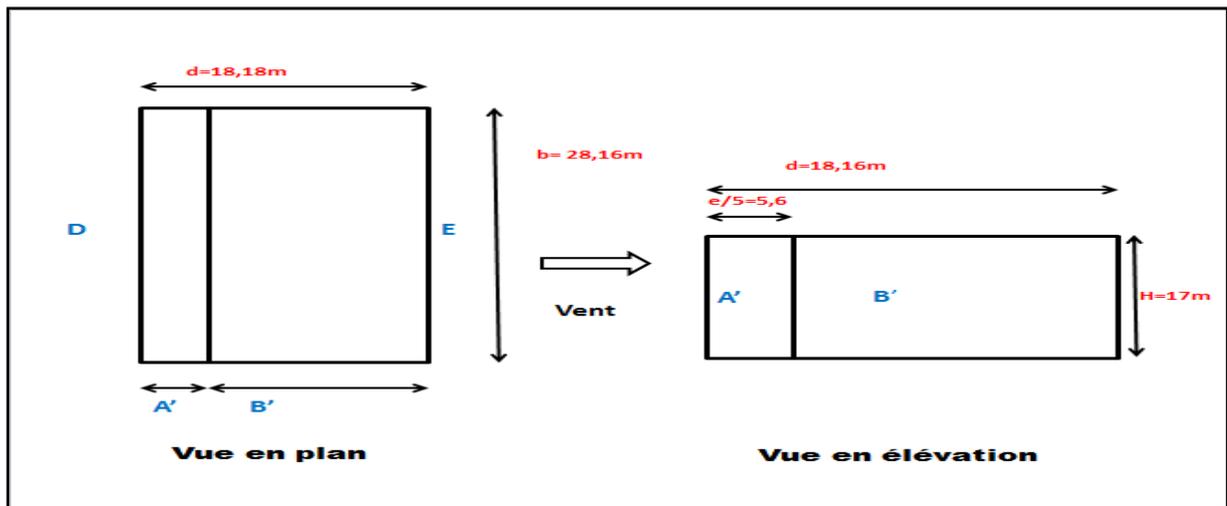


Figure II.4 : Valeurs pour les parois verticales

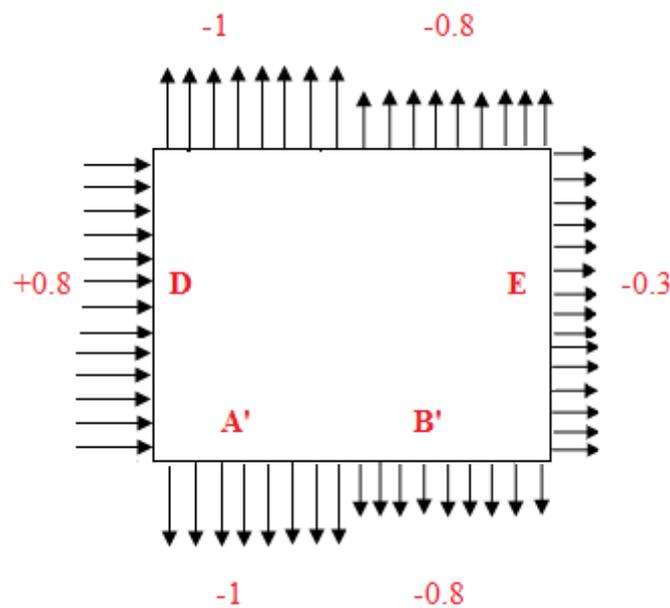


Figure II.5 : Valeurs de Cp_e pour les parois verticales.

b. La toiture

Toiture à deux versants dans le sens V1 donc : $\theta = 0^\circ$

$b = 28.16 \text{ m}$

$d = 18.18 \text{ m}$

$h = 17,90 \text{ m}$

$e = \min(b, 2h) = \min(28.16, 35.8) = 28.16 \text{ m}$

Les différentes zones de pression F, G, H, I sont représentées sur la figure :

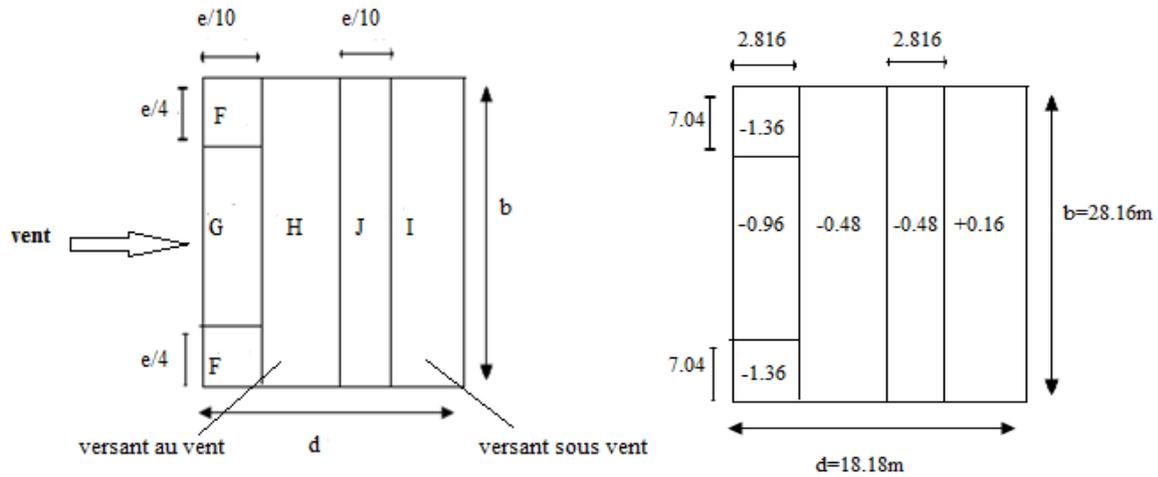


Figure II.6 : Valeur de C_{pe} pour la toiture

➤ Détermination de la pression du vent Q_j :

$$Q_j = C_d \times Q_{dyn}(z_j) \times (C_{pe} - C_{pi})$$

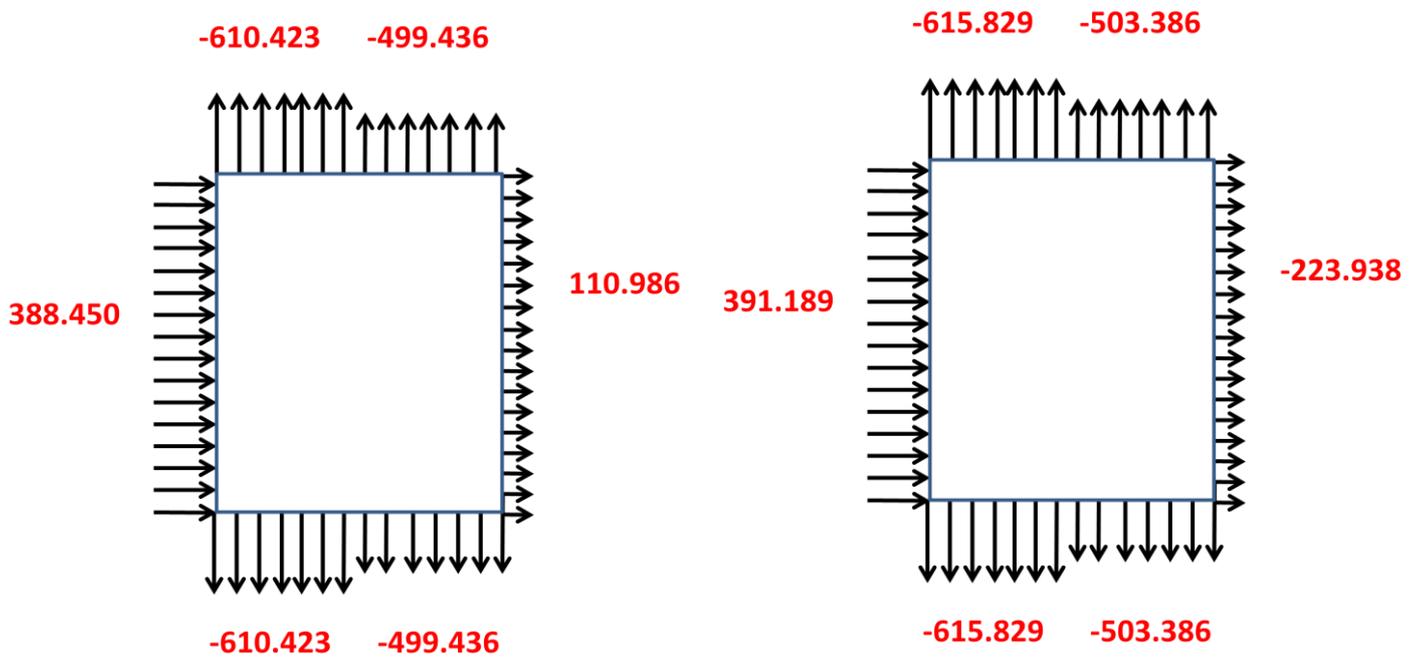


Figure II.7 : Valeur de la pression sur le RDC et le 1^{er} étage

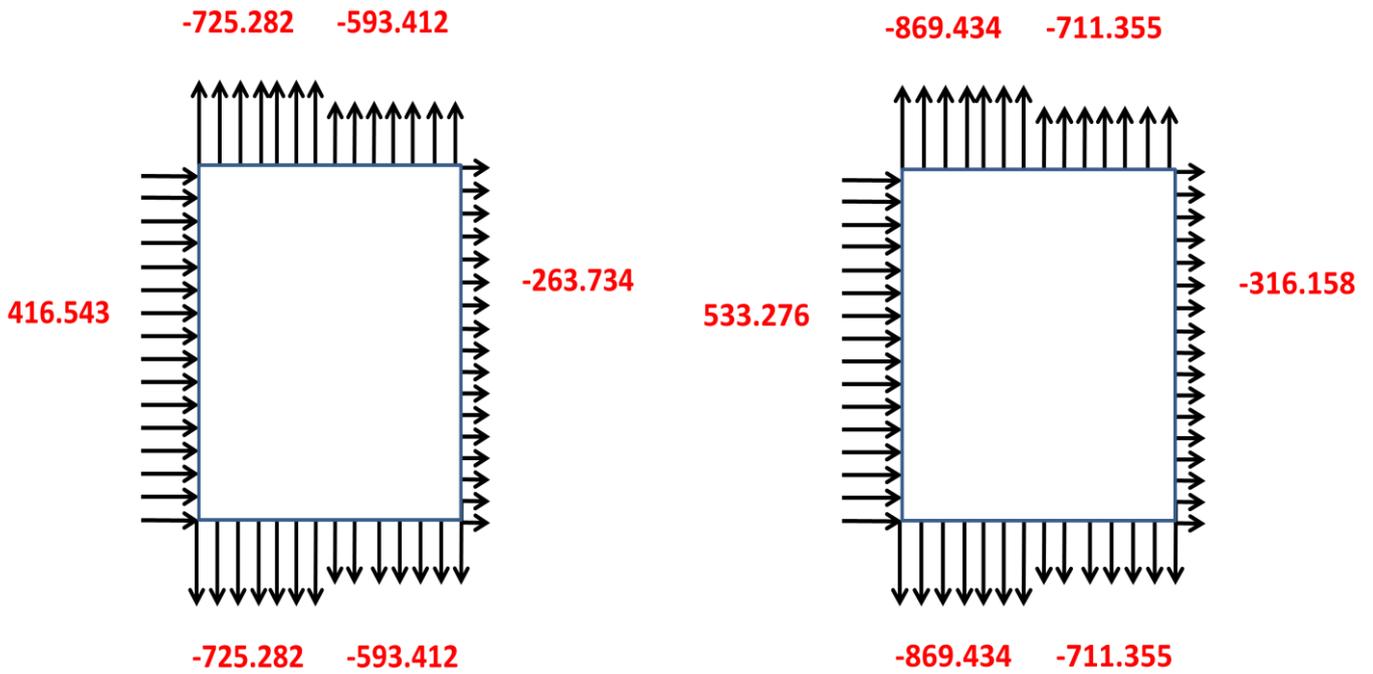


Figure II.8: Valeur de la pression sur le 2eme étage et le 3eme étage

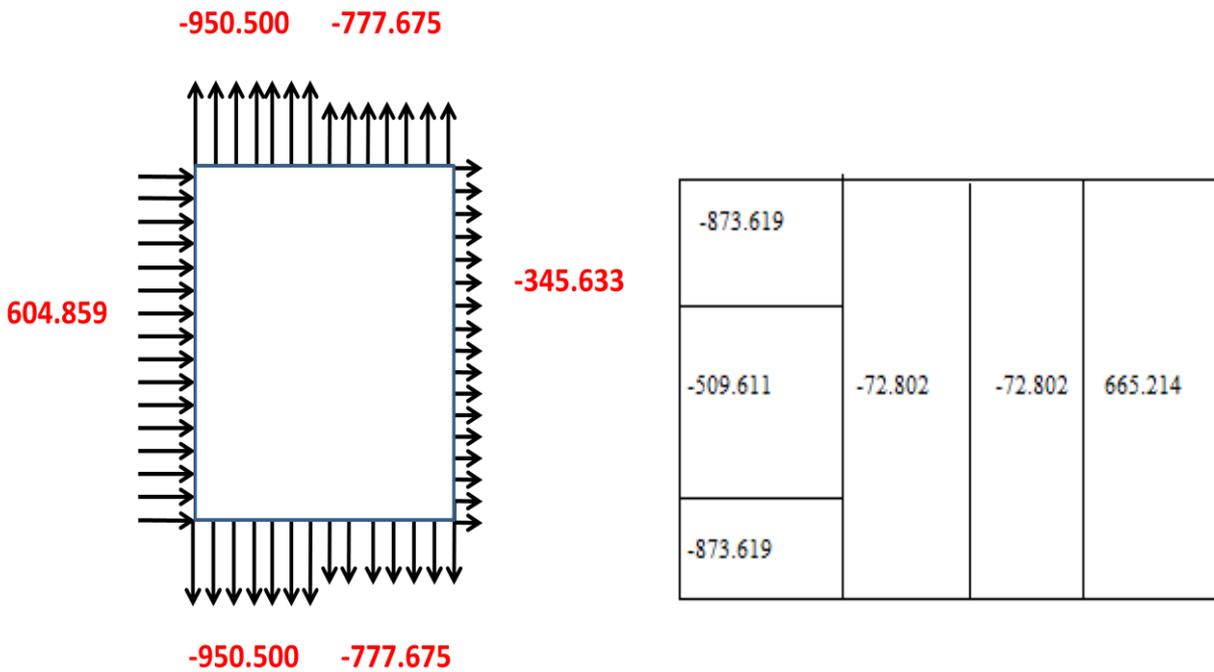


Figure II.9: Valeur de la pression sur le 4eme étage et la toiture

II.5.2.11.La direction du vent V2

a.Sur la façade latérale

➤ **Calcul des coefficients de pressions extérieures C_{pe} :**

On détermine le coefficient à partir des conditions suivantes :

$$C_{pe} = C_{pe.1} \text{ si } S \leq 1 \text{ m}^2 ;$$

$$C_{pe} = C_{pe.1} + (C_{pe.10} + C_{pe.1}) \times \log_{10}(S) \text{ si } 1 \text{ m}^2 < S < 10 \text{ m}^2$$

$$C_{pe} = C_{pe.10} \text{ si } S \geq 10 \text{ m}^2$$

Dans notre cas : $S \geq 10 \text{ m}^2$

Alors $C_{pe} = C_{pe.10}$

a. Pour les parois verticales :

$$b = 18.18 \text{ m} ; d = 28.16 \text{ m} ; h = 17 \text{ m}$$

$$e = \min (b ; 2h) = \min (18.18 ; 34) = 18.18\text{m}$$

$e < d$ alors la paroi est divisée en deux zone de pression A, B, C, D, E

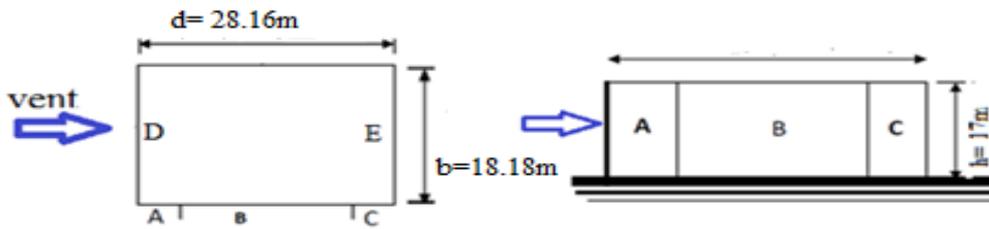


Figure II.10 :Légende pour les parois verticales

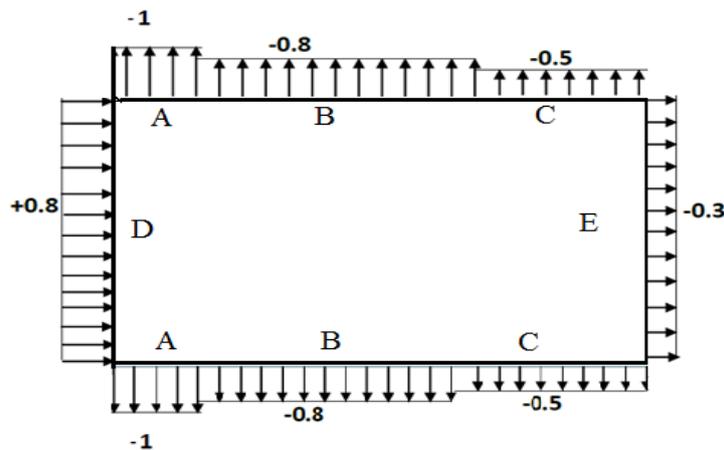


Figure II.11 : Valeur de C_{pe} pour les parois verticales.

b. Pour la toiture :

Toiture à deux versants dans le sens V1 donc : $\theta = 90^\circ$

$b = 18.18\text{m}$

$d = 28.16\text{m}$

$h = 17,90\text{ m}$

$e = \min(b, 2h) = \min(18.18; 35.8) = 18.18\text{m}$

Les différentes zones de pression F, G, H, I sont représentées sur la figure :

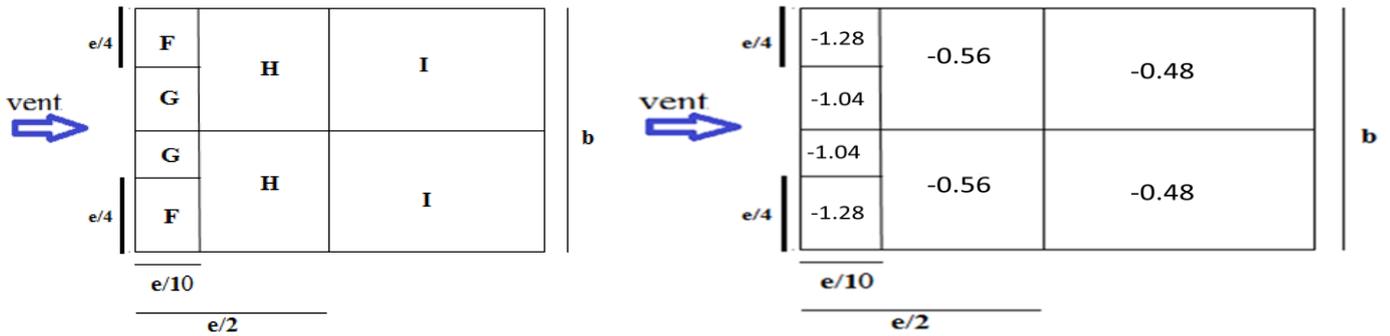


Figure II.12 : Valeurs de C_{pe} pour la toiture

➤ Détermination de la pression du vent Q_j :

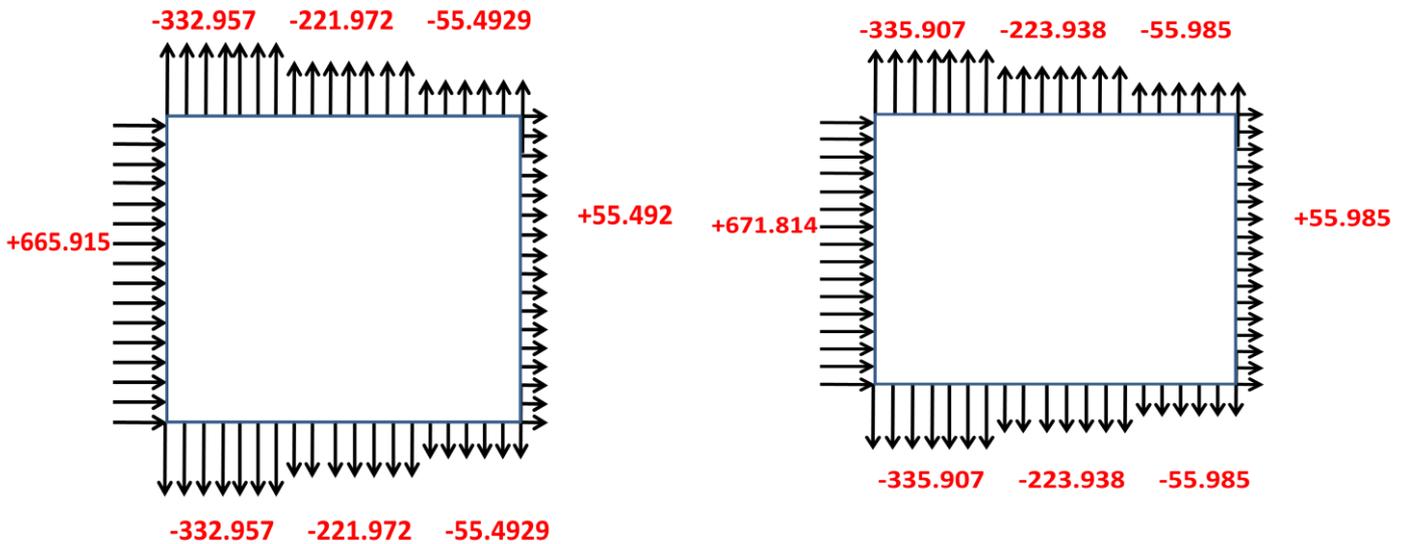


Figure II.13: Valeur de la pression sur le RDC étage et le 1^{er} étage.

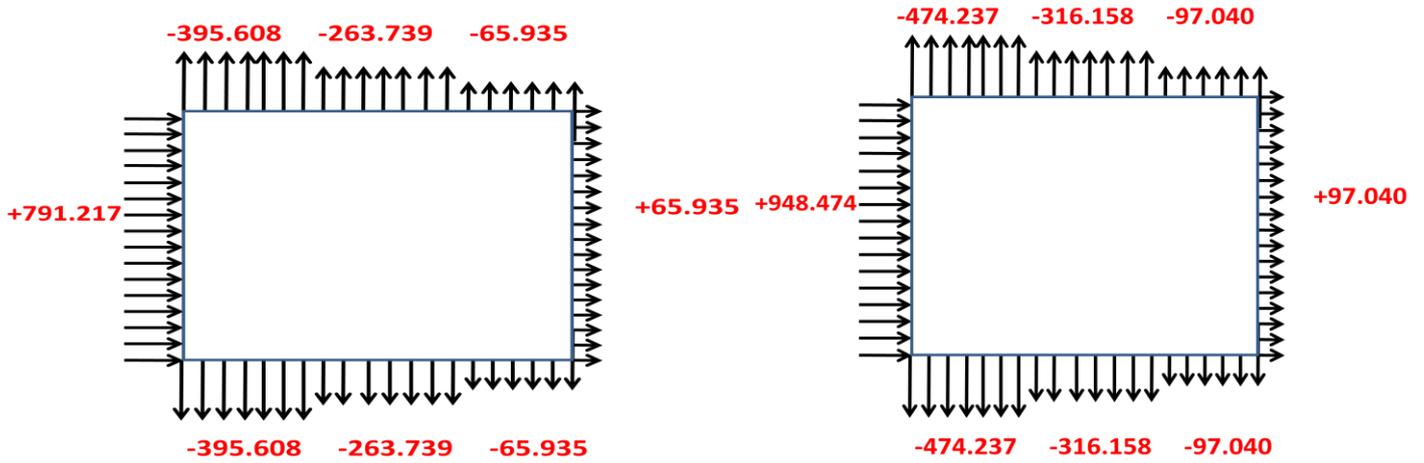


Figure II.14: Valeur de la pression sur le 2eme étage et le 3eme étage.

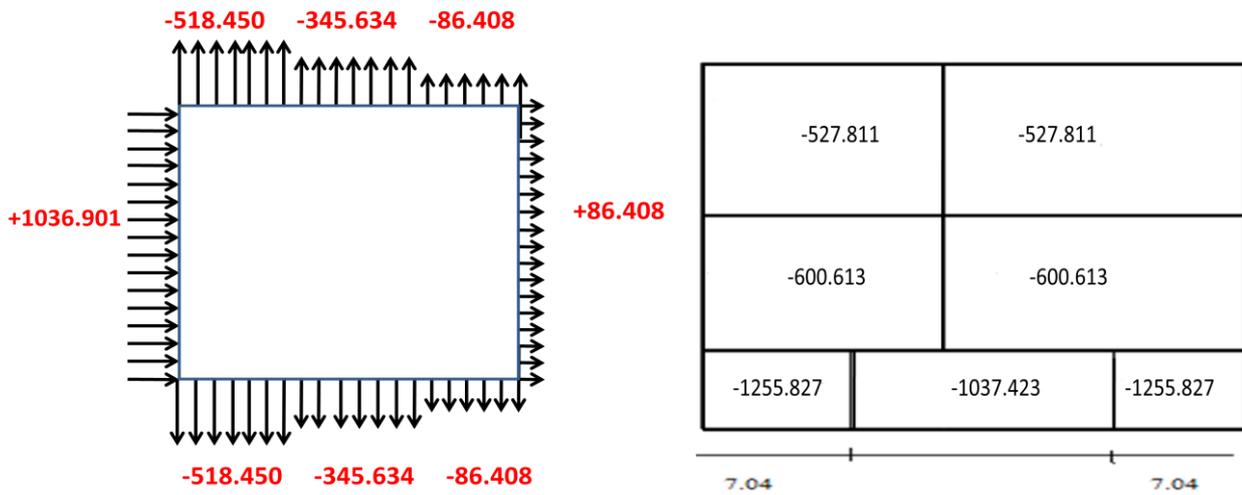


Figure II.15: Valeur de la pression sur le 4eme étage et la Toiture.

II.6. Calcul des forces de frottement

Les effets de frottement du vent sur la surface peuvent être négligés lorsque l'aire totale de toutes les surfaces parallèles au vent (ou faiblement inclinées par rapport à la direction du vent) est inférieure ou égale à 4 fois l'aire totale de toutes les surfaces extérieures perpendiculaires au vent (au vent et sous le vent).

- Condition à vérifier

$$2(d \times h) \leq 4(2b \times h)$$

Direction V1 :

$$2(18.18 \times 17,80) \leq 4(2 \times 28.16 \times 17,80)$$

$$644.36 \leq 4009.98 \text{ Vérifiée.}$$

Direction V2 :

$$2(28.16 \times 17,80) \leq 4(2 \times 18.18 \times 17,80)$$

$$1002.5 \leq 2588.8 \text{ Vérifiée.}$$

Il n'y a pas de force de frottement sur les parois.

Chapitre III

Dimensionnement des éléments secondaire

III.1.Introduction

Dans ce chapitre, le dimensionnement des éléments de la structure comportera :

- Chéneaux
- Panne
- Lierne
- Escalier

III.2.Calcul des chéneaux

Le chéneau a pour rôle l'évacuation des eaux pluviales et éviter leur stagnation afin d'assurer une bonne étanchéité de la toiture et de la construction.

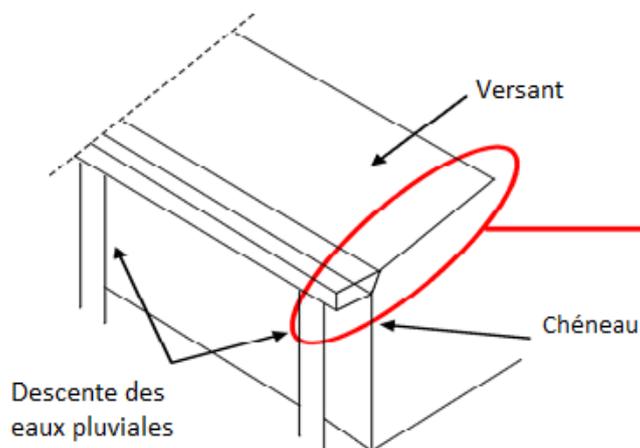


Figure III.1: chéneau d'eau

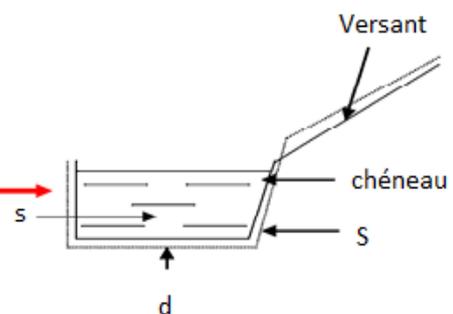


Figure III.2: Coupe transversale

III.2.1.Calcul de la section et du diamètre du chéneau

La section du chéneau sera déterminée comme suit :

$$\frac{s}{S} \geq \frac{63}{\sqrt{\frac{s}{d.p}}}$$

Avec :

s : section transversal du chéneau en cm^2 .

S : surface couverte intéressant le chéneau en m^2 .

d : périmètre de la section mouillée du chéneau en cm.

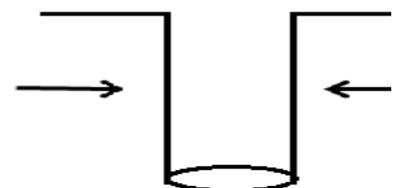


Figure III.3 : Moignon cylindrique.

p : pente du chéneau = 2mm/m.

$$S_{versant} = 28.16 \times 9.09 = 255.97 \text{ m}^2$$

à partir des abaques : $\begin{cases} S_{chéneau} = 350 \text{ cm}^2 \\ d = 21 \text{ cm} \end{cases}$

III.3. Les pannes de couvertures

Les pannes de couverture sont des poutrelles laminées généralement en I ou en U, qui ont pour rôle de prendre le poids de la couverture ainsi que les surcharges climatiques, elles sont disposées parallèlement à la ligne du faitage dans le plan de versant, et elles sont posées inclinées sur les membrures supérieures à un angle α

III.3.1. Espacement entre panne

L'espacement entre panne est déterminé en fonction de la portée admissible de la couverture. On suppose que la couverture est de longueur de 6m et appuyée sur 5 appuis ce qui donne un espacement moyen de 1,5.

III.3.2. Charges à prendre en considération

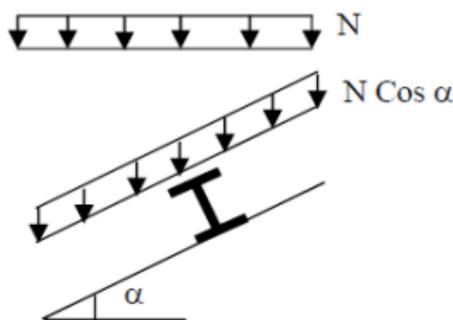


Figure III.4 : Cas de charge de la neige

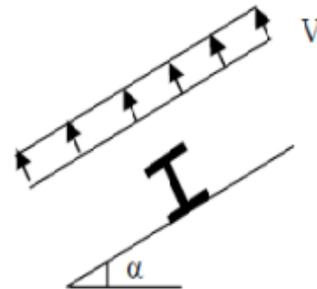


Figure III.5 : Cas de l'effet du vent

- La charge permanente (poids propre de la couverture en panneau sandwich). $G=0.157 \text{ KN/m}^2$
- Charge d'entretien $Q=100\text{kg}$ placée de $1/3$ et $2/3$ de la longueur de la panne. La charge uniformément répartie est obtenue en égalisant les deux moments maximaux

$$M_{max} = \frac{pl}{3} = \frac{Peq.l^2}{8} \Rightarrow Peq = \frac{8p}{3l} = \frac{8 \times 100}{3 \times 1.2} = 223 \text{ kg/ml} = 2.23 \text{ kN/ml}$$

- Charge de la neige . $S=0.147 \times \cos \alpha = 0,147 \text{kn/m}^2$
- Action du vent . $w= -1.255 \text{KN/m}^2$

$$q_1 = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 0.157 \times 1) + (1.5 \times 2.23) = 3.55 \text{kn/m}$$

$$q_2 = 1.35G + 1.5S = (1.35 \times 0.157 \times 1) + (1.5 \times 0.144 \times \cos \alpha) = 0.65 \text{kn/m}$$

$$q_3 = 1.35G + 1.5W = (1.35 \times 0.157 \times 1) + (1.5 \times (-1.255)) = -2.74 \text{kn/m}$$

$$q = \max(q_1, q_2, q_3) = 3,55 \text{kn/m}$$

III.3.3. Le moment maximum pour une poutre continue sur 5 appuis simples

Le moment maximum est déterminé par suivant les formulaires de la R.D.M par la méthode des trois moments.

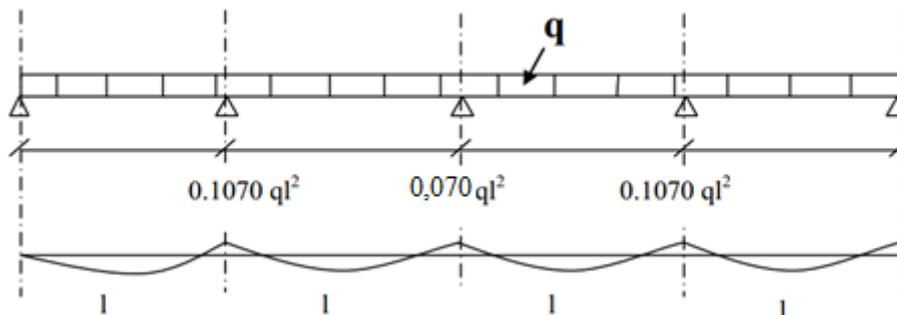


Figure III.6 : Le diagramme des moments fléchissant.

$$M_{max} = 0.1071ql^2 \quad \text{avec}$$

$$q = 3,55 \text{ KN/m}$$

l : l'espace entre pannes.

III.3.4. Calcul de l'espace

$$M_{max} = 0.1ql^2$$

$$q = 3,55 \text{ KN/m}$$

$$W = 5.10^{-6} m^3$$

$$\sigma = \frac{M_{max}}{W} \leq f_y \quad \longrightarrow \quad M_{max} \leq f_y \cdot W$$

$$\longrightarrow \quad 0.1071ql^2 \leq f_y \cdot W$$

$$\longrightarrow \quad l \leq \sqrt{\frac{f_y \cdot W}{0.1071 \times q}} = 2.001$$

On prend $L=1.5m$

III.3.5. Dimensionnement des pannes

$$G=0.157 \times 1.5 = 0.235 \text{ KN/ml}$$

$$Q=2.23 \times 1.5 = 3.34 \text{ KN/ml}$$

$$S=0.144 \times 1.5 = 0.220 \text{ KN/ml}$$

$$W=-1.255 \times 1.5 = -1.882 \text{ KN/ml}$$

III.3.6. Combinaisons des charges

1. À l'ELU

$$q_1 = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 0.235) + (1.5 \times 3.34) = 1.98 \text{ KN/ml}$$

$$q_2 = 1.35G + 1.5S = (1.35 \times 0.235) + (1.5 \times 0.216) = 0.641 \text{ KN/ml}$$

$$q_3 = 1.35G + 1.5W = (1.35 \times 0.235) + (1.5 \times (-1.882)) = -2.5057 \text{ KN/ml}$$

$$q = \max(q_1, q_2, q_3) = 2.50 \text{ KN/ml}$$

$$q_y = q \times \sin \alpha = 2.50 \times \sin(4^\circ) = 1.89 \text{ KN/ml}$$

$$q_z = q \times \cos \alpha = 2.50 \times \cos(4^\circ) = 1.63 \text{ KN/ml}$$

2. À l'ELS

$$q_1 = G + Q = 0.235 + 3.34 = 3.57 \text{ KN/ml}$$

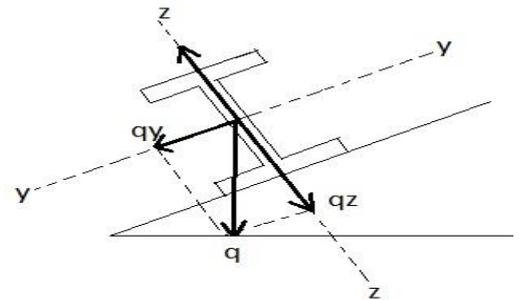
$$q_2 = G + S = 0.235 + 0.216 = 0.451 \text{ KN/ml}$$

$$q_3 = 1.35G + 1.5W = (1.35 \times 0.235) + (1.5 \times (-1.255)) = -1.565 \text{ KN/ml}$$

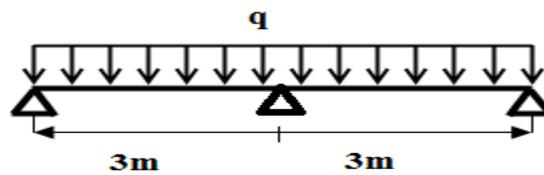
$$q_s = \max(q_1, q_2, q_3) = 3.57 \text{ KN/ml}$$

$$q_{sy} = q \times \sin \alpha = 2.70 \text{ KN/m}$$

$$q_{sz} = q \times \cos \alpha = 2.33 \text{ KN/m}$$



- Calcul des moments sollicitant(ELU)



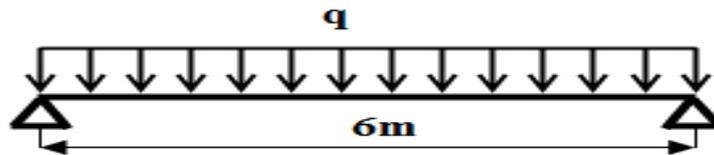
Plan (x-y) :

$$M_{zsd} = \frac{q_y \times l_y^2}{8} = 2.12 \text{ KN.m}$$

$$M_{zsd} \leq M_{zRd} = \frac{w_{plz} \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$\implies w_{plz} \geq \frac{M_{zsd} \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{2.12 \times 1.1 \times 10^3}{235} = 9.92 \text{ cm}^3$$

Plan (x-z) :



$$M_{ysd} = \frac{q_z \times l_z^2}{8} = 6.12 \text{ kn.m}$$

$$M_{ysd} \leq M_{yRd} = \frac{w_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$\implies w_{ply} \geq \frac{M_{ysd} \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{6.12 \times 1.1 \times 10^3}{235} = 28.64 \text{ cm}^3$$

- Condition de la flèche (ELS) :

Plan y-y :

$$\delta = 0.415 \times \frac{5 \times q_{sy} \times l_y^4}{348E \times I_z}$$

$$\delta_{max} = \frac{l_y}{200} = \frac{3 \times 10^2}{200} = 1.5 \text{ cm}$$

$$\delta \geq \delta_{max} \quad I_z \geq 0.415 \times \frac{5 \times q_{sy} \times l_y^4}{348E \times \delta_{max}}$$

$$\implies I_z \geq 0.415 \times \frac{5 \times 2.70 \times 300^4}{348 \times 21 \times 10^5 \times 1.5}$$

$$\implies I_z \geq 41.39 \text{ cm}^4$$

Plan z-z :

$$\delta = \frac{5 \times q_{sz} \times l_z^4}{348E \times I_y}$$

$$\delta_{max} = \frac{l_z}{200} = \frac{6 \times 10^2}{200} = 3 \text{ cm}$$

$$\delta \geq \delta_{max} \quad I_y \geq \frac{5 \times q_{sz} \times l_z^4}{348E \times \delta_{max}}$$

$$\longrightarrow I_y \geq \frac{5 \times 2.33 \times 600^4}{348 \times 21 \times 10^5 \times 3}$$

$$\longrightarrow I_y \geq 688.66 \text{ cm}^4$$

III.3.7. Choix du profilé

Le profilé qui satisfait les deux conditions à l'ELU et l'ELS est un **IPE 160**.

Profil	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	P Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	d mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{ply} cm ³	W _{plz} cm ³	i _y cm	i _z cm
IPE160	15.8	20.09	160	82	7.4	5	127.2	869.3	68.31	123.9	26.10	6,58	1.84

Tableau III.1: Caractéristiques du profilé IPE160

a) Condition de la flèche avec poids propre inclus :

$$q_{max} = Q + G = ((0.235 + 0.158) \times 1.5) + (1 \times 1.5) = 1.56 \text{ KN/m}$$

$$q_y = q_{max} \times \sin \alpha = 0.12 \text{ KN/m}$$

$$q_z = q_{max} \times \cos \alpha = 1.56 \text{ KN/m}$$

a. Plan y-y :

$$\begin{aligned} \delta &= 0.415 \times \frac{5 \times q_{sy} \times l_y^4}{348E \times I_z} \\ &= 0.415 \times \frac{5 \times 0.12 \times 300^4}{348 \times 21 \times 10^5 \times 68.31} = 0.09 < 1.5 \text{ cm} \end{aligned}$$

⇒ la condition de la flèche est vérifiée.

b. plan z-z :

$$\begin{aligned} \delta &= \frac{5 \times q_{sz} \times l_z^4}{348E \times I_y} \\ \delta &= \frac{5 \times 1.73 \times 600^4}{348 \times 21 \times 10^5 \times 869.3} = 1.76 < 3 \end{aligned}$$

⇒ La condition de flèche est vérifiée.

b) La classe du profilé

- **classe de l'âme fléchie**

$$\frac{d}{t_w} < 72\varepsilon \quad \text{avec } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$$\frac{127.2}{5} < 72\sqrt{\frac{235}{235}}$$

25.44 < 72 ⇒ l'âme est de classe 1.

- **classe de la semelle comprimée**

$$\frac{c}{t_f} < 10\varepsilon \quad \text{Avec } C = \frac{d}{2}$$

$$\frac{41}{7.4} < 10$$

5.54 < 10 ⇒ l'âme est de classe 1.

↪ alors la section de classe 1 .

c) Vérification de la flèche

Les pannes travaillent à la flexion déviée, il faut vérifier :

$$\left(\frac{M_{y,sd}}{M_{pl,y,Rd}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_{z,sd}}{M_{pl,z,Rd}}\right)^\beta \leq 1$$

Pour profilé en I :

$$\alpha = 2$$

$$\beta = 1$$

$$W_{pl,y} = 123.9 \text{ cm}^3 \Rightarrow M_{pl,y,Rd} = W_{pl,y} \times (f_y / \gamma_{M0}) = 26.47 \text{ KN.m}$$

$$W_{pl,z} = 26.10 \text{ cm}^3 \Rightarrow M_{pl,z,Rd} = W_{pl,z} \times (f_y / \gamma_{M0}) = 5.58 \text{ KN.m}$$

$$q_{\max} = 1.35G + 1.5Q = (1.35(0.235 + 0.158) \times 1.5) + (1.5 \times 1.5)$$

$$q_{\max} = 3.134 \text{ kn/m}$$

$$q_y = q_{\max} \times \sin \alpha = 0.219 \text{ KN/m}$$

$$q_z = q_{\max} \times \cos \alpha = 3.126 \text{ KN/m}$$

$$M_{y,sd} = q_z \times \frac{l_z^2}{8} = 14.067 \text{ KN.m}$$

$$M_{z,sd} = q_y \times \frac{l_y^2}{8} = 0.25 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow \frac{14.067}{26.47}^2 + \frac{0.25}{5.58} = 0.28 < 1$$

⇒ **Condition vérifiée**

d) Résistance au voilement par cisaillement

Selon le CCM97, la résistance au voilement par cisaillement doit être vérifiée pour les âmes non raidies ayant un rapport :

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

Avec :

d : la distance entre nus intérieurs des semelles.

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \text{ Avec } f_y = 235 \text{ N/mm}^2 \Rightarrow \varepsilon = 1$$

Pour notre profilé IPE160 :

$$\frac{d}{t_w} = \frac{h-2t_f}{t_w} = \frac{160-(2 \times 7.4)}{5} = 29.04 < 69$$

⇒ *il n'est pas nécessaire de vérifier le voilement par cisaillement.*

e) stabilité au flambement de la semelle comprimée dans le plan de l'âme

On aura une stabilité de flambement si la condition suivante est vérifiée :

$$\frac{d}{t_w} \leq K \times \frac{E}{f_{yt}} \times \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}}$$

- t_w : épaisseur de l'âme
- A_w : aire de l'âme de profilé = $(h-2t_f) \times t_w = 726 \text{ mm}^2$
- A_{fc} : aire de la semelle comprimée = $b \times t_f = 606.8 \text{ mm}^2$
- f_{yt} : limite d'élasticité de la semelle comprimée
 $f_{yt} = 235 \text{ N/mm}^2$
- E : module d'élasticité = $2.1 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$.
- K : coefficient pris égal à 0.3 pour la semelle classe I

A.N :

$$\left\{ \begin{array}{l} K \times \frac{E}{f_{yt}} \times \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}} = 293.23 \\ \frac{d}{t_w} = 25.44 \end{array} \right.$$

$$25.44 < 293.23$$

⇒ la stabilité de la panne au flambement de la semelle comprimée est vérifiée.

Conclusion

Suivant toutes les vérifications qui ont été faites en amont dans ce chapitre, l'IPE160 est convenable pour notre structure.

III.4. Les liernes des pannes

Les liernes sont des tirants qui fonctionnent en traction. Elles sont généralement formées de barres rondes ou de petits corniers. Leur rôle principal est d'éviter la déformation latérale des pannes.

III.4.1. Dimensionnement des liernes des pannes

. Les efforts dans les liernes

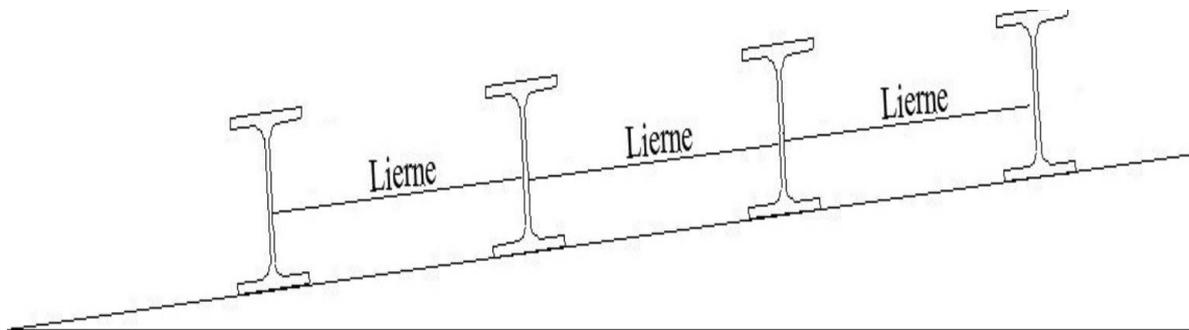


Figure III.7: coupe transversale des liernes

$$R = 1.25 \times Q_y \times l_y = 1.25 \times 0.219 \times 3$$

$$R = 0.821 \text{ KN}$$

Effort de traction dans les tronçons de lierne de L1 à L6 :

$$T_1 = \frac{R}{2} = \frac{0.821}{2} = 0.410 \text{ KN}$$

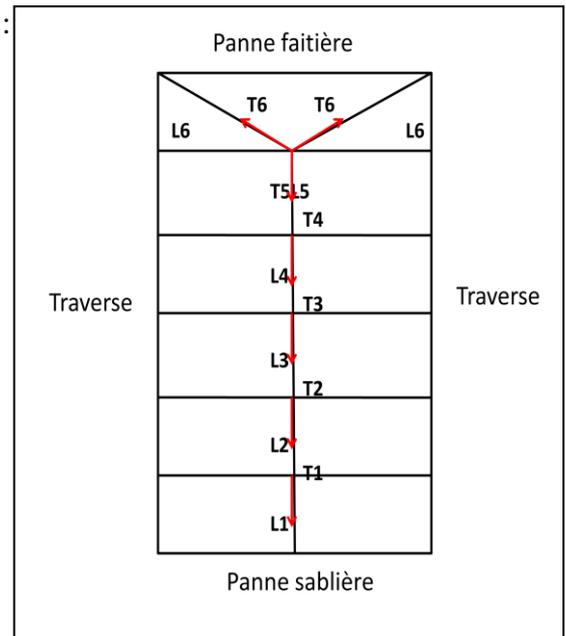
$$T_2 = R + T_1 = 1.231 \text{ KN}$$

$$T_3 = R + T_2 = 2.052 \text{ KN}$$

$$T_4 = R + T_3 = 2.873 \text{ KN}$$

$$T_5 = R + T_4 = 3.694 \text{ KN}$$

$$T_6 = \frac{T_5}{2 \times \sin \theta}$$



Remarque :

Les liernes sont des tirants qui fonctionnent en traction et qui sont soumis à des efforts croissants, au fur et à mesure qu'ils se rapprochent du faîtage. Les efforts de traction sollicitant les liernes ne peuvent pas être attachés aux pannes faîtères, qui périraient transversalement. Ils sont donc transmis aux fermes par des tirants en diagonale (bretelles).

III.4.2. Dimensionnement des liernes

Le tronçon le plus sollicité est L5.

Pour le dimensionnement des liernes tendus, les règles du CCM97 imposent la vérification suivante:

$$N_{sd} \leq N_{pl.Rd}$$

Avec :

➤ N_{sd} : Effort normal sollicitant

➤ $N_{pl.Rd}$: Effort normal résistant

➤ $N_{pl.Rd} = A_s \times \left(\frac{f_y}{\gamma_{M_0}} \right)$

➤ $N_{sd} = T_1 + \sum_{i=2}^{n-1} T_i$

Avec :

✓ $T_1 = R/2$

✓ n : nombre de liernes par versant

Nous avons 6 pannes

$$\text{➤ } N_{sd} = \frac{0.821}{2} + 0.821(6-1)$$

$$\text{➤ } N_{sd} = 3.69 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow N_{sd} \leq A_s \times \left(\frac{f_y}{\gamma_{M_0}} \right) \Rightarrow A_s \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{M_0}}{f_y}$$

$$\Rightarrow A_s \geq \frac{3.69 \times 1,1}{235 \times 10^{-3}}$$

$$\Rightarrow A_{smin} = 17.27 \text{ mm}^2$$

$$A_{smin} = \frac{\pi \times \varphi_{min}^2}{4} \Rightarrow \varphi_{min}^2 = \frac{4 \cdot A_{smin}}{\pi} = 21.98 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \varphi_{min} = 4.68 \text{ cm}$$

On choisira donc des liernes de pannes de diamètre φ_6

III.5. Dimensionnement des escaliers

Les escaliers sont en béton

Pour dimensionnement des marches (g : Giron) et contre marche (h), on utilise la formule de BLONDEL.

$$59 \text{ cm} \leq (g + 2h) \leq 66 \text{ cm}$$

h : Varie de 14 cm à 20 cm et g : Varie de 22 cm à 30 cm

Hauteur d'étage 3,4 m → On prend : h = 17 cm et g = 30 cm.

III.5.1. Le nombre de contre marche

$$n = H / h \rightarrow n = 170 / 17 = 10$$

Nombre de marches : m = n - 1 = 10 - 1 = 9 marches.

On a 9 marches pour la 1ère volée et 10 pour la 2ème volée.

La longueur de la ligne de la foulée sera : L = g (n - 1) = 30(10 - 1) = 270 cm.

- **Angle d'inclinaison de la volée**

$$\alpha = \arctg \frac{170}{270} = 32,19^\circ$$

- La longueur de la volée

$$L_V = \frac{170}{\sin \alpha} = 3,19 \text{ cm}$$

III.5.2.Vérification des dimensions de la marche

On doit vérifier la relation de Blondel :

$$59 \text{ cm} < g+2h < 66 \text{ cm} \quad g+2.h=30 + 2 \times 17= 64 \text{ cm.}$$

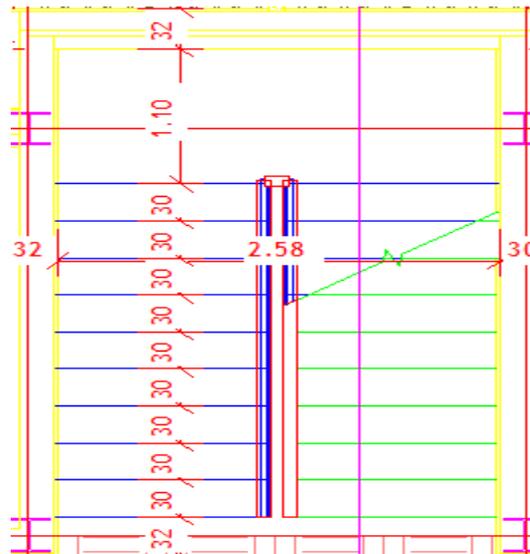


Figure III.8: Disposition et dimensions des éléments de l'escalier.

III.5.3.Dimensionnement des éléments porteurs

Volée : $G=6,25 \text{ kN/m}^2$

Palier : $G=3,13 \text{ kN/m}^2$

Charge d'exploitation $Q=2,50 \text{ kN/m}^2$

III.5.3.1.Calcul du limon

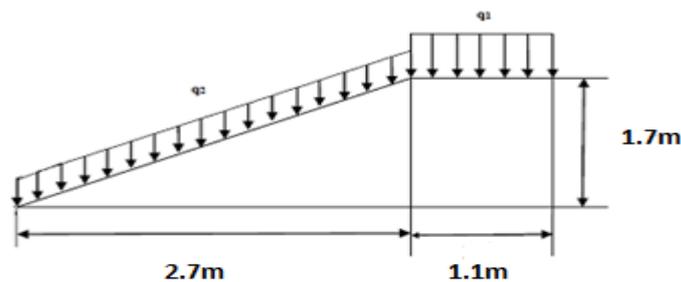


Figure III.9 : Descente des charges sur l'escalier.

a) Caractéristiques de la poutre du limon

Après introduction des charges sur la structure, le Robot nous a proposé comme profilé **UPN140** pour les poutres sablières, ses caractéristiques sont les suivantes :

Profil	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	P Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	Tf Mm	tw mm	d mm	Iy cm ⁴	Iz cm ⁴	Wpl-y cm ³	Wpl-z cm ³	Iy Cm	Iz Cm
UPN140	16,0	20,4	140	60	10	7	98	605	62,7	103	28,3	5.45	1.75

Tableau III.2 : Caractéristiques du profilé UPN 140

b) Effort sollicitant

- $M_{sd} = 7,5 \text{ kN.m}$
- $V_{sd} = 7,5 \text{ kN}$

c) Classe du profilé

- **Classe de l'âme fléchie**

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon \text{ Avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \rightarrow \varepsilon = 1 \rightarrow \frac{98}{7} = 14 < 72 \rightarrow \text{L'âme est de classe I.}$$

- **Classe de la semelle comprimée**

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10\varepsilon \rightarrow \frac{30}{10} = 3 < 10 \rightarrow \text{La semelle est de classe I.}$$

d) Vérification de résistance et du cisaillement (effort tranchant)

On doit vérifier que : $V_{sd} \leq 0,5 V_{pl,rd}$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{m0} \sqrt{3}} \quad \text{Avec: } A_v = A - 2b t_f + (t_w + 2r) t_f = 1110 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{1110 \times 235}{\gamma_{m0} \sqrt{3}} = 136,91 \text{ kN} \rightarrow 7,5 \text{ kN} < 136,91 \text{ kN} \text{ Condition vérifiée.}$$

e) Vérification de la résistance (moment fléchissant)

On doit vérifier que : $M_{sd} < M_{ply}$

$$M_{ply} = \frac{W_{ply}}{\gamma_{m0}} \times f_y = \frac{103 \times 10^3 \times 235}{1,1} = 22,00 \text{ kN.m} \rightarrow 7,5 \text{ kN.m} < 22,00 \text{ kN.m} \text{ Condition vérifiée.}$$

f) Vérification de la flèche

$$\delta \leq \delta_{\max}$$

La flèche admissible de la traverse est calculée par le logiciel Robot : $\delta = 0.2 \text{ cm}$

$$\delta_{\max} = \frac{L}{200} = \frac{336}{200} = 1.2 \text{ cm}$$

Avec : l : la longueur de la traverse

Donc : $\delta \leq \delta_{\max} \Rightarrow$ La condition de la flèche est vérifiée.

III.5.3.2. Poutre palier

a). Caractéristiques de la poutre palier

Après introduction des charges sur la structure, le Robot nous a proposé comme profilé **IPE160** pour les **poutres palier**, ses caractéristiques sont les suivantes :

Profil	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	P Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	Tf mm	tw mm	d mm	Iy cm ⁴	Iz cm ⁴	Wpl-y cm ³	Wpl-z cm ³	Iy cm	Iz cm
IPE160	15.8	20.09	160	82	7.4	5	127	869.3	68.3	124	26.10	6.58	1.84

Tableau III.3 : Caractéristiques du profilé IPE160

b) Efforts sollicitant

$$- M_{sd} = 6,87 \text{ kN.m}$$

$$- V_{sd} = 30,92 \text{ kN}$$

c) Classe du profilé

- Classe de l'âme fléchie

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon \text{ Avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \rightarrow \varepsilon = 1 \rightarrow \frac{127}{5} = 25,4 < 72 \rightarrow \text{L'âme est de classe I.}$$

- Classe de la semelle comprimée

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10\varepsilon \rightarrow \frac{41}{7,4} = 5,54 < 10 \rightarrow \text{La semelle est de classe I.}$$

d) Vérification de résistance et du cisaillement (effort tranchant)

On doit vérifier que : $V_{sd} \leq 0,5 V_{pl,Rd}$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{m0} \sqrt{3}} \quad \text{Avec: } A_v = A - 2b t_f + (t_w + 2r) t_f = 965,6 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{965,6 \times 235}{\gamma_{m0} \sqrt{3}} = 119,100 \text{ kN} \rightarrow 30,92 < 119,100 \text{ kN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

e) Vérification de la résistance (moment fléchissant)

On doit vérifier que : $M_{sd} < M_{ply}$

$$M_{ply} = \frac{w_{ply}}{\gamma_{m0}} \times f_y = \frac{124 \times 10^3 \times 235}{1,1} = 26490,9 \text{ kN.m} \rightarrow 6,87 < 26490,9 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

f) Vérification de la flèche

$$\delta \leq \delta_{max}$$

La flèche admissible de la traverse est calculée par le logiciel Robot : $\delta = 0,7 \text{ cm}$

$$\delta_{max} = \frac{L}{200} = \frac{270}{200} = 1,35 \text{ cm}$$

Avec : l : la longueur de la traverse

Donc : $\delta \leq \delta_{max} \Rightarrow$ **La condition de la flèche est vérifiée.**

III.6. Conclusion

Ce chapitre consiste à étudier le dimensionnement que pour les éléments secondaire de la structure à partir de trois condition :

- a) Condition de la flèche.
- b) Vérification faite selon la condition de résistance (moment fléchissant)
- c) Vérification de résistance et de cisaillement.

Chapitre IV

Dimensionnement des éléments structuraux

IV. 1.Introduction

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

Les diverses sollicitations, générées par les actions, développent des contraintes au sein même des matériaux ce qui peut provoquer la déformation des éléments qui composent la structure.

Il est impératif donc de vérifier que les contraintes et les déformations sont en dessous des limites admissibles conformément à la réglementation pour garantir le degré de sécurité souhaité.

IV.2.Justification des traverses

IV.2.1.Charge répartie sur la traverse

- Poids du panneau sandwich .
- Poids des pannes.
- Poids propre de la traverse.
- Charge d'entretien.

IV.2.2 .Caractéristiques de la traverse

Après introduction des charges sur la structure, le logiciel utilisé « Robot » nous a proposé comme profilé **IPE 220** pour les traverses, ses caractéristiques sont les suivantes :

Profil	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques						
	P Kg/m	A cm ²	h mm	B mm	t _f mm	t _w mm	D Mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{pl-y} cm ³	W _{pl-z} cm ³	i _y cm	i _z cm	I _t cm ⁴
IPE220	26.20	33.4	220	110	9.20	5.9	177.6	2772	208	285	58.1	9.11	2.48	9.07

Tableau IV.1 : Caractéristiques du profilé IPE220

IV.2.3.Efforts sollicitants

Pour assurer la vérification selon le règlement, on fait appel au logiciel Robot pour nous donner les efforts les plus défavorables.

- $M_{sd} = 31,99 \text{ kN.m}$

- $V_{sd} = 22,96 \text{ kN}$
- $N_{sd} = 23,46 \text{ kN}$

IV.2.4. Classe de la section transversale de la traverse

- **Classe de l'âme fléchie**

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon \quad \text{Avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

$$\frac{177,6}{5,9} \leq 72 \sqrt{\frac{235}{235}} \Rightarrow 30,10 \leq 72 \Rightarrow \text{L'âme est de classe I}$$

- **Classe de la semelle comprimée :**

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10\varepsilon$$

$$\frac{55}{9,20} = 5,97 \leq 10 \Rightarrow \text{La semelle est de classe I.}$$

Donc la section transversale IPE 220 est de classe I

IV.2.6. Condition de résistance

- **Cisaillement :**

La résistance de la section transversale est réduite par la présence de l'effort tranchant, s'il dépasse la moitié de la résistance plastique de calcul

$$V_{sd} \leq 0,5 V_{pl,rd}$$

$$\text{Avec } V_{pl,Rd} = \frac{0,58 \times A_v \times f_y}{\gamma_{M_0}}$$

$$\begin{aligned} \text{Avec : } A_v &= A - (2b \times t_f) + (t_w + 2r) \times t_f \\ &= 3340 - (2 \times 110 \times 9,2) + (5,9 + 2 \times 12) \times 9,2 \end{aligned}$$

$$A_v = 2618,72 \text{ mm}^2$$

$$\text{D'où : } V_{pl,Rd} = \frac{0,58 \times 2618,72 \times 235}{1,1}$$

$$V_{pl,rd} = 324,483 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow V_{sd} = 22,96 \text{ kN} < 50\% V_{pl,Rd} = 162,241 \text{ kN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Résistance de la traverse au déversement (élément comprimés et fléchis) :**

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{min} \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{k_y \times M_{Sd}}{\frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

Avec :

- ✓ $\gamma_{M1} = 1,1$
- ✓ χ_{min} : Coefficient de réduction minimal pour le flambement

$$\chi_{min} = \text{Min} (\chi_y ; \chi_z)$$

– **Plan (y-y) :**

La courbe de flambement considérée par chaque axe est :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{220}{110} = 2 > 1,2 \text{ mm} \\ t_f = 9,20 \text{ mm} < 40 \text{ mm} \end{array} \right.$$

Axe (y-y) : courbe a $\Rightarrow \alpha_y = 0,21$

➤ λ_y : Elancement

$$\lambda_y = \frac{L_{f,y}}{i_y} = \frac{0,5 \times L}{91,1} = \frac{0,5 \times 9000}{91,1} = 49,39$$

➤ $\bar{\lambda}_y$: Elancement réduit

$$\bar{\lambda}_y = (\lambda / \lambda_1) \sqrt{\beta_A} = \lambda / 93,9 \varepsilon \Rightarrow \bar{\lambda}_y = 0,52$$

➤ χ_y : est déterminé en fonction de $\bar{\lambda}$ et la courbe de flambement a

$$\chi_y = \frac{1}{(\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2})}$$

Avec:

$$\phi = 0,5 [1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] = 0,5 [1 + 0,21 (0,52 - 0,2) + 0,52^2] = 0,668$$

$$\text{D'où} \quad \chi_y = \frac{1}{(0,67 + \sqrt{0,67^2 - 0,52^2})} = 0,91$$

– **Plan (z-z) :**

La courbe de flambement considérée par chaque axe est :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{220}{110} = 2 > 1,2 \text{ mm} \\ t_f = 10,2 \text{ mm} < 40 \text{ mm} \end{array} \right.$$

Axe (z-z) : courbe b $\Rightarrow \alpha_z = 0,34$

➤ λ_z : Elancement

$$\lambda_z = \frac{L_{f,z}}{i_z} = \frac{0,5 \times L}{30,2} = \frac{0,5 \times 9000}{24,8} = 181,45$$

➤ $\bar{\lambda}_z$: Elancement réduit

$$\bar{\lambda}_z = (\lambda / \lambda_1) \sqrt{\beta_A} = \lambda / 93,9 \varepsilon \Rightarrow \bar{\lambda}_z = 1,93$$

➤ χ_z : Est déterminé en fonction de $\bar{\lambda}$ et la courbe de flambement b

$$\chi_z = \frac{1}{(\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2})}$$

Avec :

$$\phi = 0,5 [1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] = 0,5 [1 + 0,34 (1,93 - 0,2) + 1,93^2] = 2,65$$

D'où
$$\chi_z = \frac{1}{(2,65 + \sqrt{2,65^2 - 1,93^2})} = 0,22$$

Donc :

$$\chi_{min} = \text{Min}(0,91 ; 0,22) = 0,22$$

$$a) k_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y}$$

mais : $k_y \leq 1,5$

$$b) \mu_y = \bar{\lambda}_y \times (2 \times \beta_{My} - 4) + \left[\frac{w_{ply} - w_{ely}}{w_{ely}} \right]$$

mais : $\mu_y \leq 0,9$

$$c) \beta_{My} = 1,8$$

D'où :

$$\mu_y = 0,52 \times (2 \times 1,8 - 4) + \left[\frac{285000 - 252000}{252000} \right] = -0,077$$

$$k_y = 1 - \frac{-0,077 \times 23460}{0,91 \times 235 \times 3340} = 1,002$$

Donc :

$$\frac{23460}{0,22 \times \frac{3340 \times 235}{1,1}} + \frac{1,002 \times 3199}{\frac{285000 \times 235}{1,1}} = 0,20 \leq 1 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

IV.2.6. Vérification de la flèche :

$$\delta \leq \delta_{max}$$

La flèche admissible de la traverse est calculée par le logiciel Robot : $\delta = 1.6 \text{ cm}$

$$\delta_{max} = \frac{L}{200} = \frac{900}{200} = 4,50 \text{ cm}$$

Avec : l : la longueur de la traverse

Donc : $\delta \leq \delta_{max} \Rightarrow$ La condition de la flèche est vérifiée.

IV.3. Justification des sablières

IV.3.1. Caractéristiques de la poutre sablière

Après introduction des charges sur la structure, le **Robot** nous a proposé comme profilé HEA140 pour les poutres sablières , ses caractéristiques sont les suivantes :

Profil	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques						
	P Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	d mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{pl-y} cm ³	W _{pl-z} cm ³	i _y cm	i _z cm	I _t cm ⁴

HEA 140	24,7	31.4	133	140	8.5	5.5	92	1033	389.3	173.5	84.85	5.73	3.52	8.13
--------------------	------	------	-----	-----	-----	-----	----	------	-------	-------	-------	------	------	------

Tableau IV.2 : Caractéristiques du profilé HEA140**IV.3.2.Efforts sollicitants**

Pour assurer la vérification selon le règlement, on fait appel au logiciel ROBOT pour nous donner les efforts les plus défavorables

- $M_{sd} = 10.37 \text{ kN.m}$
- $V_{sd} = 08.93 \text{ kN}$
- $N_{sd} = 5.29 \text{ kN}$

IV.3.3. Classe de la section transversale de la poutre sabliere

- **Classe de l'âme fléchie**

$$\frac{d}{t_w} \leq 72 \varepsilon \quad \text{Avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

$$\frac{92}{5.5} \leq 72 \sqrt{\frac{235}{235}} \Rightarrow 16.72 \leq 72 \rightarrow \text{L'âme est de classe I}$$

- **Classe de la semelle comprimée**

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10 \varepsilon$$

$$\frac{70}{8.5} = 8.23 \leq 10 \Rightarrow \text{La semelle est de classe I}$$

Donc la section transversale est de classe I .

IV.3.4. Vérification de la flèche

$$\delta \leq \delta_{\max}$$

La flèche admissible de la traverse est calculée par le logiciel Robot : $\delta = 0.6 \text{ cm}$

$$\delta_{\max} = \frac{L}{200} = \frac{235}{200} = 1.175 \text{ cm}$$

Avec : l : la longueur de la traverse

Donc : $\delta \leq \delta_{\max} \Rightarrow \text{Condition vérifiée .}$

IV.3.5. Condition de resistance

- **Cisaillement :**

$$V_{sd} \leq 50\% V_{pl,Rd}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{0,58 \times A_v \times f_y}{\gamma_{M_0}}$$

$$\begin{aligned} \text{Avec : } A_v &= A - (2b \times t_f) + (t_w + 2r) \times t_f \\ &= 31.4 - (2 \times 14 \times 0.85) + (0.55 + 6.28) \times 0.85 \end{aligned}$$

$$A_v = 1341 \text{ mm}^2$$

$$\text{D'où : } V_{pl,rd} = \frac{0.58 \times 1341 \times 235}{1.1}$$

$$V_{pl,rd} = 166.16 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow V_{sd} = 8.93 \text{ kN} < 50\% V_{pl,rd} = 83.08 \text{ kN} \Rightarrow \text{condition vérifiée .}$$

▪ Moment fléchissant + Effort normal :

La sablière travaille à la flexion simple sans tenant en compte l'effet de déversement, donc on vérifie la condition suivante :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{k_y \times M_{sd}}{\frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

Avec :

$$\triangleright \gamma_{M1} = 1,1$$

$\triangleright \chi_{min}$: Coefficient de réduction minimal pour le flambement

$$\chi_{min} = \text{Min} (\chi_y ; \chi_z)$$

– Plan (y-y) :

La courbe de flambement considérée par chaque axe est :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{133}{140} = 0.95 < 1.2 \text{ mm} \\ t_f = 8.5 \text{ mm} < 100 \text{ mm} \end{array} \right.$$

Axe (y-y) : courbe b $\Rightarrow \alpha_y = 0,34$

$\triangleright \lambda_y$: Elancement

$$\lambda_y = \frac{L_{f,y}}{i_y} = \frac{L}{57,3} = \frac{2350}{57,3} = 41,01$$

$\triangleright \bar{\lambda}_y$: Elancement réduit

$$\bar{\lambda}_y = (\lambda / \lambda_1) \sqrt{\beta_A} = \lambda / 93,9 \varepsilon \quad \Rightarrow \quad \bar{\lambda}_y = 0,44$$

$\triangleright \chi_y$: Est déterminé en fonction de $\bar{\lambda}$ et la courbe de flambement a

$$\chi_y = \frac{1}{(\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2})}$$

Avec:

$$\phi = 0,5 [1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] = 0,5 [1 + 0,34 (0,44 - 0,2) + 0,44^2] = 0,637$$

$$\text{D'où } \chi_y = \frac{1}{(0,637 + \sqrt{0,637^2 - 0,44^2})} = 0,91$$

– **Plan (z-z) :**

La courbe de flambement considérée par chaque axe est :

$$\begin{cases} \frac{h}{b} = \frac{133}{140} = 0,95 < 1,2 \text{ mm} \\ t_f = 8.5 \text{ mm} < 100 \text{ mm} \end{cases}$$

Axe (z-z) : courbe c $\Rightarrow \alpha_z = 0,49$

➤ λ_z : Elancement

$$\lambda_z = \frac{L_{f,z}}{i_z} = \frac{L}{35,2} = \frac{2350}{35,2} = 66,76$$

➤ $\bar{\lambda}_z$: Elancement réduit

$$\bar{\lambda}_z = (\lambda / \lambda_1) \sqrt{\beta_A} = \lambda / 93,9 \varepsilon \quad \Rightarrow \quad \bar{\lambda}_z = 0,71$$

➤ χ_z : Est déterminé en fonction de $\bar{\lambda}$ et la courbe de flambement c

$$\chi_z = \frac{1}{(\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2})}$$

Avec :

$$\phi = 0,5 [1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] = 0,5 [1 + 0,49 (0,71 - 0,2) + 0,71^2] = 0,88$$

$$\text{D'où} \quad \chi_z = \frac{1}{(0,88 + \sqrt{0,88^2 - 0,71^2})} = 0,71$$

Donc :

$$\chi_{min} = \text{Min}(0,91 ; 0,71) = 0,71$$

$$\text{➤ } k_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{Sd}}{\chi_y \times A \times f_y} \quad \text{mais : } k_y \leq 1,5$$

$$\text{➤ } \mu_y = \bar{\lambda}_y \times (2 \times \beta_{My} - 4) + \left[\frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \right] \quad \text{mais : } \mu_y \leq 0,9$$

$$\text{➤ } \beta_{My} = 1,8$$

D'où :

$$\mu_y = 0,71 \times (2 \times 1,8 - 4) + \left[\frac{173500 - 155400}{155400} \right] = -0,167$$

$$k_y = 1 - \frac{-0,167 \times 5290}{0,71 \times 3140 \times 235} = 1,001$$

Donc :

$$\frac{5290}{0,71 \times \frac{3140 \times 235}{1,1}} + \frac{1,001 \times 10370}{\frac{173500 \times 235}{1,1}} = 0,011 \leq 1$$

\Rightarrow **Condition vérifiée**

IV.4. Justification des solives

IV.4.1. Solive plancher

IV.4.1.1. Caractéristiques de la solive plancher

Après introduction des charges sur la structure, le Robot nous a proposé comme profilé **IPE240** pour les **solives plancher**, ses caractéristiques sont les suivantes :

Profil	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques						
	P Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	d mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{pl-y} cm ³	W _{pl-z} cm ³	i _y cm	i _z cm	I _t cm ⁴
IPE240	30,7	39,1	240	120	9,8	6,2	190,4	3892	284	367	73,9	9,97	2,69	12,9

Tableau IV.3 : Caractéristiques du profilé IPE240

IV.4.1.2. Effort sollicitants

- $M_{sd} = 33,85$ kN.m
- $V_{sd} = 23,82$ kN

▪ Classe de la section transversale

– Classe de l'âme fléchie

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon \quad \text{Avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

$$\frac{190,4}{6,2} \leq 72 \sqrt{\frac{235}{235}} \Rightarrow 30,71 \leq 72 \quad \rightarrow \text{L'âme est de classe I}$$

– Classe de la semelle comprimée

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10\varepsilon$$

$$\frac{60}{9,8} = 6,12 \leq 10 \Rightarrow \text{La semelle est de classe I}$$

→ **Donc la section transversale IPE 240 est de classe I.**

IV.4.1.4. Vérification de la flèche :

$$\delta \leq \delta_{\max}$$

La flèche admissible de la traverse est calculée par le logiciel Robot : $\delta = 1,1$ cm

$$\delta_{\max} = \frac{L}{250} = \frac{545}{250} = 2,18 \text{ cm}$$

Avec : l : la longueur de la

Donc : $\delta \leq \delta_{\max} \rightarrow$ La condition de la flèche est donc vérifiée .

IV.4.1.5. Vérification de la résistance

a) Moment flechissant :

Le profilé est de classe I donc on doit vérifier que : $M_{sd} < M_{pl,y}$.

$$M_{sd} = 33,85 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl,y} = \frac{W_{pl,y}}{\gamma_{m0}} \times f_y = \frac{367 \times 235}{1,1} = 78,40 \text{ kN.m} \Rightarrow \text{condition vérifier.}$$

b) Effort tranchant :

On doit vérifier que : $V_{sd} \leq 50\% V_{pl,rd}$

$$V_{sd} = 23,82 \text{ KN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{0,58 \times A_v \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$\begin{aligned} \text{Avec : } A_v &= A - (2b \times t_f) + (t_w + 2r) \times t_f \\ &= 39,1 - (2 \times 12 \times 0,98) + (0,62 + 3) \times 0,98 \\ A_v &= 1913 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{0,58 \times 1913 \times 235}{1,1} = 237,04 \text{ kN.m}$$

$$\Rightarrow V_{sd} = 23,82 \text{ kN} \leq 50\% V_{pl,rd} = 118,52 \text{ .} \Rightarrow \text{condition vérifier.}$$

IV.4.2. Solives consoles

IV.4.2.1. Caractéristiques de la solive console

Après introduction des charges sur la structure, le Robot nous a proposé comme profilé **IPE100** pour les solives consoles, ses caractéristiques sont les suivantes :

Profil	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques						
	P Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	D mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{pl-y} cm ³	W _{pl-z} cm ³	i _y cm	i _z cm	I _t cm ⁴
IPE100	8,1	10,3	100	55	5,7	4,1	74,6	171	15,9	39,4	9,2	4,07	1,24	1,20

Tableau IV.4: Caractéristiques du profilé IPE100.

IV.4.2.2. Effort sollicitants

$$M_{sd} = 3,23 \text{ KN.m}$$

$$V_{sd} = 6,63 \text{ KN}$$

IV.4.2.3. Classe de la section transversale

a) Classe de l'âme fléchie :

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon \quad \text{Avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

$$\frac{74,6}{4,1} \leq 72 \sqrt{\frac{235}{235}} \Rightarrow 18,2 < 72 \quad \rightarrow \text{L'âme est de classe I}$$

b) Classe de la semelle comprimée :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10\varepsilon$$

$$\frac{27,5}{5,7} = 4,82 < 10 \Rightarrow \text{La semelle est de classe I}$$

→ **Donc la section transversale IPE 100 est de classe I.**

IV.4.2.4. Vérification de la flèche

$$\delta \leq \delta_{\max}$$

La flèche admissible de la traverse est calculée par le logiciel Robot : **$\delta = 0,2 \text{ cm}$**

$$\delta_{\max} = \frac{L}{250} = \frac{160}{250} = 0,64 \text{ cm}$$

Avec : l : la longueur de la

Donc : $\delta \leq \delta_{\max}$

→ **La condition de la flèche est vérifiée .**

IV.4.2.5. Vérification de la résistance

a) Moment flechissant :

Le profilé est de classe I donc on doit vérifier que : $M_{sd} < M_{pl,y}$.

$$M_{sd} = 3,23 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl,y} = \frac{W_{pl,y}}{\gamma_{m0}} \times f_y = \frac{39,4 \times 235}{1,1} = 8,42 \text{ kN.m} \Rightarrow \text{condition vérifier .}$$

b) 2. effort tranchant :

On doit vérifier que : $V_{sd} \leq 50\% V_{pl,rd}$

$$V_{sd} = 6,63 \text{ kN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{0,58 \times A_v \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

Avec :

$$A_v = A - (2b \times t_f) + (t_w + 2r) \times t_f$$

$$= 10,3 - (2 \times 5,5 \times 0,57) + (0,41 + 1,4) \times 0,57$$

$$A_v = 506 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{0,58 \times 506 \times 235}{1,1} = 62,70 \text{ kN.m}$$

$$\Rightarrow V_{sd} = 6,63 \text{ kN} < 50\% V_{pl,rd} = 31,35 \Rightarrow \text{condition verifier.}$$

IV.5. Justification des poteaux

IV.5.1. Caractéristiques des poteaux

Après introduction des charges sur la structure, le Robot nous a proposé comme profilé **HEA 240** pour les poteaux, ses caractéristiques sont les suivantes :

Profil	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	P Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	D Mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{pl-y} cm ³	W _{pl-z} cm ³	i _y cm	i _z cm
HEA240	60,3	76,8	230	240	12	7,5	164	7763	2769	744,6	351,7	10,05	6

Tableau IV.5 : Caractéristiques du profilé HEA240

IV.5.2. Effort sollicitant

- $M_{sd} = 41,52 \text{ kN.m}$
- $N_{sd} = 1159,08 \text{ kN}$

IV.5.3. Classe de la section transversale du poteau

a) Classe de l'âme comprimée :

$$\frac{d}{t_w} \leq 33 \varepsilon \quad \text{Avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$$

$$\frac{164}{7,5} \leq 33 \sqrt{\frac{235}{235}} \rightarrow 21,87 \leq 33 \quad \rightarrow \quad \text{L'âme est de classe I}$$

b) Classe de la semelle comprimée :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10 \varepsilon$$

$$\frac{120}{12} = 10 \leq 10 \quad \rightarrow \quad \text{La semelle est de classe I}$$

Donc la section transversale du poteau est de classe I

IV.5.4. Condition de résistance « Moment fléchissant + Effort normal »

Comme il y a la flexion composée sur les poteaux, il y a donc un risque de déversement à vérifier.

Le déversement est pris en considération que si $\bar{\lambda}_{LT} \geq 0.4$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \sqrt{\beta_w}$$

Section transversales de classe 1 $\rightarrow \beta_w = 1$

$$\lambda_1 = 93.9 \cdot \varepsilon_{ave} = \left[\frac{235}{f_y} \right]^{0.5} = 1 \rightarrow \lambda_1 = 93.9$$

Puisque les poteaux sont encastres des deux extrémités, les facteurs de longueur effective K et K_w sont pris égale à 0.5 et donc la formule de λ_{LT} est de forme :

$$\lambda_{LT} = \frac{K \cdot L \cdot \left(\frac{W_{ply}^2}{I_w I_z} \right)^{0.25}}{\sqrt{C_1} \times \left[\left(\frac{K}{K_w} \right)^2 + \frac{(KL)^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_w} \right]^{0.25}}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{0.5 \times 3400 \times \left(\frac{(744.6 \times 10^3)^2}{328.5 \times 10^9 \times 2769 \times 10^4} \right)^{0.25}}{\sqrt{3.093} \times \left[\left(\frac{0.5}{0.5} \right)^2 + \frac{(0.5 \times 3400)^2 \times 81000 \times 10^4}{3.14^2 \times 210000 \times 328.5 \times 10^9} \right]^{0.25}} = 15,17$$

Avec $C_1 = 3.093$ selon le diagramme de moment et le facteur de longueur effective K

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{15,17}{93,9} = 0.16 < 0.4$$

$\bar{\lambda}_{LT} \leq 0.4$, donc il est inutile de prendre en compte le déversement

Donc la formule de vérification de la section sera comme suite :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{k_y \times M_{sd}}{\frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

Avec :

- $\gamma_{M1} = 1,1$
- χ_{min} : Coefficient de réduction minimal pour le flambement

$$\chi_{min} = \text{Min} (\chi_y ; \chi_z)$$

– **Plan (x-y) :**

La courbe de flambement considérée par chaque axe est :

$$\begin{cases} \frac{h}{b} = \frac{230}{240} = 0,96 < 1,2 \text{ mm} \\ t_f = 12 \text{ mm} < 100 \text{ mm} \end{cases}$$

Axe (y-y) : courbe b $\Rightarrow \alpha_y = 0,34$

- λ_y : Elancement

$$\lambda_y = \frac{L_{f,y}}{i_y} = \frac{0,5 \times L}{100,5} = \frac{0,5 \times 3400}{100,5} = 16,91$$

- $\bar{\lambda}_y$: Elancement réduit

$$\bar{\lambda}_y = (\lambda / \lambda_1) \sqrt{\beta_A} = \lambda / 93,9 \varepsilon \Rightarrow \bar{\lambda}_y = 0,18$$

- χ_y : Est déterminé en fonction de $\bar{\lambda}$ et la courbe de flambement b

$$\chi_y = \frac{1}{(\emptyset + \sqrt{\emptyset^2 - \bar{\lambda}^2})}$$

Avec:

$$\emptyset = 0,5 [1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] = 0,5 [1 + 0,34 (0,18 - 0,2) + 0,18^2] = 0,513$$

$$\text{D'où} \quad \chi_y = \frac{1}{(0,513 + \sqrt{0,513^2 - 0,18^2})} = 1,00$$

- **Plan (x-z) :**

La courbe de flambement considérée par chaque axe est :

$$\begin{cases} \frac{h}{b} = \frac{230}{240} = 0,96 < 1,2 \text{ mm} \\ t_f = 12 \text{ mm} < 100 \text{ mm} \end{cases}$$

Axe (z-z) : courbe c $\Rightarrow \alpha_z = 0,49$

➤ λ_z : Elancement

$$\lambda_z = \frac{L_{f,z}}{i_z} = \frac{0,7 \times L}{60} = \frac{0,7 \times 3400}{60} = 39,67$$

➤ $\bar{\lambda}_z$: Elancement réduit

$$\bar{\lambda}_z = (\lambda / \lambda_1) \sqrt{\beta_A} = \lambda / 93,9 \varepsilon \Rightarrow \bar{\lambda}_z = 0,42$$

➤ χ_z : Est déterminé en fonction de $\bar{\lambda}$ et la courbe de flambement c

$$\chi_z = \frac{1}{(\emptyset + \sqrt{\emptyset^2 - \bar{\lambda}^2})}$$

Avec :

$$\emptyset = 0,5 [1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] = 0,5 [1 + 0,49 (0,42 - 0,2) + 0,42^2] = 0,64$$

$$\text{D'où} \quad \chi_z = \frac{1}{(1,18 + \sqrt{1,18^2 - 0,99^2})} = 0,89$$

Donc :

$$\chi_{min} = \text{Min}(1,00 ; 0,89) = 0,89$$

$$\text{➤ } k_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y} \quad \text{mais :} \quad k_y \leq 1,5$$

$$\text{➤ } \mu_y = \bar{\lambda}_y \times (2 \times \beta_{My} - 4) + \left[\frac{w_{ply} - w_{ely}}{w_{ely}} \right] \quad \text{mais :} \quad \mu_y \leq 0,9$$

$$\text{➤ } \beta_{My} = 1,8$$

D'où :

$$\mu_y = 0,42 \times (2 \times 1,8 - 4) + \left[\frac{744600 - 675100}{675100} \right] = -0,065$$

$$k_y = 1 - \frac{-0,065 \times 1159080}{0,89 \times 7684 \times 235} = 1,04$$

Donc :

$$\frac{1159080}{0,89 \times \frac{7684 \times 235}{1,1}} + \frac{1,04 \times 41520}{\frac{744600 \times 235}{1,1}} = 0,79 \leq 1$$

⇒ **Condition vérifiée.**

IV.5.4. Vérification de la flèche

$$\delta \leq \delta_{\max}$$

La flèche admissible de la traverse est calculée par le logiciel Robot : $\delta = 5.3 \text{ cm}$

$$\delta_{\max} = \frac{L}{200} = \frac{340}{200} = 1.7 \text{ cm}$$

Avec : l : la longueur de la traverse

Donc : $\delta \leq \delta_{\max} \Rightarrow$ **La condition de la flèche est vérifiée.**

IV.6. Dimensionnement des poutres

Les poutres principales sont des éléments structuraux, qui permettent de supporter les charges des planchers et les transmettent aux poteaux, elles sont sollicitées principalement par un moment de flexion.

IV.6.1. Poutre principale console

VI.6.1.1. Caractéristiques de la poutre principale console

Après introduction des charges sur la structure, le Robot nous a proposé comme profilé **IPE180** pour les poutres principales, ses caractéristiques sont les suivantes :

Profil	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	P Kg/m	A cm ²	h mm	B mm	tf mm	tw mm	d mm	Iy cm ⁴	Iz cm ⁴	Wpl-y cm ³	Wpl-z cm ³	iy cm	iz cm
IPE180	18,8	23,95	180	91	8	5,3	146	1317	100,9	166,4	34,60	7,42	2,05

Tableau VI.6 : Caractéristiques du profilé IPE180

IV.6.1.2. Effort sollicitant

Pour assurer la vérification selon le règlement, on fait appel au logiciel Robot pour nous donner les efforts les plus défavorables .

- $M_{sd} = 29,59 \text{ kN.m}$

- $V_{sd} = 21,96 \text{ kN}$

IV.6.1.3. Classe du profilé

– Classe de l'âme fléchie :

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon \text{ Avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \rightarrow \varepsilon = 1 \rightarrow \frac{146}{5,3} = 27,55 < 72 \rightarrow \text{L'âme est de classe I.}$$

a) Classe de la semelle comprimée :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10\varepsilon \rightarrow \frac{45,5}{8} = 5,69 < 10 \rightarrow \text{La semelle est de classe I.}$$

IV.6.1.4. Vérification de la résistance (moment fléchissant)

On doit vérifier que : $M_{sd} < M_{ply}$

$$M_{ply} = \frac{w_{ply}}{\gamma_{mo}} \times f_y = \frac{166,4 \times 10^3 \times 235}{1,1} = 35,55 \text{ kN.m} \rightarrow 29,59 < 35,55 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

IV.6.1.5. Vérification de résistance et du cisaillement (effort tranchant)

On doit vérifier que : $V_{sd} \leq 0,5 V_{pl,rd}$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{mo} \sqrt{3}} \quad \text{Avec: } A_v = A - 2b t_f + (t_w + 2r) t_f = 1125,4 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{1125,4 \times 235}{\gamma_{mo} \sqrt{3}} = 138,81 \text{ kN} \rightarrow 21,96 < 69,405 \text{ kN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

IV.6.2. Poutre principale

IV.6.2.1. Caractéristiques de la poutre principale

Après introduction des charges sur la structure, le Robot nous a proposé comme profilé **IPE400** pour les poutres principales, ses caractéristiques sont les suivantes :

Profil	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	P Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	tf mm	tw mm	d mm	Iy cm ⁴	Iz cm ⁴	Wpl-y cm ³	Wpl-z cm ³	iy cm	iz cm
IPE400	66,3	84,46	400	180	13,5	8,6	331	23130	1318	1307	229	16,55	3,95

Tableau IV.7 : Caractéristiques du profilé IPE400

IV.6.2.2. Effort sollicitants

Pour assurer la vérification selon le règlement, on fait appel au logiciel Robot pour nous donner les efforts les plus défavorables .

- $M_{sd} = 192,85 \text{ kN.m}$

- $V_{sd} = 165,85 \text{ kN}$

IV.6.2.3. Classe du profilé

– Classe de l'âme fléchie :

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon \text{ Avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \rightarrow \varepsilon = 1 \rightarrow \frac{331}{8,6} = 38,48 < 72 \rightarrow \text{L'âme est de classe I.}$$

– Classe de la semelle comprimée :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10\varepsilon \rightarrow \frac{90}{13,5} = 6,67 < 10 \rightarrow \text{La semelle est de classe I.}$$

IV.6.2.4. Vérification de la résistance (moment fléchissant)

On doit vérifier que :

$$M_{sd} < M_{ply}$$

$$M_{ply} = \frac{w_{ply}}{\gamma_{m0}} \times f_y = \frac{1307 \times 10^3 \times 235}{1,1} = 279.222 \times 10^3 \text{ kN.m} \rightarrow 192,85 < 35,55$$

⇒ **Condition vérifiée.**

IV.6.2.5. Vérification de résistance et du cisaillement (effort tranchant)

On doit vérifier que : $V_{sd} \leq 0,5 V_{pl,rd}$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{m0} \sqrt{3}} \quad \text{Avec: } A_v = A - 2b t_f + (t_w + 2r) t_f = 4309,1 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{4309,1 \times 235}{\gamma_{m0} \sqrt{3}} = 531497 \text{ KN} \rightarrow 165,85 < 265748 \text{ kN} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

IV.6.3. Poutre secondaire

IV.6.3.1. Caractéristiques de la putre secondaire

Après introduction des charges sur la structure, le Robot nous a proposé comme profilé **IPE200** pour les poutres secondaires, ses caractéristiques sont les suivantes :

Profil	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	P Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	tf mm	tw mm	d mm	ly cm ⁴	lz cm ⁴	Wpl-y cm ³	Wpl-z cm ³	iy cm	iz cm
IPE200	22.4	28.48	200	100	8.5	5.6	159	1943	142.4	220.6	44.61	8.26	2.24

Tableau IV.8 : Caractéristiques du profilé IPE200

IV.6.3.2. Effort sollicitants.

- $M_{sd} = 28,80 \text{ kN.m}$

- $V_{sd} = 25,57 \text{ kN}$

IV.6.3.3. Classe du profilé

– Classe de l'âme fléchie :

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon \text{ Avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \rightarrow \varepsilon = 1 \rightarrow \frac{159}{5,6} = 28,39 < 72 \rightarrow \text{L'âme est de classe I.}$$

– Classe de la semelle comprimée :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10\varepsilon \rightarrow \frac{50}{8,5} = 5,88 < 10 \rightarrow \text{La semelle est de classe I.}$$

IV.6.3.4. Vérification de la résistance (moment fléchissant)

On doit vérifier que : $M_{sd} < M_{ply}$

$$M_{ply} = \frac{W_{ply}}{\gamma_{mo}} \times f_y = \frac{220,6 \times 10^3 \times 235}{1,1} = 471,28 \times 10^2 \text{ kN.m} \rightarrow 28,80 < 471,28 \times 10^2$$

⇒ Condition vérifiée.

IV.6.3.5. Vérification de résistance et du cisaillement (effort tranchant)

On doit vérifier que : $V_{sd} \leq 0,5 V_{pl,rd}$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{mo} \sqrt{3}} \quad \text{Avec: } A_v = A - 2b t_f + (t_w + 2r) t_f = 1399,6 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{1399,6 \times 235}{1,1 \times \sqrt{3}} = 172630 \text{ kN} \rightarrow 25,57 < 172630 \text{ kN} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

IV.6.4. Poutre secondaire console

IV.6.4.1. Caractéristiques de la poutre secondaire console

Après introduction des charges sur la structure, le Robot nous a proposé comme profilé **IPE160** pour les poutres secondaires console, ses caractéristiques sont les suivantes :

Profil	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	P Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	tf mm	tw mm	d mm	Iy cm ⁴	Iz cm ⁴	Wpl-y cm ³	Wpl-z cm ³	iy cm	iz cm
IPE160	15.8	20.09	160	82	7.4	5	127	869.3	68.3	124	26.10	6.58	1.84

Tableau IV.9 : Caractéristiques du profilé IPE160

IV.6.4.2. Effort sollicitants

- $M_{sd} = 15,58 \text{ kN.m}$
- $V_{sd} = 15,02 \text{ kN}$

IV.6.4.3. Classe du profilé

– **Classe de l'âme fléchie :**

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon \text{ Avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \rightarrow \varepsilon = 1 \rightarrow \frac{127}{5} = 25,4 < 72 \rightarrow \text{L'âme est de classe I.}$$

– **Classe de la semelle comprimée :**

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10\varepsilon \rightarrow \frac{41}{7,4} = 5,54 < 10 \rightarrow \text{La semelle est de classe I.}$$

IV.6.4.4. Vérification de la résistance (moment fléchissant)

On doit vérifier que : $M_{sd} < M_{ply}$

$$M_{ply} = \frac{w_{ply}}{\gamma_{m0}} \times f_y = \frac{124 \times 10^3 \times 235}{1,1} = 26490,9 \text{ N.m} \rightarrow 15,58 < 26490,9 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

IV.6.4.5. Vérification de résistance et du cisaillement (effort tranchant)

On doit vérifier que : $V_{sd} \leq 0,5 V_{pl,rd}$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{m0} \sqrt{3}} \quad \text{Avec: } A_v = A - 2b t_f + (t_w + 2r) t_f = 965,6 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{965,6 \times 235}{\gamma_{m0} \sqrt{3}} = 119100 \text{ kN} \rightarrow 15,02 < 59550 \text{ kN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

IV.7. Justification des stabilité

On choisit un double profilé en **2 UPN 140** et on vérifie sa résistance.

$$N_{c,sd} \leq N_{c,Rd}$$

Avec : $N_{c,sd} = -130,18 \text{ kN}$ (obtenue par le logiciel Robot) .

IV.7.1. Stabilité (x-x)

V.7.1.1. Les éléments comprimés :

a) Vérification au flambement :

$$N_{c,Rd} = \chi \cdot \beta_A \cdot A \cdot f_y / \gamma_{m0}$$

Avec :

$N_{c,Rd}$: Résistance au flambement

$\beta_A = 1$ (la section es de classe I)

$\gamma_{m1} = 1,1$

χ : Coefficient de réduction

$\bar{\lambda}$: Elancement réduit

$$\bar{\lambda} : (\lambda / \lambda_1) \sqrt{\beta_A} = \lambda / 93,9\epsilon$$

λ : calculé à la base des caractéristiques de la section brute :

Donc, les courbes de flambement considérées par chaque axe sont :

Axe (y-y) : courbe a $\longrightarrow \alpha = 0,21$

Axe (z-z) : courbe b $\longrightarrow \alpha = 0,34$

Axe (y-y) :

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{1}{5,45} = \frac{760}{5,45} = 139,45 \Rightarrow \bar{\lambda}_y = 1,48$$

Axe (z-z) :

$$\lambda_z = \frac{l_f}{i_z} = \frac{1}{1,75} = \frac{760}{1,75} = 434,30 \Rightarrow \bar{\lambda}_z = 4,62$$

$$\bar{\lambda} = \max(\bar{\lambda}_y, \bar{\lambda}_z) = 1,48$$

χ : Est déterminé en fonction de $\bar{\lambda}$ et la courbe de flambement c : $\chi = 0,25$

D'où :

$$N_{c,Rd} = 0,25 \times \frac{1 \times 2 \times 2040 \times 235}{1,1}$$

$$N_{c,Rd} = 217,90 \text{ kN}$$

$$N_{c,sd} = 130,18 \text{ kN} < N_{c,Rd} = 217,90 \text{ kN}$$

\Rightarrow **Condition vérifiée.**

b) Résistance plastique de la section brute :

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m1}} = \frac{2 \times 2040 \times 235}{1,1} = 871,636 \text{ kN} > N_{c,sd} = 130,18 \text{ kN}$$

c) Les éléments tendus :

$$N_{t,sd} \leq N_{t,Rd}$$

Avec : $N_{t,sd} = 204,17 \text{ kN}$ (Calculé par le logiciel Robot)

d) Résistance ultime :

$$N_{u,Rd} = 0,9 \frac{A_{net} \times F_u}{\gamma_{m1}}$$

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

$$A_{vide} = d \times t \Rightarrow A_{vide} = 98 \times 7 = 686$$

$$\Rightarrow A_{\text{net}} = 2040 - 686 = 1354 \text{ mm}^2$$

$$N_{u,Rd} = 0,9 \frac{1354 \times 360}{1,25} = 350,97 \text{ kN}$$

e) Résistance plastique de calcul de la section nette :

$$N_{\text{net},Rd} = \frac{A_{\text{net}} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{1354 \times 235}{1,1} = 289,3 \text{ kN}$$

f) Résistance plastique de calcul de la section brute :

$$N_{\text{pl},Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{2040 \times 235}{1,1} = 345,82 \text{ kN}$$

- **Vérification**

$$\text{Min}(N_{\text{pl},Rd}, N_{u,Rd}, N_{\text{net},Rd}) = 289,3 \text{ kN} \geq N_{t,sd} = 204,17 \text{ kN}$$

\Rightarrow *Condition vérifiée*

IV.7.2. Stabilité (y-y)

On choisit un double profilé en **2 UPN 140** et on vérifie sa résistance.

$$N_{c,sd} \leq N_{c,Rd}$$

Avec : $N_{c,sd} = 101,25 \text{ kN}$ (obtenue par le logiciel Robot) .

IV.7.2.1. Les éléments comprimés

a) Vérification au flambement :

$$N_{c,Rd} = \chi \cdot \beta_A \cdot A \cdot f_y / \gamma_{m0}$$

Avec :

a) $N_{c,Rd}$: Résistance au flambement

b) $\beta_A = 1$ (la section es de classe I)

c) $\gamma_{m1} = 1,1$

d) χ : Coefficient de réduction

e) $\bar{\lambda}$: Elancement réduit

f) $\bar{\lambda} : (\lambda / \lambda_1) \sqrt{\beta_A} = \lambda / 93,9\epsilon$

g) λ : calculé à la base des caractéristiques de la section brute :

Donc, les courbes de flambement considérées par chaque axe sont :

Axe (y-y) : courbe a $\longrightarrow \alpha = 0,21$

Axe (z-z) : courbe b $\longrightarrow \alpha = 0,34$

Axe (y-y) :

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{1}{5,45} = \frac{568}{5,45} = 104,22 \Rightarrow \bar{\lambda}_y = 1,11$$

Plan (z-z) :

$$\lambda_z = \frac{l_f}{i_z} = \frac{1}{1,75} = \frac{568}{1,75} = 324,57 \Rightarrow \bar{\lambda}_z = 3,45$$

$$\bar{\lambda} = \max(\bar{\lambda}_y, \bar{\lambda}_z) = 1,11$$

χ : Est déterminé en fonction de $\bar{\lambda}$ et la courbe de flambement c : $\chi = 0,58$

D'où :

$$N_{c,Rd} = 0,58 \times \frac{1 \times 2 \times 2040 \times 235}{1,1}$$

$$N_{c,Rd} = 505,55 \text{ kN}$$

$$N_{c,sd} = 227,03 \text{ kN} < N_{c,Rd} = 505,55 \text{ kN}$$

⇒ Condition vérifiée.

b) Résistance plastique de la section brute

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m1}} = \frac{2 \times 2040 \times 235}{1,1} = 871,636 \text{ kN} > N_{c,sd} = 101,25 \text{ kN}$$

e) Les éléments tendus

$$N_{t,sd} \leq N_{t,Rd}$$

Avec : $N_{t,sd} = 227,03 \text{ kN}$ (Calculé par le logiciel Robot)

d) Résistance ultime :

$$N_{u,Rd} = 0,9 \frac{A_{net} \times F_u}{\gamma_{m1}}$$

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

$$A_{vide} = d \times t \Rightarrow A_{vide} = 98 \times 7 = 686$$

$$\Rightarrow A_{net} = 2040 - 686 = 1354 \text{ mm}^2$$

$$N_{u,Rd} = 0,9 \frac{1354 \times 360}{1,25} = 350,97 \text{ kN}$$

e) Résistance plastique de calcul de la section nette

$$N_{net,Rd} = \frac{A_{net} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{1354 \times 235}{1,1} = 289,3 \text{ kN}$$

f) Résistance plastique de calcul de la section brute

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{2040 \times 235}{1,1} = 345,82 \text{ kN}$$

- **Vérification**

$$\text{Min} (N_{pl,Rd}, N_{u,Rd}, N_{net,Rd}) = 289,3 \text{ kN} \geq N_{t,sd} = 227,03 \text{ kN}$$

⇒ **Condition vérifiée.**

IV.8. Dimensionnement des contreventements

Les contreventements ont donc la fonction générale de stabilisation de l'ossature d'une halle. 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.

On doit vérifier que : $N_{sd} \leq N_{t,Rd}$

IV.8.1. Effort sollicitants

Pour assurer la vérification selon le règlement, on fait appel au logiciel Robot pour nous donner les efforts les plus défavorables .

$$N_{sd} = 14,56 \text{ kN}$$

Le profilé choisi CAE 70*7

IV.8.2. Résistance plastique de calcul de la section brute

$$N_{pl,Rd} = \frac{A}{\gamma_{m0}} \times f_y = \frac{9,40 \times 10^2 \times 235}{1,1} = 200,81 \text{ kN}$$

IV.8.3. Résistance plastique de calcul de section nette

$$N_{net,Rd} = \frac{A_{net}}{\gamma_{m2}} \times f_y$$

$$A_{net} = 814 \text{ mm}^2$$

$$N_{net,Rd} = \frac{814 \times 235}{1,25} = 153,032 \text{ kN}$$

IV.8.4. Résistance ultime de calcul de la section nette

$$N_{u,Rd} = 0,9 \times \frac{A_{net}}{\gamma_{m2}} \times f_u = 0,9 \times \frac{814 \times 360}{1,25} = 211 kN$$

$$\min(N_{u,Rd}; N_{net,Rd}; N_{pl,Rd}) = 153,032 kN$$

14,56 kN < 153,03 kN Condition vérifiée

IV.9. Conclusion

Le dimensionnement d'une structure concerne tous les éléments de la structure et ce chapitre consiste à étudier le dimensionnement que pour les éléments principale de la structure à partir de trois conditions :

- a) Condition de la flèche.
- b) Vérification faite selon la condition de résistance (moment fléchissant)
- c) Vérification de résistance et de cisaillement

Le tableau ci-dessous montre les profils choisis pour le dimensionnement de la structure

Élément de la structure	Profils
Poteaux	HEA 240
Poutre principale	IPE 400
Poutre principale console	IPE 180
Poutre palières	IPE 160
Limon	UPN 140
Poutre secondaire	IPE 200
Poutre secondaire console	IPE 160
Solive console	IPE 100
Solive escalier	IPE 100
Solive plancher	IPE 240
Sablère	HEA 140
Travers	IPE 220
Panne	IPE 160
Stabilité (x-x)	2UPN 140
Stabilité (y-y)	2UPN 140
Contreventement	CAE 70× 7

Chapitre V

Plancher collaborant

V.1.Introduction

Les structures de planchers sont constituées d'ossatures plus lourdes, recevant des platelages de forte inertie, nécessaires pour reprendre des fortes charges (surcharges d'exploitations, de bureaux,...) pouvant atteindre plusieurs tonnes au mètre carré.

Les ossatures de planchers sont constituées de poutres croisées et les solives (support de platelage) portant sur des poutres maîtresses qui sont portées sur des poteaux. Bien entendue, il y a divers types de planchers, parmi eux le plancher dit mixte (acier/béton) qui est le plus répandu dans les constructions métalliques.

V.2.Calcul du plancher de la toiture

Pour le plancher de la toiture, l'épaisseur de la dalle est de 8 cm et le profilé est un IPE220.

V.2.1.Vérification de la tôle profilée

La tôle profilée sert de plateforme de travail lors du montage, de coffrage perdu pour le béton et d'armature inférieure pour la dalle après durcissement du béton.

Pour cette structure on a choisi de réaliser notre plancher mixte en utilisant la tôle Hi-Bond 55.

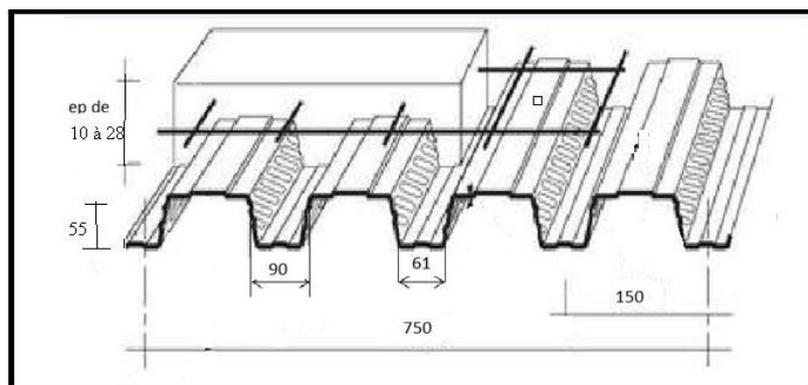


Figure V.1: Les dimensions de la tôle Hi-bond 55.

Hauteur des nervures (mm)	Nombre des nervures par bac (mm)	Espacement des nervures (mm)	Largeur outils du bac (mm)	Epaisseur de tôle (mm)	Poids (daN/m ²)
55	5	150	750	1	12,83

Tableau V.1: Caractéristiques du bac d'acier Hi-bond 55.

a).Vérification à l'état limite ultime

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

Charges permanentes :

Dalle en béton : $G_2 = 25 \times 1,2 \times 0,08 = 2,4$ KN/ml

Tôle (Hi-bond 55) : $G_3 = 0,12$ KN/ml

Total : $G = 2,52$ KN/ml

Surcharge d'exploitation:

$Q = 1 \times 1,2 = 1,2$ KN/ml

Charge non pondérée :

$q_s = G + Q = 3,72$ KN/ml

Charge pondérée :

$q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 5,33$ KN/ml

Moments fléchissant sollicitant :

Moment maximale en travée :

$M_{sd} = 0,08 q_u L^2 = 0,08 \times 5,33 \times (1,2)^2 \rightarrow M_{sd} = 0,61$ KN.m

Moments de résistance pastique :

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

$M_{pl Rd} = 3,16$ KN.m $> M_{sd} = 0,61$ KN.m Condition vérifiée.

b) Vérification à l'état limite de service

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

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

Avec : $f_{max} = \frac{30.1 \times (G_p + G_B) \times L^4}{I_{eff}} \leq f_{adm} = \frac{L}{250}$

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

$I_{eff} = 0,503 \times 10^6$ mm⁴

G_p : Poids propre de la tôle.

G_B : Poids du béton frais.

$$\text{Donc : } \begin{cases} f_{max} = \frac{30,1 \times 2,52 \times (1,2)^4 \times 10^3}{0,503 \times 10^6} = 3,1 \text{ mm} \\ f_{adm} = \frac{1200}{250} = 4,8 \text{ mm} \end{cases}$$

Alors : $f_{max} = 3,1 \text{ mm} < f_{adm} = 4,8 \text{ mm}$ condition vérifiée.

V.2.2. Plancher mixte

Pour obtenir l'effet mixte souhaité. C'est-à-dire une collaboration parfaite entre l'acier et le béton, il faut que la liaison entre la poutre et la dalle soit réalisée de façon à transmettre les efforts rasants et limiter les glissements qui se développent à l'interface. Sans liaison, les poutres métalliques doivent supporter à elles seules tous les efforts. Par contre, si une connexion est mise en place. On crée ainsi une poutre mixte dont la résistance et la rigidité sont sensiblement accrues.

Dans les bâtiments, la connexion des poutres mixtes est assurée par des goujons soudés sur l'aile supérieure des poutres métalliques du plancher. Les goujons sont des pièces cylindriques en acier comportant une tête. Il existe également des connecteurs en forme d'équerres, fixés par des clous. Ce type de connexion est particulièrement bien adapté au cas des dalles avec tôle profilée, car ils peuvent être facilement fixés à travers la tôle. Le soudage des goujons présente en effet souvent des difficultés liées à l'alimentation en courant électrique, à la présence d'humidité et à la présence d'un revêtement contre la corrosion de la poutre (peinture) et de la tôle (zingage).[5]

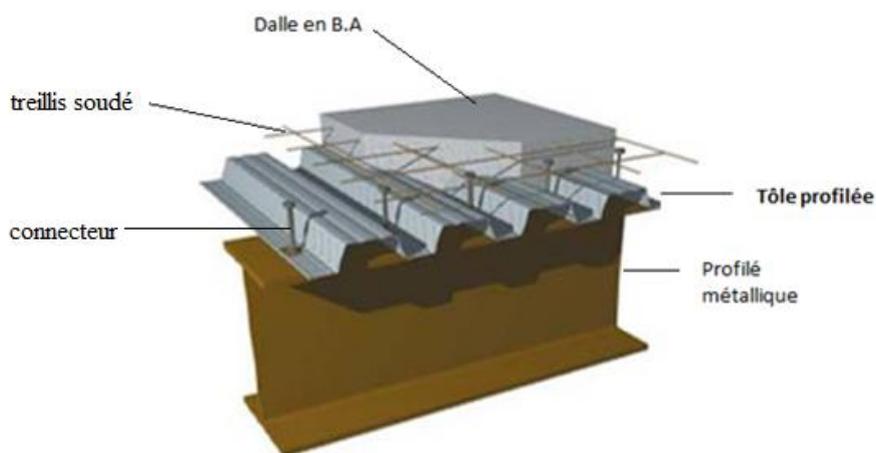


Figure V.2 : *Eléments constructifs du plancher mixte*

IV.3.1.1 Vérification de la condition de résistance :

Puisque nous avons une dalle de compression en béton sur les solives donc le risque de déversement est négligé.

Alors, on doit vérifier que : $M_{sd} < M_{Ply,Rd}$

a) Largeur efficace de la dalle :

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

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

$L_0 = 6,8 \text{ m.}$ (la portée de la poutre)

$$b_1 = b_2 = 0,6 \text{ m.}$$

$$b_{e1} = b_{e2} = \min(0,85 ; 0,6) = 0,6 \text{ m. Donc : } b_{eff} = 2 \times 0,6 = 1,2 \text{ m.}$$

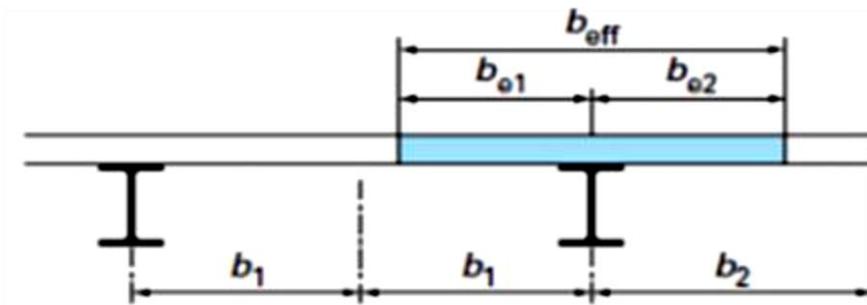


Figure V.3: Largeur efficace de la dalle.

b) Position de l'axe neutre :

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

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

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

Avec : $h_c = 80 \text{ mm}$

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

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

$$\gamma_c = 1,5$$

$$\gamma_m = 1,1$$

A_a : Section du profilé IPE 240: $A_a = 3910 \text{ mm}^2$

$$\text{Donc : } F_c = 1200 \times 80 \times \left(0,85 \times \frac{25}{1,5}\right) = 1360000 \text{ daN}$$

$$F_a = 3910 \times \frac{235}{1,1} = 835318,18 \text{ daN}$$

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

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

$$z = \frac{F_a}{b_{\text{eff}} \times 0,85 \times \frac{f_{\text{ck}}}{\gamma_c}} \leq h_c \quad z = \frac{835318,18}{1200 \times 0,85 \times \frac{25}{1,5}} = 49,13 \text{ mm} \leq 80 \text{ mm}$$

$$M_{\text{sd}} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{536 \times 6,8^2}{8} = 3098,08 \text{ daN.m}$$

Le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

$$M_{\text{pl.Rd}} = F_a \left(\frac{h_a}{2} + h_c + h_p - \frac{z}{2} \right) = 835318,18 \times \left(\frac{0,14}{2} + 0,08 + 0,04 - \frac{0,024}{2} \right) = 148686,36 \text{ daN.m}$$

Avec : h_a : hauteur du profilé IPE240.

h_p : hauteur de la tôle.

h_c : épaisseur de la dalle en béton.

$$M_{\text{ply.Rd}} = 148686 \text{ daN.m} > M_{\text{sd}} = 3098,08 \text{ daN.m}$$

Conclusion : la condition est vérifiée.

c) Vérification au cisaillement :

On doit vérifier que : $V_{\text{sd}} \leq 0,5 V_{\text{pl.Rd}}$

$$V_{\text{sd}} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{536 \times 6,8}{2} = 1822,4 \text{ daN}$$

Avec: $A_v = A - 2b \cdot t_f + (t_w + 2r) t_f = 3910 - (2 \times 120) \times 9,8 + (6,2 + (2 \times 15)) \times 9,8 = 1912,76 \text{ mm}$

$$0,5V_{\text{pl.Rd}} = 0,5 \times 0,58 \times \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{m0}} = 0,5 \times 0,58 \times \frac{1912,76 \times 235}{1,1} = 118504 \text{ daN}$$

$$0,5V_{\text{pl.Rd}} = 118504 \text{ daN} > V_{\text{sd}} = 1822,4 \text{ daN}$$

Conclusion : la condition est vérifiée.

d) Vérification de la flèche :

$$f \leq \delta_{v \text{ max}} \rightarrow \delta_{v \text{ max}} = L/250 = 6/250 = 0,024 \text{ m} \quad \text{Avec} \quad f = \frac{5 \cdot q_s \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_h}$$

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

n : Coefficient d'équivalence. Avec : $n = E_a / E'_c$

$E_a = 210000 \text{ Mpa}$: Module d'élasticité de l'acier de construction.

E'_c : Module d'équivalence du béton avec $E'_c = E_{\text{cm}}/2$ [4];

$E_{\text{cm}} = 30500 \text{ Mpa}$. (Pour un béton de classe C25/30)[4].

$$n = \frac{210000}{30500/2} = 13,77$$

I_a : Moment d'inertie de la poutre ($I_a = I_y$).

$$I_h = 9523,94 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5 \times 7,25 \times 680^4}{384 \times 21 \times 10^5 \times 9523,94} = 1,00 \text{ cm} < f_{\text{adm}} = 2,7 \text{ cm}$$

Conclusion : la condition est vérifiée.

V.3.Etude des connecteurs

V.3.1.Définition

Les connecteurs sont des éléments qui assurent la liaison entre la dalle de compression et l'acier.

En d'autre terme ils sont destinés pour résister au glissement de la dalle en limitant les déplacements relatifs de l'acier et du béton à une valeur suffisamment faible.

Vérification des connecteurs avec les caractéristiques suivants :

$$d = 19 \text{ mm} \quad ; \quad h = 100 \text{ mm}$$

$$f_y = 275 \text{ MPa}$$

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

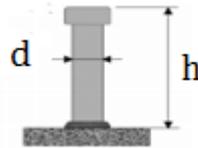


Figure V.3 : Dimensions d'un connecteur.

V.3.2.Résistance du connecteur isolé

Résistance du goujon en cisaillement :

$$P_{rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0,8f_u \left(\frac{\pi d^2}{4} \right)}{\gamma_v} \\ \frac{0,29 \times \alpha \times d^2 \sqrt{f_{ck} \times E_{cm}}}{\gamma_v} \end{array} \right.$$

γ_v Le coefficient partiel de sécurité est généralement pris égal à 1,25.

d : diamètre du fût du goujon.

f_u : Résistance ultime en traction de l'acier du goujon égale à 400 MPa.

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

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

$\alpha = 1$ car $h/d > 4$

$$P_{rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0,8 \times 430 \left(\frac{3,14 \times 19^2}{4} \right)}{1,25} = 6166,45 \text{ daN} \\ \frac{0,29 \times 1 \times 19^2 \sqrt{25 \times 30500}}{1,25} = 7313,32 \text{ daN} \end{array} \right. \quad P_{rd} = 6166,45 \text{ daN}$$

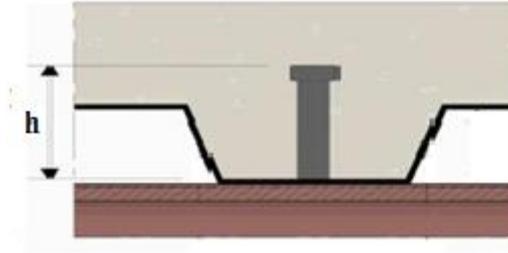


Figure V.4: Goujons à tête soudés en présence d'une dalle mixte à bac collaborant.

V.3.3.Effort de cisaillement longitudinal

$$f_{cf} = Aa \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}} = 977,5 \text{ KN}$$

Avec :

Aa : Section du profilé.

$$\gamma_{m1} = 1,1$$

Nombre des connecteurs

$$N < N_f = f_{cf} / P_{rd} = 977,5 / 61,66 \rightarrow N = 15,85 \text{ On utilise alors 16 goujons.}$$

Soit un intervalle de :

$$S = \left(\frac{1}{2N}\right) = \frac{6800}{2 \times 16} = 215,5 \text{ mm} = 21,5 \text{ cm}$$



Figure V.5: Disposition des connecteurs.

V.4.Conclusion

L'étude du plancher établi dans ce chapitre consiste à **connecter** des poutres métalliques (IPE 240) à une dalle à béton d'une épaisseur de 12cm qui va alors travailler en compression, cette connexion se fait principalement à l'aide de **16goujons** de diamètre 19mm espacé de 21.5cm, des pièces empêchant le glissement d'un matériau sur l'autre et permettant la bonne transmission des charges comme un seul corps rigide pour résister aux différentes sollicitations et atteindre la liaison mixte.

Chapitre VI

Etude sismique

VI.1 Introduction

Les actions sismiques sur un bâtiment sont des actions dynamiques complexes, elles se manifestent par des mouvements essentiellement horizontaux imposées aux fondations. Les forces d'inertie créées par leur masse, qui s'oppose aux mouvements, permettent aux constructions de résister à ces mouvements entraînant, par la même, des efforts dans la structure.

L'objectif visé dans ce chapitre est la détermination des efforts sismiques susceptible à solliciter notre structure, Pour ce faire, il est nécessaire de faire appel à l'une des trois méthodes de calcul préconisées par le « règlement parasismique Algérien RPA 99-Version 2003-(D.T.R-B.C-2.48)

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

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

VI.2 Principe de la méthode

La méthode d'analyse modale spectrale consiste à déterminer les effets extrêmes engendrés par l'action sismique par le calcul des modes propres de vibrations de la structure qui dépendent à la fois de sa masse, de son effet d'amortissement et de ses forces d'inertie à travers un spectre de réponse de calcul.

VI.21 .Classification

- **Classification des zones sismiques**

Le territoire national est divisé en quatre zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité et le tableau associé qui précise cette répartition par wilaya et par commune.

- ZONE 0: sismicité négligeable.
- ZONE I: sismicité faible.
- ZONE IIa et IIb: sismicité moyenne.
- ZONE III: sismicité élevée.

Pour notre cas, et d'après la carte et le tableau cité précédemment : Tlemcen se situe dans une zone de sismicité faible « ZONE I »

- **Classification de l'ouvrage**

D'après le RPA99V2013 la de notre ouvrage est classée en Zone I groupe 3. Et selon le rapport géotechnique relatif cet ouvrage on est en présence du sol meuble de catégorie S3.

Cet ouvrage représente un bâtiment à usage d'habitation, il est considéré comme ouvrage de moyenne importance, groupe2.

Le site est meuble donc il est classé en catégorie S3.

VI.2.2.Spectre de réponse de calcul

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

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

Avec :

A: coefficient d'accélération de zone, donné suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment $A = 0,08$

Classification des ouvrages :→ (zone I).

η : facteur de correction d'amortissement donné par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0,7$$

ξ : Le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif.

(Acier dense)→ $\xi = 5\% \rightarrow \eta = 1$

T1 et T2 Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site :

$$\text{Site meuble } S_3 : \begin{cases} T_1 = 0,15 \text{ s} \\ T_2 = 0,50 \text{ s} \end{cases}$$

R : Coefficient de comportement global de la structure donnée en fonction du système de contreventement :

Ossature contreventée par palée triangulées en X.

Q = facteur de qualité donné par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum_1^5 Pq = 1,25$$

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

Tableau VI.1 : Facteur de qualité.

Sol supposé meuble \rightarrow S3 \rightarrow $\begin{cases} T1 = 0,15 \text{ sec} \\ T2 = 0,50 \text{ sec} \end{cases}$

VI.3.Dynamique de la structure

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

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe et demande un calcul très fastidieux. C'est pour cette raison qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

VI.31.Modélisation de la structure

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

On fait appel pour la modélisation de notre structure au logiciel **Robot**, ce dernier est un logiciel de calcul est de conception des structures d'ingénierie, particulièrement adapté aubâtiment, et ouvrage de génie-civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ces structures, il offre de nombreuses possibilités d'analyses des effets

statique et dynamique avec des compléments de conception et de vérification de structure.

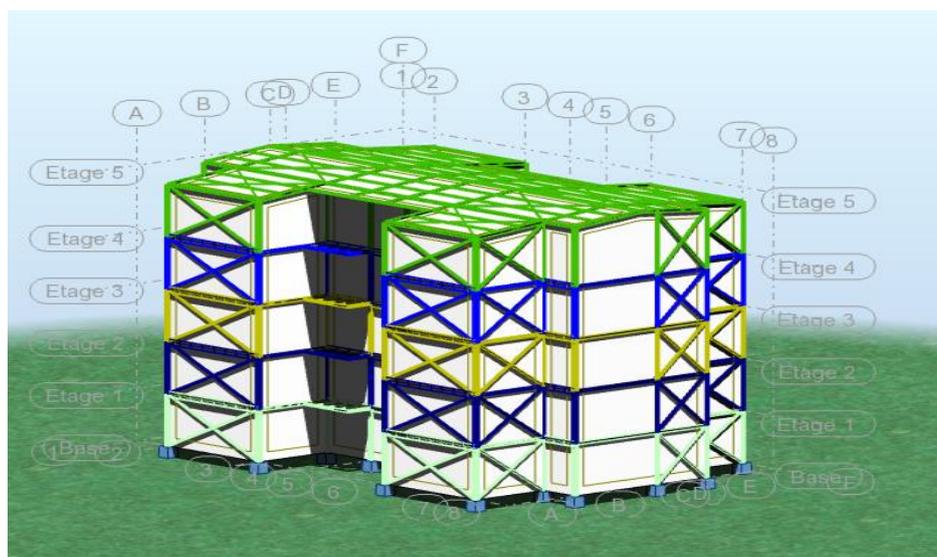


Figure VI.1 : Modélisation de la structure en 3D.

Elément de la structure	Profilés
Poteaux	HEA 240
Poutre principale	IPE 400
Poutre principale console	IPE 180
Poutre paliers	IPE 160
Limon	UPN 140
Poutre secondaire	IPE 200
Poutre secondaire console	IPE 160
Solive console	IPE 100
Solive escalier	IPE 100
Solive placher	IPE 240
Sabliere	HEA 140
Travers	IPE 220
Panne	IPE 160
Stabilité (x-x)	2UPN 140
Stabilité (y-y)	2UPN 140
Contreventement	CAE 70×7

Tableau VI. 1.Eléments métalliques constituant la structure.

VI.4. Analyse modale spectrale

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

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

Le spectre est caractérisé par les données suivantes :

- Zone sismique I (Tlemcen).
- Groupe d'usage 2 (ouvrages courants ou d'importance moyenne).
- pourcentage d'amortissement ($\xi = 5\%$).
- Coefficient de comportement ($R = 4$).
- Facteur de qualité ($Q = 1,2$) suivant X.
- Facteur de qualité ($Q = 1,2$) suivant Y.
- Site meuble (S3).

Après avoir introduit l'ensemble de ces données, le spectre de réponse donné par le logiciel robot est comme indiqué sur la figure suivante :

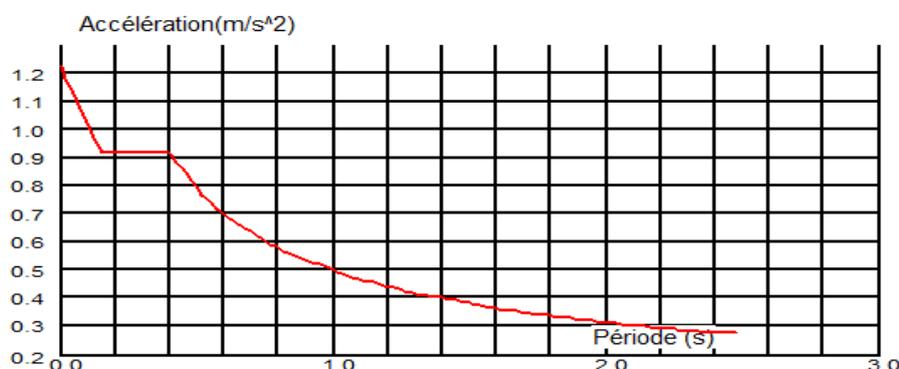


Figure VI.2 : Spectre de réponse suivant X.

VI.5 Vérification de la structure :

VI.5.1. Vérification de la période fondamentale de la structure :

La valeur de T calculé par le logiciel ROBOT ne doit pas dépasser celle estimée à partir de la formule empirique appropriée par le RPA99 de plus de 30 %.

La période fondamentale obtenue par le logiciel ROBOT : $T = 0,56$ s.

La période empirique est donnée par la formule suivante : $T = C_t \times h_n^{\frac{3}{4}}$.

Avec :

C_t : Coefficient donné en fonction du système de contreventement et du type de remplissage.

$$C_t = 0,05$$

h_n : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure $h_n = 8\text{m}$.

D'où :

$$T = 0,05 \times 17,9^{3/4} = 0,44\text{s}$$

$$T + 30\% T = 0,57\text{s}$$

Donc :

$0,56\text{s} < T + 30\% T = 0,57\text{s} \Rightarrow$ **Condition vérifiée.**

La force sismique totale V est donnée par la formule suivante :

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

A : Coefficient d'accélération de la zone : suivant la zone sismique et le groupe d'usage de bâtiment ($A = 0,10$).

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

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

T_2 : période caractéristique, associée a la catégorie du site.

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

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} = 1,84 \geq 0,7$$

Ou $\xi(\%)$ est Le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif.

(Acier dense) $\rightarrow \xi = 5\% \rightarrow \eta = 1$

$$D = 2,5 \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \dots\dots\dots T_2 \leq T \leq 3,0\text{s}.$$

$$D = 2,5 \times 1 \times \left(\frac{0,5}{0,56}\right)^{2/3}$$

$$D = 2,3$$

R : Coefficient de comportement global de la structure donnée en fonction du système de contreventement 4.

Q = facteur de qualité donné par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum_1^5 Pq = 1,2 \text{ suivant X.}$$

$$Q = 1 + \sum_1^5 Pq = 1,2 \text{ suivant Y.}$$

VI.5.2. Calcul du poids total de la structure

NIVEAU	W(Kn)
1 ^{er} étage	1571,44
2 ^{ème} étage	1571,44
3 ^{ème} étage	1571,44
4 ^{ème} étage	1571,44
Toiture	197,65
Total	6483 ,41

Tableau VI.3 : Poids de la structure

$$W = \sum_{i=1}^n W_i = 6483,41 \text{ KN d'où une masse totale de } 648,34 \text{ T.}$$

VI.5.3. Vérification de la force sismique à la base :

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

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

	Global F_x (kn)	Global F_y (kn)
Ex	128,77	107,67
Ey	25,89	86,29

Tableau VI.2 : Les forces sismiques suivant les deux sens.

$$V_{xdynamique} = \sqrt{|F_x|^2 + |F_y|^2} = 131,97 \text{ KN}$$

$$V_{ydynamique} = \sqrt{|F_x|^2 + |F_y|^2} = 137,28 \text{ KN}$$

	$V_{dyn t}$ (KN)	V (KN)	80% V (KN)	$V_t > 80\% V$
V_x	131,97	44,73	35,78	Vérifiée

Vy	137,28	44,73	35,78	Vérifiée
----	--------	-------	-------	----------

Tableau VI.5 : Comparaison de V_{dyn} t avec 80% V.

VI.5.4 : Vérification des déplacements :

Le déplacement horizontal à chaque niveau 'K' de la structure est calculé comme suit :

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

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

R : Coefficient de comportement.

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

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

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport à l'étage qui lui est adjacent doivent satisfaire à (article 5.10), c'est-à-dire que ces derniers ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage. C'est-à-dire que ce déplacement est limité à la valeur H étage/100.

Le calcul des déplacements correspond à la combinaison des charges suivantes :

Niveau	δ_{ek} (m)	δ_k	ΔK	H étage/100	Observation
RDC	0,006	0,024	0,024	0,034	Vérifiée
1er étage	0,013	0,052	0,028	0,034	Vérifiée
2 ^{eme} étage	0,02	0,08	0,028	0,034	Vérifiée
3 ^{eme} étage	0,026	0,104	0,024	0,034	Vérifiée
4 ^{eme} étage	0,032	0,128	0,024	0,046	Vérifiée

Tableau VI.3: Les déplacements résultants de la combinaison des charges $G+Q+E$ sens X.

Niveau	δ_{ek} (m)	δ_k	ΔK	H étage/100	Observation
RDC	0,005	0,02	0,02	0,034	Vérifiée
1er étage	0,013	0,052	0,032	0,034	Vérifiée
2 ^{eme} étage	0,020	0,080	0,028	0,034	Vérifiée
3 ^{eme} étage	0,030	0,12	0,032	0,034	Vérifiée
4 ^{eme} étage	0,035	0,160	0,020	0,046	Vérifiée

Tableau VI.7: Les déplacements résultants de la combinaison des charges $G+Q+E$ sens Y.

VI.6 :Conclusion

la vérification de la période fondamentale de la structure par rapport à la période empirique donnée par le RPA est satisfaite vu le fait que la structure est flexible. Aussi la résultante des forces sismiques à la base obtenue par combinaison des valeurs modales V_t dépasse les 80% de la résultante des forces sismiques. Les déplacements latéraux ne dépassent pas 1% de la hauteur de l'étage.

Chapitre VII

Etude des cas

VII.1.Introduction

Une structure bien conçue doit pouvoir assurer sa stabilité sous l'action de n'importe quelle charge extérieure et notamment sous l'action des charges horizontales (pression du vent sur les façades, secousse sismique,...).

Autrement dit, la conception générale d'une structure, ainsi que de chacun de ses composants, doivent permettre d'assurer la descente des charges horizontales depuis leurs point d'application jusqu'aux fondations.

VII.2.Définition

Les contreventements sont des éléments stabilisateurs ayant pour principale rôle pour assurer la stabilité des structures non auto-stables vis-à-vis des actions horizontales provoqué par le tremblement de terre, le vent les chocs...ect.

La plus par des contreventements sont réalisés par des barres de triangulation entre les éléments porteurs (poteaux, travers, pannes...) de façon à constituer des poutres en treillis pouvant s'opposer aux forces horizontales situées dans leurs plan et agissant de préférences aux nœuds.

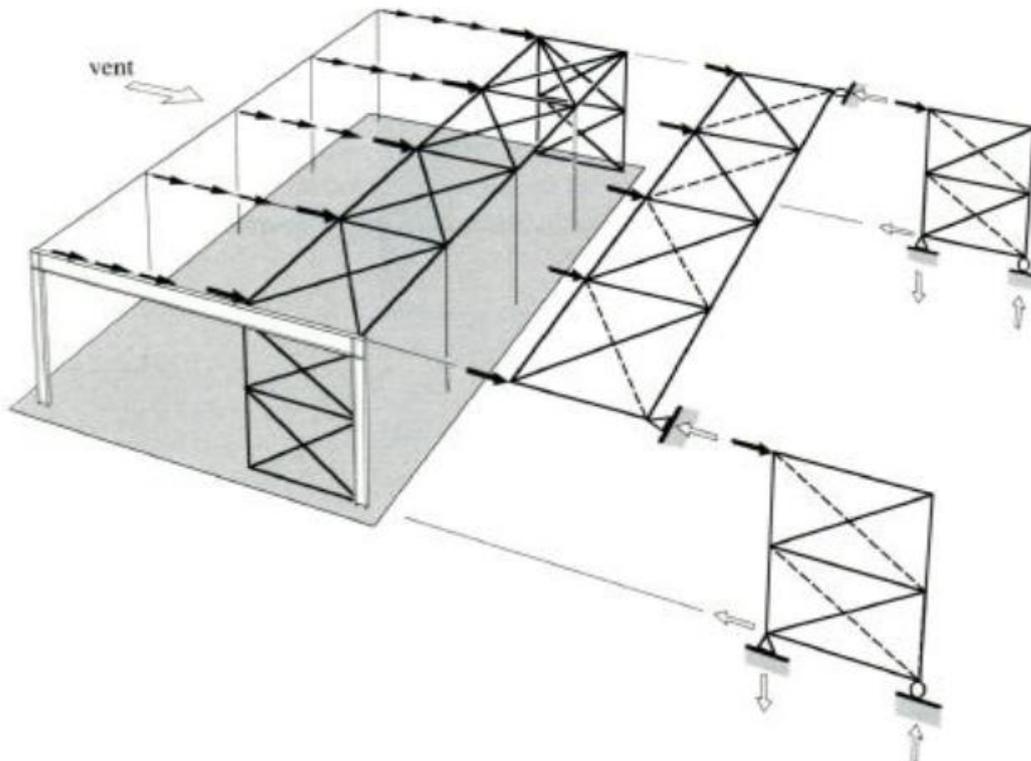


Figure VII.1 : Cheminement des forces transversales dans le cas d'une structure à toiture.

Les structures contreventées sont plus rigides, moins déformables, et imposent moins de dommages aux éléments non structuraux que les structures à cadre auto-stables.

Les trois fonctions principales des contreventements sont :

- ✓ Assurer la stabilité statique de la structure.
- ✓ Limiter les déformations.
- ✓ Assurer la stabilité de la forme.

VII.3.Types de structure

Les structures métalliques peuvent être classées dans l'une des catégories suivantes, en fonction de leur comportement sous chargement sismique :

VII.3.1.Ossatures à cadre ou en portique

Dans ce type de structure, la résistance aux forces horizontales est assurée principalement par la flexion des poteaux et des poutres. Il convient donc que les zones dissipatives soient principalement situées dans des rotules plastiques formées dans les poutres ou dans les assemblages, de sorte que l'énergie soit dissipée par flexion cyclique. Les zones dissipatives peuvent aussi être situées à la base de l'ossature et au sommet des poteaux dans le dernier niveau des bâtiments à plusieurs étages (Eurocode 8).

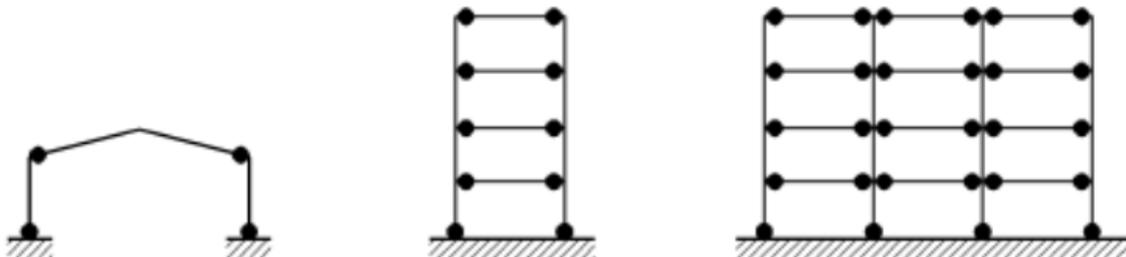


Figure VII.2 : *Ossatures en portique (zones dissipatives dans les poutres et en pied de poteaux).*

Bien que ces structures soient très dissipatives, leur comportement flexible peut favoriser leur mise en résonance avec le sol surtout dans le cas d'un signal sismique potentiellement riche en basses fréquences (logues période). dans ce cas, il est préférable de prévoir des contreventements afin de réduire leur période propre d'oscillation et d'exclure une éventuelle mise en résonance avec le sol d'assise.

VII.3.2.Ossatures avec triangulation à barres centrées

Ce sont des structures pour lesquelles l'intersection des barres du système de contreventement coïncide avec le milieu des éléments porteurs et ou avec la jonction poteaux-poutre. La dissipation de l'énergie sismique se fait essentiellement par la plastification en traction de ces barres à condition que le phénomène de flambement de ces dernières soit vérifié dans le cas de la

compression. Il convient donc que les zones dissipatives soient principalement situées dans les barres tendues.

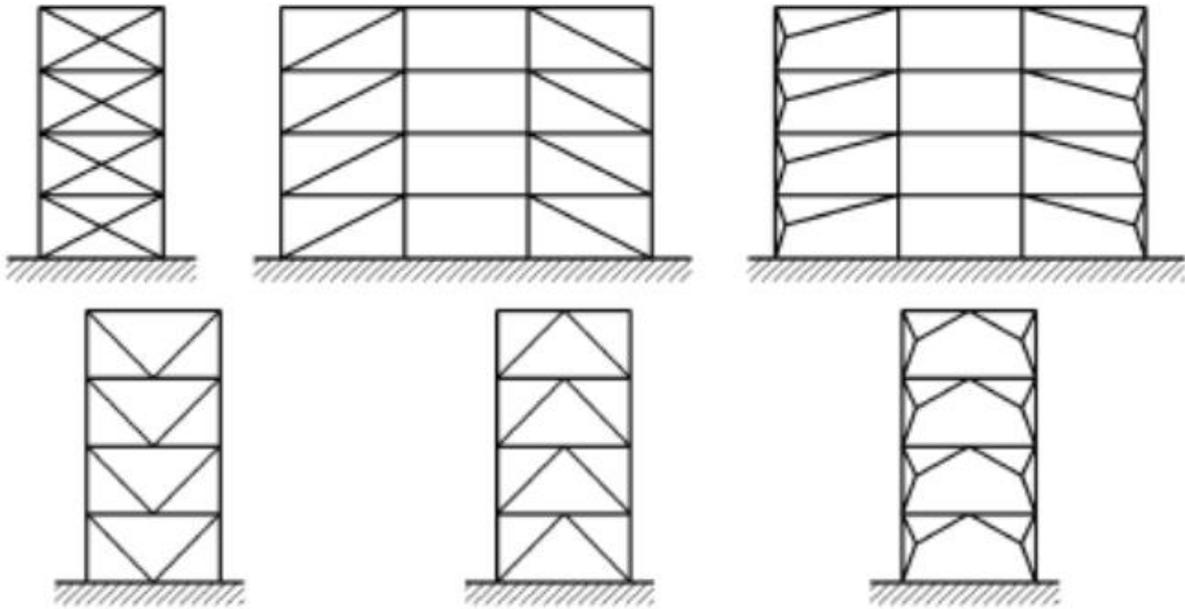


Figure VII.3 : *Ossature avec triangulation à barre centrées.*

VII.3.3. Ossatures avec triangulation à barres excentrées

Dans ce type de structure, l'intersection des barres de contreventement peut se localiser à n'importe quel point de la poutre selon la configuration adoptée. La dissipation de l'énergie sismique se fait principalement par plastification des barres tendues mais peut se faire par formation, dans des tronçons sismiques, d'une rotule plastique travaillant soit en flexion cyclique, soit en cisaillement cyclique. Il convient donc d'utiliser des configurations permettant de garantir que tous les tronçons d'excentrement seront actifs.

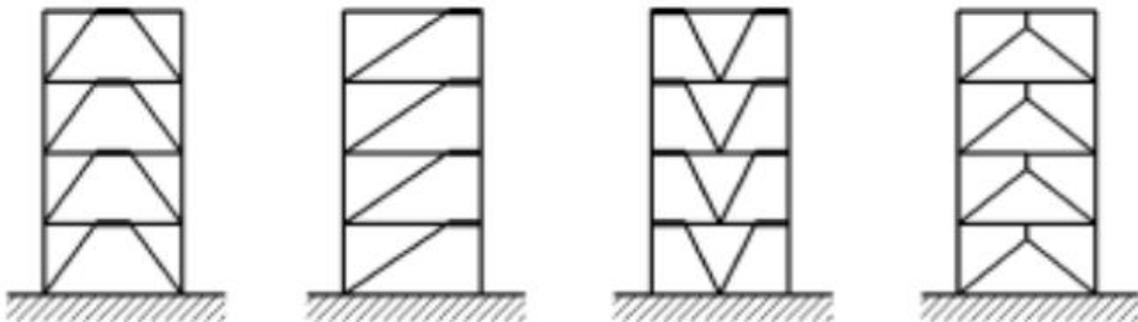


Figure VII.4 : *Ossature avec triangulation à barre excentrées.*

VII.4.Coefficient de comportement

Le coefficient de comportement R permet de prendre en compte la capacité de dissipation d'énergie de la structure. Les valeurs de référence de ce coefficient sont données dans le tableau (VI.1) conformément aux exigences du règlement parasismique Algérien RPA2003 :

Catégorie	Type de contreventement	R
7	Portique autostables ductiles	6
8	Portiques autostables ordinaire	4
9a	Ossature contreventée par palées triangulées enX	4
9b	Ossature contreventée par palées triangulées enV	3
10a	Mixte portiques/palées en X	5
10b	Mixte portiques/palées en V	4
11	Portiques en console verticale	2

Tableau VII.1 : valeur du coefficient de comportement R pour une structure en acier.

VII.5.Simulation numérique

Cette partie consiste en l'analyse dynamique de quatre types de contreventement dans le but de comparer leur niveau de performance et leur influence sur le comportement des structures métalliques sous chargement sismique. Pour ce faire deux principales étapes pour aboutir aux résultats recherchées :

1. Dimensionnement d'un bâtiment en charpente métallique R+4.
2. Changement de type de contreventement.

Les résultats obtenus sont comparés et commentés dans ce chapitre. La comparaison a porté sur :

- Le déplacement des sommets des portiques étudiés.
- Les efforts tranchants à la base.
- Les périodes.
- Le poids total de la structure (Facteur économique)

VII.6. Calcul des différents cas de stabilités

VII.6.1.Structure sans contreventement

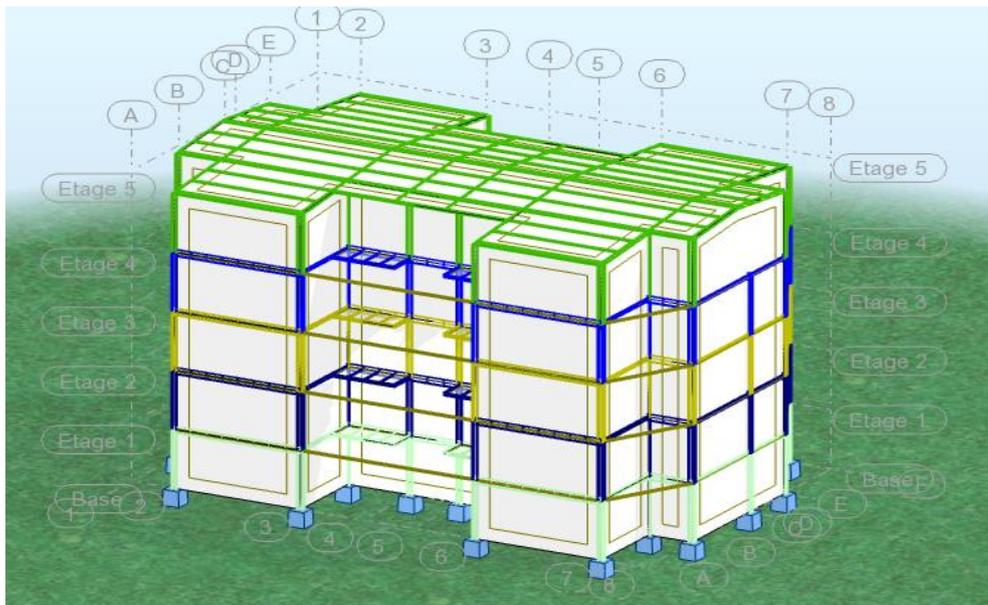


Figure VII.5. structure non contreventée.

1. Les éléments métalliques constituant la structure

Elément de la structure	Profilés
Poteaux	HEA 300
Poutre principale	IPE 400
Poutre principale console	IPE 180
Poutre paliers	IPE 300
Limon	UPN 240
Poutre secondaire	IPE 200
Poutre secondaire console	IPE 160
Solive console	IPE 100
Solive escalier	IPE 100
Solive placher	IPE 240
Sabliere	HEA 140
Travers	IPE 220
Panne	IPE 160

Tableau VII.2 : Les éléments de la structure sans contreventement.

2. Vérification de la structure

Vérification de la période fondamentale de la structure

$$1,41 > T + 30\% T = 0,57s \Rightarrow \text{Condition ne pas vérifiée .}$$

3. Calcul du poids total de la structure :

NIVEAU	W(Kn)
1 ^{er} étage	1567
2 ^{ème} étage	1567
3 ^{ème} étage	1567
4 ^{ème} étage	1567
Toiture	178,51
Total	6446,51 = 644,65 T

Tableau VII.3 : poids de la structure sans contreventement.

4. Vérification de la force sismique à la base

	Global F _X (kn)	Global F _Y (kn)
Ex	67,50	251,26
Ey	36,72	199,23

Tableau.VII.4 : Les forces sismiques suivant les deux sens.

$$\begin{cases} V_x \text{ dynamique} = 260,17 \text{ KN} \\ V_y \text{ dynamique} = 202,58 \text{ KN} \end{cases}$$

	V _{dyn t} (KN)	V (KN)	80% V (KN)	V _t > 80% V
V _x	260,170	44 ,480	35,580	Vérifiée
V _y	36,720	44,480	35,580	Vérifiée

Tableau VII.5 : Comparaison de V_{dyn t} avec 80% V.

5. Vérification des déplacements

Niveau	δ_k (m)	δ_k	ΔK	H étage/100	Observation
RDC	0,01	0,040	0,040	0,034	Ne pas vérifiée
1er étage	0,023	0,092	0,052	0,034	Ne pas vérifiée
2 ^{ème} étage	0,035	0,140	0,048	0,034	Ne pas vérifiée
3 ^{ème} étage	0,042	0,168	0,028	0,034	Ne pas vérifiée
4 ^{ème} étage	0,287	1,148	0,980	0,046	Ne pas vérifiée

Tableau VII.6: Les déplacements résultants de la combinaison des charges $G+Q+E$ (SensX).

Niveau	δ_k (m)	δ_k	ΔK	H étage/100	Observation
RDC	0,023	0,092	0,092	0,034	Ne pas vérifiée
1er étage	0,055	0,220	0,128	0,034	Ne pas vérifiée
2 ^{ème} étage	0,083	0,332	0,112	0,034	Ne pas vérifiée
3 ^{ème} étage	0,104	0,416	0,084	0,034	Ne pas vérifiée
4 ^{ème} étage	0,119	0,476	0,060	0,046	Ne pas vérifiée

Tableau VII.7 :Les déplacements résultants de la combinaison des charges $G+Q+E$ (SensY).

6. Conclusion

Dans ce cas d'étude on a supposé un bâtiment non contreventé avec des portiques auto stables dans deux sens. Suivant les résultats obtenus on conclut que même si les éléments de structure sont justifiées la période et le déplacement de cette dernier reste trop grands :

- La période fondamentale est 247,37% de la période empirique.
- Le déplacement est 2130,43% de déplacement admissible.

Donc la structure est très flexible.

VII.6.2. Contreventement en X (croix de Saint André)

Dans ce type de palée, on admet que la résistance aux forces horizontales est assurée uniquement par les diagonales tendues, les diagonales comprimées étant négligées. Ce système de contreventement est caractérisé par des sections réduites des diagonales qui peuvent ne pas se situer sur une même travée figure VI.4 (1-2).ce système de contreventement

n'intervient efficacement dans la dissipation d'énergie qu'en cas de sollicitation en traction des diagonales.

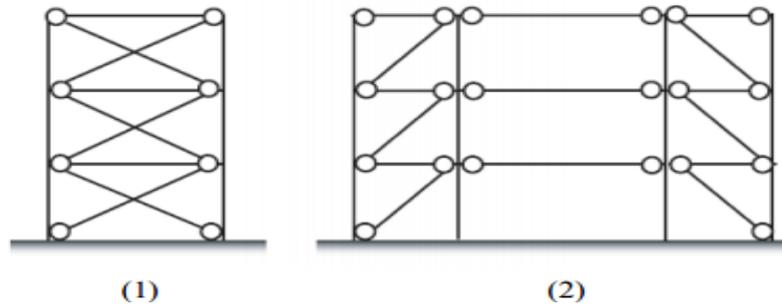


Figure VII.6: *contreventement en X.*

(1) Diagonale sur la même travée.

(2) Diagonale sur deux travées différentes.

1. Diagonale sur la même travée

Ce modèle est présenté dans le 6ème chapitre ; étude sismique.

2. Diagonale sur deux travées différentes

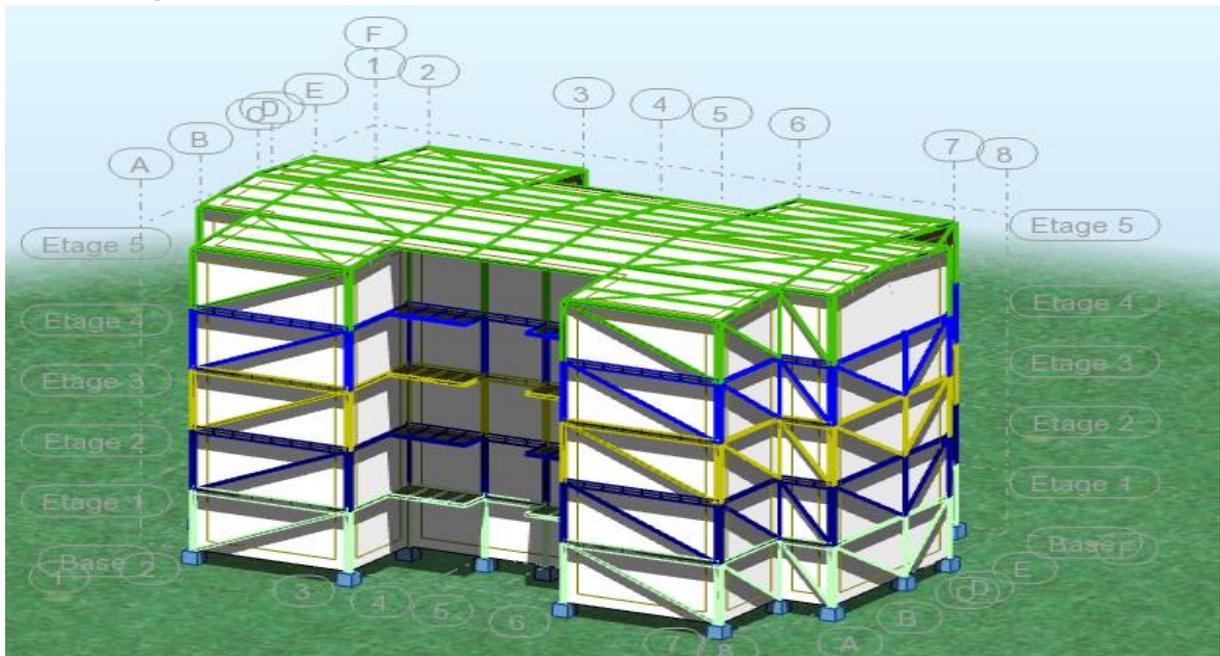


Figure VII.7 : *Structure contreventée par /.*

2.1. Eléments métalliques constituant la structure

Elément de la structure	Profilés
Poteaux	HEA 240
Poutre principale	IPE 400
Poutre principale console	IPE 180
Poutre paliers	IPE 160
Limon	UPN 140
Poutre secondaire	IPE 200
Poutre secondaire console	IPE 160
Solive console	IPE 80
Solive escalier	IPE 80
Solive placher	IPE 240
Sabliere	HEA 140
Travers	IPE 220
Panne	IPE 140
Contreventement	CAE 70×5
Stabilité (x-x)	2 UPN 140
Stabilité (y-y)	2 UPN 140

Tableau VII.8 : Les éléments de la structure

2.2. Vérification de la structure

1. Vérification de la période fondamentale de la structure

$$0,54 < T + 30\% T = 0,57s \Rightarrow \text{Condition vérifiée .}$$

2. Calcul du poids total de la structure :

NIVEAU	W(Kn)
1 ^{er} étage	1558,12
2 ^{ème} étage	1558,12
3 ^{ème} étage	1558,12
4 ^{ème} étage	1558,12
Toiture	169,79
Totale	6402,27=640,23T

Tableau VII.9 : poids de la structure.**3. Vérification de la force sismique à la base**

	Global F _X (kn)	Global F _Y (kn)
Ex	145,52	124,25
Ey	10,01	239,78

Tableau VII.10 : Les forces sismiques suivant les deux sens.

$$\begin{cases} V_x \text{ dynamique} = 191,35KN \\ V_y \text{ dynamique} = 239,98KN \end{cases}$$

	V _{dyn t} (KN)	V (kn)	80% V (kn)	V _t > 80% V
V _x	191,35	44,17	35,34	Vérifiée
V _y	239,98	44,17	35,34	Vérifiée

Tableau VII.11 : Comparaison de V_{dyn t} avec 80% V.

4. Vérification des déplacements

Niveau	δ_{ek} (m)	δ_k	ΔK	H étage/100	Observation
RDC	0,007	0,028	0,028	0,034	Vérifiée
1er étage	0,015	0,060	0,032	0,034	Vérifiée
2 ^{ème} étage	0,023	0,092	0,032	0,034	Vérifiée
3 ^{ème} étage	0,029	0,116	0,024	0,034	Vérifiée
4 ^{ème} étage	0,036	0,144	0,028	0,046	Vérifiée

Tableau VII.12: Les déplacements résultants de la combinaison des charges $G+Q+E$ sens X.

Niveau	δ_{ek} (m)	δ_k	ΔK	H étage/100	Observation
RDC	0,007	0,028	0,028	0,034	Vérifiée
1er étage	0,015	0,060	0,032	0,034	Vérifiée
2 ^{ème} étage	0,022	0,088	0,028	0,034	Vérifier
3 ^{ème} étage	0,027	0,108	0,020	0,034	Vérifiée
4 ^{ème} étage	0,037	0,148	0,040	0,046	Vérifier

Tableau VII.13: Les déplacements résultants de la combinaison des charges $G+Q+E$ sens Y.

5. Conclusion

dans ce cas de figure en comparant les résultats obtenus avec ce modèle ; contreventé par des diagonale sur la même travée .On remarque que :

- leur poids totale est presque le même, mais la période de ce système est inférieur à celle de contreventement en diagonale sur la même travée, ($0,54 < 0,56$).
- Le déplacement est moins important dans le système diagonal sur la même travée ($0,02 < 0,04$).

VII.6.3. Contreventement en V et V renversé (A)

Dans ce cas, la résistance aux forces horizontales est assurée simultanément par les diagonales tendue et comprimée ce qui leur confère des sections plus importantes que celles du contreventement en croix de Saint André. Le point d'intersection de ces diagonales est situé sur une barre horizontale qui doit être continue. La configuration imposée par ce système de triangulation favorise l'apparition rapide de rotules plastiques à des endroits peu souhaités.

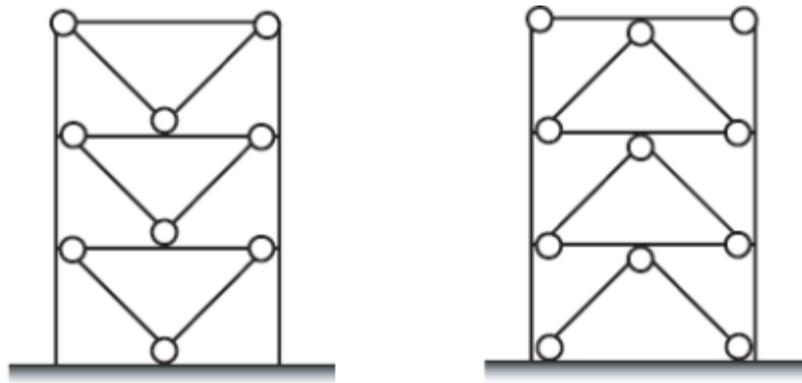
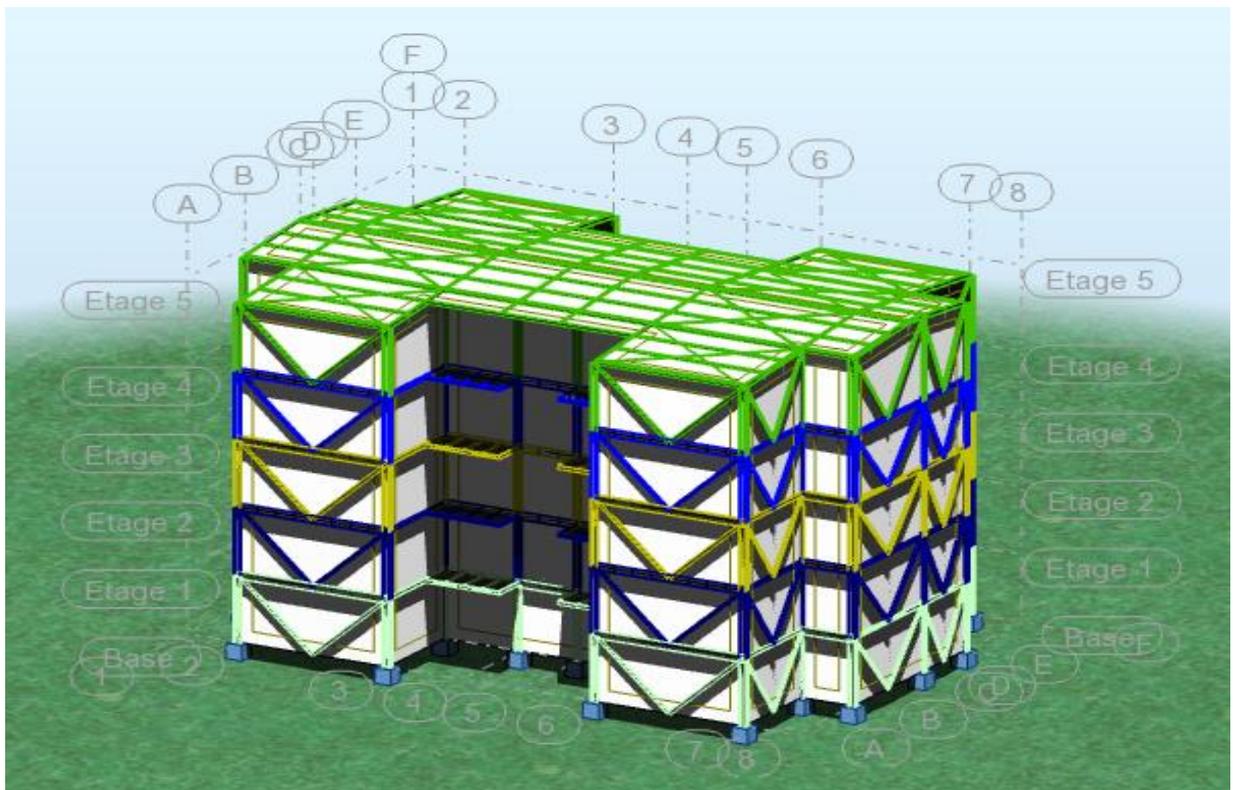


Figure VII.8 : contreventement en V et A.

1. Contreventement en V



FigureVII.9. :structure contreventée en V

1.1. Eléments métalliques constituant la structure

Elément de la structure	Profilés
Poteaux	HEA 320
Poutre principale	IPE 400
Poutre principale console	IPE 180
Poutre paliers	HEA 300
Limon	UPN 320
Poutre secondaire	IPE 200
Poutre secondaire console	IPE 160
Solive console	IPE 80
Solive escalier	IPE 100
Solive placher	IPE 240
Sabliere	HEA 140
Travers	IPE 220
Panne	IPE 160
Contreventement	CAE 70×7
Stabilité (x-x)	2 UPN 160
Stabilité (y-y)	2 UPN 160

Tableau VII.14 : Les éléments de la structure.

1.2. Vérification de la structure

1. Vérification de la période fondamentale de la structure

$0,71 > T + 30\% T = 0,570s \Rightarrow$ Condition n'est pas vérifiée .

2. Calcul du poids total de la structure :

NIVEAU	W(Kn)
1 ^{er} étage	1621,26
2 ^{ème} étage	1621,26
3 ^{ème} étage	1621,26
4 ^{ème} étage	1621,26
Toiture	242 ,96
Totale	6928=692,8T

Tableau VII.15 : poids de la structure**3. Vérification de la force sismique à la base**

	Global F _X (kn)	Global F _Y (kn)
Ex	118,91	417,69
Ey	68,83	354,72

Tableau VII.16 : Les forces sismiques suivant les deux sens.

$$\begin{cases} V_x \text{ dynamique} = 434,28KN \\ V_y \text{ dynamique} = 361,33KN \end{cases}$$

	V _{dyn t} (KN)	V (kn)	80% V (kn)	V _t > 80% V
V _x	434,28	63,73,	50,98	Vérifiée
V _y	361,33	63 ,73	50,98	Vérifiée

Tableau VI.17 : Comparaison de V_{dyn t} avec 80% V.

4 .Vérification des déplacements

Niveau	δ_{ek} (m)	Δk	ΔK	H étage/100	Observation
RDC	0,012	0,036	0,036	0,034	ne pas vérifiée
1er étage	0,018	0,054	0,018	0,034	vérifiée
2 ^{eme} étage	0,022	0,066	0,012	0,034	vérifiée
3 ^{eme} étage	0,026	0,078	0,012	0,034	vérifiée
4 ^{eme} étage	0,030	0,09	0,012	0,046	vérifiée

Tableau IV.18: Les déplacements résultants de la combinaison des charges $G+Q+E$ sens X.

Niveau	δ_{ek} (m)	Δk	ΔK	H étage/100	Observation
RDC	0,025	0,075	0,075	0,034	Ne pas vérifiée
1er étage	0,030	0,090	0,015	0,034	Vérifiée
2 ^{eme} étage	0,034	0,102	0,012	0,034	Vérifiée
3 ^{eme} étage	0,037	0,111	0,009	0,034	Vérifiée
4 ^{eme} étage	0,041	0,123	0,012	0,046	Vérifiée

Tableau IV.19: Les déplacements résultants de la combinaison des charges $G+Q+E$ sens Y.

3.2..Contreventement V renversé

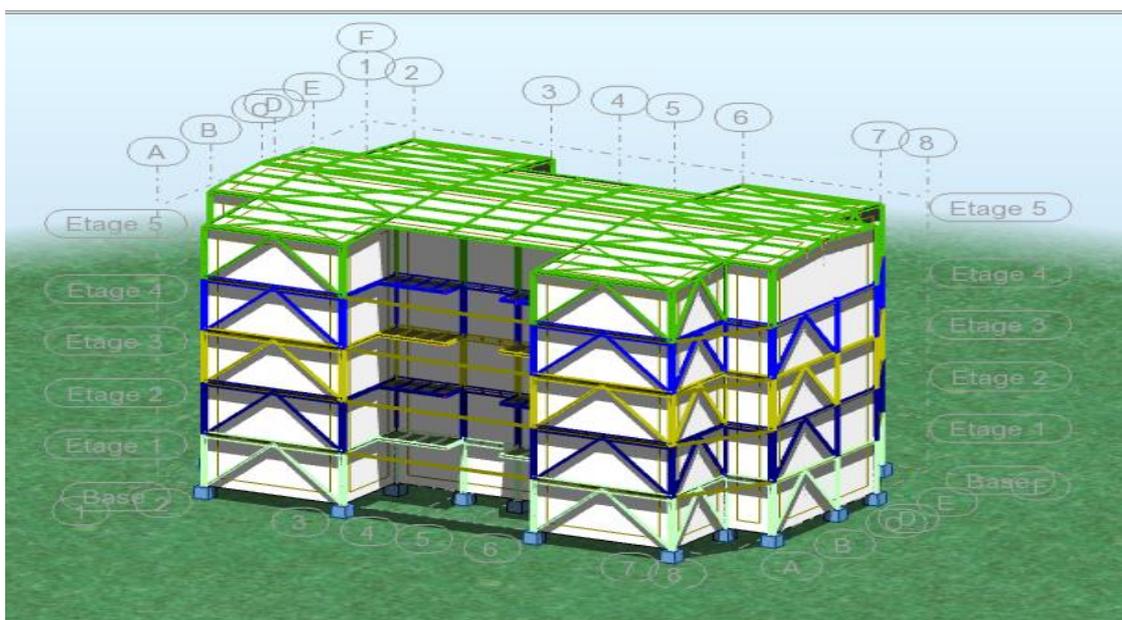


Figure VII.10 :Structure contreventée en A.

1. Eléments métalliques constituant la structure

Elément de la structure	Profilés
Poteaux	HEA 320
Poutre principale	IPE 400
Poutre principale console	IPE 180
Poutre paliers	HEA 300
Limon	UPN 320
Poutre secondaire	IPE 200
Poutre secondaire console	IPE 160
Solive console	IPE 80
Solive escalier	IPE 100
Solive placher	IPE 240
Sabliere	HEA 140
Travers	IPE 220
Panne	IPE 160
Contreventement	CAE 70×7
Stabilité (x-x)	2 UPN 160
Stabilité (y-y)	2 UPN 160

Tableau VII.20 : les éléments de la structure.

2. Vérification de la structure

2.1 Vérification de la période fondamentale de la structure

$$0,530 < T + 30\%T = 0,570s \Rightarrow \text{Condition vérifiée .}$$

2.2 Calcul du poids total de la structure

NIVEAU	W(Kn)
1 ^{er} étage	1554,934
2 ^{ème} étage	1554,934
3 ^{ème} étage	1554,934
4 ^{ème} étage	1554,934
Toiture	182,658

Totale	6401,394=640,139T
--------	-------------------

Tableau VII.21 : Poids de la structure**2.3 Vérification de la force sismique à la base**

	Global F _X (kn)	Global F _Y (kn)
Ex	121,982	109,640
Ey	2,715	95,666

Tableau VII.22 : Les forces sismiques suivant les deux sens.

$$\begin{cases} V_x \text{ dynamique} = 164,014KN \\ V_y \text{ dynamique} = 95,704KN \end{cases}$$

	V _{dyn t} (KN)	V (kn)	80% V (kn)	V _t > 80% V
V _x	164,014	58,89	47,11	Vérifiée
V _y	95,666	58,89	47,11	Vérifiée

Tableau VII.23 : Comparaison de V_{dyn t} avec 80% A..**2.4. Vérification des déplacements**

Niveau	δ _{ek} (m)	Δ _k	Δ _K	H étage/100	Observation
RDC	0,006	0,018	0,018	0,034	Vérifiée
1er étage	0,014	0,042	0,0224	0,034	Vérifiée
2 ^{eme} étage	0,020	0,060	0,018	0,034	Vérifiée
3 ^{eme} étage	0,026	0,078	0,018	0,034	Vérifiée
4 ^{eme} étage	0,031	0,093	0,015	0,046	Vérifiée

Tableau VII.24: Les déplacements résultants de la combinaison des charges G+Q+E sens X.

Niveau	δ_{ek} (m)	Δk	ΔK	H étage/100	Observation
RDC	0,006	0,018	0,018	0,034	Vérifiée
1er étage	0,014	0,042	0,024	0,034	Vérifiée
2 ^{ème} étage	0,022	0,066	0,024	0,034	Vérifiée
3 ^{ème} étage	0,029	0,087	0,021	0,034	Vérifiée
4 ^{ème} étage	0,038	0,114	0,027	0,046	Vérifiée

Tableau VII.25: Les déplacements résultants de la combinaison des charges G+Q+E sens Y.

3.Conclusion

Dans ce cas on compare le type de contreventement en V avec le V inversé, on remarque que :

- Dans le cas des contreventement en V la structure exige plus de section (différence de 54,66T par rapport au contreventement en Λ).
- La période de système en V est supérieure à celle de en Λ ($0,71 > 0,53$).
- Les contreventement en V présente un déplacement latérale supérieur à celui en Λ . Ceci nous permet de dire que les configurations en Λ sont plus rigides que celle en V.

4.Contreventement en V et Λ

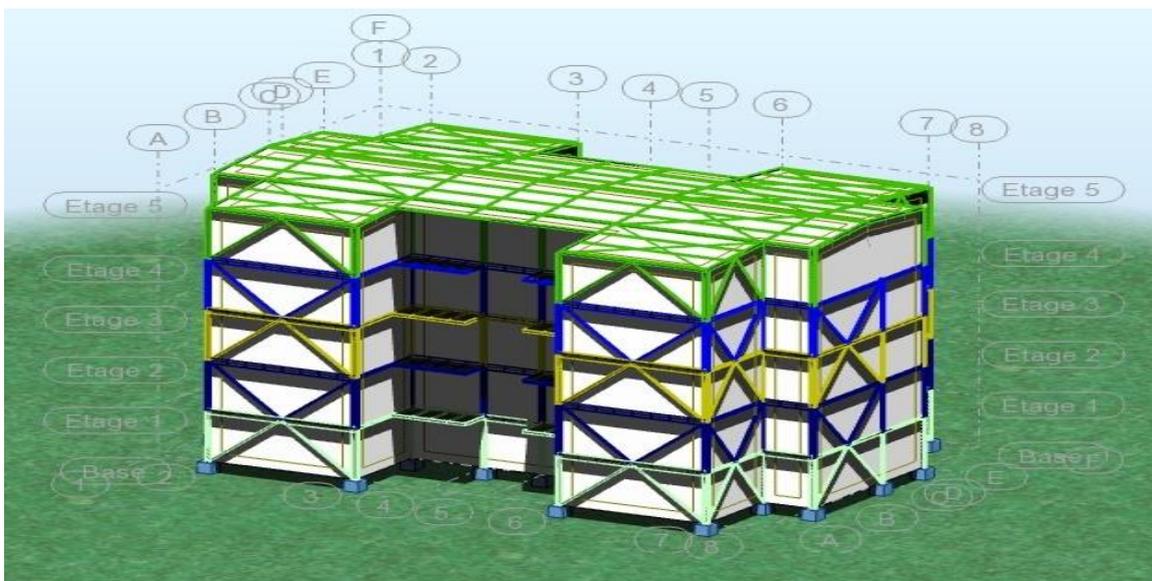


Figure VII.11 : structure contreventé en V et Λ .

1 Eléments métalliques constituant la structure

Elément de la structure	Profilés
Poteaux	HEA 240
Poutre principale	IPE 400
Poutre principale console	IPE 180
Poutre paliers	IPE 160
Limon	UPN 140
Poutre secondaire	IPE 200
Poutre secondaire console	IPE 160
Solive console	IPE 100
Solive escalier	IPE 100
Solive placher	IPE 240
Sabliere	HEA 140
Travers	IPE 220
Panne	IPE 140
Contreventement	CAE 70×7
Stabilité (x-x)	2 UPN 120
Stabilité (y-y)	2 UPN 120

Tableau VII.26 : les elements de la structure .

2 Vérification de la structure

2.1 Vérification de la période fondamentale de la structure

$$0,56 < T + 30\% T = 0,57s \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

2.2 Calcul du poids total de la structure

NIVEAU	W(kN)
1 ^{er} étage	1554,93
2 ^{ème} étage	1558,98
3 ^{ème} étage	1558,98
4 ^{ème} étage	1558,98

Toiture	173,49
Totale	6415,83=641,583T

Tableau VII.27: Poids de la structure.**2.3 Vérification de la force sismique à la base**

	Global F _X (kn)	Global F _Y (kn)
Ex	119,21	119,30
Ey	14,60	86,92

Tableau VII.28 : Les forces sismiques suivant les deux sens.

$$\begin{cases} V_x \text{ dynamique} = 168,65 \text{KN} \\ V_y \text{ dynamique} = 88,14 \text{KN} \end{cases}$$

	V _{dyn t} (KN)	V (kn)	80% V (kn)	V _t > 80% V
V _x	168,65	44,27	35,42	Vérifiée
V _y	88,14	44,27	35,42	Vérifiée

Tableau IIV.29 : Comparaison de V_{dyn t} avec 80% V.**2.4 Vérification des déplacements**

Niveau	δ _{ek} (m)	δ _k	ΔK	H étage/100	Observation
RDC	0,007	0,021	0,021	0,034	Vérifiée
1er étage	0,014	0,042	0,021	0,034	Vérifiée
2 ^{eme} étage	0,022	0,066	0,024	0,034	Vérifiée
3 ^{eme} étage	0,027	0,081	0,015	0,034	Vérifiée
4 ^{eme} étage	0,033	0,099	0,018	0,046	Vérifiée

Tableau VII.30: Les déplacements résultants de la combinaison des charges G+Q+E sens X.

Niveau	δ_{ek} (m)	δ_k	ΔK	H étage/100	Observation
RDC	0,004	0,012	0,012	0,034	Vérifiée
1er étage	0,011	0,033	0,021	0,034	Vérifiée
2 ^{ème} étage	0,017	0,051	0,018	0,034	Vérifiée
3 ^{ème} étage	0,022	0,066	0,015	0,034	Vérifiée
4 ^{ème} étage	0,031	0,093	0,027	0,046	Vérifiée

Tableau VII.31: Les déplacements résultants de la combinaison des charges $G+Q+E$ sens X.

3. Conclusion

Ce type de contreventement donne des résultats presque les même avec les contreventements en X et Λ . Il vérifié la période, le déplacement et l'effort tranchant a la base.

5. Contreventement en K

Dans ce système de contreventement, le point d'intersection des diagonales est situé sur l'axe des poteaux. Un tel système ne peut être considéré comme dissipatif parce qu'il exigerait la contribution d'éléments nécessaires à la stabilité d'ensemble au mécanisme plastique. Les contreventements en K sont à éviter surtout dans les zones sismiques vu que l'intersection des barres de contreventement se situe au niveau des poteaux et non des poutres provoquant ainsi la création de rotules plastiques dans ce dernier, ce qui constitue un risque d'effondrement de la structure.

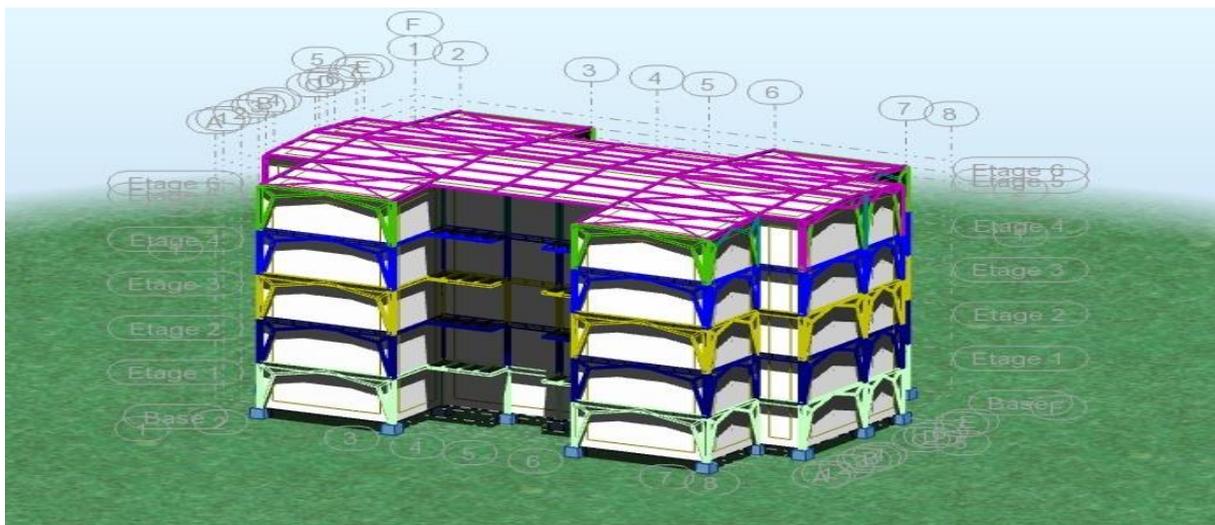


Figure VII .12 : Structure contreventé en K.

5.1. Eléments métalliques constituant la structure

Elément de la structure	Profilés
Poteaux	HEA 260
Poutre principale	IPE 400
Poutre principale console	IPE 180
Poutre paliers	HEA 220
Limon	UPN 320
Poutre secondaire	IPE 200
Poutre secondaire console	IPE 160
Solive console	IPE 80
Solive escalier	IPE 100
Solive placher	IPE 240
Sabliere	HEA 140
Travers	IPE 270
Panne	IPE 140
Contreventement	CAE 70×7
Stabilité (x-x)	2 UPN 160
Stabilité (y-y)	2 UPN 160

Tableau VII.32 : Les éléments de la structure

5.2. Vérification de la structure

1. Vérification de la période fondamentale de la structure :

$$0,79 > T + 30\% T = 0,570s \Rightarrow \text{Condition n'est pas vérifiée .}$$

2. Calcul du poids total de la structure

NIVEAU	W(Kn)
1 ^{er} étage	1595,53
2 ^{ème} étage	1595,53
3 ^{ème} étage	1595,53

4 ^{ème} étage	1595,53
Toiture	6544,73
Totale	12926,85=1292,680T

Tableau VII.33 : poids de la structure.**3. Vérification de la force sismique à la base**

	Global F _X (kn)	Global F _Y (kn)
Ex	72,431	296,881
Ey	11,821	136,352

Tableau VII.34 : Les forces sismiques suivant les deux sens.

$$\begin{cases} V_x \text{ dynamique} = 305,58 \text{KN} \\ V_y \text{ dynamique} = 136,86 \text{KN} \end{cases}$$

	V _{dyn t} (KN)	V (kn)	80% V (kn)	V _t > 80% V
V _x	305,58	118,92	95,14	Vérifiée
V _y	136,86	118,92	95,14	Vérifiée

Tableau VII.35: Comparaison de V_{dyn t} avec 80% V.**4. Vérification des déplacements**

Niveau	δ _{ek} (m)	Δ _k	Δ _K	H étage/100	Observation
RDC	0,013	0,039	0,039	0,034	Ne pas vérifiée
1er étage	0,028	0,084	0,045	0,034	Ne pas vérifiée
2 ^{ème} étage	0,040	0,120	0,036	0,034	Ne pas vérifiée
3 ^{ème} étage	0,048	0,144	0,024	0,034	Vérifiée
4 ^{ème} étage	0,050	0,150	0,006	0,046	Vérifiée

Tableau VII.36: Les déplacements résultants de la combinaison des charges G+Q+E sens X.

Niveau	δ _{ek} (m)	δ _k	Δ _K	H étage/100	Observation
--------	---------------------	----------------	----------------	-------------	-------------

RDC	0,013	0,039	0,039	0,034	Ne pas vérifiée
1er étage	0,027	0,081	0,042	0,034	Ne pas vérifiée
2 ^{ème} étage	0,039	0,117	0,036	0,034	Ne pas vérifiée
3 ^{ème} étage	0,046	0,138	0,021	0,034	Vérifiée
4 ^{ème} étage	0,050	0,150	0,012	0,046	Vérifiée

Tableau VI.37: Les déplacements résultants de la combinaison des charges $G+Q+E$ sens Y .

4. Conclusion

Après le calcul on peut déduire que le système le plus défavorable c'est le **K** car il ne vérifie pas les conditions RPA et le poids de la structure est $2\times$ plus grands que les autres systèmes.

VII.7. Discussion des résultats

Les résultats obtenus de ces analyses en termes de la période fondamentale de la structure, déplacement et d'effort tranchant sont présentés ci-dessous :

Les tableaux ci-dessous résument les valeurs des périodes de vibration et des déplacements latéraux des sommets des portiques obtenues par l'analyse modale spectrale en utilisant le spectre de réponse du RPA 2003.

Modèle	Déplacement max (cm)	Coefficient de comportement R	Effort tranchant a la base		période	Poids (T)
			V_{dyn}	80%V		
Contreventement en X	0,032	4	137,80	35,78	0,56	648,340
Contreventement en Λ	0,027	3	164,01	74,11	0,53	640,139
Contreventement en V & Λ	0,036	3	168,65	35,42	0,56	641,583
Contreventement en /	0,040	4	239,88	44,17	0,54	640,230
Contreventement en K	0,045	3	305,58	95,14	0,79	1292,680
Contreventement en V	0,075	3	443,28	50,98	0,71	692,800
Sans CV	0,980	4	260,17	44,48	1,41	644,650

Tableau VII.38 : *Déplacement, coefficient de comportement, effort tranchant a la base, la période et le poids pour chaque type de contreventement.*

VII.8. Conclusion et perspectives

A la lumière des résultats obtenus, les conclusions suivant s'imposent :

- Sur le plan économique, la configuration en X, Λ et (V& Λ) s'avère les moins onéreuses. La configuration en V et en K exige de plus grand sections pour atteindre, sur le plan performance.
- Pour les contreventements en V et K présent un déplacement latéral supérieur à celui en X, Λ (V& Λ) et / pour les deux variantes. Ceci nous permet de dire que les configurations X, Λ (V& Λ) et / sont plus rigides que celle en V et K.
- Les périodes de vibrations des deux variantes sont sensiblement identiques. Cependant les configuration en Λ , /, X et (V& Λ) sont donne les plus petites périodes ce qui confère aux structure une plus grande rigidité .
- La seule avantage du contreventement en K est sur l'aspect architectural avec le quelle on peut assurer les ouvertures.
- La configuration en X soit plus rigide que les autres configurations étudiées et présente l'avantage de ne créer de zones qu'au niveau des nœuds.

Chapitre VIII

Etude des assemblages

VIII.1.Introduction

La conception et le calcul des assemblages revêtent en construction métallique une importance équivalente à celle du dimensionnement des pièces pour la sécurité finale de la construction.

Les ossatures ne présentent généralement pas de redondances importantes et les assemblages constituent donc un point de passage obligé pour les sollicitations régnant dans les différents composants structurels. En cas de défaillance d'un assemblage, c'est bien le fonctionnement global de la structure qui est mis en cause.

- Les assemblages sont des ensembles constitués de plusieurs composants.
- Les abouts des éléments structurels attachés.
- Les pièces accessoires de liaison.
- Les organes de fixation proprement dits assurant la solidarisation effective entre les composants en présence.

VIII.2.Assemblage en pieds de poteaux

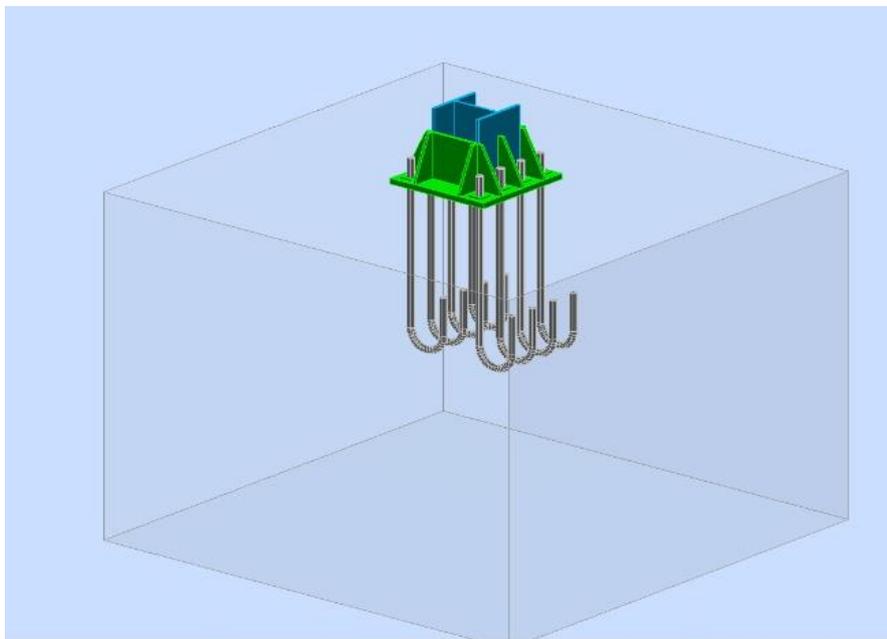


Figure VIII.1 : 3D d'assemblage pied de poteaux.

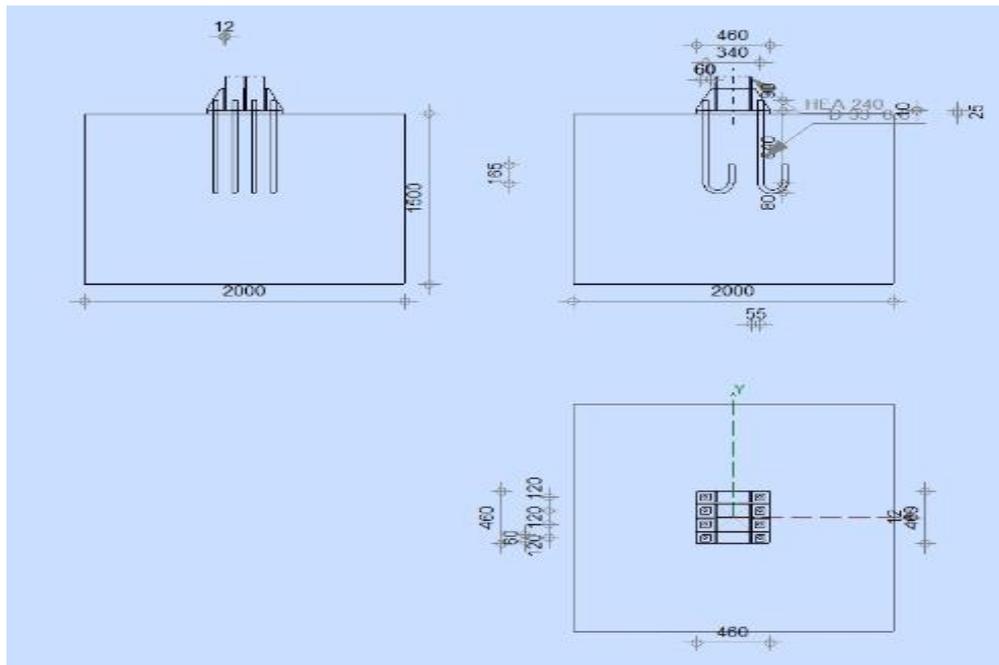


Figure VIII.2 : détail d'assemblage pied de poteaux.

Cette partie traite les liaisons en pieds de poteaux qui sont encastrés ces liaisons impliquent donc la transmission d'un effort vertical de compression ou de soulèvement suivant les combinaisons de cas de charges considérées, un moment fléchissant est un effort horizontal.

VIII.2.1. Efforts sollicitant

$$\begin{cases} M_{sd} = 2732,50 \text{ daN.m} \\ N_{sd} = 115989,67 \text{ daN} \end{cases}$$

VIII.2.2. Dimensionnement de la plaque d'assise

C'est un plat en acier rectangulaire soudé à la base de poteau par un cordon de soudure appliqué sur le contour de la section de profilé constituant le poteau.

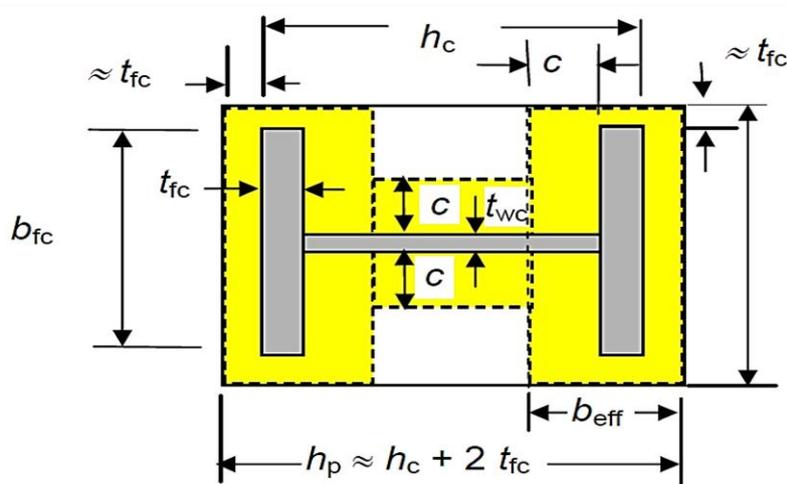


Figure VIII.3 : Dimensions de la plaque d'assise.

- **Cordons de soudure**

Semelle HEA240 $a_s = 0,7 \times t_f = 0,7 \times 12 = 8,4$ mm

→ on prend $a_s = 10$ mm

Ame HEA240 $a_a = 0,7 \times t_w = 0,7 \times 7,7 = 5,39$ mm

→ on prend $a_a = 7$ mm

- **Résistance de calcul à l'écrasement du matériau de scellement**

- la valeur de coefficient de scellement est $B_j = 2/3$
- Les dimension de la fondation étant inconnus , alors on prend :

$(A_{c1}/A_{c0})^{0,5} 0,5 = \alpha = 1,5$.

- La résistance de calcul à l'écrasement du matériau de scellement :
 $f_{jd} = \alpha \cdot \beta_j \cdot f_{cd} = 16,7$ N/mm²
- Résistance de calcul du béton à la compression :

$$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c$$

Où :

$$f_{ck} = 25$$
 N/mm²

La valeur de α_{cc} est donnée dans l'Annexe nationale. Sa valeur recommandée est de : $\alpha_{cc} = 1,0$.

La résistance de calcul du béton devient : $f_{cd} = 1 \times 25 / 1,5 = 16,7$ N/mm²

- **Estimation de l'aire de la plaque d'assise**

Une estimation de l'aire requise de la plaque d'assise est donnée par la plus grande des deux valeurs suivantes :

$$1) A_{c0} = \frac{1}{h_c \cdot b_{fc}} \times \left(\frac{N_{j,Ed}}{f_{cd}} \right)^2 A_{c0} \Rightarrow \frac{1}{230 \times 240} \times \left(\frac{115989,67}{16,7} \right)^2 = 873,909 \text{ mm}^2$$

$$2) A_{c0} = \frac{N_{j,Ed}}{f_{cd}} A_{c0} = \frac{115989,67}{16,7} \Rightarrow 6945,489 \text{ mm}^2$$

On prend $A_{c0} = 6945,489 \text{ mm}^2$ qui est le plus grand.

- **Choix du type de la plaque d'assise**

Comme estimation pour A_{c0}

on a : $A_{c0} = 6945,48 \text{ mm}^2 < 0,95 \times 230 \times 240 = 52440 \text{ mm}^2$

→ une plaque a projection courte est satisfaisante.

Les dimensions en plan adéquates pour la plaque d'assise à projection courte sont choisies comme suit :

$$b_b = 460 \text{ mm} > b_{fc} + 2 t_{fc} = 240 + 2 \times 12 = 264 \text{ mm}$$

$$h_b = 460 \text{ mm} > h_c + 2 t_{fc} = 230 + 2 \times 12 = 254 \text{ mm}$$

Ce qui nous donne $A_{c0} = 460 \times 460 = 211600 \text{ mm}^2 > 6945,48 \text{ mm}^2$

- **Vérification de la résistance de calcul de la plaque d'assise**

Pour une plaque d'assise à projection courte, la valeur de la largeur d'appui additionnelle, c , est donnée par la formule suivante :

$$c = \frac{-B - \sqrt{B^2 - 4AC}}{2A}$$

où : $A = +2$

$$B = -(b_{fc} - t_{wc} + h_c) = -(230 - 7,5 + 240) = -462,5 \text{ mm}$$

$$C = 0,5 N_{j,Ed} / f_{jd} - (2b_{fc} t_{fc} + 4 t_{fc}^2 + 0,5 h_c t_{wc} - t_{fc} t_{wc})$$

$$C = (0,5 \times 115989,67 / 16,7) - (2 \times 240 \times 12 + 4 \times 12^2 + 0,5 \times 230 \times 7,5 - 12 \times 7,5) = -3635,76 \text{ mm}^2$$

$$\text{La largeur additionnelle est de : } c = \frac{462,5 - \sqrt{462,5^2 - 4(2 \times (-3635,76))}}{2 \times 2} = 72,65 \text{ mm}$$

- **On vérifie qu'il n'y a pas de recouvrement des zones en T**

$$c \leq (h_c - 2t_{fc})/2 = \frac{240 - 2 \times 12}{2} = 108 \text{ mm} \quad \rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

La résistance de calcul d'une plaque d'assise de poteau symétrique soumise à un effort normal de compression centré s'obtient au moyen de l'expression :

$$N_{j,Rd} = (2 A_{c0,f} + A_{c0,w}) f_{jd}$$

$$\text{où : } A_{c0,f} = (b + 2c)(2c + t_f) = 60607,70 \text{ mm}^2$$

$$A_{c0,w} = (h_c - 2c - 2t_f)(2c + t_w) = 9274,96 \text{ mm}^2$$

$$\text{Par conséquent : } N_{j,Rd} = (2 \times 60607,70 + 9274,96) \times 16,7 \times 10^{-3} = 2175,274 \text{ kN}$$

$$\text{Et donc : } N_{j,Ed} = 115,989 \text{ kN} < N_{j,Rd} = 2175,274 \text{ kN} \text{ la condition est vérifiée}$$

- **Détermination de l'épaisseur de la plaque d'assise**

L'épaisseur de la plaque devra satisfaire aux conditions suivantes :

$$t_p \geq t_{p,\min} \Rightarrow \frac{c}{\sqrt{\frac{f_y}{(3 \times f_{jd} \times \gamma_{m0})}}} t_{p,\min} = \frac{72,65}{\sqrt{\frac{235}{(3 \times 16,7 \times 1,1)}}} = 6,80 \text{ mm}$$

L'épaisseur de la platine est faible et pour des raisons pratiques on opte une épaisseur de $t_p = 25 \text{ mm}$

VIII.2.3. Vérification des boulons d'ancrage

$$\begin{cases} M_{sd} = 2732,50 \text{ daN.m} \\ N_{sd} = 116037,58 \text{ daN.m} \end{cases}$$

On suppose une tige d'ancrage de diamètre $\varnothing = 24 \text{ mm}$ de classe 8.8

Résistance des boulons d'ancrages :

La résistance des boulons d'ancrage est donnée comme suite :

$$F_{t,Rd,anchor} = \min [F_{t,Rd} ; F_{t,bond,Rd}]$$

- **Résistance des boulons à la traction :**

$$F_{t,Rd} = \frac{0,9 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9 \times 400 \times 353}{1,25} = 101,664 \text{ kN}$$

- **Résistance de calcul par adhérence entre le béton et le boulon d'ancrage**

$$F_{t,bond,Rd} = \frac{1}{2,25} \pi \times d \times l_1 \times F_{bd} \quad \text{pour } \varnothing < 32 \text{ mm}$$

Avec : F_{bd} : Contrainte d'adhérence.

l_1 : La longueur de la tige 460mm.

$$F_{bd} = \frac{0,36 \times \sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} = \frac{0,36 \times \sqrt{25}}{1,5} = 1,2 \text{ MPa}$$

$$F_{t,bond,Rd} = \frac{1}{2,25} \times 3,14 \times 24 \times 460 \times 1,2 = 33,27 \text{ kN}$$

$$\text{Alors : } F_{t,Rd,anchor} = \min [F_{t,Rd} ; F_{t,bond,Rd}] = 33,27 \text{ kN}$$

- **Taille des boulons d'ancrages**

On suppose deux rangées de boulons d'ancrage sur la projection de la plaque d'assise pour qu'ils seront adéquats (soit 2 fils de 4 boulons d'ancrage de section A_s).

$$8.F_{t,Rd,anchor} \geq \max F_{t,Ed}$$

Comme une première estimation, il est supposé que la résistance complète à la traction de la section des boulons d'ancrage peut être atteinte :

$$F_{t,Rd,anchor} = \frac{0,9 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}}$$

La section des boulons requise est donnée comme suit :

$$A_s \geq F_{t,Ed} \times \frac{\gamma_{M2}}{3,6 \cdot f_{ub}} A_s \geq 116,037 \times \frac{1,25}{3,6 \times 400} = 100 \text{ mm}^2$$

Donc on prend un diamètre des boulons d'ancrages $\varnothing = 16$ mm avec $A_s = 157 \text{ mm}^2$.

VIII.3. Assemblage poteau-poutre (HEA240-IPE400)

L'assemblage par platine d'extrémité entre une poutre (IPE400) et un poteau (HEA240).

Le choix de l'assemblage est porté sur :

- L'épaisseur de la platine .t=15mm
- Des boulons ordinaires 10.9.
- Diamètre des boulons : 20mm.
- Dimension de la platine.

$$h_p = 420 \text{ mm.}$$

$$b_p = 180 \text{ mm.}$$

$$e_p = 15 \text{ mm.}$$

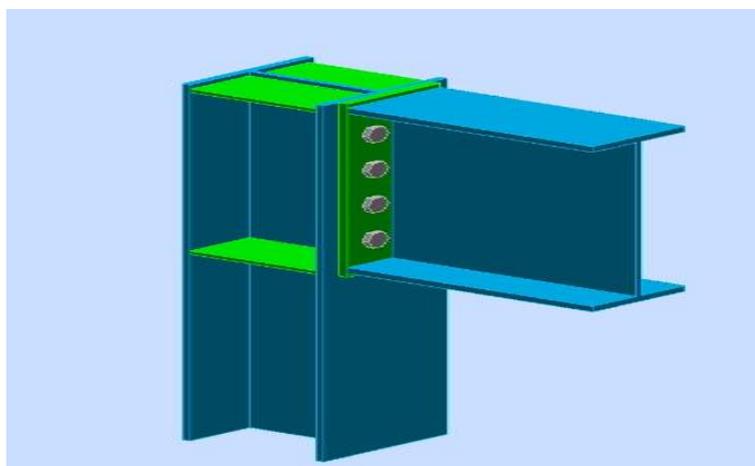


Figure VIII.4: assemblage poteau-poutre.

VIII.3.1. Effort sollicitant

Les efforts sollicitant les plus défavorables calculées par logiciel Robot sont :

$$M_{sd}=8311,21\text{daN}$$

$$V_{sd}=7887,72\text{daN}$$

$$N_{sd}=69868,83\text{daN}$$

VIII.3.2. Soudure de la platine

- **Cordon de soudure :**

Cordon de soudure de la semelle :

$$a_s=0,7 \times t_f=0,7 \times 13,5=9,45\text{mm}$$

Cordon de soudure de l'âme :

$$a_w=0,7 \times t_w=0,7 \times 8,6=6,02\text{mm}$$

→ donc on prend $a = 10\text{mm}$.

- **Soudure de la semelle tendue**

$$N_d \leq \min(R_w ; R_s) \quad \text{Avec :}$$

$$N_d = \frac{M_{sd}}{h} + N_{sd} = 698,88\text{KN}$$

$$R_s = \frac{0,7 \times f_y \times a \sqrt{2} \times l}{\gamma_{m1}} = \frac{0,7 \times 235 \times 10 \sqrt{2} \times 500}{1,15} = 1011,47\text{KN}$$

$$R_w = \frac{0,5 \times f_u \times a \times l}{\gamma_{m1}} = \frac{0,5 \times 360 \times 10 \times 500}{1,15} = 782,60\text{KN}$$

$$N_d = 698,88\text{KN} < \min(R_w ; R_s) = 782,60\text{KN} \quad \text{condition vérifiée.}$$

- **Soudure de l'âme**

$$V_{sd} \leq R_s$$

$$R_s = \frac{0,7 \times f_y \times a \sqrt{2} \times l}{\gamma_{m1}} = \frac{0,7 \times 235 \times 10 \sqrt{2} \times 180}{1,15} = 364,129\text{KN}$$

$$V_{sd} = 78,877\text{KN} \leq R_s = 364,129\text{KN} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

VIII.3.3. Dispositions constructives

- **Choix du diamètre du boulon**

On a l'épaisseur de la platine $t = 15\text{mm}$ alors on prend deux files de 4 boulons ordinaire de diamètre $\emptyset = 16\text{mm}$, classede boulon 10.9.

- **Distance entre axe des boulons**

$$d_0 = \emptyset + 2 = 16 + 2 = 18\text{mm.}$$

$$t = \min(t_w(\text{poutre}) ; t_w(\text{poteau})) = 7,5\text{mm.}$$

$2,2 d_0 \leq p_1 \leq 14t \rightarrow 39,6 \leq p_1 \leq 105$ Alors on prend $p_1 = 70$ mm.

$3 d_0 \leq p_2 \leq 14t \rightarrow 54 \leq p_1 \leq 105$ Alors on prend $p_2 = 70$ mm.

- **Pince longitudinale e₁**

$1,2 d_0 \leq e_1 \leq 12t \rightarrow 21,6 \leq p_1 \leq 90$ Alors on prend $e_1 = 50$ mm.

- **Pince transversale e₂**

$1,5 d_0 \leq e_2 \leq 12t \rightarrow 27 \leq p_1 \leq 90$ Alors on prend $e_2 = 70$ mm.

VIII.3.4. Calcul des boulons sollicités au cisaillement

- Effort de cisaillement par boulon :

$$F_{v.sd} = \frac{V_{sd}}{8} = 9,86 \text{ KN}$$

- Résistance de calcul au cisaillement par boulon :

$$F_{v.Rd} = \frac{0,5 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{mb}} = \frac{0,5 \times 1000 \times 157}{1,15} = 68,260 \text{ KN} > F_{v.sd} = 9,86 \text{ KN} \quad \text{condition vérifiée}$$

VIII.3.5. Calcul des boulons sollicités en traction

- Résistance de calcul en traction par boulon :

$$F_{t.Rd} = \frac{0,9 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{mb}} = \frac{0,9 \times 1000 \times 157}{1,25} = 113,040 \text{ KN}$$

- Effort de traction de calcul par boulon :

$$F_{t.sd} = \frac{M_{sd} \times d_i}{\sum d_i^2} = \frac{83,11 \times 0,085}{(3 \times 0,085)} = 27,70 \text{ KN}$$

- Vérification :

$$\frac{F_{v.sd}}{F_{v.Rd}} + \frac{F_{t.sd}}{1,4 F_{t.Rd}} = 0,32 < 1 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

VIII.3.6. Vérification de la pression diamétrale

$$F_{b.Rd} = \frac{2,5 \times \alpha \times f_{ub} \times d \times t}{\gamma_{mb}}$$

$$\text{Avec : } \alpha = \min \left(\frac{e_1}{3d}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right) = \min (0,83; 1,29; 2,77; 1) = 0,83'$$

$$F_{b.Rd} = \frac{2,5 \times 0,83 \times 1000 \times 20 \times 7,5}{1,25} = 249 \text{ KN}$$

$$F_{v.Rd} = 27,838 \text{ KN} < F_{b.Rd} = 249 \text{ KN} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

VIII.4. Assemblage poutre-solive

L'assemblage est réalisé à l'aide de deux cornières qui relie l'extrémité de la solive IPE240 avec l'âme de la poutre IPE400, avec une file verticale de deux boulons.

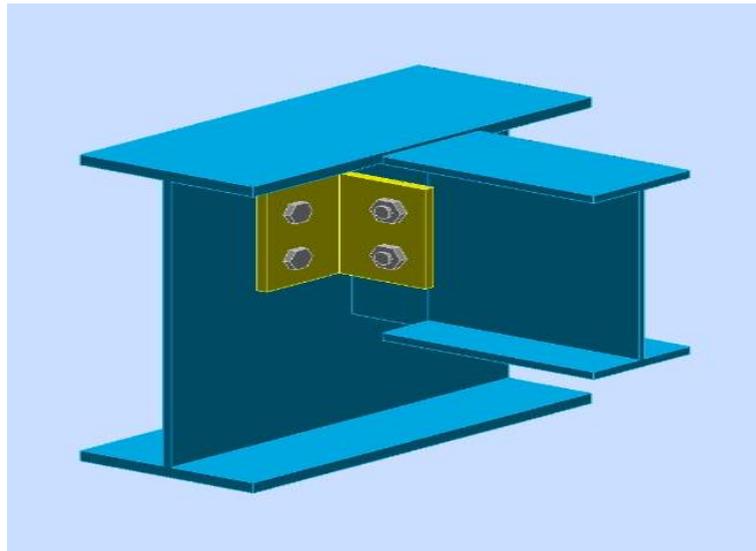


Figure VIII.5 : Assemblage poutre-solive.

VIII.4.1.Effort sollicitant

$$V_{sd} = 1323,34 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 0,00 \text{ daN}$$

VIII.4.2.Epaisseur de la cornière

$$H = 100 \text{ mm}$$

$$d_0 = 10 \text{ mm}$$

$$L = 100 \text{ mm}$$

- .Choix de la cornière

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{mo}} \geq V_{sd}$$

$$A_v \geq V_{sd} \times \frac{\gamma_{mo}}{\left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}$$

$$A_v = \frac{1,1 \times 8539,4}{0,58 \times 235} = 107,26 \text{ mm}^2$$

On prend L100×100×10, avec $A = 17,1 \times 10^2 \text{ mm}^2$

VIII.4.3.Dispositions constructives

L'assemblage est réalisé avec une file verticale de 2 boulons Ø16, classe 8.8 dans les deux côtes de la cornière.

$$t = \min((t_f); t_{corniere}) = 6,2 \text{ mm.}$$

$$d_0 = 16 + 1 = 17 \text{ mm}$$

- **entraxe (p_1)**

$$d_0 = 16 + 2 = 18 \text{ mm}$$

$$2,2 d_0 \leq p_1 \leq 14t$$

$$39,6 < p_1 < 86,8 \quad \text{Alors on prend } p_1 = 50 \text{ mm.}$$

- **Pince longitudinale e_1**

$$1,2 d_0 \leq e_1 \leq 12t$$

$$21,6 < e_1 \leq 74,4 \quad \text{Alors on prend } e_1 = 25 \text{ mm.}$$

- **Pince transversale e_2**

$$1,5 d_0 \leq e_2 \leq 12t$$

$$27 < e_2 \leq 74,4 \quad \text{Alors on prend } e_2 = 40 \text{ mm.}$$

VIII.4.4. Vérification au cisaillement

La vérification au glissement est donnée par la relation suivante :

$$F_{Vsd} < F_{v,Rd}$$

$$F_{v,Rd} = 0,6 \frac{A_s \times f_{ub}}{\gamma_{Mb}} = 0,6 \frac{157 \times 800}{1,25} = 6028,80 \text{ daN}$$

- **Cisaillement par effort tranchant**

$$V_{sd}' = \frac{V_{sd}}{4} = \frac{1323,34}{4} = 330,83 \text{ daN}$$

- **Cisaillement par moment V_{Msd}**

$$V_{Msd} = \frac{M_{sd}}{p_1} = \frac{e_2 \times \frac{V_{sd}}{2}}{p_1} = \frac{40 \times \frac{1323,34}{2}}{50} = 529,33 \text{ daN}$$

- **Cisaillement total $V_{T,sd}$:**

$$V_{T,sd} = \sqrt{(V_{sd}'^2 + V_{Msd}^2)} = \sqrt{330,83^2 + 529,33^2} = 624,21 \text{ daN}$$

$$V_{T,sd} = 624,21 \text{ daN} < F_{v,Rd} = 6028,21 \text{ daN} \rightarrow \text{condition vérifié.}$$

VIII.4.5. Vérification de la pression diamétrale

$$\frac{V_{sd}}{n} < F_{b,Rd}$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \times \alpha \times f_u \times d \times t}{\gamma_{mb}}$$

$$\text{Avec : } \alpha = \min \left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right) = \min (0,83; 1,66; 2,22; 1) = 0,83$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \times 0,83 \times 360 \times 16 \times 10}{1,25} = 9561,6 \text{ daN}$$

$$V_{T,sd} = 624,21 \text{ daN} < F_{b,Rd} = 9561,6 \text{ daN}$$

→ Condition vérifié.

Chapitre IX

Etude de l'infrastructure

IX.1.Introduction

Toute structure a besoin d'une bonne base pour ne pas s'effondrer.

Les fondations sont les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure ; et constituent donc une partie essentielle de l'ouvrage puisque de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

On peut retrouver trois principaux types de fondation qui sont :

- Fondation superficielle.
- Fondation profonde.
- Fondation spéciale.

IX.2.Documents utilisés

Les documents utilisés pour le calcul et le dimensionnement de cette structure sont :

- Calcul des ouvrages en béton armé (Règles C.B.A.93 R.P.A 2003).
- Cours de béton armé BEAL 91.[6]

IX.3.Le rapport géotechnique

D'après le rapport géotechnique effectué par le Laboratoire des Travaux Publics et de construction (ATLES KSEL) :

- $\sigma_{sol} = 1,8$ bars
- $\gamma_h = 2,80$ t/m³
- C = 4

Le L.T.P.C recommande pour cette structure de :

- Passer par des fondations semi profondes, sur puits.
- Les ancrer à 3,00 m de profondeur.
- Prévoir un trottoir périphérique pour éviter toute infiltration des eaux.
- Utiliser des canalisations souples.
- Eviter la plantation des arbres à proximité de ce bloc.

IX.4.Caractéristiques des matériaux

IX.4.1.Béton

Résistance caractéristique de calcul à 28 jours : $f_{c28} = 25\text{MPa}$.

1) Sollicitations sous actions normales :

$$\sigma_b = 0,85 \times f_{c28} / \gamma_{Mb} \quad \sigma_b = 0,85 \times 25 / 1,5 = 14,16 \text{ Mpa.}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2,1 \text{ Mpa.}$$

2) Etat limite de service :

$$\sigma_b = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

3) Sollicitations sous actions accidentelles :

$$\sigma_b = 0,85 \times f_{c28} / \gamma_{Mb} \quad \sigma_b = 0,85 \times 25 / 1,15 = 18,48 \text{ MPa.}$$

IX.4.2Acier

a) Acier haute adhérence (H.A)

1) Sollicitations sous actions normales :

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s = 400 / 1,15 = 348 \text{ MPa.}$$

2) Etat limite de service :

$$\sigma_s = 2/3 f_e = 2/3 \times 400 = 267 \text{ MPa.}$$

3) Sollicitations sous actions accidentelles :

$$\sigma_s = 400 \text{ MPa.}$$

b) Acier doux

1) Sollicitations sous actions normales :

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s = 235 / 1,15 = 204 \text{ MPa.}$$

2)Etat limite de service :

$$\sigma_s = 2/3 f_e = 2/3 \times 235 = 154 \text{ MPa.}$$

3) Sollicitations sous actions accidentelles :

$$\sigma_s = 235 \text{ MPa.}$$

IX.5.Les charges à considérer

La majoration des charges n'intervient pas dans le calcul des dimensions de la fondation qui sont déterminées à l'état limite de service. Le dimensionnement vis-à-vis de leur comportement mécanique (ferraillage) s'effectue à l'état limite de service.

IX.6.Type de fondation

Le choix du type de fondation dépend des paramètres suivants :

- Type d'ouvrage construit.
- La nature et l'homogénéité du sol.
- La charge totale transmise au sol.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.

IX.7.Effort sollicitant

Selon logiciel ROBOT et sous la combinaison à l'ELS G + Q :

$$M_{sdy} = 947,59 \text{ daN.m}$$

$$M_{sdx} = 173,65 \text{ daN.m.}$$

$$N_{sd} = 76 \text{ d}081,04 \text{ aN}$$

Selon logiciel ROBOT et sous la combinaison à l'ELU 1,35 G + 1,5Q :

$$M_{sdx} = 239,71 \text{ daN.m}$$

$$M_{sdy} = 1306,48 \text{ daN.m.}$$

$$N_{sd} = 104879,29 \text{ daN.}$$

Selon logiciel ROBOT et sous la combinaison à l'ELU 1,35 G + 1,5V1 :

$$M_{sdx} = -293,58 \text{ daN.m.}$$

$$M_{sdy} = 1040,48 \text{ daN.m.}$$

$$N_{sd} = 83058,12 \text{ daN.}$$

Effort de renversement selon logiciel ROBOT et sous la combinaison G + Q + 1,2E :

$$M_{sdx} = -170,12 \text{ daN.m.}$$

$$M_{sdy} = 451,59 \text{ daN.m.}$$

$$N_{sd} = 72502,75 \text{ daN.}$$

IX.8.Calcul des semelles

IX.8.1.Pré dimensionnement

Le poteau est de $(100 \times 100) \text{ cm}^2$, le faut puits d'une hauteur de 50cm

Condition d'homothétie :

$$\frac{A'}{B'} = \frac{a}{b}$$

$$\begin{cases} A' = \frac{a \times B'}{b} & \text{Avec } a = 1 \text{ m} \\ B' = \frac{A' \times b}{a} & \text{Avec } b = 1 \text{ m} \end{cases}$$

$$\sigma_{cal} \leq \bar{\sigma}_{\text{faux puit}}$$

ELS G+Q

$$N=76081.04 \text{ Mx}=173.65 \text{ My}=947.59 \text{ Fx}=-834.74 \text{ Fy}=146.21$$

Poids de la fondation et du sol au-dessus de la fondation: Gr = 71936,78 (daN)

- **Charge dimensionnant:**

$$N_{sd}=148017,82 \text{ daN}$$

$$M_{sdx}=173.65 \text{ daN.m}$$

$$M_{sdy}=947.59 \text{ daN.m}$$

4 bars $\leq \bar{\sigma}_{\text{faux puit}} \leq 10$ bars. \rightarrow On prend $\bar{\sigma}_{\text{faux puit}} = 4$ bars.

$$\sigma_{cal} = \frac{N}{S} + \frac{M}{I} V \leq \bar{\sigma}_{\text{faux puit}}$$

$$\sigma_{cal} = \frac{N}{A' \times B'} + \frac{M}{\frac{A' \times B^3}{12}} \times \frac{B'}{2} = \frac{N}{A' \times \frac{A' \times b}{a}} + \frac{M}{\frac{A' \times (\frac{A' \times b}{a})^3}{12}} \times \frac{\frac{A' \times b}{a}}{2}$$

$$\sigma_{cal} = \frac{18792.69}{A' \times \frac{A' \times 1}{1}} + \frac{2368,04}{\frac{A' \times (\frac{A' \times 1}{1})^3}{12}} \times \frac{\frac{A' \times 1}{1}}{2} \leq \bar{\sigma}_{\text{faux puit}}$$

On prend A' et B' = 2 m.

$$\sigma_{cal} = \frac{148017.82}{2 \times 2} + \frac{947.59}{\frac{2 \times 2^3}{12}} \times \frac{2}{2} = 377.15 \text{ KN/m}^2 < 400 \text{ KN/m}^2 \text{ Condition v\u00e9rifi\u00e9e.}$$

IX.8.2. Calcul de la hauteur de la semelle :

La hauteur de la semelle est : h = d + 5.

- **Calcul d :**

d : distance entre la fibre sup\u00e9rieur et le centre de gravit\u00e9 des armatures.

Condition de rigidit\u00e9 :

$$d = \max \begin{cases} dx = \frac{A'-a}{4} = 0,50 \text{ m} \\ dy = \frac{B'-b}{4} = 0,50 \text{ m} \end{cases}$$

On prend $d = 0,5 \text{ m}$.

$$h = d + 5 = 0,55 \text{ m}.$$

Géométrie:

$$A = 2,00 \text{ (m)}$$

$$B = 2,00 \text{ (m)}$$

$$h_1 = 0,50 \text{ (m)}$$

$$h_2 = 0,50 \text{ (m)}$$

$$a = 1 \text{ (m)}$$

$$b = 1 \text{ (m)}$$

$$e_x = 0,00 \text{ (m)}$$

$$e_y = 0,00 \text{ (m)}$$

$$a' = 46,0 \text{ (cm)}$$

$$b' = 46,0 \text{ (cm)}$$

$$c_1 = 5,0 \text{ (cm)}$$

$$c_2 = 3,0 \text{ (cm)}$$

$$H = 2 \text{ (m)}$$

$$d_1 = 0,50 \text{ (m)}$$

$$d_2 = 0,50 \text{ (m)}$$

$$d_3 = 0,50 \text{ (m)}$$

$$d_4 = 0,50 \text{ (m)}$$

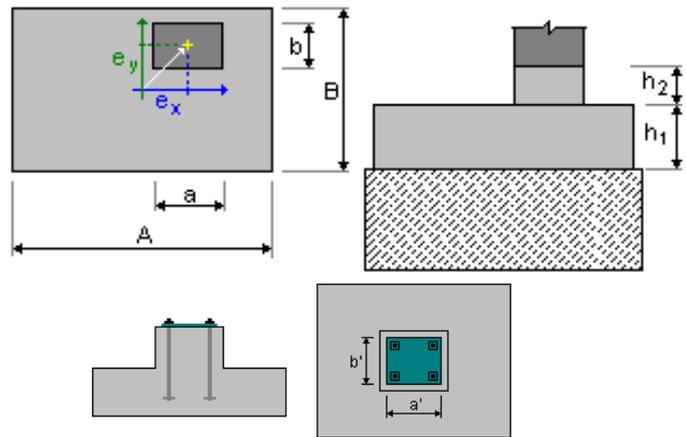


Figure IX.1 :Géométrie de la semelle

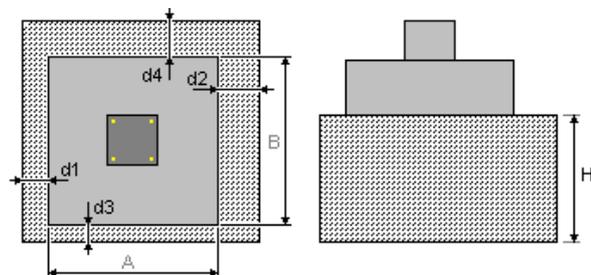


Figure IX.2 : Géométrie de puis

IX.8.3.Calcul du ferrailage:

On applique la méthode des bielles :

A l'état limite ultime(ELU) : $1.35G+1.5Q$

$$N=104879.29 \text{ Mx}=-239.71 \text{ My}=-1306.48 \text{ Fx}=-1150.89 \text{ Fy}=201.80$$

Poids de la fondation et du sol au-dessus de la fondation: $Gr = 71936,78 \text{ (daN)}$

$$N_{sds} = 176816,07 \text{ daN}$$

$$\text{Avec } \sigma_{stu} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,82 \text{ MPa}$$

$$N_{sdu}' = N_{sdu} \left(1 + \frac{3e_0}{B} \right) = 1,79 \text{ MN}$$

$$\begin{cases} A_{au} = \frac{N_{sdu}'(A - a)}{8d_a \times \sigma_{stu}} \\ A_{bu} = \frac{N_{sdu}'(B - b)}{8d_b \times \sigma_{stu}} \end{cases}$$

$$d_a = d_b \approx d = 0,5 \text{ m.}$$

$$A_{au} = A_{bu} = 7,259 \text{ cm}^2$$

A l'état limite de service :G+N

$$N=61613.07 \text{ Mx}=-138.30 \text{ My}=-765.96 \text{ Fx}=-674.78 \text{ Fy}=116.64$$

$$N=133549.85 \text{ daN.}$$

Poids de la fondation et du sol au-dessus de la fondation: Gr = 71936.78(daN)

$$N_{sds}' = N_{sds} \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) = 1.35 \text{ MN} \rightarrow N_{sds} = 135553.1 \text{ daN}$$

$$\begin{cases} A_{as} = \frac{N_{sds}'(A - a)}{8d_a \times \overline{\sigma}_{sts}} \\ A_{bs} = \frac{N_{sds}'(B - b)}{8d_b \times \overline{\sigma}_{sts}} \end{cases}$$

$$\text{Avec } \overline{\sigma}_{sts} = \min \left[\frac{3}{2} f_e ; \max \left(\frac{1}{2} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) \right] = 201,6 \text{ MPa}$$

$$d_a = d_b \approx d = 0,5 \text{ m.}$$

$$A_{as} = A_{bs} = 1,67 \text{ cm}^2$$

Vue que la semelle de fondation est une massive ; le ferrailage calculé reste toujours très faible et inférieur au ferrailage minimal donc on adopte un ferrailage minimum selon le RPA 99/ version 2003 ($\phi 12$) avec un espacement (min =15cm ; max =25cm).

Calcul de nombre des barres

Enrobage C= 4cm

Espacement e= 15cm

$$n_a = \frac{A - 2 \times C}{e} = 12T12 = 13,56 \text{ cm}^2$$

$$n_b = \frac{A - 2 \times C}{e} = 12T12 = 13,56 \text{ cm}^2$$

On ajoute aussi des armatures de couture (de peau) de diamètre $\phi 12$ (4T12).

Avec un espacement de 18 cm.

IX.8.4.Type d'ancrage

l_s : Est donnée par la formule suivante :

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4\bar{\tau}_s}$$

Avec :

$$\bar{\tau}_s = 0,6[\psi^2 \times f_{t28}] = 2,835 \text{ MPa.}$$

$$l_s = \frac{12 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,328 \text{ cm.}$$

$$\frac{B}{8} = 25 \leq l_s < \frac{B}{4} = 50 \text{ cm.}$$

Le choix de type d'ancrage :

- Ancrage courbe : toutes les barres seront prolongées aux extrémités avec courbe.
- Ancrage droit : toutes les barres seront droites sans courbe aux extrémités.

Donc on utilise le premier type.

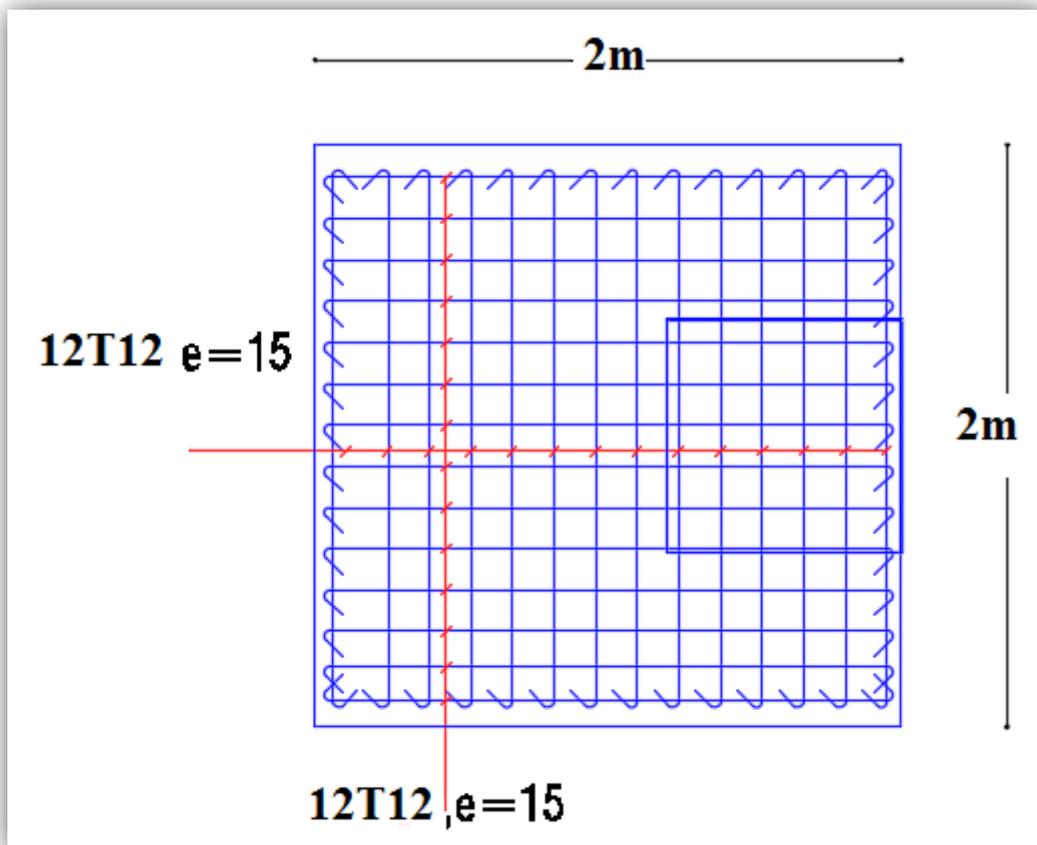


Figure IX.3: Vue en plan des armatures principale et de puis.

IX.9.Les fûts

IX.9.1.Calcul du ferrailage

Le RPA99 exige une section minimale :

$$A_{min} = 0,6\% B = 0,6\%(100 \times 100) = 60\text{cm}^2.$$

On prend $A_{st} = 54\text{T}12 = 61,02\text{cm}^2$.

Avec des cadres $\emptyset 8$.

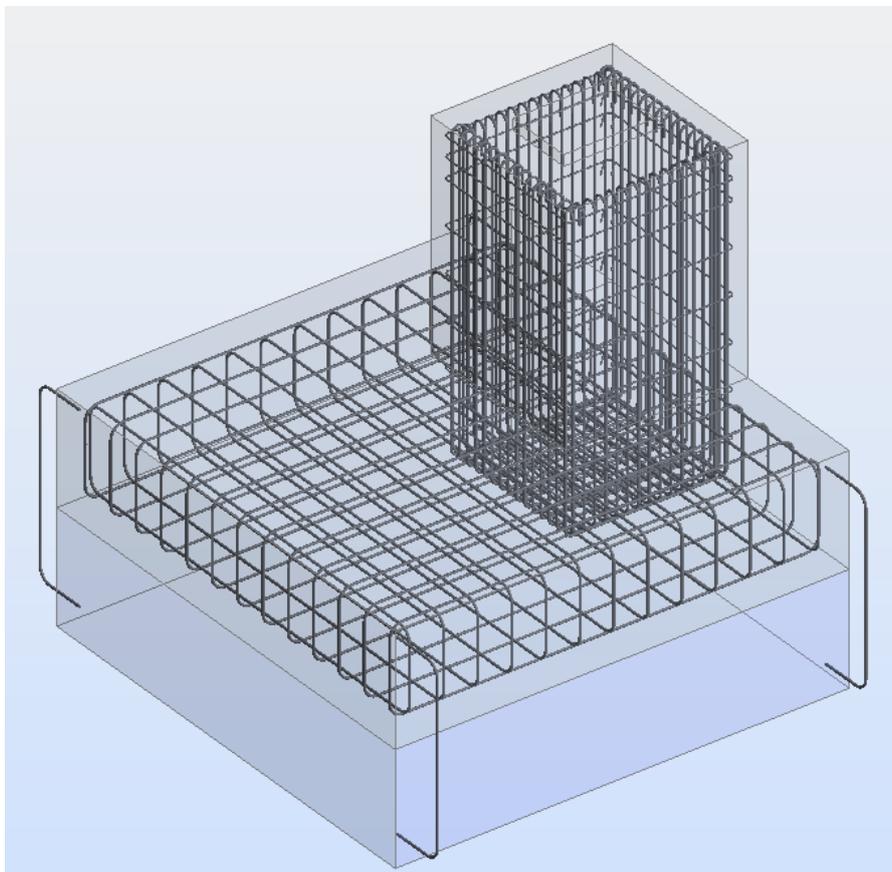


Figure IX.4: Vue en 3D de ferrailage de la semelle

IX.10.Calcul des longrines

Les longrines ont pour rôle de relier les semelles entre elles, elles sont soumises à un effort de traction.

IX.10.1. Dimensionnement des longrines

Selon le (RPA99V2003), pour un sol de catégorie S3 (sol meuble) les dimension minimal de la section transversale des longrine de $25 \times 30 \text{ cm}^2$

Donc on prend des longrines de section $30 \times 35 \text{ cm}^2$.

Les longrines ou le dispositif équivalent doivent être calculés pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = N / \alpha \geq 20 \text{ KN}$$

Avec : α est un coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée $\alpha = 12$.

IX.10.2. Calcul du ferrailage

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = \max \left[\frac{N}{\alpha} ; 20 \text{ KN} \right].$$

- **L'ELU :**

$$F = \max \left[\frac{1768,16}{12} ; 20 \text{ KN} \right] = 147,34 \text{ KN}$$

$$A_{st} = \frac{F}{\sigma_{stu}} = \frac{0,147}{347,83} = 4,22 \text{ cm}^2.$$

- **L'ELS :**

$$F = \max \left[\frac{1480,17}{12} ; 20 \text{ KN} \right] = 123,34 \text{ KN}$$

$$A_{st} = \frac{F}{\sigma_{stu}} = \frac{0,123}{201,6} = 6,1 \text{ cm}^2.$$

Le RPA99 exige une section minimale : $A_{min} = 0,6\% B = 0,6\% (30 \times 35) = 6,3 \text{ cm}^2$.

On prend $A_{st} 6T12 = 6,79 \text{ cm}^2$.

IX.10.3. Vérification de condition de non fragilité :

On doit vérifier que :

$$A_{st} \leq 0,23 B \times \frac{f_{c28}}{f_e} = 15,09 \text{ cm}^2 \text{ Condition vérifiée.}$$

IX.10.4. Calcul d'armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \phi_{min} ; \frac{b}{10} \right) \rightarrow \phi_t \leq \min \left(\frac{350}{35} ; 12 ; \frac{300}{10} \right)$$

On prend $\phi_t = 8 \text{ mm}$ (Cadre + étrier).

$S_t \leq (20 \text{ cm} ; 15\phi_t) \rightarrow S_t \leq (20 \text{ cm} ; 12)$ On prend $S_t = 10 \text{ cm}$.

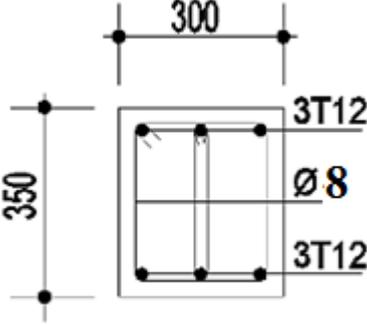


Figure IX.5: Ferrailage des longrines.

Conclusion générale

La conception d'une structure métallique repose sur le dimensionnement aux états limites ultimes en tenant compte des actions environnantes les plus sévères tels que les surcharges d'exploitation, la température, la neige, le vent et le séisme. Ce dimensionnement concerne chaque élément, assemblage, connexion ou partie sensible de la construction. La précision et la rigueur dans les calculs et vérifications d'une part et la conception exacte des différents détails de la construction sont requises

Dans ce travail on a fait une étude comparative entre six différents cas de stabilité. Par rapport à leur comportement structurel ainsi que sur le plan économique.

Les principaux résultats sont résumés ci-dessous :

- Chacun de ces cas présente des avantages et des inconvénients.
- Le choix du type de stabilité ne suffit pas d'avoir une structure sur structurellement qui répond aux exigences des règlements et a son aspect économique et architectural car le choix de l'emplacement de CV est aussi primordiale, comme on peut mettre en place deux différents types de stabilité dans la même structure afin de garder les différentes ouvertures et leur emplacement dans l'architecture de bâtiment.

Enfin, il est important de mentionner que beaucoup reste à faire pour enrichir nos connaissances, pour cela, seul le travail continu par une volonté de développer l'esprit de recherche pourra nous aider à atteindre tous les objectifs tracés.

Nous souhaitons que ce travail soit bénéfique pour les promotions à venir.

Bibliographie

- 1- Charges permanentes et charges d'exploitation. « D.T.R-B.C-2.2 » MINISTERE DE L'HABITAT ET DE LA CONSTRUCTION, (Algérie) 1988.
- 2- Règlement Neige et Vent « R.N.V.99 » version 2003 (D.T.R. C 2- 4.7) MINISTERE DE L'HABITAT ET DE L'URBANISME, (Algérie)
- 3- Règles de conception et de calcul des structures en acier « CCM97 » MINISTERE DE L'HABITAT ET DE L'URBANISME, (Algérie) 1997.
- 4- EUROCODE 4 « conception et dimensionnement des structures mixtes acier béton »
- 5- Règles parasismiques algériennes « RPA 99 version 2003 » MINISTERE DE L'HABITAT ET DE L'URBANISME, (Algérie)
- 6- EURECODE 3 « Calcul des structures en acier »
- 7- Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites « BAEL », 1991 révisée en 1999.
- 8- Access Steel Eurocode mode easy : calcul d'assemblage de pied poteaux encastres SN043a-FR-EU
- 9- ABAQUE DE MACQUART : Poutres à charges uniformément réparties simultanément sur toutes les travées.
- 10- Lahlou D., 2009, « Calcul des éléments résistants d'une construction métallique », Ed. O.P.U.

Annexe A

Chapitre II: Evaluation des charges

A.1.Effet de la neige :

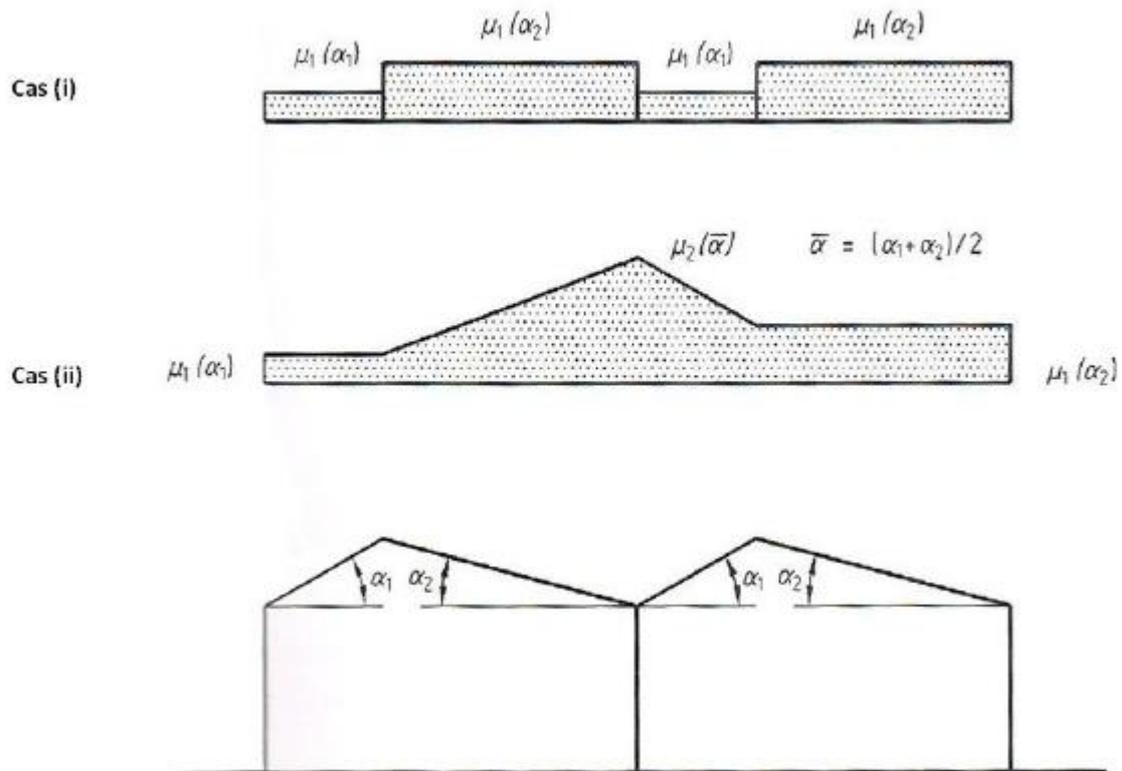


Figure 9 : Coefficients de forme - Toitures à versants multiples

(α) angle du versant par rapport à l'horizontale (en °)	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
coefficient μ_1	0.8	$0.8 \cdot \left(\frac{60 - \alpha}{30} \right)$	0.0
coefficient μ_2	$0.8 + 0.8 \left(\frac{\alpha}{30} \right)$	1.6	-

Tableau 3 : Coefficients de forme - Toitures à versants multiples

A.2.Effet du vent :

Zone	$V_{réf}$ (m/s)
I	25
II	27
III	29
IV	31

Tableau A1 : Valeurs de la vitesse de référence du vent

Zone	$q_{réf}$ (N/m ²)
I	375
II	435
III	500
IV	575

Tableau 2.2 : Valeurs de la pression dynamique de référence

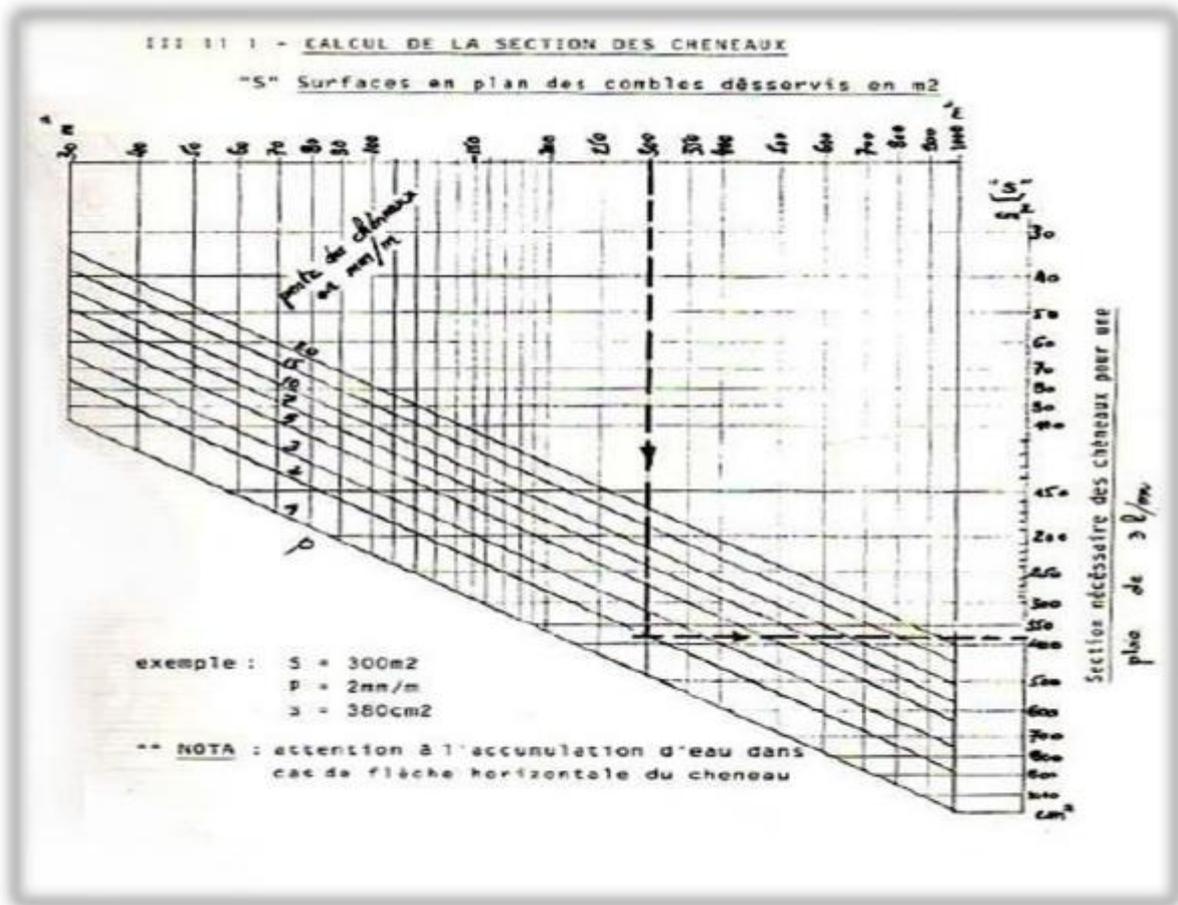
Catégories de terrain	K_r	z_0 (m)	z_{min} (m)	ϵ
0 Mer ou zone côtière exposée aux vents de mer	0,156	0,003	1	0,38
I Lacs ou zone plate et horizontale à végétation négligeable et libre de tous obstacles.	0,170	0,01	1	0,44
II Zone à végétation basse telle que l'herbe, avec ou non quelques obstacles isolés (arbres, bâtiments) séparés les uns des autres d'au moins 20 fois leur hauteur.	0,190	0,05	2	0,52
III Zone à couverture végétale régulière ou des bâtiments, ou avec des obstacles isolés séparés d'au plus 20 fois leur hauteur (par exemple des villages, des zones suburbaines, des forêts permanentes).	0,215	0,3	5	0,61
IV Zones dont au moins 15% de la surface est occupée par des bâtiments de hauteur moyenne supérieure à 15 m.	0,234	1	10	0,67

Tableau 2.4 : Définition des catégories de terrain

Annexe B

Chapitre III: Dimensionnement des éléments secondaires

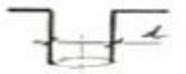
➤ Calcul de la section des chéneaux



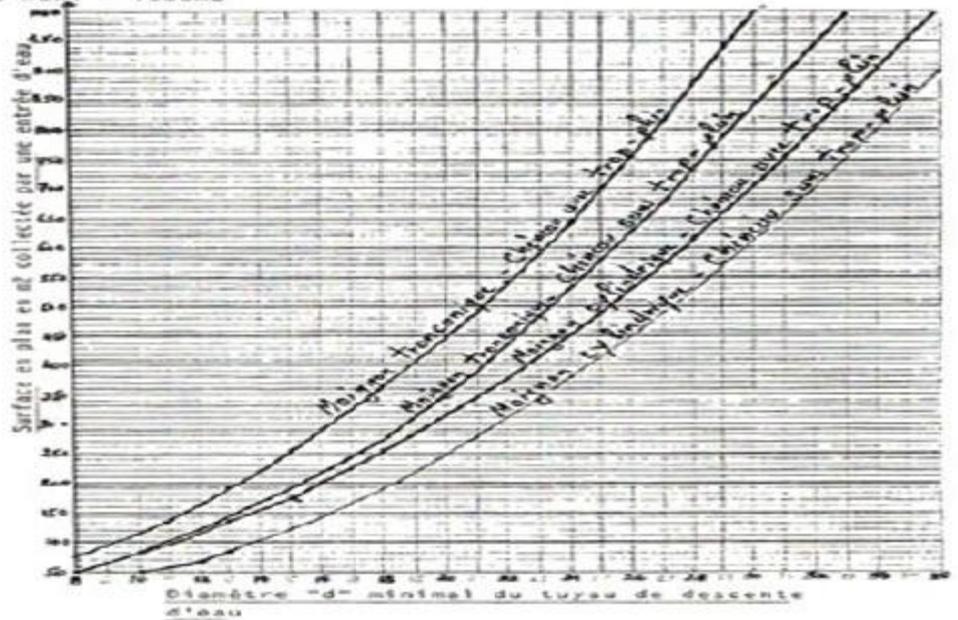
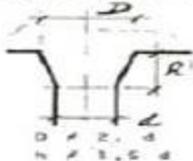
CALCUL DU DIAMÈTRE DES DESCENTES D'EAU

(écartement maxi des descentes = 30m)
 (d mini = 8cm)
 S maxi = 1000m²

toignons cylindrique



toignons tronconique



Annexe C

Chapitre VI: Etude sismique et analyse dynamique

Tableau 4.1. : coefficient d'accélération de zone A.

Groupe	Zone		
	I	II	III
1A	0,12	0,25	0,35
1B	0,10	0,20	0,30
2	0,08	0,15	0,25
3	0,05	0,10	0,15

Tableau 4.2 : Valeurs de ξ (%)

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Tableau 4.4.: valeurs des pénalités P_q

Critère q »	P_q	
	Observé	N/observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0,05
2. Redondance en plan	0	0,05
3. Régularité en plan	0	0,05
4. Régularité en élévation	0	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,10

Tableau 4.7 : Valeurs de T_1 et T_2

Site	S_1	S_2	S_3	S_4
$T_{1(sec)}$	0,15	0,15	0,15	0,15
$T_{2(sec)}$	0,30	0,40	0,50	0,70

Tableau 4.3 : valeurs du coefficient de comportement R

Cat	Description du système de contreventement (voir chapitre III § 3.4)	Valeur de R
A	<u>Béton armé</u>	
1a	Portiques autostables sans remplissages en maçonnerie	5
1b	rigide	3,5
2	Portiques autostables avec remplissages en maçonnerie	3,5
3	rigide	3,5
4a	Voiles porteurs	5
4b	Noyau	4
5	Mixte portiques/voiles avec interaction	2
6	Portiques contreventés par des voiles Console verticale à masses réparties Pendule inverse	2
B	<u>Acier</u>	
7	Portiques autostables ductiles	6
8	Portiques autostables ordinaires	4
9a	Ossature contreventée par palées triangulées en X	4
9b	Ossature contreventée par palées triangulées en V	3
10a	Mixte portiques/palées triangulées en X	5
10b	Mixte portiques/palées triangulées en V	4
11	Portiques en console verticale	2
C	<u>Maçonnerie</u>	
12	Maçonnerie porteuse chaînée	2,5

Tableau 4.6 : valeurs du coefficient C_T

Cas n°	Système de contreventement	C_T
1	Portiques autostables en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0,075
2	Portiques autostables en acier sans remplissage en maçonnerie	0,085
3	Portiques autostables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0,050
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie	0,050