

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE**

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

**Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique**

جامعة أبي بكر بلقايد - تلمسان

Université Aboubakr Belkaïd – Tlemcen –

Faculté de TECHNOLOGIE



## **MEMOIRE**

Présenté pour l'obtention du **diplôme** de **MASTER**

**En** : Génie civil

**Spécialité** : Structures

**Par** : RAYEH Mohammed

BALKADI Abdelmadjid

**Sujet**

**ETUDE D'UN BATIMENT EN CHARPENTE METALLIQUE**

Soutenu publiquement, le 22 /06 /2022 , devant le jury composé de :

Mr. HAMD AOUI Karim

Université de Tlemcen

Président

Mr. BASRI Hamza

Université de Tlemcen

Examinateur

Mr. RAS Abdelouahab

Université de Tlemcen

Encadreur

Année universitaire :2021 /2022

# REMERCIEMENT

*Tout d'abord, tous nos louanges à ALLAH, le clément et le miséricordieux de nous avoir donné la force et le courage de mener à bien ce modeste travail.*

*A notre encadreur Dr RAS A. avec lui qui nous avons le privilège de travail et d'apprêt cire ses qualités et ses valeurs, son sérieux, sa compétence et son sens de voir et qui nous ont énormément marqués.*

*Nos profonds respects et remerciements aux membres du jury, Pr. HAMDAOUI KARIM. et Mr. BASRI HAMZA. CI pour avoir pris la peine d'examiner le manuscrit.*

*Nous tenons également à remercier tous ceux qui nous ont apporté leur aide et leurs encouragements. Ils peuvent trouver ici l'expression de notre profonde gratitude et de nos remerciements.*

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

# Dédicace

*C'est grâce à Allah seul que j'ai pu achever ce travail. Je le dédie à :*

*A mes très chers parents et ma cher grand-mère qui ont toujours été là pour moi et sans eux je ne serais pas arrivé là où j'en suis aujourd'hui, Je remercie ma sœur AMEL et mes frère FAYCEL et SAFOUANE pour leurs encouragements.*

*A tous les membres de ma famille RAYEH et MEGREZ.*

*A mon cher ami BELKADI ABDELMADJID, qui a partagé avec moi tous les moments difficiles ainsi que des moments de joie tout au long de mon cursus.*

*A tous mes amis proches et camarades génie civil en particulier la période de la structure a été un plaisir de participer ces dernières années avec eux.*

*J'adresse mes sincères remerciements à tous les professeurs, intervenants et toutes les personnes qui par leurs paroles, leurs écrits, leurs conseils et leurs critiques ont guidé mes réflexions et ont accepté de me rencontrer et de répondre à mes questions durant mes recherches.*

**RAYEH MOHAMMED**

# Dédicace

*C'est la seule grâce de Dieu, j'ai pu terminer ce travail. Je le dédie à :*

*A mes très chers parents et ma cher grand-mère mon chers grand-père qui ont toujours été à mes côtés. Sans eux je ne serais pas là où je suis aujourd'hui*

*Je remercie mes frères et ma femme pour leurs encouragements aussi toute la famille Belkadi*

*Aussi, nous n'oublions pas mon cher ami RAYEH MOHAMMED, qui a partagé avec moi tous les moments difficiles ainsi que des moments de joie tout au long de mon cursus.*

*Mes sincères remerciements vont à tous les professeurs, conférenciers, et toutes les personnes qui ont orienté leurs réflexions par leurs paroles, écrits, conseils et critiques et ont accepté de me rencontrer et de répondre à mes questions au cours de mes recherches.*

**BELKADI ABDELMADJID**

# Résumé

*Ce projet consiste à étudier la structure d'un bâtiment R+10 étages à usage d'habitation en charpente métallique à Remchi wilaya de Tlemcen. Ce projet est réalisé en plusieurs étapes. On a commencé par effectuer la descente des charges et l'étude climatique (vent, neige et frottement) selon le « RNV version 2013 », ensuite l'étude du plancher mixte selon « L'EUROCODE 4 ». Après, l'étude dynamique selon le « RPA99 v 2003 » a été réalisée, puis, le dimensionnement des différents éléments (principaux et secondaires) et l'étude des assemblages selon le « CCM97 », et en fin on fait l'étude des fondations. Selon le «BAEL91 et le DTR fondation ».*

## Abstract:

*This project studies the structure of 10 floors residential building in metal framework in Remchi wilaya of Tlemcen. This project is realized in several stages, We started by carrying out the descent of the loads and, the climatic study (wind, snow, friction) according to the "RNV99 v 2013", after, the study of the mixed floor according to «L'EUROCODE 4", the dynamic study according to «RPA99 v 2003 ", then the dimensioning of the various elements (principal and secondary) and the study of the assemblies according to the "CCM97", and subsequently the study of the Infrastructure according to the «BAEL91 et le DTR foundation».*

## الملخص:

*هذا المشروع هو دراسة هيكل معدني متكون من طابق سفلي و 10 طوابق للاستخدام السكني بمدينة الرمشي ولاية تلمسان. يتحقق هذا المشروع في عدة مراحل بدأنا بتنفيذ نزول الأحمال الرياح والثلوج وفقا للوثيقة، « RNV v 2013 » ثم دراسة الارضية المركبة وفقا للوثيقة التقنية النظامية «L'EUROCODE4» بعد ذلك قمنا بدراسة ديناميكية للمبنى وفقا للوثيقة التقنية النظامية « RPA99 v 2003 » ثم حساب قياسات الاجزاء الرئيسية و الثانوية للمبنى و حساب الاجماع وفقا للوثيقة تقنية نظامية*

*«CCM97» و أخيرا تمت دراسة الأساسات للمبنى وفقا للوثيقة التقنية النظامية*

*«BAEL91 et leDTR . fondation »*

## **TABLE DE MATIERE**

Introduction générale :.....	- 1 -
<b><u>Chapitre I : Généralité sur la conception de l'ouvrage</u></b>	
I.1. Introduction.....	- 3 -
I.2. Présentation De L'ouvrage.....	- 3 -
I.2.1. Données géométriques de l'ouvrage.....	- 4 -
I.2.2. Localisation et données concernant le site.....	- 4 -
I.3. Reglements Utilisés.....	- 5 -
I.4. Logiciels Utilisés.....	- 6 -
I.5. Materiaux.....	- 6 -
<b><u>Chapitre II : Evaluation des charges</u></b>	
II.1. Introduction.....	- 8 -
II.2. Charges Permanentes.....	- 8 -
II.2.1. Les planchers.....	- 8 -
II.2.1.1. Plancher d'étage courant.....	- 8 -
II.2.1.2. Plancher de terrasse (inaccessible).....	- 9 -
II.2.2. Les cloisons.....	- 9 -
II.2.3. Les escaliers.....	- 10 -
II.2.4. L'acrotère.....	- 11 -
II.3. Charges D'exploitation.....	- 11 -
II.4. Charge Climatique.....	- 12 -
II.4.1. Charge de neige.....	- 12 -
II.4.2. Charge du vent.....	- 12 -
II.4.2.1. Données relatives au site.....	- 13 -
II.4.2.2.1. Coefficient dynamique (Cd).....	- 13 -
II.4.2.2.3. Coefficient de pression extérieur (Cpe).....	- 18 -
II.4.2.2.4. Coefficient de pression intérieur (Cpi).....	- 22 -
II.4.2.2.5. Valeurs de la pression due au vent (qj).....	- 23 -
II.4.2.3. Détermination des forces de frottement du vent.....	- 27 -
II.5 Conclusion.....	- 27 -
<b><u>Chapitre III : Pré dimensionnement des éléments structuraux</u></b>	
III.1. Introduction.....	- 29 -
III.2. Pre Dimensionnement.....	- 29 -
III.2.1. Les solives.....	- 29 -
III.2.2. Les poutres principales.....	- 32 -
III.2.3. Les poteaux.....	- 36 -
<b><u>Chapitre IV : Etude Plancher Mixte</u></b>	
IV.1. Introduction.....	- 42 -
IV.2. Calcul plancher mixte.....	- 42 -
IV.2.1. Phase de construction.....	- 42 -
IV.2.1.1. Caractéristiques de la tôle nervurée.....	- 42 -
IV.2.1.2. Chargement.....	- 43 -
IV.2.2. Phase final.....	- 44 -
IV.2.2.1. Etude des connecteurs.....	- 47 -
IV.3 Calcul de l'acrotère.....	- 50 -
IV.3.1 Introduction.....	- 50 -
IV.3.2 Calcul au séisme.....	- 50 -
IV.3.3 Sollicitations agissant sur l'acrotère.....	- 50 -
IV.3.4 Ferrailage de l'acrotère.....	- 52 -

## **Chapitre V : Etude Sismique**

V.1. Introduction .....	- 55 -
V.2. Principe de la methode modale spectrale.....	- 55 -
V.3. Criteres de classification par Le RPA99 V 2003.....	- 55 -
V.4. Analyse dynamique de La Structure.....	- 55 -
V.4.1. Modélisation de la structure .....	- 55 -
V.4.2. Spectre de réponse de calcul.....	- 56 -
V.4.3. Analyse modale spectacle.....	- 57 -
V.5. Verification de La structure .....	- 59 -
V.5.1. Vérification de la période fondamentale de la structure .....	- 59 -
V.5.2. Vérification de la force sismique à la base .....	- 59 -
V.5.3. Vérification des déplacements.....	- 60 -

## **Chapitre VI : Dimensionnement des éléments structuraux et secondaires**

VI.1. Introduction .....	- 64 -
VI.2. Dimensionnement des poutres .....	- 64 -
VI.2.1. Poutre principale de rive terrasse .....	- 64 -
VI.2.2. Poutre intermédiaire pour terrasse.....	- 65 -
VI.2.3. Poutre principale de rive d'étage courant.....	- 66 -
VI.2.4. Poutre principale intermédiaire étage courant.....	- 67 -
VI.2.5. Poutres secondaires .....	- 68 -
VI.3. Dimensionnement des poteaux.....	- 69 -
VI.3.1. Tronçon du RDC au 3ème étage .....	- 69 -
VI.4. Dimensionnement des contreventements .....	- 73 -
VI.4. Contreventement en X.....	- 73 -
VI.5. Dimensionnement des escaliers .....	- 74 -
VI.5.3. Dimensionnement des éléments porteurs .....	- 75 -
VI.5.4. Limon .....	- 75 -

## **Chapitre VII : Etude des assemblages**

VII.1. Introduction.....	- 84 -
VII.2. Role des assemblages .....	- 84 -
VII.3. Calcul des assemblages .....	- 84 -
VII.3.1. Vérification au glissement .....	- 84 -
VII.3.2. Vérification au cisaillement .....	- 87 -
VII.3.3. Vérification au cisaillement .....	- 89 -
VII.3.4. Vérification au glissement .....	- 91 -
VII.3.5. Vérification au cisaillement .....	- 94 -

## **Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure**

VIII.1. Introduction .....	- 95 -
VIII.2.choix de type de fondation.....	- 95 -
VIII.3.caractéristique géotechnique.....	- 95 -
VIII.4. Pied de poteau.....	- 95 -
VIII.4.1. Efforts sollicitant .....	- 96 -
VIII.4.2. Dimensionnement de la plaque d'assise .....	- 96 -
VIII.4.3. Disposition constructive .....	- 98 -
VIII.4.4. Vérification de la résistance de pied de poteau .....	- 98 -
VIII.5. Calcul des fondations .....	- 104 -
VIII.5.1. Semelle filante .....	- 104 -
VIII.5.2. Radier général.....	- 105 -
VIII.5.3. Voile périphérique .....	- 117 -
Conclusion général .....	- 124 -

Referenes bibliographiques .....	- 125 -
Annexe .....	- 126 -
Annexe A : modelisation (logiciel robot).....	- 126 -
Annexe B : etude plancher mixte .....	- 127 -
Annexe C : dimensionnement des elements.....	- 129 -
Annexe D : etude des assemblages.....	- 130 -

## **LISTE DES FIGURES**

Figure I.1. Modélisation de la résidence Millenium (Remchi wilaya de Tlemcen ) .	- 3 -
Figure I.2. Donnés géométriques de l'ouvrage.	- 4 -
Figure I. 3. Localisation du site du projet dans les zones sismique	- 5 -
Figure I.4. Vue aérienne des tours (Google Earth).	- 5 -
Figure II.1. Plancher étage courant.	- 8 -
Figure II.2. Vent sur les quatre côtés de la structure.	- 13 -
Figure II.3. Hauteur de référence.	- 15 -
Figure II.4. Model simplifié de la structure.	- 18 -
Figure II.5. Division de la paroi verticale selon le chargement du vent (direction V1, V3).	- 19 -
Figure II.6. Valeurs de Cpe.10 sur les zones de la paroi verticale (direction V1, V3).	- 19 -
Figure II.7. Hauteur de la structure avec l'acrotère.	- 20 -
Figure II.8. Valeurs de Cpe.10 sur les zones de la toiture (direction V1, V3).	- 20 -
Figure II 9. Division de la paroi verticale selon le chargement du vent (direction V2, V4).	- 21 -
Figure II.10. Valeurs de Cpe.10 sur les zones de la paroi verticale (direction V2, V4).	- 21 -
Figure II.11. Valeurs de Cpe.10 sur les zones de la toiture (direction V2, V4).	- 22 -
Figure II.12. Pression du vent (V1, V3) sur D, E, F, G, H et sur A' et B' ..	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Figure II.13. Pression du vent (V2, V4) sur A, B et C .	- 26 -
Figure II .14.. Pression du vent (V2, V4) sur D, E, F, G, H et I.	- 26 -
Figure III.1. Espacement et longueur des solives.	- 29 -
Figure III 2. Poutre principale uniformément chargée sur plusieurs appuis.	- 33 -
Figure III.3. Surface reprise par le poteau le plus sollicité.	- 36 -
Figure III.4. Surface reprise par le poteau le plus sollicité.	- 37 -
Figure IV.1. Plancher mixte acier-béton.	- 42 -
Figure IV.2. Dimensions de la tôle nervurée.	- 42 -
Figure IV.3. distance entre les solives.	- 43 -
Figure IV.4. Flèches de la tôle profilée.	- 44 -
Figure IV. 5. Largeur efficace de la dalle.	- 44 -
Figure IV.6. Goujons à tête soudée avec le profilé.	- 47 -
Figure IV.7 Les dimensions d'un connecteur.	- 48 -
Figure IV.8. Dimension de la tôle profilée et connecteur.	- 48 -
Figure IV.9. Espacement entre connecteurs	- 49 -
Figure IV.10. Schéma statique de l'acrotère	- 50 -
Figure IV.11. Charges sur l'acrotère	- 50 -
Figure IV.12. Disposition des armatures dans l'acrotère	- 53 -
Figure V.1. Modèle de la structure en 3D.	- 56 -
Figure V.2. Spectre de réponse suivant X.	- 58 -
Figure V.3. Spectre de réponse suivant Y	- 58 -
Figure V.4. Les 3 premiers modes de vibration lors du séisme.	- 58 -
Figure VI.1. Escaliers a volées droites avec paliers intermédiaires.	- 74 -
Figure VI.2. Constituants d'un escalier	- 74 -
Figure VI.3. Descente des charges sur l'escalier.	- 77 -
Figure VI.4. Charge équivalente.	- 77 -
Figure VII.1. Assemblage poteau-poutre.	- 81 -
Figure VII.2. Assemblage poteau-poutre secondaire.	- 86 -
Figure VII.3. Assemblage poutre-solive.	- 88 -
Figure VII.4. Assemblage poteau-poteau a section égale et section différente.	- 90 -
Figure VII.5. Assemblage contreventement X.	- 92 -
Figure VIII.1. Assemblage pied de poteau.	- 96 -
Figure VIII.2. Plaque d'assise à projection étendue (a) et a projection courte (b).	- 97 -

Figure VIII.3. Paramètres géométriques pour le tronçon en T équivalent tendu. ....	- 99 -
Figure VIII.4. Longueur d'allongement du boulon d'ancrage. ....	- 101 -
Figure VIII.5. Distribution de contrainte se le radier .....	- 109 -
Figure VIII.6. Schéma statique du ferrailage du radier. ....	- 117 -
Figure VIII.7. Schéma d'un voile périphérique.....	- 117 -
Figure VIII .8. Schéma statique du ferrailage du voile périphérique. ....	- 123 -

## LISTE DES TABLEAUX

Tableau I-1 : Charges permanente plancher étage courant.....	14 -
Tableau I-2 : Charge permanente plancher terrasse inaccessible .....	14 -
Tableau I-3: Charge permanente des cloisons.....	14 -
Tableau I-4: Charge permanente des escaliers (volée).....	14 -
Tableau I-5 : Charge permanente escaliers (paliers). .....	14 -
Tableau I-6 : charges d'exploitation.....	14 -
Tableau II.7.Calcul de coefficient dynamique.....	14 -
Tableau II.8.Valeurs du coefficient de rugosité sur V1, V3.....	16 -
Tableau II.9. Valeurs du coefficient de rugosité sur V2, V4.....	16 -
Tableau II.10. Valeurs de l'intensité de turbulence sur V1, V3.....	16 -
Tableau II.11. Valeurs de l'intensité de turbulence sur V2, V4.....	17 -
Tableau II.12. Valeurs du coefficient d'exposition sur V1, V3 .....	17 -
Tableau II.13. Valeurs du coefficient d'exposition sur V2, V4.....	17 -
Tableau II.14. Valeurs de la pression dynamique sur V1, V3.....	17 -
Tableau II.15. Valeurs de la pression dynamique sur V2, V4.....	17 -
Tableau II.16. Valeurs de Cpe.10 suivant les zones de la paroi verticale (direction V1, V3).....	19 -
Tableau II.17. Valeurs de Cpe.10 suivant les zones de la toiture (direction V1, V3).....	20 -
Tableau II.18. Valeurs de Cpe.10 suivant les zones de la paroi verticale (direction V2, V4).....	21 -
Tableau II.19. Valeurs de Cpe.10 suivant les zones de la toiture (direction V2, V4).....	22 -
Tableau II.20. Valeurs de qj suivant les zones de la paroi verticale (direction V1, V3).....	23 -
Tableau II.21. Valeurs de qj suivant les zones de la paroi verticale (direction V1, V3).....	23 -
Tableau II.22. Valeurs de qj suivant les zones de la toiture (direction V1, V3).....	23 -
Tableau II.23. Valeurs de qj suivant les zones de la paroi verticale (direction V2, V4).....	25 -
Tableau II.24. Valeurs de qj suivant les zones de la paroi verticale (direction V2, V4).....	25 -
Tableau II.25. Valeurs de qj suivant les zones de la toiture (direction V2, V4).....	25 -
Tableau III.1. Vérification de la flèche des solives.....	31 -
Tableau III.2. Vérification des sollicitations sur les solives.....	32 -
Tableau III.3. Caractéristique du profilé IPE 120 .....	32 -
Tableau III.4. Vérification de la flèche des poutres .....	35 -
Tableau III.5. Vérification des sollicitations sur les poutres.....	35 -
Tableau III.6. Caractéristique du profilé IPE 240.....	35 -
Tableau III.7. Caractéristique du profilé IPE 200 .....	35 -
Tableau III.8. Caractéristique du profilé IPE 300.....	36 -
Tableau III.9. Caractéristique du profilé IPE 270.....	36 -
Tableau III.10. Les charges reprisent par les poteaux.....	37 -
Tableau III.12.Vérification des sollicitations sur les poteaux en tenant compte des effets .....	39 -
Tableau III.13. Caractéristique du profilé HEA 180.....	40 -
Tableau III.14. Caractéristique du profilé HEA 280.....	40 -
Tableau III.15. Caractéristique du profilé HEA 360.....	40 -
Tableau V 1. Facteur de qualité suivant les deux sens.....	57 -
Tableau V 2.Les forces sismiques suivant les deux sens.....	60 -
Tableau V 3. Comparaison de Vdynt avec 80% V.....	60 -
Tableau V 4. Déplacements résultants suivant X.....	61 -
Tableau V 5. Déplacements résultants suivant Y.....	61 -
Tableau VI 1. Efforts et moments sollicitant sur les poteaux.....	72 -
Tableau VI 2. Résistance et déplacements des poteaux.....	73 -
Tableau VIII 1. Modes de ruine pour un tronçon en T tendu.....	100 -

## **LISTE DES NOTATIONS**

### **• Les charges :**

$G$  : Charge permanente.

$Q$  : Charge d'exploitation.

$S$  : Surcharge climatique de la neige.

$W$  : Surcharge climatique du vent.

### **• Les caractéristiques d'un profiles en « I » ou « H » :**

$b$  : la longueur de la semelle

$d$  : la hauteur de l'âme.

$h$  : Hauteur du profilé.

$t$  : Epaisseur de l'âme de profile.

$t_f$  : Epaisseur de la semelle de profile.

### **• Majuscules latines :**

$A$  : Section brute d'une pièce.

$A_n$  : 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.

$\lambda$  : Coefficient de flambement.

$M$  : Moment de flexion.

$M_{sd}$  : Moment fléchissant sollicitant.

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

$M_{pl}$  : Moment plastique.

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

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

$N_{,Rd}$  : 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.

$N_t$  : Effort normale de traction.

$N_c$  : Effort normal de compression.

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

$R$  : Coefficient de comportement de la structure.

$T$  : La période propre

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

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

$v_m$  : Vitesse moyenne du vent

$W_{pl}$  : Module de résistance plastique.

$W$  : Poids de la structure.

- **Minuscules latines :**

$f$  : La flèche.

$f_y$  : Limite d'élasticité.

$h$  : Hauteur d'une pièce.

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

$L_f$  : Longueur de flambement.

$t$  : Épaisseur d'une pièce.

$Z$  : Hauteur au-dessus du sol.

$Z_0$  : Paramètre de rugosité.

$Z_{eq}$  : Hauteur équivalente.

- **Minuscules grecques :**

$\chi$  : Coefficient de réduction pour le mode de flambement approprié.

$\rho$  : Facteur de corrélation.

$\gamma_M$  : Coefficient de sécurité.

$\lambda$  : Élançement.

$\lambda$  : Élançement de déversement.

$\alpha$  : Facteur d'imperfection.

$\tau$  : Contrainte limite de cisaillement en élasticité.

$\varepsilon$  : Coefficient de réduction élastique de l'acier.

$\sigma_s$  : Contrainte de l'acier.

$\sigma_b$  : Contrainte du béton.

$\xi$  : Pourcentage d'amortissement critique.

$\eta$  : Facteur de correction d'amortissement.

$\delta_{ek}$  : Déplacement dû aux forces sismiques.

$\mu$  : Coefficient de forme de la charge de neige.

- **Indices :**

$crit$  : Critique.

$adm$  : Admissible

$eff$  : Efficace.

$fr$  : Frottement.

$m$  : Moyenne.

$réf$  : Référence.

$max$  : Maximum.

$min$  : Minimum.

$e$  : Externe.

$i$  : Interne.

$x$  : Sens « x ».

$y$  : Sens « y ».

## ***Introduction générale :***

Dans le cadre de notre formation en master de Génie Civil à l'Université Abou- Bekr Belkaid de Tlemcen, nous sommes amenés à l'issue de notre cursus à réaliser un projet de fin d'étude P.F.E.

Le but de ce projet est d'être confronté à une situation professionnelle d'ordre technique et scientifique, et de regrouper l'ensemble des connaissances acquises tout au long de notre formation pour une l'étude d'un bâtiment R+10 avec ossature métallique situé dans la wilaya de Tlemcen a Remchi .

L'acier comme matériau de construction se distingue par plusieurs avantages tels que la légèreté, la facilité et la rapidité de montage, et essentiellement une résistance sismique importante grâce à son comportement élastique avec une résistance et une rigidité élevées.

Ce travail a été organisé de la manière suivante qui après l'introduction, on a :

Dans le premier chapitre une présentation du projet est donnée, le deuxième chapitre qui est consacré à l'évaluation des charges permanentes et d'exploitations, selon le règlement Algérien charges et surcharges et aussi les charges climatiques selon le règlement «RNV99 Version 2013». Le troisième chapitre, le prédimensionnement des éléments structuraux selon le règlement «CCM97» a été réalisé. Le plancher collaborant a été calculé et dimensionné dans le quatrième chapitre par «L'EUROCODE 4». Le cinquième chapitre étude sismique, le comportement de la structure vis-à-vis du séisme a été analysé par la méthode modale spectrale, selon le règlement «RPA99 version 2003», grâce au logiciel 'AUTODESK Dans le sixième chapitre, le dimensionnement des éléments secondaires selon le règlement «CCM97» a été traité , Le système de contreventement de la structure a été ajouté afin d'assurer la stabilité de la structure. Par la suite, le dimensionnement des assemblages des différents éléments de la structure est présenté dans le septième chapitre. L'étude de l'infrastructure a été réalisé dans le chapitre huitième.

# CHAPITRE I :

Généralité sur la conception  
de l'ouvrage

## I.1. INTRODUCTION

L'étude des structure est une étape clé et c'est un passage obligatoire dans l'acte de bâtir. Faire cette étude vise à mettre en application les connaissances acquise durant les années de formation de master.

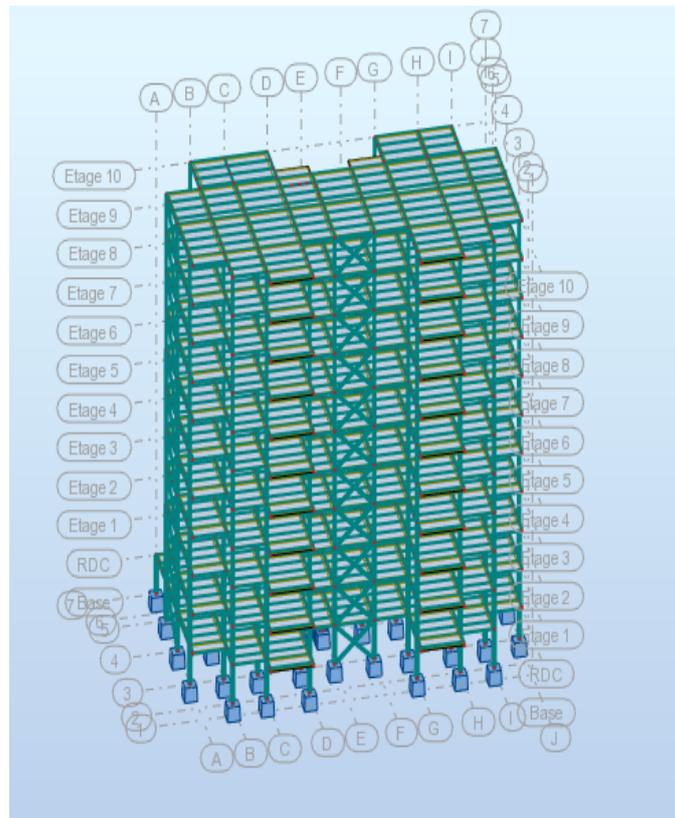
La conception de ce projet s'élabore en tenant compte des aspects fonctionnels, structuraux et formels, donc il est nécessaire de connaître l'éventail des solutions possibles avec leurs suggestions particulières, leurs limites et leurs couts.

## I.2. PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Ce projet s'oriente vers l'étude structurale d'un bâtiment en charpente métallique à usage d'habitation RDC + 10 étages.

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

Les différents plans architecturaux sont dans l'ANNEXE A.



**Figure I.1. Modélisation de la résidence Millenium (Remchi wilaya de Tlemcen ).**

L'ouvrage est composé d'un :

- **Rez-de-chaussée :**
  - Des locaux
- **10 Niveaux dont chaque niveau est constitué de :**
  - Apartements f3 f4
- **Moyens de circulation :**
  - ascenseur de 2×2 m<sup>2</sup>

- Escaliers de secours

### I.2.1. Données géométriques de l'ouvrage

Les données géométriques de l'ouvrage sont données comme suit :

- Surface occupée : 537m<sup>2</sup>
- Hauteur totale :  $H = 33.66 \text{ m} + \text{l'acrotère (0.6 m)} = 34.26 \text{ m}$
- Hauteur de l'étage :  $H = 3.06 \text{ m}$
- La largeur de la structure :  $L1 = 18.45 \text{ m}$ .
- La longueur de la structure :  $L2 = 29.10 \text{ m}$ .
- Type de la terrasse : Plate (inaccessible).

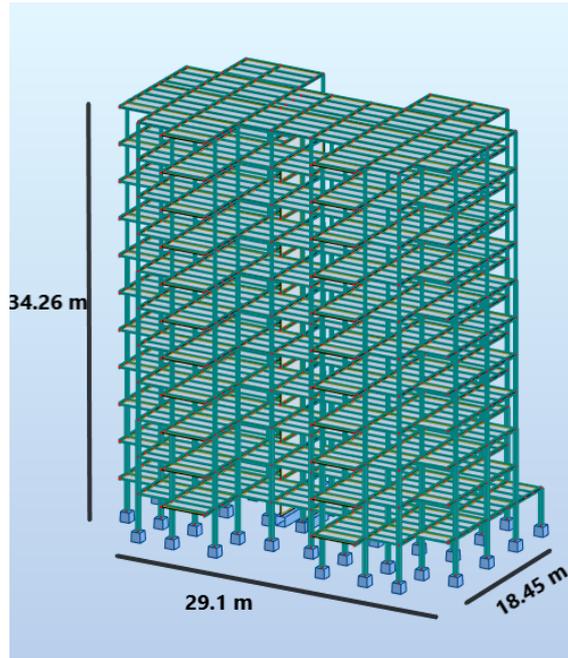


Figure I.2. Donnés géométriques de l'ouvrage.

### I.2.2. Localisation et données concernant le site

Le bâtiment se trouve à remchi, dans la wilaya de tlemcen dont :

- Altitude : 213 m.
- Zone de neige par commune : Zone B.
- Zone du vent : Zone II.
- Zone sismique : Zone I (région de faible sismicité)
- Contrainte admissible du sol est de  $\sigma_{\text{sol}} = 2.2 \text{ bars}$ .

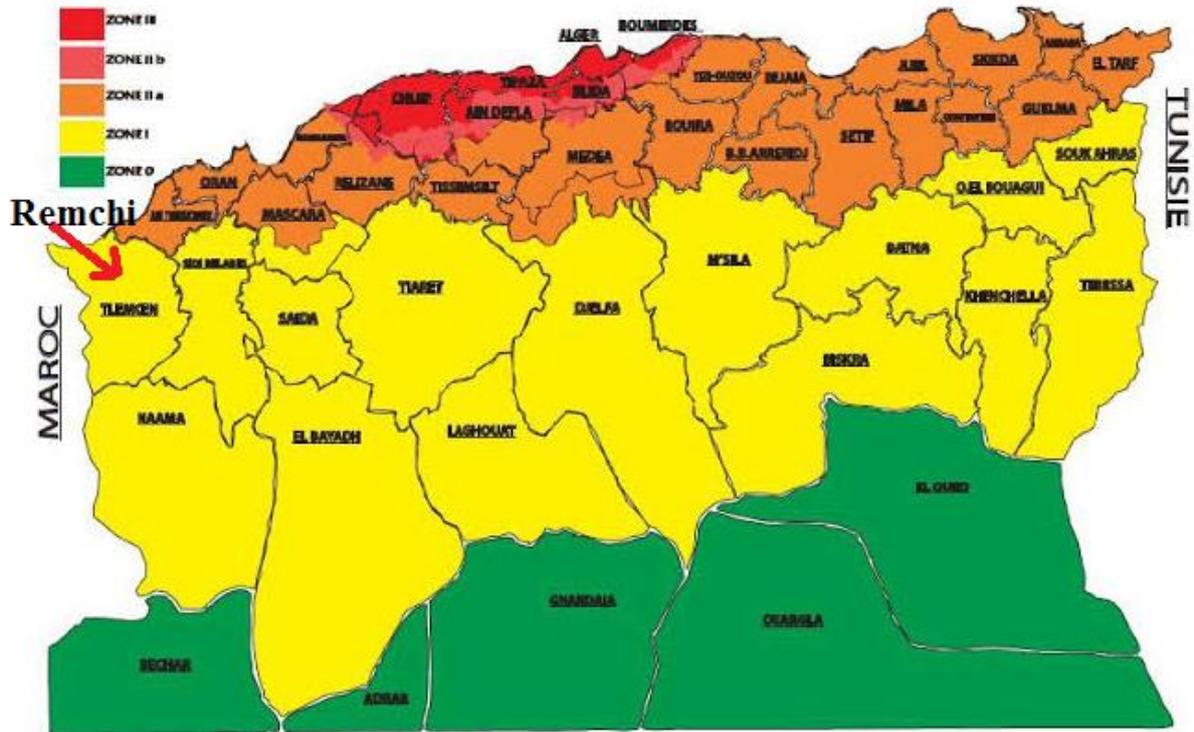


Figure I. 3. Localisation du site du projet dans les zones sismique .



Figure I.4. Vue aérienne des tours (Google Earth).

### I.3. REGLEMENTS UTILISÉS

- CCM97 : Règles de calcul des constructions en acier.
- EUROCODE 4 : Conception et dimensionnement des structures mixtes acier-béton.
- DTR C2.2 : Document technique règlement charges permanentes et d'exploitation.
- RPA99 : Règles parasismiques algériennes version 2003.
- RNV-V2013 : Règles définissant les effets de la neige et du vent.

## I.4. LOGICIELS UTILISÉS

- AUTODESK Auto CAD 2013.
- AUTODESK ROBOT 2014.

## I.5. MATERIAUX

### I.5.1 L'acier de construction

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

- Nuance d'acier : Fe360.
- La limite élastique :  $f_y = 235 \text{ MPa}$ .
- La résistance à la traction :  $f_u = 360 \text{ MPa}$ .
- La masse volumique :  $\rho = 7850 \text{ Kg/m}^3$
- Module d'élasticité longitudinale :  $E = 210000 \text{ MPa}$ .
- Module d'élasticité transversale :  $G = 81000 \text{ MPa}$ .

### I.5.2. Acier pour ferrailage

- Sollicitations sous actions normales :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

- Etat limite de service :

$$\sigma_s = \frac{2}{3} f_e = 267 \text{ MPa}$$

- Sollicitations sous actions accidentelles :

$$\sigma_s = 400 \text{ MPa}$$

### I.5.3. Le béton

C'est un matériau constitué par le mélange de ciment avec granulats (sable et pierraille) et de l'eau, tous ces composants interviennent dans la résistance du mélange (béton). On utilise ce matériau à cause de sa résistance à la compression mieux qu'à l'effort de traction.

Ces caractéristiques sont :

- La résistance caractéristique à la compression :  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
- La résistance caractéristique à la traction :  $f_{t28} = 0,06 f_{c28} + 0,6 = 2,1 \text{ MPa}$
- Poids volumique :  $\rho = 2500 \text{ Kg/ m}^3$

# CHAPITRE II:

## *Evaluation des charges*

## II.1. INTRODUCTION

Ce présent chapitre fournit les principes généraux et procédures pour la détermination des différentes charges agissantes sur notre structure. Ces charges sont définies par la charge permanente (structure porteuse et éléments non porteurs) et aux surcharges d'exploitation (meubles, résidants.....). En plus, chaque ouvrage est sollicité par les surcharges climatiques (neige, vent et température). Ces dernières influencent sur la stabilité de l'ouvrage. Pour cela, une étude approfondie doit être élaborée pour la détermination de ces différentes actions.

## II.2. CHARGES PERMANENTES

Les charges permanentes notées « G » sont des charges qui ne varient pas dans le temps. Il s'agit du poids propre de la structure elle-même, ainsi que d'autre éléments de l'ouvrage tel que (la couverture, les revêtements, ...). Elles sont données dans les documents techniques réglementaire (DTR BC 2.2 charges permanentes et charges d'exploitation).

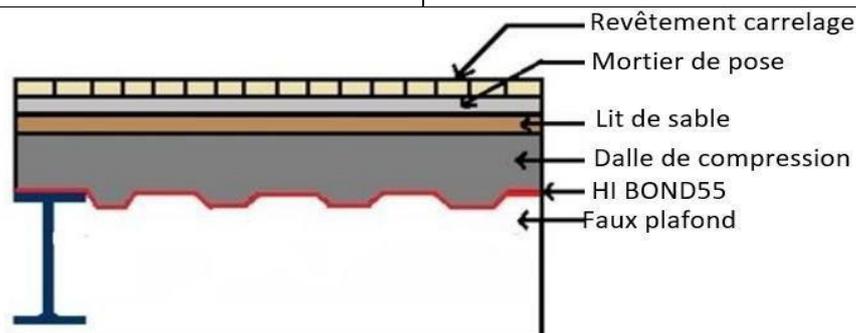
### II.2.1. Les planchers

Le plancher sera mixte collaborant en béton armé de 8cm d'épaisseur et repose sur un coffrage perdu (HI-bond 55).

#### II.2.1.1. Plancher d'étage courant

**Tableau.II.1: Charges permanente plancher étage courant**

Type	Charges permanentes ( daN/m <sup>2</sup> )
Revêtement en carrelage (ep =2 cm)	$0,02 \times 20 \times 100 = 40$
Mortier de pose (ep =2 cm)	$0,02 \times 18 \times 100 = 36$
Lit de sable (ep =2 cm)	$0,02 \times 17 \times 100 = 34$
Dalle de compression (ep =8 cm)	$0,08 \times 2500 = 250$
Tôle nervurée type cofrastra 55	11
Faux plafond en plâtre (ep =2 cm)	$2 \times 10 = 20$
<b>TOTAL</b>	<b>391</b>

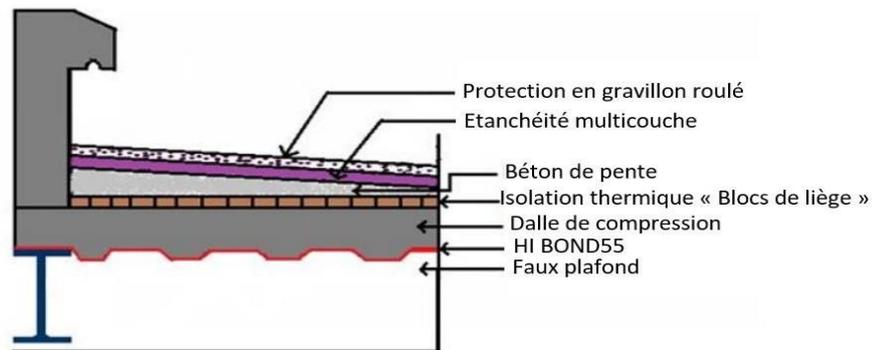


**Figure II .1. Plancher étage courant.**

### II.2.1.2. Plancher de terrasse (inaccessible)

Tableau.II.2 : Charge permanente plancher terrasse inaccessible

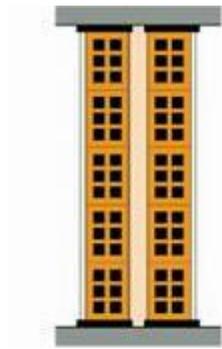
Type	Charges permanentes ( daN/m <sup>2</sup> )
Gravillons de protection	0,05 x 2200 = 110
Etanchéité multicouche (ep = 2 cm)	12
Isolation thermique (blocs de liège : ep = 4cm)	0,04 x 400 = 16
Forme de pente (dalle flottante ep = 10 cm)	0,1 x 2500 = 250
Dalle de compression (ep = 8cm)	0,08 x 2500 = 200
Tôle nervurée type cofrastra 55	11
Faux plafond en plâtre (ep = 2 cm)	2 x 10 = 20
<b>TOTAL</b>	<b>419</b>



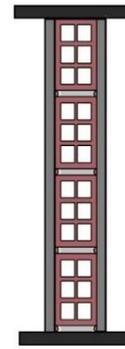
### II.2.2. Les cloisons

Tableau.II.3: Charge permanente des cloisons

Type	Charges permanentes
Cloison de répartition (ép = 10 cm)	100 daN /m <sup>2</sup>
Cloison de façade en double parois (ép=10cm)	180daN /m <sup>2</sup>
Enduit en mortier	18daN /m <sup>2</sup>
Enduit plâtre	10 daN /m <sup>2</sup>



Cloison de façade



Cloison de répartition

Figure II .3. Les cloisons.

## II.2.3. Les escaliers

### II.2.3.1. Volée

**Tableau.II.4: Charge permanente des escaliers (volée)**

Type	Charges permanents (daN /m <sup>2</sup> )
Revêtement en carrelage (2 cm)	$0,02 \times 20 \times 100 = 40$
Mortier de pose (2 cm)	$0,02 \times 20 \times 100 = 40$
Tôle striée	45
Garde corps	15
<b>Total :</b>	<b>140 daN/m<sup>2</sup></b>

### II.2.3.2. Palier

**Tableau.II.5 : Charge permanente escaliers (paliers)**

Type	Charges permanents (daN /m <sup>2</sup> )
Revêtement en carrelage (2 cm)	$0,02 \times 20 \times 100 = 40$
Mortier de pose (2 cm)	$0,02 \times 20 \times 100 = 40$
Poids de la dalle ép (8cm)	$0,08 \times 2500 = 200$
Hi-bond 55	11
<b>Total :</b>	<b>281 daN/m<sup>2</sup></b>

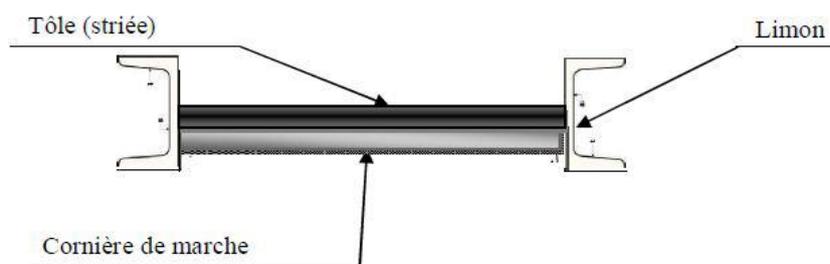


Figure II . 4. Composition de la marche.

**II.2.4. L’acrotère**

Surface =  $(0.02 \times 0.1) / 2 + (0.08 \times 0.1) + (0.1 \times 0.6) = 0.069 \text{ m}^2$

➤ Le poids propre de l’acrotère  $(0.069 \times 2500) \dots\dots\dots 172.5 \text{ daN/ml}$

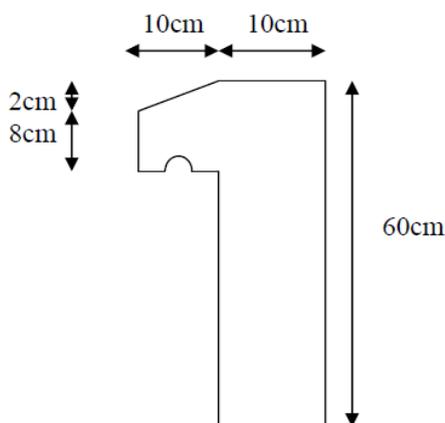


Figure II .5. Schéma de l’acrotère.

**II.3. CHARGES D’EXPLOITATION**

Les charges d’exploitation notées « Q », 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 BC 2.2 charges permanentes et charges d’exploitation).

**Tableau.II.6 : charges d’exploitation**

Type	Charge d’exploitation (daN/m <sup>2</sup> )
Plancher terrasse inaccessible	100
Plancher étage courant	150
Escalier	250

## II.4. CHARGE CLIMATIQUE

Cette partie a pour but de déterminer les différentes sollicitations climatiques produites par les charges du vent et de la neige, agissant sur l'ensemble de l'ouvrage et sur ses différentes parties, cette étude sera réalisée conformément au règlement neige et vent (RNV 99 version 2013).

### II.4.1. Charge de neige

Le règlement RNV 99 version 2013 s'applique à l'ensemble des constructions en Algérie situées à une altitude inférieure à 2000 mètres.

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

$$S = \mu S_k \quad [\text{KN/m}^2]$$

- $S_k$  est la charge de neige sur le sol, donnée au paragraphe 4 (RNV99 version 2013), en fonction de l'altitude et la zone de neige.
- $\mu$  est un coefficient d'ajustement des charges, en fonction de la forme de la toiture, appelé coefficient de forme et donnée au paragraphe 6 (RNV99 version 2013).

- **Charge de neige au sol ( $S_k$ )**

Ce bâtiment situé à la wilaya de tlemcen la ville de remchi ,c'est-à-dire

En zone de neige: **zone B** et une altitude d'environ de 213m

$$S_k = \frac{0.04H + 10}{100} = \frac{(0.04 \times 213) + 10}{100} = 0.393 \text{KN/m}^2$$

- **Coefficient d'ajustement ( $\mu$ )**

Pour notre bâtiment l'inclinaison de la toiture est  $\alpha = 0^\circ$ . Et d'après le tableau 6.1. (RNV version 2013) on a :  $0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ \rightarrow \mu = 0,8$

- **Charge de neige ( $S$ )**

$$S = 0.8 \times 0.39 = 0.318 \text{ KN/m}^2$$

$$S \approx 32 \text{ daN/m}^2$$

### II.4.2. Charge du vent

L'effet du vent sur une construction est assez prépondérant et a une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage. Pour cela, une étude approfondie doit être élaborée pour la détermination des différentes actions dues au vent et ceci dans toutes les directions possibles.

Les actions du vent appliquées aux parois dépendent de :

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

### II.4.2.1. Données relatives au site

Le site du projet se trouve dans la wilaya de tlemcen la ville de remchi dont :

- Zone de vent II :  $q_{ref} = 43.5 \text{ daN/m}^2$
- Catégorie du terrain IV :  $K_T = 0.234$  ;  $Z_0 = 1 \text{ m}$  ;  $Z_{min} = 10 \text{ m}$  ;  $\varepsilon = 0.67$
- Nature du site : Plat  $C_t = 1$

### II.4.2.2. Détermination de la pression due au vent

Selon le RNV99 version 2013 la pression due au vent est calculée par la formule :

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

- $C_d$  : le coefficient dynamique.
- $q_{dyn}$  : la pression dynamique du vent calculée à la hauteur  $Z_j$ .
- $C_{pe}$  : le coefficient pression extérieure.
- $C_{pi}$  : le coefficient de pression intérieure.

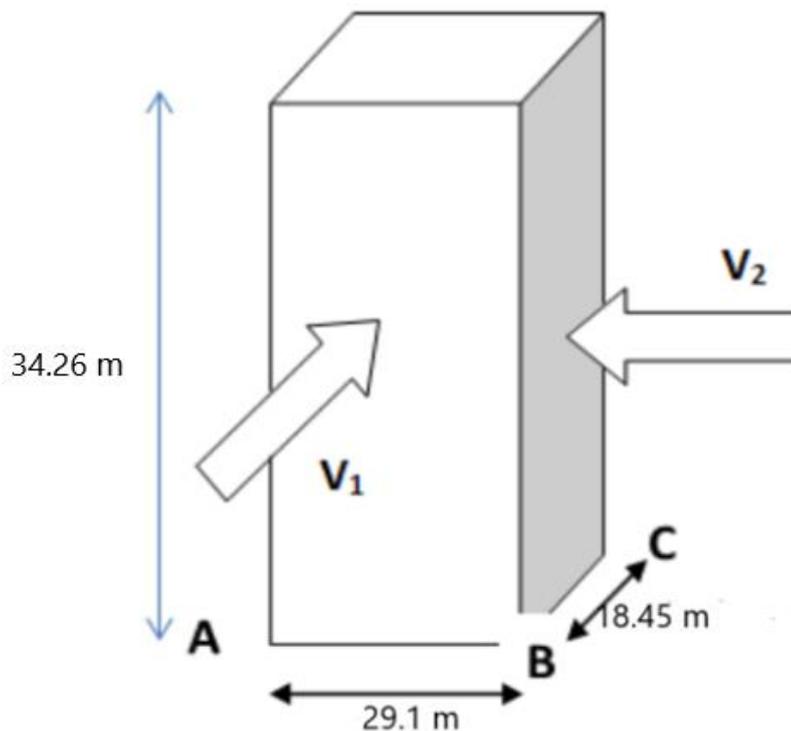


Figure II .6. Vent sur les quatre côtés de la structure.

#### II.4.2.2.1. Coefficient dynamique ( $C_d$ )

Du fait qu'il s'agit d'un bâtiment à ossature est comportant des murs, et dont la hauteur  $h$  est inférieure à 100 m et à 4 fois la dimension du bâtiment mesurée dans la direction perpendiculaire à la direction du vent, la valeur simplifiée est conservative  $C_d = 1$  peut être considérée (cf. chapitre 3 § 3.2).

Pendant pour montrer l'applicabilité de la procédure détaillée le tableau ci-dessous illustre les différentes étapes de calcul de coefficient  $C_d$ .

Tableau.II.7.Calcul de coefficient dynamique.

Paramètre	Formule analytique	Référence
$L_i(z_{eq})$	$L_i(z_{eq}) = 300 \times \left(\frac{z}{200}\right)^\varepsilon$	Cf. § 3.3.1 formule 3.3a
$Q^2$	$Q^2 = \frac{1}{1 + 0.9 \times \left(\frac{(b+h)}{L_i(z_{eq})}\right)^{0.63}}$	Cf. § 3.3.1 formule 3.2
$n_{1,x}$	$n_{1,x} = \frac{46}{h}$	Cf. § 3.3.4.2 formule 3.14
$\delta$	$\delta = \delta_s + \delta_a \text{ avec } \delta_a = 0$	Cf. § 3.3.2 formule 3.9 tableau 3.1
$V_m(z_{eq})$	$V_m(z_{eq}) = C_r(z_{eq}) \times C_t(z_{eq}) \times V_{réf}$	Cf. annexe 2
$N_x$	$N_x = \frac{n_{1,x} \times L_i(z_{eq})}{V_m(z_{eq})}$	Cf. § 3.3.2 formule 3.6
$R_N$	$R_N = \frac{6.8 \times N_x}{(1 + 10.2 \times N_x)^{5/3}}$	Cf. § 3.3.2 formule 3.5
$\eta$	$\eta_h = \frac{4.6 \times N_x \times h}{L_i(z_{eq})}$	Cf. § 3.3.2 formule 3.8a
	$\eta_b = \frac{4.6 \times N_x \times b}{L_i(z_{eq})}$	Cf. § 3.3.2 formule 3.8b
$R_h$	$R_h = \left(\frac{1}{\eta_h}\right) - \left(\frac{1}{2 \times \eta_h^2}\right) \times (1 - e^{-2 \times \eta_h})$	Cf. § 3.3.2 formule 3.7a
$R_b$	$R_b = \left(\frac{1}{\eta_b}\right) - \left(\frac{1}{2 \times \eta_b^2}\right) \times (1 - e^{-2 \times \eta_b})$	Cf. § 3.3.2 formule 3.7b
$R^2$	$R^2 = \frac{\pi^2}{2 \times \delta} \times R_N \times R_h \times R_b$	Cf. § 3.3.2 formule 3.4
$v$	$v = n_{1,x} \times \sqrt{\frac{R^2}{Q^2 + R^2}} \geq 0.08$	Cf. § 3.3.3 formule 3.12

$G$	$G = \sqrt{2 \times \ln(600 \times v)} + \frac{0.6}{\sqrt{2 \times \ln(600 \times v)}}$	Cf. § 3.3.3 formule 3.11
$I_v(z_{eq})$	$I_v(z_{eq}) = \frac{1}{C_t(z_{eq}) \times \ln\left(\frac{z_{eq}}{z_0}\right)}$ pour $z > z_{min}$	Cf. § 2.4.6 formule 2.5a
$C_d$	$C_d = \frac{1 + 2 \times g \times I_v(z_{eq}) \times \sqrt{Q^2 + R^2}}{1 + 7 \times I_v(z_{eq})}$	Cf. § 3.3 formule 3.1

**II.4.2.2.2. Pression dynamique ( $q_{dyn}$ )**

La pression dynamique  $q_{dyn}$  à la hauteur de référence  $Z_e$  est donnée par :

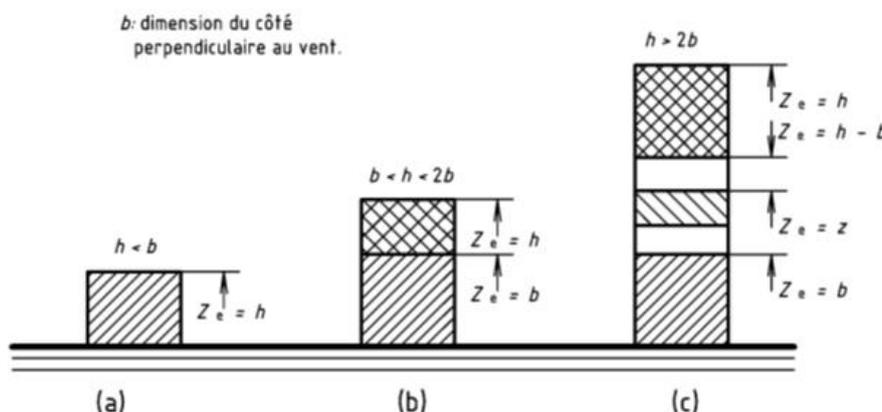
$$q_{dyn}(Z_e) = q_{réf} \times C_e(Z_e) \quad [\text{daN/m}^2]$$

- $q_{réf}$  : La pression dynamique de référence pour les constructions permanentes, donnée en fonction de la zone du vent.
- $C_e$  : Coefficient d'exposition au vent.

**a. Hauteur de référence  $Z_e$**

Selon le RNV99 version 2003 (cf. chapitre 2 § 2.3.2)

- Pour les parois verticales  $Z_e$  est déterminé en fonction de la hauteur maximale  $h$  du bâtiment, et la dimension du bâtiment mesurée dans la direction perpendiculaire à la direction du vent.
- Pour les murs sous le vent et parallèles au vent,  $Z_e$  est pris égal à la hauteur maximale du bâtiment.
- Pour les toitures  $Z_e$  est pris égal à la hauteur maximale du bâtiment.



**Figure II .7. Hauteur de référence.**

➤ **La direction V1, V3 du vent ( $b = 29.10 \text{ m}$ ) :**  $h = 34.6 < 2 \times b = 2 \times 29.10 = 58.2$  (cas b)

La hauteur  $h$  est supérieure à la longueur  $b$  du côté, mais inférieure à  $2b$ , donc la paroi doit être considérée comme étant constitués de deux parties :

- Une partie inférieure s'élevant du sol jusqu'à une hauteur égale à  $b$ .
- Une partie supérieure du reste de la hauteur jusqu'au sommet.

- **La direction V2, V4 du vent (b =18.45 m) :**  $h = 34.26 < 2 \times b = 2 \times 18.45 = 36.9$  (cas b).
- La hauteur h est supérieure à la longueur b du côté, mais inférieure à 2b, donc la paroi doit être considérée comme étant constitués de deux parties :
  - - Une partie inférieure s'élevant du sol jusqu'à une hauteur égale à b.
  - - Une partie supérieure du reste de la hauteur jusqu'au sommet.

### b. Coefficient de rugosité ( $C_r$ )

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

$$C_r(z_e) = \begin{cases} K_T \times \ln\left(\frac{z_{min}}{z_0}\right) & \text{pour } z_e < z_{min} \\ K_T \times \ln\left(\frac{z_e}{z_0}\right) & \text{pour } z_{min} < z_e < 200 \text{ m} \end{cases}$$

Les valeurs de  $C_r$  sont obtenus dans les tableaux 2 et 3.

**Tableau.II.8. Valeurs du coefficient de rugosité sur V1, V3.**

Tronçons	Hauteur de référence $z_e$	Coefficient de rugosité $C_r$
De 0 à 29.1 m	29.1 m	0.788
De 29.1 m à 34.26 m	34.26 m	0.826

**Tableau.II.9. Valeurs du coefficient de rugosité sur V2, V4.**

Tronçons	Hauteur de référence $z_e$	Coefficient de rugosité $C_r$
De 0 à 18.45 m	18.45 m	0.682
De 18.45 m à 34.26 m	34.26 m	0.826

### c. Intensité de turbulence ( $I_v$ )

L'intensité de la turbulence est définie comme étant l'écart type de la turbulence divisé par la vitesse moyenne du vent et est donnée par l'équation :

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

Les valeurs d' $I_v$  sont obtenus dans les tableaux 4 et 5.

**Tableau.II.10. Valeurs de l'intensité de turbulence sur V1, V3.**

Tronçons	Hauteur de référence $z_e$	Intensité de turbulence $I_v$
De 0 à 29.1 m	29.1 m	0.296
De 29.1 m à 34.26 m	34.26 m	0.282

**Tableau.II. 11. Valeurs de l'intensité de turbulence sur V2, V4.**

Tronçons	Hauteur de référence $z_e$	Intensité de turbulence $I_v$
De 0 à 18.45 m	18.45 m	0.343
De 18.45 m à 34.26 m	34.26 m	0.282

**d. Coefficient d'exposition ( $C_e$ )**

Le coefficient d'exposition au vent  $C_e$  tient en compte des effets de la rugosité du terrain ( $C_r$ ) et de la topographie du site ( $C_t$ ) et de la nature turbulente du vent ( $I_v$ ).

$$C_e(z_e) = C_t^2(z_e) \times C_r^2(z_e) \times [1 + 7 \times I_v(z_e)]$$

Les valeurs de  $C_e$  sont obtenus dans les tableaux 6 et 7.

**Tableau.II.12. Valeurs du coefficient d'exposition sur V1, V3**

Tronçons	Hauteur de référence $z_e$	Coefficient d'exposition $C_e$
De 0 à 18.45 m	18.45 m	1.581
De 18.45 m à 34.26 m	34.26 m	2.029

**Tableau.II.13. Valeurs du coefficient d'exposition sur V2, V4.**

Tronçons	Hauteur de référence $z_e$	Coefficient d'exposition $C_e$
De 0 à 29.1 m	29.1 m	1.907
De 29.1 m à 34.26 m	34.26 m	2.029

**e. Valeur de la pression dynamique ( $q_{dyn}$ )**

Les valeurs de  $q_{dyn}$  sont obtenus dans les tableaux 8 et 9.

**Tableau.II.14. Valeurs de la pression dynamique sur V1, V3.**

Tronçons	$z_e$	$C_t$	$C_r$	$I_v$	$C_e$	$q_{dyn}$ (daN/m <sup>2</sup> )
De 0 à 29.1 m	29.1	1	0.788	0.296	1.907	82.954
De 29.1 m à 34.26 m	34.26	1	0.826	0.282	2.029	88.261

**Tableau.II.15. Valeurs de la pression dynamique sur V2, V4.**

Tronçons	$z_e$	$C_t$	$C_r$	$I_v$	$C_e$	$q_{dyn}$ (daN/m <sup>2</sup> )
De 0 à 18.45 m	18.45	1	0.682	0.343	1.581	68.773
De 18.45 m à 34.26 m	34.26	1	0.826	0.282	2.029	88.261

### II.4.2.2.3. Coefficient de pression extérieure ( $C_{pe}$ )

Le coefficient de pression extérieure  $C_{pe}$  dépend de la forme géométrique de la base de la structure, et de la dimension de la surface chargée.

Avec :

- $b$  : la dimension perpendiculaire à la direction du vent.
- $d$  : la dimension parallèle à la direction du vent.

On détermine le coefficient à partir des conditions suivantes :

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

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

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

Avec  $S$  désigne la surface chargée de la paroi considérée.

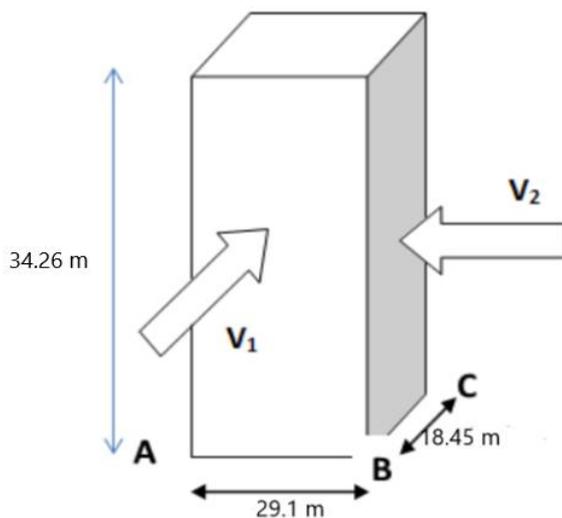


Figure II .8. Model simplifié de la structure.

Les valeurs du  $C_{pe}$  pour la structure, sont les suivantes :

#### a. direction $V1, V3$ du vent ( $b = 29.1$ m)

Pour un vent dont la direction  $V1$  et  $V3$ , les coefficients de pression du vent sont présentés ci-dessus.

##### ➤ Parois vertical

Il convient de diviser les parois comme l'indique la figure 5.1 (RNV99 version 2013).

Les valeurs de  $C_{pe}$  sont données dans le tableau 5.1 (RNV99 version 2013).

$$\begin{cases} b = 29.1 \text{ m} \\ d = 18.45 \text{ m} \\ h = 34.26 \text{ m} \end{cases} \quad e = \min [b, 2h] \Rightarrow e = \min [29.1 ; 68.52] = 29.1 \text{ m}$$

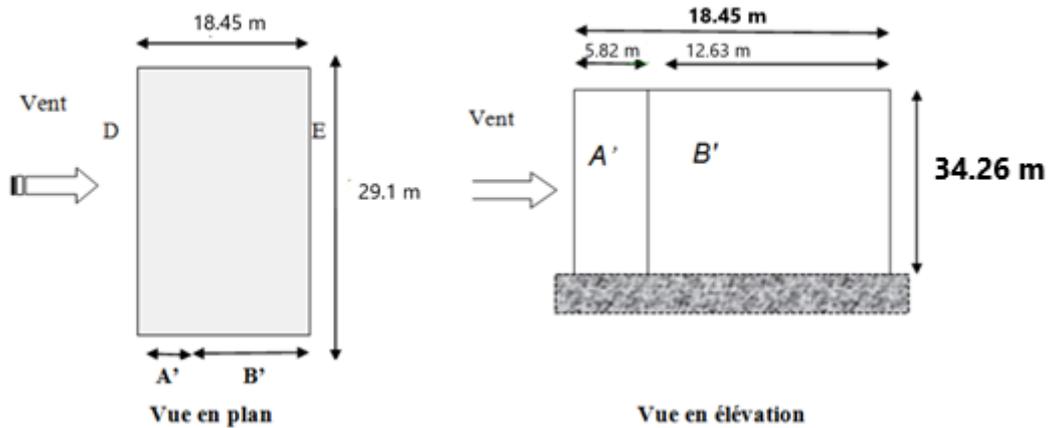


Figure II .9. Division de la paroi verticale selon le chargement du vent (direction V1, V3).

Dans ce cas :  $S \geq 10 \text{ m}^2 \Rightarrow C_{pe} = C_{pe.10}$

Tableau 1. Valeurs de  $C_{pe.10}$  suivant les zones de la paroi verticale (direction V1, V3).

A'	B'	D	E
$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$
-1.0	-0.8	+0.8	-0.3

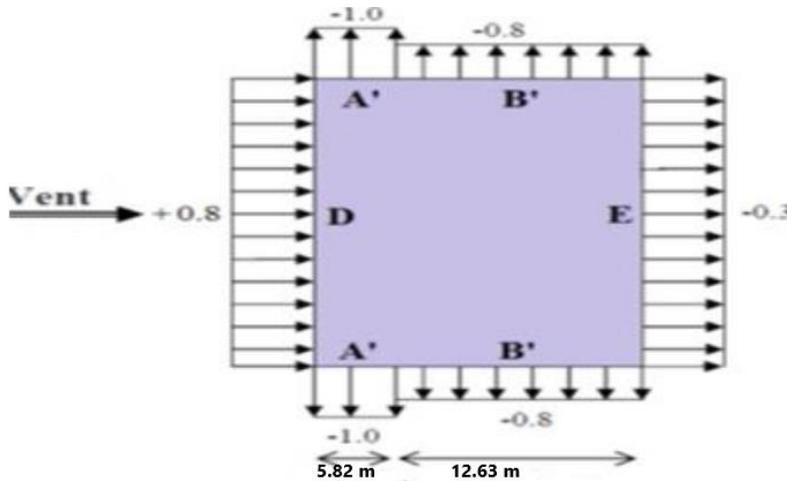


Figure II .10. Valeurs de  $C_{pe.10}$  sur les zones de la paroi verticale (direction V1, V3).

➤ Toiture

La pente de notre toiture est inférieure à  $5^\circ$ , donc notre toiture est considérée comme toiture plate.

Il convient de diviser les parois comme l'indique la figure 5.2 (RNV99 version 2013). Les valeurs de  $C_{pe}$  sont données dans le tableau 5.2 (RNV99 version 2013).

Dans ce cas  $h_p/h = 0,6/33,66 = 0,017$  ou  $h_p$  La hauteur de l'acrotère ( $h_p = 0.6m$ ).

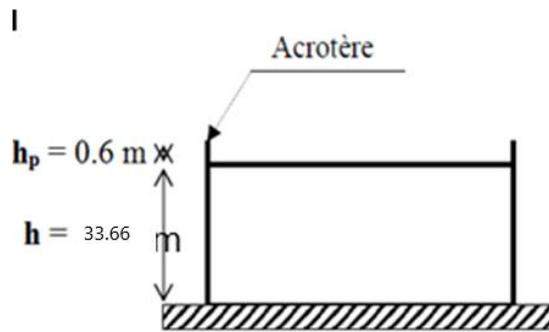


Figure II .11 Hauteur de la structure avec l'acrotère

Les valeurs de  $C_{pe,10}$  sont obtenus par l'interpolation linéaire entre les valeurs  $h_p/h = 0$  (sans acrotère) et  $h_p/h = 0.025$  et représentées dans le tableau 11.

Tableau.II.16. Valeurs de  $C_{pe,10}$  suivant les zones de la toiture (direction V1, V3).

F	G	H	I
$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$
-1.70	-1.15	-0.70	$\pm 0.2$

$$e = \min [b, 2h] \Rightarrow e = \min [29.1 ; 68.52] = 29.1 \text{ m}$$

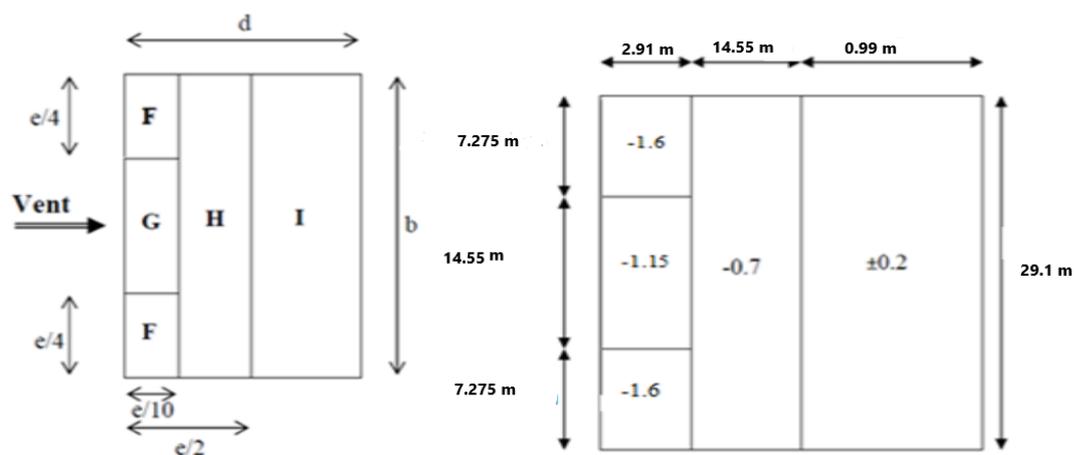


Figure II. 12 Valeurs de  $C_{pe,10}$  sur les zones de la toiture (direction V1, V3).

**b. direction V2, V4 du vent (b = 18.45 m)**

Pour un vent dont la direction V2 et V4, les coefficients de pression du vent sont présentés ci-dessus.

➤ **Parois vertical**

Il convient de diviser les parois comme l'indique la figure 5.1 (RNV99 version 2013).

Les valeurs de  $C_{pe}$  sont données dans le tableau 5.1 (RNV99 version 2013).

$$\begin{cases} b = 18.45 \text{ m} \\ d = 29.1 \text{ m} \\ h = 34.26 \text{ m} \end{cases} \quad e = \min [b, 2h] \Rightarrow e = \min [18.45; 68.52] = 18.45 \text{ m}$$

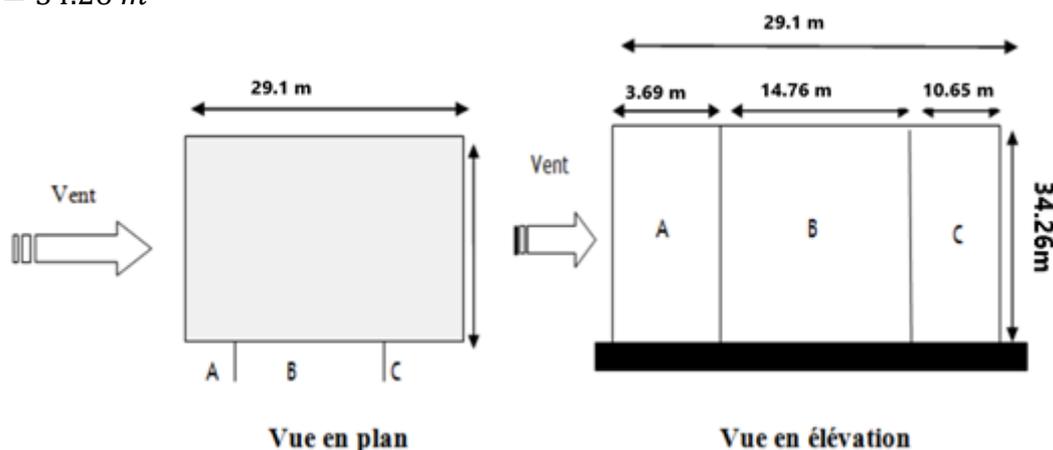


Figure II .13. Division de la paroi verticale selon le chargement du vent (direction V2, V4).

Dans ce cas :  $S \geq 10 \text{ m}^2 \Rightarrow C_{pe} = C_{pe.10}$

Tableau.II.17. Valeurs de  $C_{pe.10}$  suivant les zones de la paroi verticale (direction V2,

A	B	C	D	E
$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$
-1.0	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

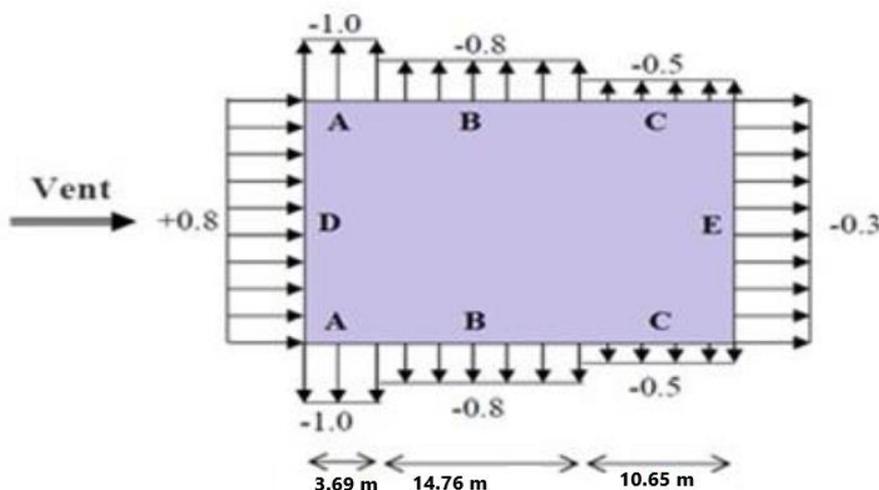


Figure II .14. Valeurs de  $C_{pe.10}$  sur les zones de la paroi verticale (direction V2, V4).

➤ **Toiture**

La pente de notre toiture est inférieure à 5°, donc notre toiture est considérée comme toiture plate.

Il convient de diviser les parois comme l'indique la figure 5.2 (RNV99 version 2013).

Les valeurs de  $C_{pe}$  sont données dans le tableau 5.2 (RNV99 version 2013).

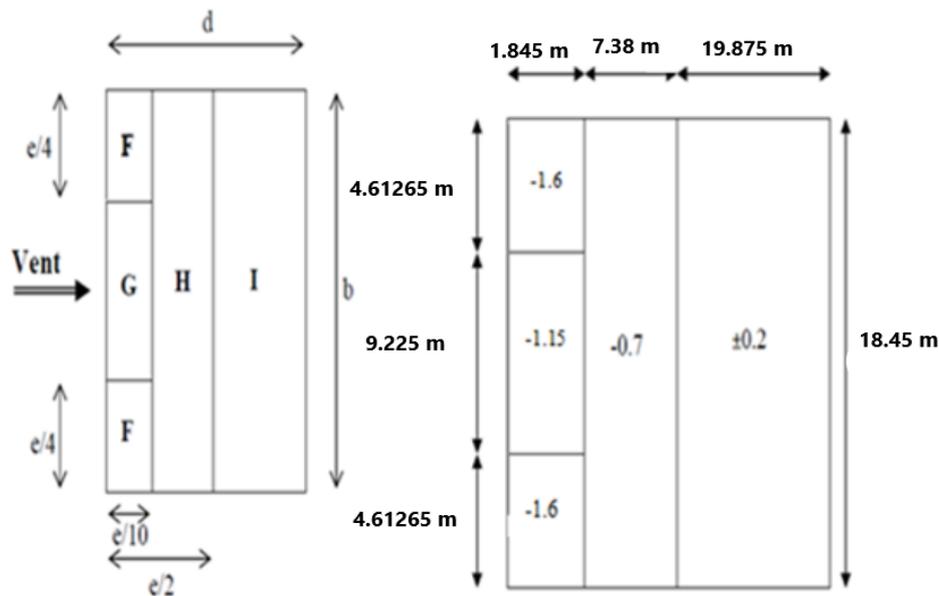
Dans notre cas  $h_p/h = 0,6/34,26 = 0,017$  ou  $h_p$  La hauteur de l'acrotère ( $h_p = 0.6m$ ).

Les valeurs de  $C_{pe,10}$  sont obtenus par l'interpolation linéaire entre les valeurs  $h_p/h = 0$  (sans acrotère) et  $h_p/h = 0.025$  et représentées dans le tableau 13.

**Tableau.II.18. Valeurs de  $C_{pe,10}$  suivant les zones de la toiture (direction V2, V4).**

F	G	H	I
$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$
-1.70	-1.15	-0.70	± 0.2

$$e = \min [b, 2h] \Rightarrow e = \min [18.45; 68.52] = 18.45m$$



**Figure II.15. Valeurs de  $C_{pe,10}$  sur les zones de la toiture (direction V2, V4).**

**II.4.2.2.4. Coefficient de pression intérieure ( $C_{pi}$ )**

Le coefficient de pression intérieure  $C_{pi}$  prend en considération l'influence des ouvertures sur la charge du vent appliqué sur la structure, il est en fonction de l'indice de perméabilité  $\mu_p$  et du rapport  $h/d$ .

Dans ce cas il s'agit d'un bâtiment résidentiel (bâtiment cloisonné) donc l'indice de perméabilité doit être nul, mais d'après la figure 5.14 du (RNV99 version 2013) ce dernier est pris au minimum  $\mu_p = 0.3$ .

$$\mu_p = 0.3 \Rightarrow C_{pi} = 0.35$$

### II.4.2.2.5. Valeurs de la pression due au vent ( $q_j$ )

Après avoir défini tous les coefficients, c'est possible de calculer la pression due au vent :

#### a. direction V1, V3 du vent ( $b = 29.10$ m)

##### ➤ Paroi verticale

1<sup>er</sup> tronçon : De 0 à 29.10 m

Tableau.II.20. Valeurs de  $q_j$  suivant les zones de la paroi verticale (direction V1, V3).

zone	$C_d$	$q_{dyn}$ (daN/m <sup>2</sup> )	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$C_{pe} - C_{pi}$	$q_j$ (daN/m <sup>2</sup> )
A'	1	82.954	-1.0	0.35	-1.35	-119.152
B'	1	82.954	-0.8	0.35	-1.15	-101.500
D	1	82.954	+0.8	0.35	0.45	37.329
E	1	82.954	-0.3	0.35	-0.65	-53.920

2<sup>ème</sup> tronçon : de 29.1 m à 34.26m

Tableau.II.21. Valeurs de  $q_j$  suivant les zones de la paroi verticale (direction V1, V3).

Zone	$C_d$	$q_{dyn}$ (daN/m <sup>2</sup> )	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$C_{pe} - C_{pi}$	$q_j$ (daN/m <sup>2</sup> )
A'	1	88.261	-1.0	0.35	-1.35	-119.152
B'	1	88.261	-0.8	0.35	-1.15	-101.500
D	1	88.261	+0.8	0.35	0.45	39.717
E	1	88.261	-0.3	0.35	-0.65	-57.369

#### Toiture

Tableau.II.22. Valeurs de  $q_j$  suivant les zones de la toiture (direction V1, V3).

Zone	$C_d$	$q_{dyn}$ (daN/m <sup>2</sup> )	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$C_{pe} - C_{pi}$	$q_j$ (daN/m <sup>2</sup> )
F	1	88.261	-1.7	0.35	-2.05	-180.935
G	1	88.261	-1.15	0.35	-1.5	-132.391
H	1	88.261	-0.7	0.35	-1.05	-92.674
I	1	88.261	±0.2	0.35	-0.55	-48.543

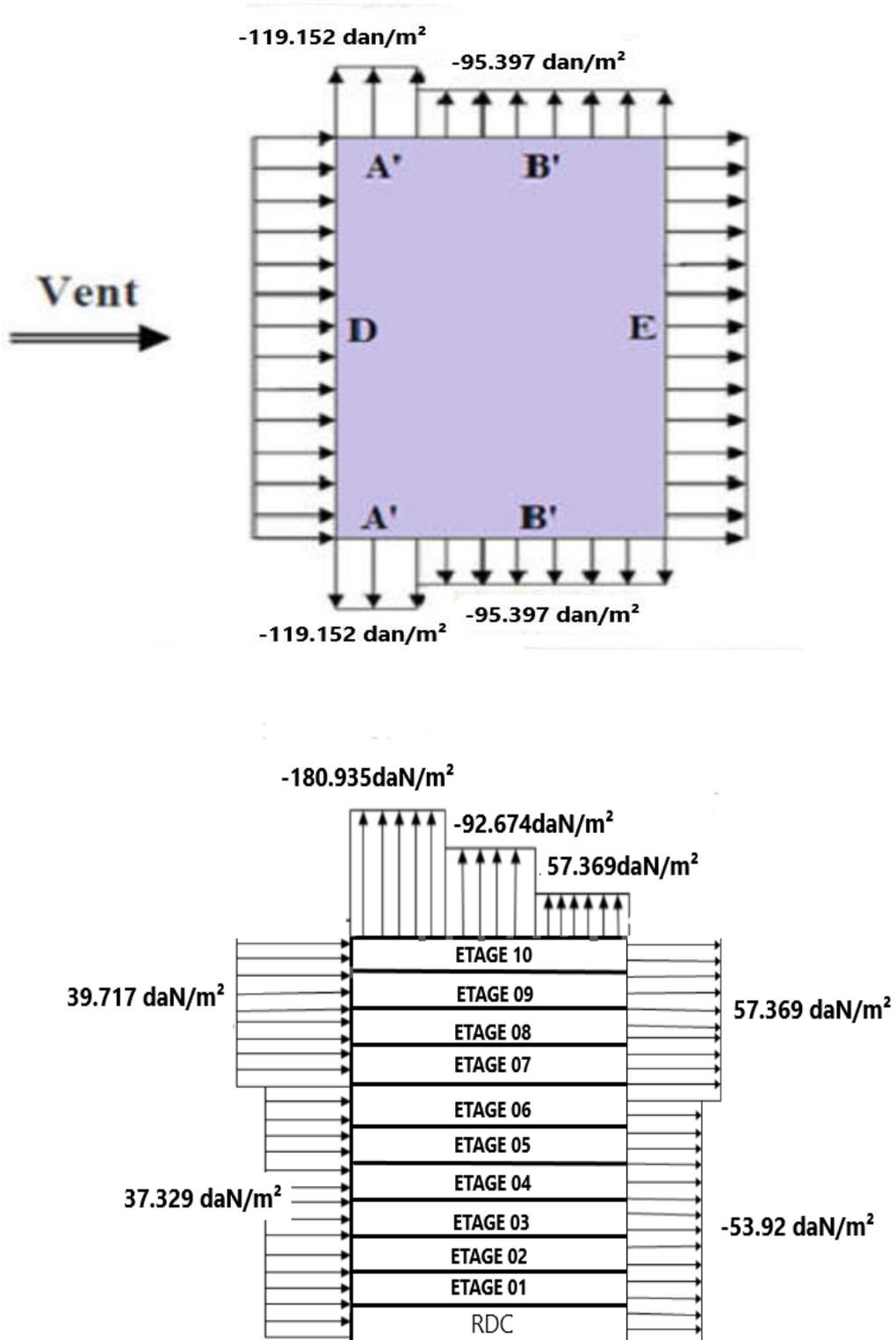


Figure II. 165. Pression du vent (V2, V4) sur D, E, F, G, H et I.

**b. direction V2, V4 du vent (b = 18.45 m)**➤ **Paroi verticale**1<sup>er</sup> tronçon : de 0 à 18.45 m**Tableau.II.23. Valeurs de  $q_j$  suivant les zones de la paroi verticale (direction V2, V4).**

zone	$C_d$	$q_{dyn}$ (daN/m <sup>2</sup> )	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$C_{pe} - C_{pi}$	$q_j$ (daN/m <sup>2</sup> )
A	1	68.773	-1.0	0.35	-1.35	-119.152
B	1	68.773	-0.8	0.35	-1.15	-101.500
C	1	68.773	-0.5	0.35	-0.85	-75.021
D	1	68.773	+0.8	0.35	0.45	30.947
E	1	68.773	-0.3	0.35	-0.65	-44.702

2<sup>ème</sup> tronçon : de 18.45 m à 34.26m**Tableau.II.24. Valeurs de  $q_j$  suivant les zones de la paroi verticale (direction V2, V4).**

zone	$C_d$	$q_{dyn}$ (daN/m <sup>2</sup> )	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$C_{pe} - C_{pi}$	$q_j$ (daN/m <sup>2</sup> )
A	1	88.261	-1.0	0.35	-1.35	-119.152
B	1	88.261	-0.8	0.35	-1.15	-101.500
C	1	88.261	-0.5	0.35	-0.85	-75.021
D	1	88.261	+0.8	0.35	0.45	39.717
E	1	88.261	-0.3	0.35	-0.65	-57.369

**Toiture****Tableau.II.25. Valeurs de  $q_j$  suivant les zones de la toiture (direction V2, V4).**

zone	$C_d$	$q_{dyn}$ (daN/m <sup>2</sup> )	$C_{pe}$	$C_{pi}$	$C_{pe} - C_{pi}$	$q_j$ (daN/m <sup>2</sup> )
F	1	88.261	-1.7	0.35	-2.05	-180.935
G	1	88.261	-1.15	0.35	-1.5	-132.391
H	1	88.261	-0.7	0.35	-1.05	-92.674
I	1	88.261	±0.2	0.35	-0.55	-48.543

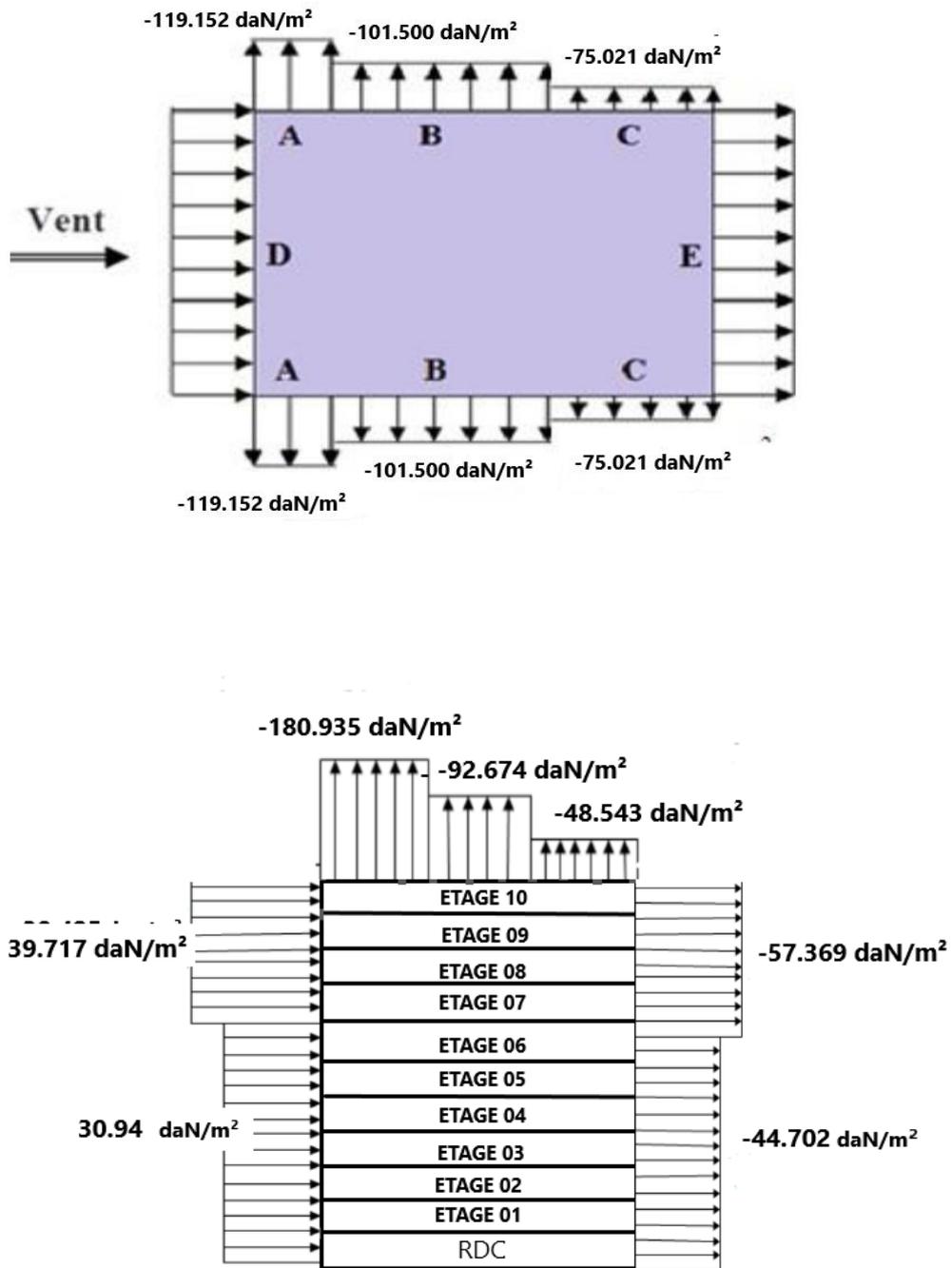


Figure II .17. Pression du vent (V2, V4) sur D, E, F, G, H et I.

### II.4.2.3. Détermination des forces de frottement du vent

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 et sous le vent.

Condition à vérifier :

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

- **Direction V1, V3**

$$2 (18.45 \times 34.26) \leq 4(2 \times 29.1 \times 34.26)$$

$$1264.194 \leq 7975.728 \dots\dots\dots \text{Vérfiée.}$$

- **Direction V2, V4**

$$2 (29.1 \times 34.26) \leq 4(2 \times 18.45 \times 34.26)$$

$$1993.932 \leq 5056.776 \dots\dots\dots \text{Vérfiée.}$$

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

## II.5 CONCLUSION

Dans ce chapitre, nous avons fourni les principes généraux et procédures pour déterminer les charges agissantes sur la structure étudiée (charges permanentes, surcharges d'exploitations et surcharges climatiques). Les résultats trouvés seront utilisés dans les chapitres prochains qui concernent le dimensionnement des éléments de la structure (solives, poutres, poteaux,....).

# CHAPITRE III:

*Pré dimensionnement des  
éléments structuraux*

### III.1. INTRODUCTION

Dans ce chapitre on procédera au calcul des éléments secondaires qui sont les solives, et des éléments porteurs qui sont les poutres et les poteaux.

Le dimensionnement de chaque élément est donné par trois conditions :

- Vérification de la condition de flèche.
- Vérification de la condition de résistance.

### III.2. PRE DIMENSIONNEMENT

#### III.2.1. Les solives

Les solives sont des poutrelles continues sur 5 appuis qui reposent sur les poutres principales et qui travaillent à la flexion simple.

##### III.2.1.1. L'entraxe des solives

L'entraxe des solives doit vérifier la condition suivante :

$$0,7 \text{ m} \leq \text{Entraxe} \leq 1,50 \text{ m}$$

Langueur de la poutre principale :  $L_{\max} = 4.8 \text{ m}$ .

Donc : 
$$\text{Entraxe} = \frac{4.8}{4} = 1.2 \text{ m}$$

Avec le nombre de solive est égal à 4

Comme les longueurs ne sont pas les mêmes on va prendre le cas le plus défavorable, c'est-à-dire la plus longue portée  $L = 3.50 \text{ m}$ .

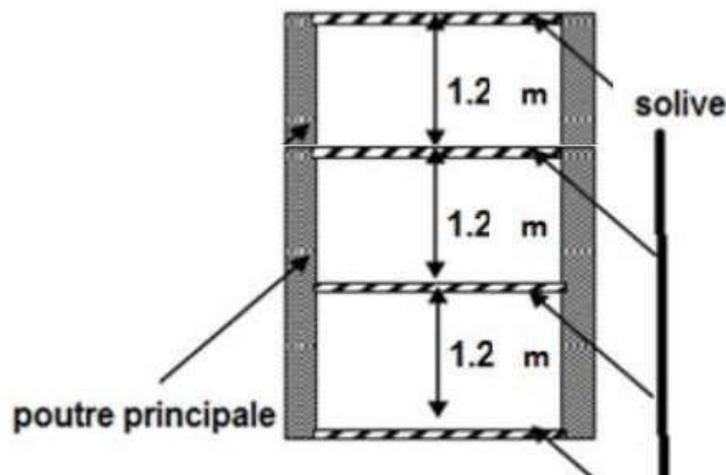


Figure III\_1. Espacement et longueur des solives.

#### III.2.1.2. Solives du plancher terrasse

##### III.2.1.2.1. Vérification de la condition de flèche (ELS)

La flèche doit satisfaire la condition suivante :  $f \leq \delta_{v \max}$  avec  $\delta_{v \max} = L/250$

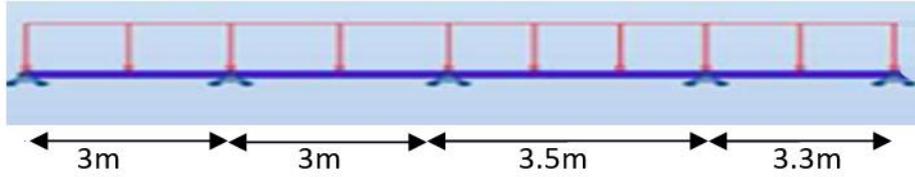


Figure III.2. Solive uniformément chargée sur plusieurs appuis.

Selon l’abaque de MAQUART la flèche la plus défavorable est de :

$$f = 0.485f_0 = 0.485 \times \frac{5qL^4}{384 EI_y}$$

Avec  $\begin{cases} f_0 : \text{la flèche d'une poutre simplement appuyée} \\ L : \text{la longueur de la travée la plus longue de la poutre} \end{cases}$

La charge est de :

$$Q_{ELS} = G + Q = 391 + 150 = 541 \text{ daN/m}^2$$

$$q = 541 \times 1.2 = 649.2 \text{ daN/ml}$$

$$I_y \geq \frac{0.485 \times 5 \times 649.2 \times 3.5^3 \times 250}{384 \times 21 \times 10^9} = 2.092 \times 10^{-6} \text{ m}^4 \rightarrow I_y \geq 209.25 \text{ cm}^4$$

Donc on choisit : IPE120 avec  $I_y = 317.8 \text{ cm}^4$

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

$$f \leq \delta_{v \text{ max}} \rightarrow \delta_{v \text{ max}} = L/250 = 3.5/250 = 0.014 \text{ m}$$

On ajoute le poids propre du profilé choisit :  $P_p = 10.4 \text{ Kg/m} = 10.4 \text{ daN/ml}$

La charge sera :  $Q_{ELS} = q + p_p = 649.2 + 10.4 = 659.6 \text{ daN/ml}$

$$f = \frac{0.49 \times 5 \times 659.6 \times 3.5^4}{384 \times 21 \times 10^9 \times 317.8 \times 10^{-8}} = 0.009 < 0.014 \text{ m} \quad \text{Condition vérifiée}$$

**III.2.1.2.2. Vérification de la condition de résistance (ELU)**

➤ **Classe du profilé IPE 120**

• **Classe de l'âme fléchie**

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

$$\frac{93.4}{4.4} = 21.22 < 72 \rightarrow \text{L'âme est de classe I.}$$

• **Classe de la semelle comprimée**

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10\varepsilon \quad \frac{64/2}{6.3} = 5.07 \leq 10 \rightarrow \text{la semelle est de classe I.}$$

Donc la section du profilé global est de classe I.

➤ **Vérification au cisaillement**

On doit vérifier que :  $V_{Sd} \leq V_{pl.Rd}$

$$V_{Sd} = \frac{Q_{ELU} \times L}{2} = \frac{917.46 \times 3.5}{2} = 1605.55 \text{ daN}$$

$$V_{pl.Rd} = \frac{0.58 \times f_y \times A_v}{\gamma_{m0}} \quad \text{Avec :} \quad A_v = A - 2 b t_f + (t_w + 2 r) t_f = 629.52 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl.Rd} = \frac{0.58 \times 235 \times 629.52}{1.1} = 7800.32 \text{ daN}$$

$$V_{Sd} = 1605.55 \text{ daN} < V_{pl.Rd} = 7800.32 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$V_{Sd} = 1605.55 \text{ daN} < 0.5V_{pl.Rd} = 3900.16 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Vérification au moment fléchissant**

On doit vérifier que :  $M_{Sd} \leq M_{ply.Rd}$

Selon l'abaque de MAQUART le moment le plus défavorable est de :

$$M_{Sd} = 0.8M_0 = 0.8 \times \frac{Q_{ELU} \times L^2}{8}$$

Avec  $\begin{cases} M_0 : \text{le moment d'une poutre simplement appuyée} \\ L : \text{la longueur de la travée la plus longue de la poutre} \end{cases}$

Donc :

$$Q_{ELU} = 1.35(G + PP) + 1.5Q \rightarrow Q_{ELU} = 1.35 [(391 \times 1.2) + 10.4] + 1.5(150 \times 1.2) \\ \rightarrow Q_{ELU} = 917.46 \text{ daN/ml}$$

$$M_{Sd} = \frac{0.846 \times 917.46 \times 3.5^2}{8} = 1123.88 \text{ daN.m}$$

$$M_{plyrd} = \frac{W_{pl,y}}{\gamma_{m0}} \times f_y = \frac{60.3 \times 10^3 \times 235}{1.1} = 1396.772 \text{ daN.m}$$

$$M_{Sd} = 1123.88 \text{ daN.m} < M_{ply.Rd} = 1396.772 \text{ daN.m} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Le profilé IPE120 répond à toutes les conditions de CCM97 concernant la vérification de résistance et la vérification de la flèche.

**Remarque :** la procédure de calcul de la solive si dessus est la même pour les autres solives.

Le calcul des solives est récapitulé dans les tableaux 20 et 21 suivant :

**Tableau.III.1. Vérification de la flèche des solives.**

Eléments	Profilés	Longueur (m)	Entre axe (m)	Q <sub>ELS</sub> (daN/ml)	Q <sub>ELU</sub> (daN/ml)	Fleche (m)	δ <sub>v</sub> max (m)
Solive étage courant	IPE 120	3.50	1.2	541	917.46	0.009	0.014
Solive terrasse	IPE 120	3.50	1.2	519	872.82	0.011	0.022

Tableau.III.2. Vérification des sollicitations sur les solives.

Eléments	Profilés	Classe de profilé	$M_{sd}$ (daN.m)	$M_{plyrd}$ (daN.ml)	$V_{sd}$ (daN)	$V_{pl.Rd}$ (daN)	$0.5 V_{pl.Rd}$ (daN)
Solive étage courant	IPE 120	Classe I	1123.88	1396.772	3383.61	7008.636	3900.16
Solive terrasse	IPE 120	Classe I	1130.68	1396.772	1527.43	13687.74	6843.87

Tableau.III.3. Caractéristique du profilé IPE 120

Profilé	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	P Kg/m	A mm <sup>2</sup>	h mm	b mm	t <sub>f</sub> mm	t <sub>w</sub> mm	d m m	I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	I <sub>z</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>pl-y</sub> cm <sup>3</sup>	W <sub>pl-z</sub> cm <sup>3</sup>	i <sub>y</sub> cm	i <sub>z</sub> cm
<b>IPE120</b>	10.4	13.2	120	64	4.4	6.3	7	317.8	27.6	60.7	13.5	1.45	4.9

### III.2.2. Les poutres principales

Les poutres principales sont des poutres continues sur 5 appuis qui reposent sur les poteaux et qui travaillent à la flexion simple avec un entraxe de 4,8 m.

#### III.2.2.1. Poutre rive pour terrasse

##### III.2.2.1.1. Chargement

➤ Charges permanentes

$$G_{solives} = \frac{pp}{entraxe\ solive} \times n_{solives} = \frac{10.4}{1.2} \times 4 = 34.66\ daN/m^2$$

$$G = 419\ daN/m^2 \rightarrow G_{Total} = (G + G_{solives}) \times 1.5$$

$$G_{Total} = 680.49\ daN/ml$$

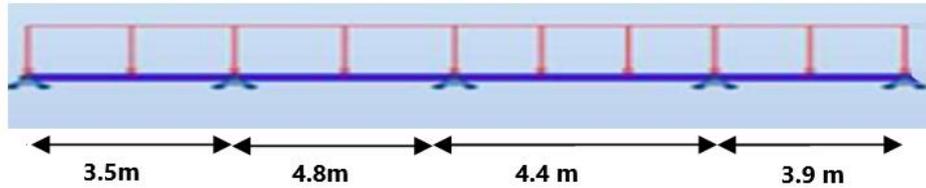
➤ Charges d'exploitation

$$Q = 100\ daN/m^2 \rightarrow Q_{Total} = Q \times 1.5$$

$$Q_{Total} = 150\ daN/ml$$

**III.2.2.1.2. Vérification de la condition de flèche (ELS)**

La flèche doit satisfaire la condition suivante :  $f \leq \delta_{v \max}$  avec  $\delta_{v \max} = L/200$



**Figure III\_3.. Poutre principale uniformément chargée sur plusieurs appuis.**

Selon l’abaque de MAQUART la flèche la plus défavorable est de :

$$f = 0.485f_0 = 0.485 \times \frac{5qL^4}{384 EI_y}$$

Avec :  $f_0$  : la flèche d’une poutre simplement appuyée  
 $L$  : la longueur de la travée la plus longue de la poutre

$$Q_{ELS} = G_{Total} + Q_{Total} = 680.46 + 150 = 830.49 \text{ daN/ml}$$

$$I_y \geq \frac{0.485 \times 5 \times 830.49 \times 4.8^3 \times 200}{384 \times 21 \times 10^9} \rightarrow I_y \geq 552.39 \text{ cm}^4$$

Donc on choisit : IPE 200 avec  $I_y = 1943 \text{ cm}^4$

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

$$f \leq \delta_{v \max} \rightarrow \delta_{v \max} = L/200 = 4.8/200 = 0.024 \text{ m}$$

On ajoute le poids propre du profilé choisit :  $Pp = 22.4 \text{ Kg/m} = 22.4 \text{ daN/ml}$

La charge sera :  $Q_{ELS} = q + pp = 830.49 + 22.4 = 852.89 \text{ daN/ml}$

$$f = \frac{0.485 \times 5 \times 852.89 \times 4.8^4}{384 \times 21 \times 10^9 \times 19.43 \times 10^{-6}} = 0.0014 < 0.024 \text{ m} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**III.2.2.1.3. Vérification de la condition de résistance (ELU)**

➤ **Classe du profilé IPE 200**

• **Classe de l’âme fléchie**

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon \text{ avec } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \rightarrow \varepsilon = 1$$

$$\frac{159}{5.6} = 28.39 < 72 \rightarrow \text{L’âme est de classe I.}$$

• **Classe de la semelle comprimée**

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10\varepsilon \quad \frac{100/2}{8.5} = 5.88 \leq 10 \rightarrow \text{la semelle est de classe I.}$$

Donc la section du profilé global est de classe I.

### ➤ Vérification au cisaillement

On doit vérifier que :  $V_{Sd} \leq V_{pl.Rd}$

$$V_{Sd} = \frac{Q_{ELU} \times L}{2} = \frac{1402.63 \times 4.8}{2} = 3366.31 \text{ daN}$$

$$V_{pl.Rd} = \frac{0.58 \times f_y \times A_v}{\gamma_{m0}} \quad \text{Avec : } A_v = A - 2 b t_f + (t_w + 2 r) t_f = 1669.6 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl.Rd} = \frac{0.58 \times 235 \times 1669.6}{1.1} = 20687.86 \text{ daN}$$

$$V_{Sd} = 3366.31 \text{ daN} < V_{pl.Rd} = 20687.86 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$V_{Sd} = 3366.31 \text{ daN} < 0.5V_{pl.Rd} = 10343.93 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

### ➤ Vérification au moment fléchissant

On doit vérifier que :  $M_{Sd} \leq M_{ply.Rd}$

Selon l'abaque de MAQUART le moment le plus défavorable est de :

$$M_{Sd} = 0.8M_0 = 0.8 \times \frac{Q_{ELU} \times L^2}{8}$$

Avec  $\begin{cases} M_0 : \text{le moment d'une poutre simplement appuyée} \\ L : \text{la longueur de la travée la plus longue de la poutre} \end{cases}$

Donc :

$$Q_{ELU} = 1.35(G + PP) + 1.5Q \rightarrow Q_{ELU} = 1.35(680.49 + 22.4) + 1.5 \times 150 \\ \rightarrow Q_{ELU} = 1402.63 \text{ daN/ml}$$

$$M_{Sd} = \frac{0.845 \times 1402.63 \times 4.8^2}{8} = 3401.32 \text{ daN.m}$$

$$M_{Plyrd} = \frac{W_{Pl.y}}{\gamma_{m0}} \times f_y = \frac{220.6 \times 10^3 \times 235}{1.1} = 4712.18 \text{ daN.m}$$

$$M_{Sd} = 3401.32 \text{ daN.m} < M_{ply.Rd} = 4712.18 \text{ daN.m} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Le profilé IPE 200 répond à toutes les conditions de CCM97 concernant la vérification de résistance et la vérification de la flèche.

**Remarque :** la procédure de calcul de la poutre si dessus est la même pour les autres poutres.

Le calcul des poutres est récapitulé dans le tableau 23 et 24.

Tableau.III.4. Vérification de la flèche des poutres

Eléments	profilés	Longueur (m)	Entre axe (m)	Q <sub>ELS</sub> (daN/ml)	Q <sub>ELU</sub> (daN/ml)	Fleche (m)	δ <sub>v max</sub> (m)
Poutre intermédiaire terrasse	IPE 240	4.8	3.25	1826.19	3008.638	0.007	0.024
Poutre de rive terrasse	IPE 200	4.8	1.5	852.89	1402.63	0.014	0.024
Poutre intermédiaire étage courant	IPE 300	4.8	3.25	1972.59	3270.33	0.003	0.024
Poutre de rive étage courant	IPE 270	4.8	1.5	926.59	1531.82	0.002	0.024

Tableau.III.5. Vérification des sollicitations sur les poutres.

Eléments	profilés	Classe de profilé	M <sub>sd</sub> (daN.m)	M <sub>plyrd</sub> (daN.ml)	V <sub>sd</sub> (daN)	V <sub>pl.Rd</sub> (daN)	0.5 V <sub>pl.Rd</sub> (daN)
Poutre intermédiaire terrasse	IPE 240	Classe I	7295.8	7831.9	7220.73	23725.6	11862.8
Poutre de rive terrasse	IPE 200	Classe I	3401.3	4712.18	3366.31	20687.86	10343.93
Poutre intermédiaire étage courant	IPE 300	Classe I	8218.5	13416.36	7899.34	31807	15903.5
Poutre de rive étage courant	IPE 270	Classe I	3714.6	7840.45	3676.38	27375.5	13687.7

Tableau.III.6. Caractéristique du profilé IPE 240.

Profilé	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	P Kg/m	A mm <sup>2</sup>	h mm	b mm	t <sub>f</sub> mm	t <sub>w</sub> mm	d mm	I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	I <sub>z</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>pl-y</sub> cm <sup>3</sup>	W <sub>pl-z</sub> cm <sup>3</sup>	i <sub>y</sub> cm	i <sub>z</sub> cm
IPE240	30.7	39.1	240	120	9.8	6.2	190.4	3892	284	367	73.9	9.9	2.69

Tableau.III.7. Caractéristique du profilé IPE 200

Profilé	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	P Kg/m	A mm <sup>2</sup>	h mm	b mm	t <sub>f</sub> mm	t <sub>w</sub> mm	d mm	I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	I <sub>z</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>pl-y</sub> cm <sup>3</sup>	W <sub>pl-z</sub> cm <sup>3</sup>	i <sub>y</sub> cm	i <sub>z</sub> cm
IPE200	22.4	28.5	200	100	8.5	5.6	159	1943	142	221	44.6	8.2	2.24

Tableau.III.8. Caractéristique du profilé IPE 300.

Profilé	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	P Kg/m	A mm <sup>2</sup>	h mm	b mm	t <sub>f</sub> mm	t <sub>w</sub> mm	d mm	I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	I <sub>z</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>pl-y</sub> cm <sup>3</sup>	W <sub>pl-z</sub> cm <sup>3</sup>	i <sub>y</sub> cm	i <sub>z</sub> cm
IPE300	42.2	53.8	300	150	10.7	7.1	248.6	8356	604	628	125	12.5	3.4

Tableau.III.9. Caractéristique du profilé IPE 270.

Profilé	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	P Kg/m	A mm <sup>2</sup>	h mm	b mm	t <sub>f</sub> mm	t <sub>w</sub> mm	d mm	I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	I <sub>z</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>pl-y</sub> cm <sup>3</sup>	W <sub>pl-z</sub> cm <sup>3</sup>	i <sub>y</sub> cm	i <sub>z</sub> cm
IPE270	18.8	23.9	180	91	9	8	146	1317	101	166	34.6	7.42	2.05

### III.2.3. Les poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux qui supportent les charges et les transmettent aux fondations.

#### III.2.3.1. Vérification de la condition de flèche (ELS)

On doit d’abord vérifier pour tous les poteaux la flèche en flexion simple par rapport aux effets du vent appliqué.

On considère que le poteau est encasté a la base et libre à la tête.

La flèche doit satisfaire la condition suivante :  $f \leq \delta_{v \max}$  avec  $\delta_{v \max} = L/250$

$$f = \frac{qL^4}{8EI_y}$$

Le poteau le plus sollicité c’est celui qui porte la plus grande surface d’action de charge de vent (la direction V1, V3).

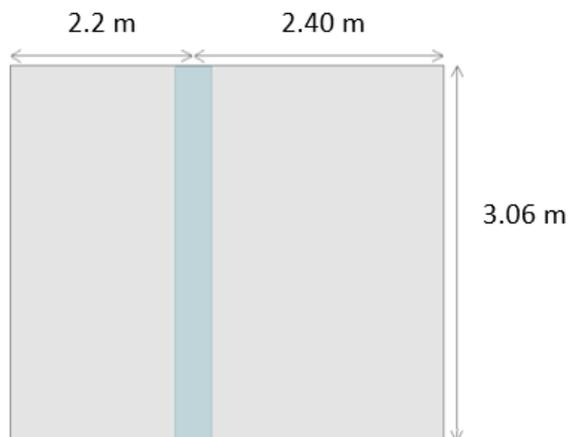


Figure III.4. Surface reprise par le poteau le plus sollicité.

La charge du vent est de  $V = 57.369 \text{ daN/m}^2$

$$q = 57.369 \times (2.4 + 2.2) = 263.897 \text{ daN/ml}$$

$$I_y \geq \frac{263.897 \times 3.06^3 \times 250}{8 \times 21 \times 10^9} = 1.125 \times 10^{-5} m^4 \rightarrow I_y \geq 1125.19 cm^4$$

Donc les poteaux doivent être au minimum HEA180 avec  $I_y = 2510 cm^4$

### III.2.3.2. Vérification de la condition de résistance (ELU)

Pour la vérification de résistance de section on calcule les poteaux à la compression simple. Pour la raison d'économie la hauteur du bâtiment est décomposée en 3 tronçons dont chaque tronçon est constitué de 3 étages avec section des poteaux différente.

La hauteur des poteaux est de  $h = 3.06 m$ .

Le poteau le plus sollicité c'est celui qui porte une surface de  $S = 14.95 m^2$ .

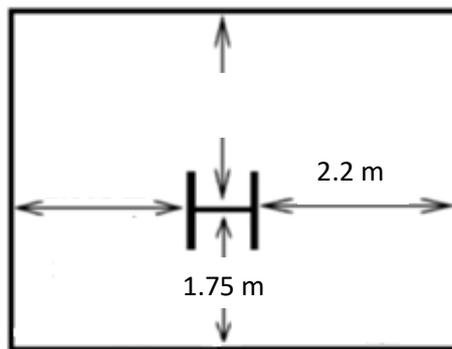


Figure III.5. Surface reprise par le poteau le plus sollicité.

Les charges concentrées appliquées sur les poteaux sont représentées dans le tableau 29.

Tableau 2. Les charges reprisent par les poteaux.

Les charges (daN)		Terrasse	Etages courants
Charges permanente G	Plancher	6264.05	5845.45
	Poutre	141.22	194.12
	solive	167.7	135.2
Charge d'exploitation Q		1495	2242.5

### III.2.3.1. Tronçon du RDC au 3<sup>ème</sup> étage

#### III.2.3.1.1. Chargement

➤ Charges permanentes

$$G_{Total} = G_{Plancher Ter} + G_{Siv Ter} + G_{Ptr Ter} + 10 \times (G_{plancher EC} + G_{Poutre EC} + G_{Siv EC})$$

$$G_{Total} = 6264.05 + 167.7 + 141.22 + 10 \times (5845.45 + 194.12 + 135.2)$$

$$G_{Total} = 68316.17 daN$$

➤ **Charges d'exploitation**

$$Q_{Total} = Q_{Plancher\ Ter} + 10 Q_{plancher\ EC}$$

$$Q_{Total} = 1495 + 10 \times 2242.5$$

$$Q_{Total} = 23920 \text{ daN}$$

**III.2.3.1.2. Section du poteau**

$$N \leq N_{Pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$N = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 68316.17 + 1.5 \times 23920 = 128106.82 \text{ daN}$$

$$A \geq \frac{N \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{128106.82 \times 1.1}{235} = 5996.489 \text{ mm}^2$$

Donc on choisit : HEA 360 avec  $A = 14280 \text{ mm}^2$

➤ **Effort sollicitant avec poids propre inclus**

On ajoute le poids propre du profilé choisit  $q_{p,p} = 112 \times 3.06 = 342.72 \text{ daN}$

La charge sera :

$$N_{Sd} = N + [1.35 \times q_{p,p} \times 4] = 128106.82 + [1.35 \times 154.53 \times 4] = 129957.508 \text{ daN}$$

**III.2.3.1.3. Vérification a la compression**

➤ **Classe du profilé HEA 180**

• **Classe de l'âme comprimée**

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

$$\frac{261}{10} = 26.1 < 33 \rightarrow \text{L'âme est de classe I.}$$

• **Classe de la semelle comprimée**

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

$$\frac{300/2}{17.5} = 8.57 \leq 10 \rightarrow \text{la semelle est de classe I.}$$

Donc la section du profilé global est de classe I.

➤ **Calcul de l'effort résistant**

$$N_{Sd} \leq N_{plRd} = \chi \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{avec} \quad \beta_A = 1$$

On vérifie le flambement selon l'axe qui correspondant à la plus faible inertie du profilé donc selon l'axe z-z

$$\bar{\lambda} = \left[ \frac{\lambda}{\lambda_1} \right] \times (\beta_A)^{0.5}$$

$$\text{avec } \begin{cases} \lambda = \frac{l_f}{i_z} = \frac{0.5 \times 3.06}{7.43 \times 10^{-2}} = 20.59 \text{ avec } l_f = 0.5l \text{ (Enc - Enc)} \\ \lambda_1 = 93.9 \times \varepsilon = 93.9 \quad \text{avec } \varepsilon = \left[ \frac{235}{f_y} \right]^{0.5} = 1 \end{cases}$$

$\bar{\lambda} = 0.219 \geq 0.2$  Donc il y a un risque de flambement du poteau.

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

$$\phi = 0.5 \times [1 + \alpha \times (\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2]$$

Le facteur d'imperfection  $\alpha$  correspondant à la courbe de flambement appropriée, il est déterminé dans le (CCM 97 Tableau 55.1 et Tableau 55.3).

$$\frac{h}{d} = \frac{350}{261} = 1.34 > 1.2$$

$t_f = 17.5 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$  Donc la courbe de flambement est  $c \rightarrow \alpha = 0.34$

$$\phi = 0.5 \times [1 + 0.34 \times (0.219 - 0.2) + 0.219^2] = 0.55$$

$$\chi = \frac{1}{0.55 + [0.55^2 - 0.219^2]^{0.5}} = 0.94$$

$$N_{pl,Rd} = 0.94 \times 1 \times 14280 \times \frac{235}{1.1} = 286768.3 \text{ daN}$$

$N_{sd} = 129957.508 \text{ daN} \leq N_{pl,Rd} = 286768.3 \text{ daN}$  Condition vérifiée

Le profilé HEA 360 répond à toutes les conditions de CCM97 concernant la vérification de la résistance.

**Remarque :** la procédure de calcul du poteau si dessus est la même pour les autres poteaux.

Le calcul des poteaux est récapitulé dans le tableau 30.

**Tableau.III.10.Vérification des sollicitations sur les poteaux en tenant compte des effets d'instabilité**

Tronçons	profilés	Classe	$N_{sd} \text{ (daN)}$	$\chi$	$N_{pl,Rd} \text{ (daN)}$
Du 8 <sup>ème</sup> au 10 <sup>ème</sup>	HEA 180	Classe I	45 611.72	0.94	90 970.63
Du 4 <sup>ème</sup> au 7 <sup>ème</sup>	HEA 280	Classe I	93 426.65	0.98	203 710.8
Du RDC au 3 <sup>ème</sup>	HEA 360	Classe I	129957.5	0.94	286768.3

Tableau.III.11. Caractéristique du profilé HEA 180.

Profilé	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	P Kg/m	A mm <sup>2</sup>	h mm	b mm	t <sub>f</sub> mm	t <sub>w</sub> mm	d mm	I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	I <sub>z</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>pl-y</sub> cm <sup>3</sup>	W <sub>pl-z</sub> cm <sup>3</sup>	i <sub>y</sub> cm	i <sub>z</sub> cm
<b>HEA180</b>	35.5	31.4	133	140	8.5	5.5	92	2510	924.6	324.9	156.5	7.45	4.52

Tableau.III.12. Caractéristique du profilé HEA 280.

Profilé	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	P Kg/m	A mm <sup>2</sup>	h mm	b mm	t <sub>f</sub> mm	t <sub>w</sub> mm	d mm	I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	I <sub>z</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>pl-y</sub> cm <sup>3</sup>	W <sub>pl-z</sub> cm <sup>3</sup>	i <sub>y</sub> cm	i <sub>z</sub> cm
<b>HEA280</b>	76.4	97.3	270	280	13	8	196	13670	4763	1112	518.1	11.8	7

Tableau.III.13. Caractéristique du profilé HEA 360.

Profilé	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	P Kg/m	A mm <sup>2</sup>	h mm	b mm	t <sub>f</sub> mm	t <sub>w</sub> mm	d mm	I <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	I <sub>z</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>pl-y</sub> cm <sup>3</sup>	W <sub>pl-z</sub> cm <sup>3</sup>	i <sub>y</sub> cm	i <sub>z</sub> cm
<b>HEA360</b>	112	14280	350	300	17.5	10	261	33090	7887	2088	802.3	15.22	4.43

# CHAPITRE IV:

## *Etude du plancher mixte*

## IV.1. INTRODUCTION

Le plancher collaborant est un procédé de plancher qui relève de la construction mixte car il met en évidence les caractéristiques intéressantes de l'acier et du béton. Car l'acier est un excellent matériau pour travailler en traction et le béton un excellent matériau pour une sollicitation en compression.

L'ossature du plancher est constituée d'une tôle métallique supportant le béton au-dessus, cette dernière est reposée sur des solives, qui reposent à leurs tour sur des poutre principales.

La conception d'un plancher collaborant comprend deux étapes distinctes qui sont la phase de montage et de coulage du béton puis la phase de service. Durant la phase de montage et de coulage du béton, le bac est utilisé comme coffrage autoportant et constitue une plate-forme de travail.

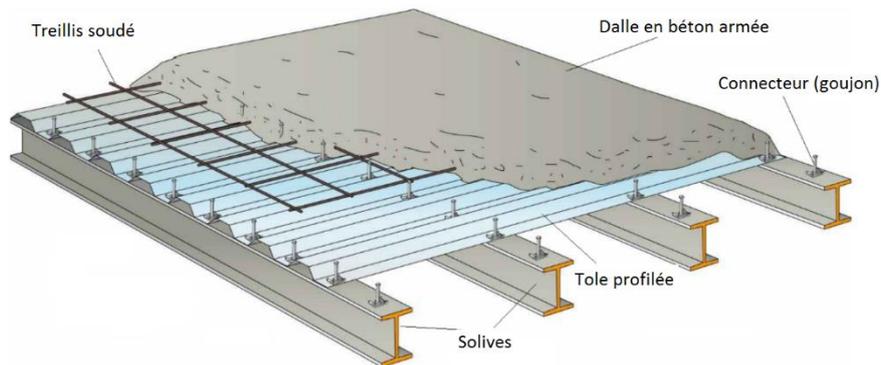


Figure III.6. Plancher mixte acier-béton.

## IV.2. CALCUL PLANCHER MIXTE

Pour l'étude de la dalle collaborant, on calcule la dalle pour 2 phases

- **Phase de construction** : c'est pour la vérification de la tôle profilée lors du bétonnage.
- **Phase final** : c'est la vérification de la dalle mixte après durcissement du béton.

### IV.2.1. Phase de construction

Le plancher est soumis aux charges permanentes dues au poids propre de la poutre et du béton (avant durcissement) et à la charge d'exploitation des ouvriers.

#### IV.2.1.1. Caractéristiques de la tôle nervurée

Pour cette structure on a réalisé notre plancher mixte en utilisant la tôle HI-bond 55.

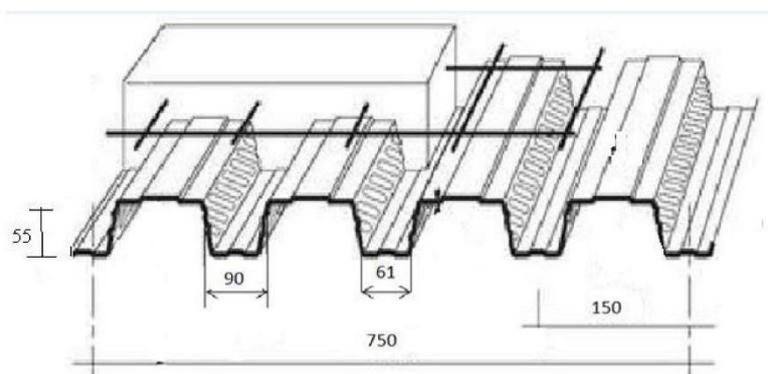


Figure III .7. Dimensions de la tôle nervurée.

Poids Propre (1mm D'épaisseur)	$P = 11 \text{ daN/m}^2$
Contrainte De Rupture	$f_u = 400 \text{ MPa}$
Contrainte Elastique	$f_y = 160 \text{ MPa}$
Moment De Resistance Plastique	$M_{pl,Rd} = 316 \text{ daN.m}$
Moment D'inertie	$I_{eff} = 50,3 \text{ cm}^4$

### IV.2.1.2. Chargement

#### ➤ Charges permanentes

$$G_{dalle \text{ beton}} = 2500 \times 1.2 \times 0.08 = 240 \text{ daN/ml}$$

$$G_{tole} = 11 \text{ daN/ml}$$

$$G_{Total} = 240 + 11 = 251 \text{ daN/ml}$$

#### ➤ Surcharge d'exploitation

$$Q = 150 \times 1.2 = 180 \text{ daN/ml}$$

### IV.2.1.3. Vérification à l'état limite ultime

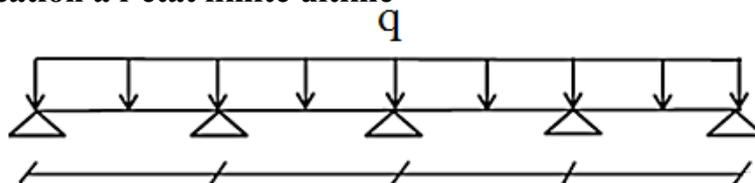


Figure III.8. distance entre les solives.

On doit vérifier que :  $M_{Sd} \leq M_{ply.Rd}$

$$Q_{ELU} = 1.35 G + 1.5 Q \quad \rightarrow \quad Q_{ELU} = 1.35 \times 251 + 1.5 \times 180$$

$$Q_{ELU} = 608.85 \text{ daN/ml}$$

$$M_{Sd} = 0.857 \times \frac{ql^2}{8} = 0.857 \times 608.85 \times \frac{1.2^2}{8} = 93.921 \text{ daN.m}$$

$$M_{Sd} = 93.921 \text{ daN.m} < M_{pl,Rd} = 316 \text{ daN.m}$$

Condition vérifiée.

### IV.2.1.4. Vérification a l'état limite service

La flèche doit satisfaire la condition suivante :  $f \leq f_{max}$  avec  $f_{max} = L/250$

Pour trouver les flèches d'une poutre continue on utilise l'abaque de MAQUART (ANNEXB).

On prend la flèche maximum de la travée simple considérée comme isostatique, puis on applique les coefficients donnés ci-dessous pour trouver les flèches de la poutre.

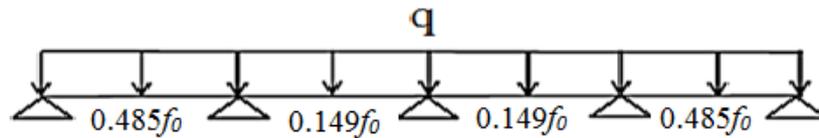


Figure III.9. Flèches de la tôle profilée.

Avec 
$$f_0 = \frac{5qL^4}{384 EI_{eff}}$$

$Q_{ELS} = G + Q = 251 + 150 = 401 \text{ daN/m}^2$

$q = 401 \times 1,2 = 481.2 \text{ daN/ml}$

On prend la flèche la plus défavorable  $\rightarrow f = 0.485f_0$

$$f = 0.485 \times \frac{5 \times 481.2 \times 1.2^4}{384 \times 21 \times 10^9 \times 50.3 \times 10^{-8}} = 0.00123 < 0.0048 \text{ m} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**IV.2.2. Phase final**

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.

Dans les bâtiments, la connexion des poutres mixtes est assurée par des goujons soudés sur l'aile supérieure des poutres métalliques du plancher

**IV.2.2.1 plancher terrasse**

Pour le plancher terrasse l'épaisseur de la dalle est de 8 cm et le profile IPE 120.

**IV.2.2.1.1. Vérification de la section mixte**

➤ **Largeur efficace de la dalle**

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

$$b_{eff} = b_{e1} + b_{e2} \quad \text{Avec} \quad b_{ei} = \min\left(\frac{L_0}{8}; b_i\right)$$

$L_0$  : La portée de la poutre  $L_0 = 3.50 \text{ m}$

$$b_1 = b_2 = \frac{1.2}{2} = 0.6 \text{ m}$$

$$b_{e1} = b_{e2} = \min\left(\frac{3.50}{8}; 0.6\right) = 0.43 \quad \text{donc} \quad b_{eff} = 2 \times 0.43 = 0.86 \text{ m}$$

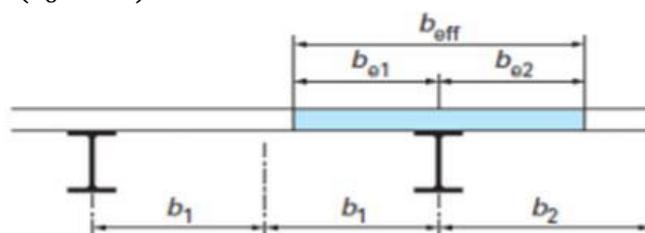


Figure III.10. Largeur efficace de la dalle.

➤ **Chargement**

• **Charges permanentes**

$$G_{solive} = 10.4 \text{ daN/ml}$$

$$G_{trs} = 419 \times 0.86 = 360.34 \text{ daN/ml}$$

$$G_{Total} = 370.74 \text{ daN/ml}$$

• **Surcharge d'exploitation**

$$Q = 100 \times 0.86 = 86 \text{ daN/ml}$$

➤ **Position de l'axe neutre**

$$F_c = b_{eff} \times h_c \times \left(0.85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c}\right)$$

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

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 120 :  $A_a = 1320 \text{ mm}^2$

Donc :

$$F_c = 860 \times 80 \times \left(0.85 \frac{25}{1.5}\right) = 97466 \text{ daN}$$

$$F_a = 1320 \times \frac{235}{1.1} = 28200 \text{ daN}$$

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

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

$$z = \frac{F_a}{b_{eff} \times 0.85 \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c}} \leq h_c$$

$$z = \frac{282000}{860 \times 0.85 \times \frac{25}{1.5}} = 23.14 \leq 80 \text{ mm}$$

➤ **Vérification de cisaillement**

$$V_{Sd} \leq V_{pl.Rd}$$

$$V_{Sd} = \frac{q_{elu} \times l}{2} = \frac{629.499 \times 3.5}{2} = 1101.62 \text{ daN}$$

$$V_{pl.Rd} = 0.58 \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{mo}} \quad \text{avec} \quad A_v = 761.36 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl.Rd} = 0.58 \times \frac{761.36 \times 235}{1.1} = 9433.94 \text{ daN}$$

$$V_{Sd} = 1084.377 \text{ daN} < V_{ply.Rd} = 6271.90 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$V_{Sd} = 1084.377 \text{ daN} < 0.5V_{ply.Rd} = 3135.95 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification au moment fléchissant**

$$M_{Sd} \leq M_{pl.Rd}$$

Le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

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

Avec :

- $h_a$  : hauteur de profilé IPE120.
- $h_p$  : hauteur des nervures.
- $h_c$  : épaisseur de la dalle en béton.

Donc :

$$M_{pl.Rd} = 28200 \times \left( \frac{0.12}{2} + 0.08 + 0.055 - \frac{0.02314}{2} \right) = 5172.72 \text{ dan.m}$$

$$M_{Sd} = \frac{q_{elu} \times l^2}{8}$$

$$Q_{ELU} = 1.35 G + 1.5 Q \rightarrow Q_{ELU} = 1.35 \times 370.74 + 1.5 \times 86$$

$$\rightarrow Q_{ELU} = 629.499 \text{ daN/ml}$$

$$M_{Sd} = \frac{629.499 \times 3.5^2}{8} = 963.92 \text{ daN.m}$$

$$M_{Sd} = 963.92 \text{ daN.m} < M_{ply.Rd} = 5172.72 \text{ daN.m} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de la condition de flèche**

$$f_{adm} \leq f_{max} \quad \text{avec} \quad f_{max} = L/250 \quad \text{et} \quad f_{adm} = \frac{5q_{els}L^4}{384 EI_1}$$

$$I_1 = I_a + A_a(z_a - z)^2 + \frac{b_{eff} \times h_c}{n} \left( \frac{h_c^2}{12} + \left( z - \frac{h_c}{2} \right)^2 \right)$$

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

➤  $n$ : Coefficient d'équivalence Avec  $n = \frac{E_a}{E'_c}$

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

$E'_c$ : Module d'équivalence du béton avec  $E'_c = \frac{E_{cm}}{2}$  pour les bâtiments d'habitation ;

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

$$n = \frac{210000}{30500/2} = 13.77 \quad Z_a = h_a/2 + h_c + h_p = 0.195 \text{ m}$$

$$I_h = 318 \times 10^4 + 1320 \times (195 - 23.14)^2 + \frac{860 \times 80}{13.77} \times \left( \frac{80^2}{12} + \left( 23.14 - \frac{80}{2} \right)^2 \right)$$

$$I_h = 46.252 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$Q_{ELS} = G + Q \rightarrow Q_{ELS} = 370.74 + 86 \quad \rightarrow \quad Q_{ELS} = 456.74 \text{ daN/ml}$$

$$f_{adm} = \frac{5 \times 456.74 \times 3.5^4}{384 \times 21 \times 10^9 \times 46.252 \times 10^{-6}} = 0.009 \text{ m}$$

$$f_{adm} = 0.009 \text{ m} < f_{max} = \frac{l}{250} = \frac{3.5}{250} = 0.014 \text{ m} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**IV.2.2.1.2. Etude des connecteurs**

➤ **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.



Figure III.11. Goujons à tête soudée avec le profilé.

Vérification des connecteurs avec les caractéristiques suivants :

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

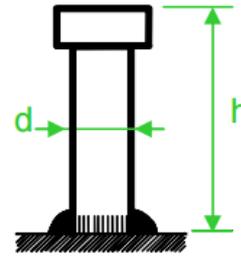


Figure III.12. Les dimensions d'un connecteur.

➤ **Résistance du connecteur isolé**

Résistance du goujon en cisaillement :

$$P_{rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.8 \times k \times f_u \left( \frac{\pi d^2}{4} \right)}{\gamma_v} \\ \frac{0.29 \times k \times \alpha \times d^2 \sqrt{f_{ck} \times E_{cm}}}{\gamma_v} \end{array} \right.$$

- $\gamma_v$  : Le coefficient partiel de sécurité pour les connecteurs pris égal à 1,25.
- $d$  : diamètre du fut du goujon.
- $f_u$  : Résistance ultime en traction de l'acier du goujon égale à 430 MPa.
- $E_{cm}$  : Valeur du module d'élasticité sécant du béton égale à 30500 MPa.
- $F_{ck}$  : Résistance caractéristique du béton égale à 25 MPa.

➤  $\alpha$  : Facteur correctif

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

$$\frac{h}{d} = 5 > 4 \quad \text{donc } \alpha = 1$$

➤  $k$  : Facteur de réduction pour tenir compte de la présence des nervures, les solives sont perpendiculaire au nervures de la tôle profilée donc il est calculé comme suite:

$$k = \begin{cases} 0.60 \cdot \frac{b_0}{h_p} \left( \frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right) \leq 1 & \text{les nervures sont // à l'effort de cisaillement} \\ \frac{0.7}{\sqrt{N_r}} \cdot \frac{b_0}{h_p} \left( \frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right) \leq k_{t,max} & \text{les nervures sont } \perp \text{ à l'effort de cisaillement} \end{cases}$$

Les nervures sont  $\perp$  à l'effort de cisaillement

- $k_{t,max}$  : Limite superieur pour le facteur k pris egal a 0.85(ANNEXE Tableau 6.2)
- $N_r$  : Nombre de goujons dans une nervure pris egal a 1
- $b_0 = 75.5 \text{ mm}$
- $h_p = 55 \text{ mm}$
- $h_{sc} = 80 \text{ mm}$

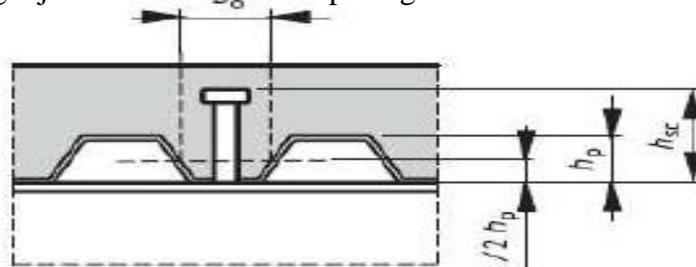


Figure III.13 Dimension de la tôle profilée et connecteur.

$$k = \frac{0.7}{\sqrt{1}} \cdot \frac{75.5}{55} \left( \frac{80}{55} - 1 \right) = 0.43 \leq 0.85 \quad \text{donc } k = 0.43$$

$$P_{rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.8 \times 0.43 \times 430 \left( \frac{3.14 \times 16^2}{4} \right)}{1.25} = 2378.08 \text{ daN} \\ \frac{0.29 \times 0.43 \times 1 \times 16^2 \sqrt{25 \times 30500}}{1.25} = 2230.05 \text{ daN} \end{array} \right. \quad P_{rd} = 2230.05 \text{ daN}$$

➤ **Nombre de connecteurs**

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

Avec

- n : Le nombre de connecteurs
- $V_l$  : Effort de cisaillement longitudinal

$$V_l = \min[F_a; F_c] = \min[28200; 97466] = 28200 \text{ daN}$$

- $P_{rd}$  : Résistance d'un connecteur isolé

$$n = \frac{28200}{2230.05} = 12.64$$

On prend 13 connecteurs pour chaque solive.

➤ **Espacement des connecteurs**

Soit S l'espacement entre les connecteurs calculé comme suit :

$$S = \frac{l}{n-1} = \frac{350}{13-1} = 29.16 \text{ cm}$$

On prend un espacement de 29.16 cm



Figure III.14. Espacement entre connecteurs

#### IV.2.2.1.3 Calcul du ferrailage

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

$$\rho = \frac{A_s}{b h_c} \geq 0.4\% \Rightarrow A_s \geq 0.004 \times b \times h_c = 0.004 \times 1000 \times 80 = 320 \text{ mm}^2$$

On choisit  $\emptyset 8$ , maillage de 100mm  $\Rightarrow A_s = 502.4 \text{ mm}^2$

## IV.3 CALCUL DE L'ACROTÈRE

### IV.3.1 Introduction

L'acrotère est un élément secondaire en béton armé dont la réalisation est nécessaire pour assurer l'étanchéité des terrasses inaccessibles.

L'acrotère est une console encastrée au plancher terrasse. Le calcul se fait à la flexion composée, pour une bande de 1 m de longueur. L'effort normal provoqué par le poids propre et le moment de flexion provoqué par la main courante

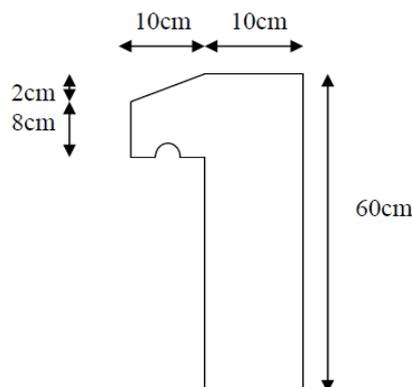


Figure III.15. Schéma statique de l'acrotère

### IV.3.2 Calcul au séisme

Selon le [RPA 99 version 2003, art 6-2-3] l'acrotère est considéré comme étant un élément non structural sur lequel agit une force horizontale " $F_p$ " due au séisme calculé suivant la formule :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p = 4 \times 0.1 \times 0.8 \times 172.5 = 55.20 \text{ daN/ml} < Q = 100 \text{ daN/ml}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} A = 0.1 : \text{coefficient d'accélération (zone I, groupe 2 selon le tableau 4.1 du RPA).} \\ C_p = 0.8 : \text{facteur des forces horizontales (selon le tableau 6.1 du RPA).} \\ W_p = P \cdot P_{\text{acrotère}} = 172.5 \text{ daN/ml} : \text{poids de l'acrotère.} \end{array} \right.$$

La charge d'exploitation  $Q$  de l'acrotère (due à une main courante) est donc plus prépondérante que l'action de la force due au séisme donc on prend  $Q = 100 \text{ daN/ml}$

### IV.3.3 Sollicitations agissant sur l'acrotère

Les sollicitations qui agissent sur l'élément secondaire non structural acrotère sont :

- Charge permanente (poids propre)  $G_{\text{acrotère}} = 172.5 \text{ kg/ml}$ .
- Charge d'exploitation (main courante)  $Q = 100 \text{ kg/ml}$

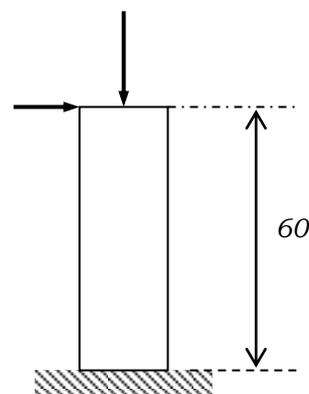


Figure III.16. Charges sur l'acrotère

**A l'ELU :**

$$N_u = 1.35 \times 172.5 = 232.875 \text{ daN/ml}$$

$$M_u = 1.5 \times Q \times h = 1.5 \times 100 \times 0.6 = 90 \text{ daN.m}$$

➤ **Excentricité du 1<sup>er</sup> ordre**

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} + e_0 = \frac{90}{232.875} + 0.02 = 0.41 \text{ m}$$

Avec :

$$e_0 = \max\left(2 \text{ cm}; \frac{h}{250}\right) = \left(2 \text{ cm}; \frac{60}{250}\right) = (2; 0.24) = 2 \text{ cm}$$

➤ **Excentricité du 2<sup>ème</sup> ordre**

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{10^4 b} (2 + \alpha\varphi) = \frac{3 \times 1.2^2}{10^4 \times 0.1} \times (2 + 0.63 \times 0.2) = 0.0092 \text{ m}$$

Avec :

$$\begin{cases} l_f = 2l = 2 \times 0.6 = 1.2 \text{ m} \\ \varphi = 0.2 \\ \alpha = \frac{G}{G + Q} = \frac{172.5}{172.5 + 100} = 0.63 \end{cases}$$

➤ **Sollicitation corrigée pour le calcul en flexion composée :**

$$\begin{cases} N_u = 232.875 \text{ daN/ml} \\ M_u = N_u(e_1 + e_2) = 97.621 \text{ daN.m} \end{cases}$$

➤ **Sollicitations ramenées au centre de gravité des aciers tendus :**

$$\begin{cases} e_A = (e_1 + e_2) + \left(d - \frac{b}{2}\right) = (0.41 + 0.0092) + \left(0.09 - \frac{0.1}{2}\right) = 0.459 \text{ m} \\ M_{uA} = N_u \times e_A = 232.875 \times 0.459 = 106.936 \text{ daN.m} \end{cases}$$

**A l'ELS :**

$$N_s = 172.5 \text{ daN/ml}$$

$$M_s = Q \times h = 100 \times 0.6 = 60 \text{ daN.m}$$

$$e_{0s} = \frac{M_s}{N_s} = \frac{60}{172.5} = 0.347 \text{ m}$$

➤ **Sollicitations ramenées au centre de gravité des aciers tendus :**

$$\begin{cases} e_A = e_{0s} + \left(d - \frac{b}{2}\right) = 0.347 + \left(0.09 - \frac{0.1}{2}\right) = 0.387 \text{ m} \\ M_{sA} = N_s \times e_A = 172.5 \times 0.387 = 66.758 \text{ daN.m} \end{cases}$$

### IV.3.4 Ferrailage de l'acrotère

Le BAEL 91 (art 5-3-1) préconise de prévoir pour les éléments exposés aux intempéries, le ferrailage est effectué pour des bandes de 1m de largeur.

➤ **Moment réduit de référence :**

$$\mu_r = \frac{0.8h}{d} \left(1 - 0.4 \frac{h}{d}\right) = \frac{0.8 \times 0.1}{0.09} \left(1 - 0.4 \frac{0.1}{0.09}\right) = 0.493$$

➤ **Moment réduit de agissant :**

$$\mu_u = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0.0011}{1 \times 0.09^2 \times 14.16} = 0.010$$

Avec  $\begin{cases} f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14.16 \text{ MPa} \\ d = 0.9h = 0.09 \text{ m} \end{cases}$

Dans ce cas  $\mu_u < \mu_R = 0.493 \rightarrow$  Section à simple armatures

$$A_{st} = \frac{M_{uA}}{z \times \sigma_{st}} = \frac{0.0011}{0.09 \times 348} = 0.351 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Avec  $\begin{cases} z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.09 \times (1 - 0.4 \times 0.012) = 0.090 \text{ m} \\ \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.010}) = 0.012 \\ \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} \end{cases}$

La section d'armature minimale :

$$A_{min} = \max\left(\frac{4}{\text{Périmètre}}; \frac{0.2B}{100}\right) = \max(3.74; 2) = 3.74 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc on opte pour les armatures longitudinales 5T10 avec  $A_{st} = 3.93 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Pour les armatures de répartition on a :

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98 \text{ cm}^2$$

Donc on opte pour les armatures de répartition 4T10 avec  $A_{st} = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$

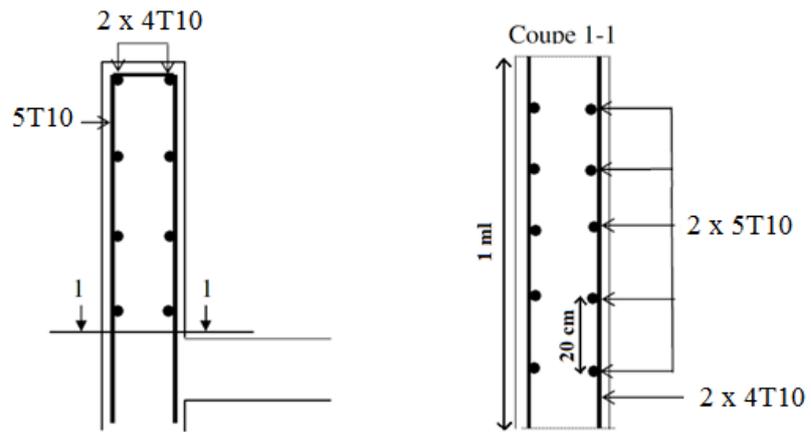


Figure III.17. Disposition des armatures dans l'acrotère

# CHAPITRE V :

## *Etude sismique*

## V.1. INTRODUCTION

Les actions dynamiques les plus complexes appliquées sur un bâtiment, sont généralement des actions du au séisme.

Ces actions sismiques induisent au niveau de la fondation des mouvements essentiellement horizontaux. Et à la superstructure des forces d'inertie qui s'oppose aux mouvements du sol, qui donnent des déplacements assez importants.

L'objectif est de déterminer tout d'abord des efforts sismiques sollicités la structure, et de vérifier après plusieurs paramètre.

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

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

On choisit la méthode d'analyse modale spectrale.

## V.2. PRINCIPE DE LA METHODE MODALE SPECTRALE

Le principe de cette méthode réside dans la détermination des modes propres de vibrations de la structure et le maximum des effets engendrées par l'action sismique, celle-ci étant représentée par un spectre de réponse de calcul. Les modes propres dépendent de la masse de la structure.

## V.3. CRITERES DE CLASSIFICATION PAR LE RPA99 V 2003

Pour ce cas, la structure se trouve dans la wilaya de Tlemcen qui se situe dans une zone de faible sismicité zone I.

Cet ouvrage représente un bâtiment à usage d'habitation dont la hauteur ne dépasse pas le 48m, il est considéré comme Ouvrages courants ou d'importance moyenne, groupe 2.

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

## V.4. ANALYSE DYNAMIQUE DE LA STRUCTURE

L'objectif de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des 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.

### V.4.1. Modélisation de la structure

La modélisation est l'établissement d'un modèle à partir de la structure réelle. Ceci sera suivi par certaines modifications afin d'approcher le comportement de la structure d'origine au maximum.

Le logiciel ROBOT, conçu pour le calcul et la conception des structures d'ingénieries, spécialement dans le domaine du bâtiment et des ouvrages de génie civil, permet dans un premier temps de modéliser la structure réelle.

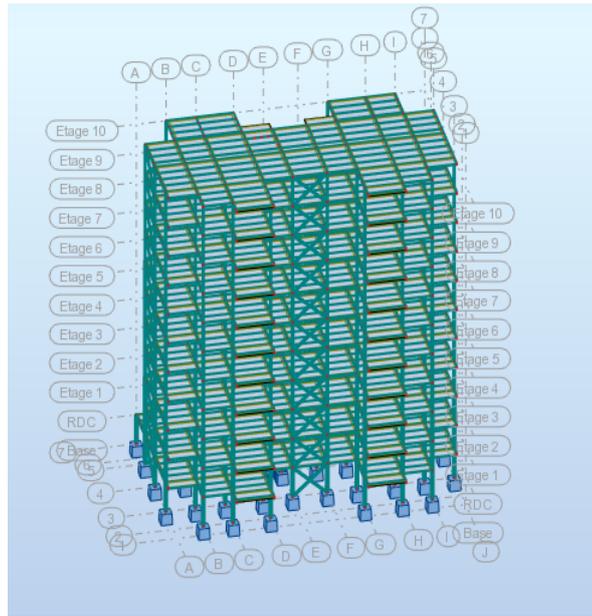


Figure V.1 Modèle de la structure en 3D.

### V.4.2. Spectre de réponse de calcul

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

$$\frac{S_a}{g} \begin{cases} 1.25 A \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 0.3 s \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \left( \frac{Q}{R} \right) & 0.3 s < T \end{cases}$$

Avec

- A : coefficient d'accélération de zone, donné suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment
- $\eta$  : facteur de correction d'amortissement.
- T1 et T2 Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site :

Site meuble S<sub>3</sub> :  $\begin{cases} T_1 = 0.15 s \\ T_2 = 0.50 s \end{cases}$

- 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 :  $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$

Tableau.V.1. Facteur de qualité suivant les deux sens.

Critère q	P <sub>q</sub>	
	Suivant X	Suivant Y
1. Conditions minimales sur les files de Contreventement	0	0
2. Redondance en plan	0	0
3. Régularité en plan	0	0
4. Régularité en élévation	0	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0.1	0.1
	Q <sub>x</sub> = 1.1	Q <sub>y</sub> = 1.1

### V.4.3. Analyse modale spectacle

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 la donnée suivantes :

- Zone sismique I (Tlemcen).
- Groupe d'usage 02 (**Ouvrages courants ou d'importance moyenne**)
- Site meuble (S3).
- Pourcentage d'amortissement ( $\xi = 5\%$ ).
- Coefficient de comportement ( $R = 4$ ).
- Facteur de qualité ( $Q = 1.1$ ) suivant X.
- Facteur de qualité ( $Q = 1.1$ ) suivant Y.

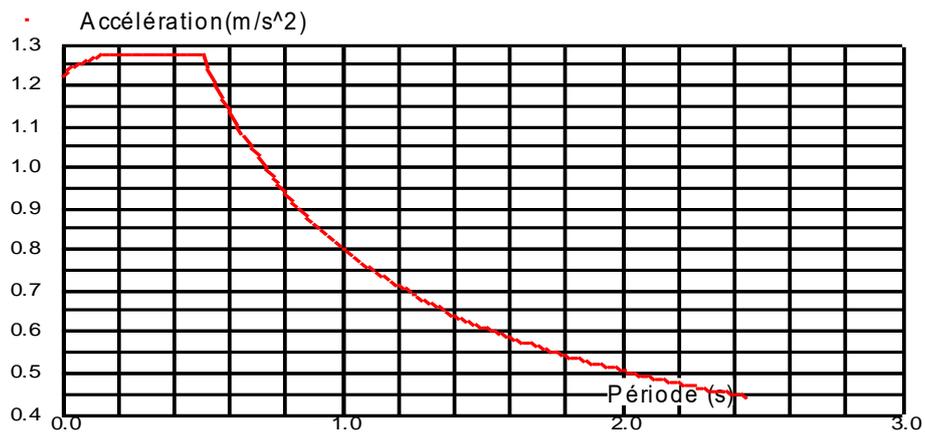


Figure V.2.. Spectre de réponse suivant X.

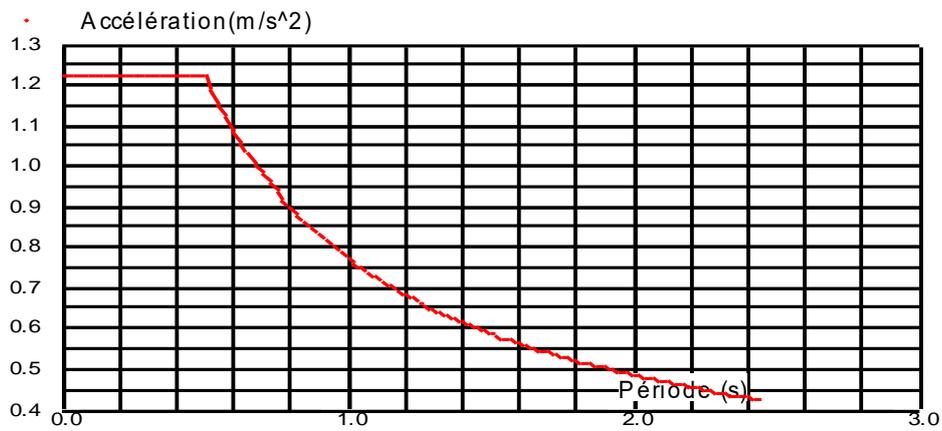
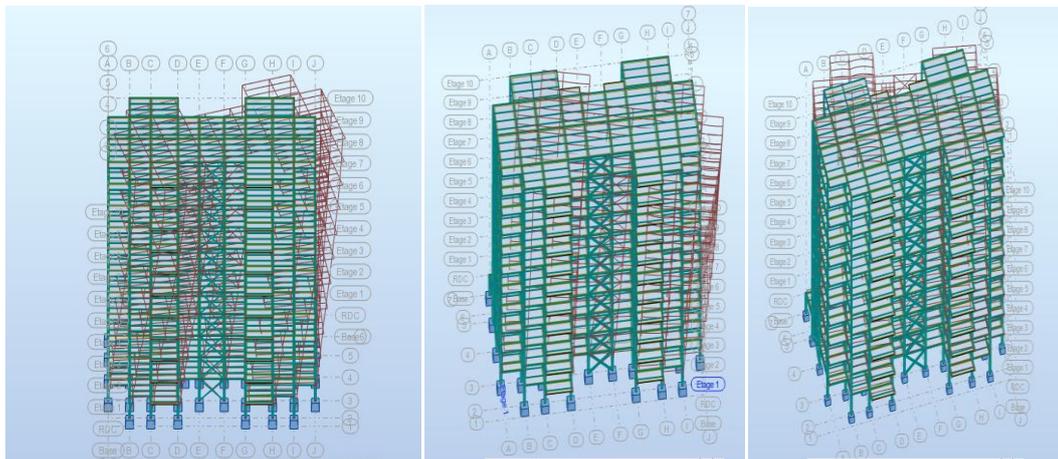


Figure V.3.. Spectre de réponse suivant Y



Mode

Mode 01

Mode 02

Mode 03

Période( sec)

0.59

0.45

0.40

Figure V. 4. Les 3 premiers modes de vibration lors du séisme

## V.5. VERIFICATION DE LA STRUCTURE

### V.5.1. Vérification de la période fondamentale de la structure

La valeur de T, calculée par le logiciel AUTODESK Robot, ne doit pas dépasser celle estimée à partir de la formule empirique appropriée de plus de 30%.

La période fondamentale obtenu par le logiciel :  $T = 0.59 \text{ s}$ .

La période empirique est donnée par la formule suivante :  $T_{emp} = C_T h_N^{3/4}$

- $h_N$  : Hauteur en mètre de la base de la structure au dernier niveau N.  $h_N=34.26 \text{ m}$
- $C_T$  : Coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage.

Dans ce cas :  $\begin{cases} C_T = 0.05 \\ T_{emp} = 0.71 \text{ s} \end{cases}$

Donc  $T = 0.59 \text{ s} > 130\% T_{emp} = 0.92 \text{ s}$ .

### V.5.2. Vérification de la force sismique à la base

La force sismique totale V est donnée par la formule suivante :

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

- A : Coefficient d'accélération de la zone : suivant la zone sismique et le groupe d'usage de bâtiment ( $A = 0.1$ ).
- D : Coefficient d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure (T).

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

- $T_2$  : période caractéristique, associée à la catégorie du site ( $T_2 = 0.5 \text{ s}$ )
- $\eta$  : facteur de correction d'amortissement avec  $\xi(\%)$  le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif.  
(Acier dense)  $\xi = 5\% \rightarrow \eta = 1$

$$D = 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \dots\dots\dots T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s}$$

$$D = 2.5 * 1 * \left(\frac{0.5}{0.59}\right)^{2/3} = 2.23$$

- Q : Facteur de qualité ( $Q_x = 1.1$  ;  $Q_y = 1.1$ ).
- R : Coefficient de comportement global de la structure donnée en fonction du système de contreventement (Ossature contreventée par palée triangulées en X) ( $R = 4$ ).
- W : Poids total de la structure (calculée par ROBOT)  $W = 2782578.186 \text{ daN}$

$$V_x = \frac{0.1 \times 1.1 \times 2.23}{4} \times 2782578.186 = 170307.29 \text{ daN} = 1703.07 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{0.1 \times 1.1 \times 2.23}{4} \times 2782578.186 = 170307.29 \text{ daN} = 1703.07 \text{ KN}$$

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.

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

comme suit :

**Tableau.V.2.Les forces sismiques suivant les deux sens.**

	Global $F_x$ (daN)	Global $F_y$ (daN)
$E_x$	18898.47	10767.10
$E_y$	9966.61	12519.10

$$V_{xdynamique} = \sqrt{F_x^2 + F_y^2} = 21750.46 \text{ daN}$$

$$V_{ydynamique} = \sqrt{F_x^2 + F_y^2} = 16001.91 \text{ daN}$$

**Tableau.V.3. Comparaison de  $V_{dynt}$  avec 80%  $V$ .**

	$V_t$ (daN)	$V$ (daN)	80% $V$ (daN)	$V_t > 80\% V$
$V_x$	195605.58	170307.29	136245.832	Vérifiée
$V_y$	180734.21	170307.29	136245.832	Vérifiée

### V.5.3. Vérification des déplacements

Le déplacement horizontal à chaque niveau 'K' de la structure est calculé comme suit :

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

- $\delta_{ek}$  : 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 :

$$\Delta k = \delta_k - \delta_{k-1} < H \text{ etage} / 100$$

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport à l'étage qui lui est adjacent doivent satisfaire à l'article 5.10, c'est-à-dire que ces derniers ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

Tableau.V.4. Déplacements résultants suivant X.

Niveau	$\delta_k$ (cm)	$\delta k$ (cm)	$\Delta k$ (cm)	Heta ge/100	$\Delta k < H_{\text{étage}}/100$
RDC	0,141	0.564	0.564	3,06	Vérifiée
1 <sup>er</sup> étage	0,330	1.32	0.756	3,06	Vérifiée
2 <sup>ème</sup> étage	0,497	1.98	0.660	3,06	Vérifiée
3 <sup>ème</sup> étage	0,661	2.644	0.664	3,06	Vérifiée
4 <sup>ème</sup> étage	0,864	3.456	0.812	3,06	Vérifiée
5 <sup>ème</sup> étage	1,053	4.212	0.756	3,06	Vérifiée
6 <sup>ème</sup> étage	1,221	4.884	0.672	3,06	Vérifiée
7 <sup>ème</sup> étage	1,367	5.468	0.584	3,06	Vérifiée
8 <sup>ème</sup> étage	1,551	6.204	0.736	3,06	Vérifiée
9 <sup>ème</sup> étage	1,754	7.016	0.812	3,06	Vérifiée
10 <sup>ème</sup> étage	1,941	7.916	0.900	3,06	Vérifiée

Tableau.V.5. Déplacements résultants suivant Y.

Niveau	$\delta_k$ (cm)	$\delta k$ (cm)	$\Delta k$ (cm)	Hetage/100	$\Delta k < H_{\text{étage}}/100$
RDC	0,046	0.184	0.184	3,06	Vérifiée
1 <sup>er</sup> étage	0,098	0.394	0.212	3,06	Vérifiée
2 <sup>ème</sup> étage	0,173	0.694	0.300	3,06	Vérifiée
3 <sup>ème</sup> étage	0,301	1.206	0.512	3,06	Vérifiée
4 <sup>ème</sup> étage	0,462	1.848	0.642	3,06	Vérifiée
5 <sup>ème</sup> étage	0,692	2.768	0.920	3,06	Vérifiée
6 <sup>ème</sup> étage	0,952	3.808	1.040	3,06	Vérifiée
7 <sup>ème</sup> étage	1,346	5.384	1.576	3,06	Vérifiée
8 <sup>ème</sup> étage	1,799	7.196	1.812	3,06	Vérifiée
9 <sup>ème</sup> étage	2.319	9.276	2.080	3,06	Vérifiée
10 <sup>ème</sup> étage	2.892	11.578	2.302	3,06	Vérifiée

# CHAPITRE VI :

## *Dimensionnement des éléments structuraux et secondaires*

## VI.1. INTRODUCTION

La solution structurelle la plus économique pour les bâtiments à étages multiples est donnée par les ossatures en acier simples, contreventées, rigides,

La structure est composée de poutres principales et de poteaux et les éléments secondaires sont les poutres secondaires et les contreventements.

Tous les éléments de la structure doivent être déterminés et vérifiés de sorte à résister aux charges appliquées et cela en passant par la réglementation du CCM97.

## VI.2. DIMENSIONNEMENT DES POUTRES

Les poutres principales et secondaires 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.

### VI.2.1. Poutre principale de rive terrasse

Pour les poutres principales de rive de terrasse, on a tiré des profilés en IPE 200.

D'après le Logiciel Autodesk Robot, on prend les valeurs de charges les plus importantes sous la combinaison la plus défavorable qui est  $G + Q + Ex$  avec :

$$M_{Sd} = 2305.65 \text{ daN.m} \quad V_{Sd} = 1985.98 \text{ daN}$$

#### VI.2.1.1. Classe du profilé IPE 200

##### ➤ Classe de l'âme fléchie

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

$$\frac{159}{5.6} = 28.39 < 72 \rightarrow \text{L'âme est de classe I.}$$

##### ➤ Classe de la semelle comprimée

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

$$\frac{100/2}{8.5} = 5.88 \leq 10 \rightarrow \text{la semelle est de classe I.}$$

Donc la section du profilé global est de classe I.

#### VI.2.1.2. Vérification du cisaillement

On doit vérifier que :  $V_{Sd} \leq V_{pl.Rd}$

$$V_{pl.Rd} = \frac{0.58 \times f_y \times A_v}{\gamma_{m0}} \quad \text{Avec :} \quad A_v = A - 2 b t_f + (t_w + 2 r) t_f = 1400 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl.Rd} = \frac{0.58 \times 235 \times 1400}{1.1} = 173472.727 \text{ N}$$

$$V_{Sd} = 1985.98 \text{ daN} < V_{pl.Rd} = 17347.27 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$V_{Sd} = 1985.98 \text{ daN} < 0.5 V_{pl.Rd} = 8673.63 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

### VI.2.1.3. Vérification du moment fléchissant

On doit vérifier que :  $M_{Sd} \leq M_{ply.Rd}$

$$M_{Plyrd} = \frac{W_{PLY}}{\gamma_{m0}} \times f_y = \frac{221 \times 10^3 \times 235}{1.1} = 47213636.36 \text{ N.mm}$$

$$M_{Sd} = 2305.65 \text{ daN.m} < M_{ply.Rd} = 4721.363 \text{ daN.m} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Le profilé IPE 200 répond à toutes les conditions de CCM97 concernant la vérification de résistance.

### VI.2.2. Poutre intermédiaire pour terrasse

Pour les poutres principales intermédiaires de terrasse, on a tiré des profilés en IPE 220.

D'après le Logiciel Autodesk Robot, on prend les valeurs de charges les plus importantes sous la combinaison la plus défavorable qui est G + Q + Ex avec :

$$M_{Sd} = 3187.95 \text{ daN.m} \quad V_{Sd} = 4368.22 \text{ daN}$$

#### VI.2.2.1. Classe du profilé IPE 220

##### ➤ Classe de l'âme fléchie

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon \quad \text{Avec } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \rightarrow \varepsilon = 1 \quad \frac{177.6}{5.9} = 30.10 < 72 \rightarrow \text{L'âme est de classe I.}$$

##### ➤ Classe de la semelle comprimée

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10\varepsilon \quad \frac{110/2}{9.2} = 5.97 \leq 10 \rightarrow \text{la semelle est de classe I.}$$

Donc la section du profilé global est de classe I.

#### VI.2.2.2. Vérification du cisaillement

On doit vérifier que :  $V_{Sd} \leq V_{pl.Rd}$

$$V_{pl.Rd} = \frac{0.58 \times f_y \times A_v}{\gamma_{m0}} \quad \text{Avec :} \quad A_v = A - 2 b t_f + (t_w + 2 r) t_f = 1591.08 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl.Rd} = \frac{0.58 \times 235 \times 1591.08}{1.1} = 197149.27 \text{ N}$$

$$V_{Sd} = 4368.22 \text{ daN} < V_{pl.Rd} = 19714.9 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$V_{Sd} = 4368.22 \text{ daN} < 0.5 V_{pl.Rd} = 9854.4 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

#### VI.2.2.3. Vérification du moment fléchissant

On doit vérifier que :  $M_{Sd} \leq M_{ply.Rd}$

$$M_{Plyrd} = \frac{W_{PLY}}{\gamma_{m0}} \times f_y = \frac{285 \times 10^3 \times 235}{1.1} = 60883636.36 \text{ N.mm}$$

$$M_{Sd} = 3187.95 \text{ daN.m} < M_{ply.Rd} = 6088.36 \text{ daN.m}$$

Le profilé IPE220 répond à toutes les conditions de CCM97 concernant la vérification de résistance.

### VI.2.3. Poutre principale de rive d'étage courant

Pour les poutres principales de rive d'étage courant, on a tiré des profilés en IPE 300.

D'après le Logiciel Autodesk Robot, on prend les valeurs de charges les plus importantes sous la combinaison la plus défavorable qui est G + Q + Ex avec :

$$M_{Sd} = 3201.30 \text{ daN.m} \quad V_{Sd} = 6354.71 \text{ daN}$$

#### VI.2.3.1. Classe du profilé IPE 300

##### ➤ Classe de l'âme fléchie

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

$$\frac{248.6}{7.1} = 35.01 < 72 \rightarrow \text{L'âme est de classe I.}$$

##### ➤ Classe de la semelle comprimée

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

$$\frac{150/2}{10.7} = 7.009 \leq 10 \rightarrow \text{la semelle est de classe I.}$$

Donc la section du profilé global est de classe I.

#### VI.2.4.2. Vérification du cisaillement

On doit vérifier que :  $V_{Sd} < V_{pl.Rd}$

$$V_{pl.Rd} = \frac{0.58 \times f_y \times A_v}{\gamma_{m0}} \quad \text{Avec :} \quad A_v = A - 2 b t_f + (t_w + 2 r) t_f = 2566.97 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl.Rd} = \frac{0.58 \times 235 \times 2566.97}{1.1} = 318070 \text{ N}$$

$$V_{Sd} = 6354.71 \text{ daN} < V_{pl.Rd} = 31807 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$V_{Sd} = 6354.71 \text{ daN} < 0.5V_{pl.Rd} = 159035 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

#### VI.2.4.3. Vérification du moment fléchissant

On doit vérifier que :  $M_{Sd} \leq M_{ply.Rd}$

$$M_{ply.Rd} = \frac{W_{ply}}{\gamma_{m0}} \times f_y = \frac{628 \times 10^3 \times 235}{1.1} = 134163636.36 \text{ N.mm}$$

$$M_{Sd} = 3201.30 \text{ daN.m} < M_{ply.Rd} = 13416.36 \text{ daN.m} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Le profilé IPE300 répond à toutes les conditions de CCM97 concernant la vérification de résistance.

### VI.2.4. Poutre principale intermédiaire étage courant

Pour les poutres principales intermédiaires d'étage courant, on a tiré des profilés IPE 330.

D'après le Logiciel Autodesk Robot, on prend les valeurs de charges les plus importantes sous la combinaison la plus défavorable qui est  $G + Q + Ex$  avec :

$$M_{Sd} = 8130.40 \text{ daN.m} \quad V_{Sd} = 7565.20 \text{ daN}$$

#### VI.2.4.1. Classe du profilé IPE 330

##### ➤ Classe de l'âme fléchie

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

$$\frac{271}{7.5} = 36.13 < 72 \rightarrow \text{L'âme est de classe I.}$$

##### ➤ Classe de la semelle comprimée

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

$$\frac{160/2}{11.5} = 6.95 \leq 10 \rightarrow \text{la semelle est de classe I.}$$

Donc la section du profilé global est de classe I.

#### VI.2.4.2. Vérification du cisaillement

On doit vérifier que :  $V_{Sd} \leq V_{pl.Rd}$

$$V_{pl.Rd} = \frac{0.58 \times f_y \times A_v}{\gamma_{m0}} \quad \text{Avec :} \quad A_v = A - 2 b t_f + (t_w + 2 r) t_f = 3080.25 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl.Rd} = \frac{0.58 \times 235 \times 3080.25}{1.1} = 381670.9 \text{ N}$$

$$V_{Sd} = 7565.20 \text{ daN} < V_{pl.Rd} = 38167.09 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$V_{Sd} = 7565.20 \text{ daN} < 0.5 V_{pl.Rd} = 19083.5 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

#### VI.2.4.3. Vérification du moment fléchissant

On doit vérifier que :  $M_{Sd} \leq M_{ply.Rd}$

$$M_{ply.Rd} = \frac{W_{pl.y}}{\gamma_{m0}} \times f_y = \frac{628 \times 10^3 \times 235}{1.1} = 134163636.36 \text{ N.mm}$$

$$M_{Sd} = 8130.40 \text{ daN.m} < M_{ply.Rd} = 13416.36 \text{ daN.m} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Le profilé IPE330 répond à toutes les conditions de CCM97 concernant la vérification de résistance.

### VI.2.5. Poutres secondaires

Pour les poutres secondaires, on a tiré des profilés en IPE 220.

D'après le Logiciel Autodesk Robot, on prend les valeurs de charges les plus importantes sous la combinaison la plus défavorable qui est  $G + Q + EY$  avec :

$$M_{Sd} = 4865.71 \text{ daN.m} \quad V_{Sd} = 4648.95 \text{ daN}$$

#### VI.2.5.1. Classe du profilé IPE 220

##### ➤ Classe de l'âme fléchie

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

$$\frac{177.6}{5.9} = 30.10 < 72 \rightarrow \text{L'âme est de classe I.}$$

##### ➤ Classe de la semelle comprimée

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10\varepsilon \quad \frac{110/2}{9.2} = 5.97 \leq 10 \rightarrow \text{la semelle est de classe I.}$$

Donc la section du profilé global est de classe I.

#### VI.2.2.2. Vérification du cisaillement

On doit vérifier que :  $V_{Sd} \leq V_{pl.Rd}$

$$V_{pl.Rd} = \frac{0.58 \times f_y \times A_v}{\gamma_{m0}} \quad \text{Avec :} \quad A_v = A - 2 b t_f + (t_w + 2 r) t_f = 1591.08 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl.Rd} = \frac{0.58 \times 235 \times 1591.08}{1.1} = 197149.27 \text{ N}$$

$$V_{Sd} = 4648.95 \text{ daN} < V_{pl.Rd} = 19714.9 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$V_{Sd} = 4648.95 \text{ daN} < 0.5 V_{pl.Rd} = 9854.4 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

#### VI.2.2.3. Vérification du moment fléchissant

On doit vérifier que :  $M_{Sd} \leq M_{ply.Rd}$

$$M_{ply.Rd} = \frac{W_{PLY}}{\gamma_{m0}} \times f_y = \frac{285 \times 10^3 \times 235}{1.1} = 60883636.36 \text{ N.mm}$$

$$M_{Sd} = 4865.71 \text{ daN.m} < M_{ply.Rd} = 6088.36 \text{ daN.m}$$

Le profilé IPE220 répond à toutes les conditions de CCM97 concernant la vérification de résistance.

### VI.3. DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX

Les poteaux sont des éléments qui travaillent principalement à la compression et la flexion, et cela par les charges du plancher et des efforts horizontaux, donc les poteaux sont dimensionnés à la flexion composée.

#### VI.3.1. Tronçon du RDC au 3<sup>ème</sup> étage

Pour ce tronçon on a tiré des profilés en HEA 450.

D'après le Logiciel Autodesk Robot, on prend les valeurs de charges les plus importantes sous la combinaison la plus défavorable qui est G + Q + EX avec :

$$N_{Sd} = 304670.8 \text{ daN}$$

$$M_{y,Sd} = 9397.52 \text{ daN.m}$$

$$M_{z,Sd} = 1020.95 \text{ daN.m}$$

$$V_{Sd} = 2050.70 \text{ daN}$$

##### VI.3.1.1. Classe du profilé HEA 450

###### ➤ Classe de l'âme fléchie et comprimée

Dans ce cas  $\alpha = 0.42 < 0.5$  (ANNEXE C)

$$\frac{d}{t_w} \leq \frac{36\varepsilon}{\alpha}$$

$$\frac{344}{11.5} = 29.91 < \frac{36}{0.23} = 156.52 \rightarrow \text{l'âme est de classe I}$$

###### ➤ Classe de la semelle comprimée

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

$$\frac{300/2}{21} = 7.14 < 10 \rightarrow \text{la semelle est de classe I.}$$

Donc la section du profilé global est de classe I.

##### VI.3.1.2. Vérification du cisaillement

On doit vérifier que :  $V_{Sd} \leq V_{pl.Rd}$

$$V_{pl.Rd} = \frac{0.58 \times f_y \times A_v}{\gamma_{m0}} \quad \text{Avec :} \quad A_v = A - 2 b t_f + (t_w + 2 r) t_f = 6578 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl.Rd} = \frac{0.58 \times 235 \times 6578}{1.1} = 815074 \text{ N}$$

$$V_{Sd} = 2050.70 \text{ daN} < V_{pl.Rd} = 81507.4 \text{ daN}$$

Condition vérifiée.

### VI.3.1.3. Vérification de la résistance à la flexion composée

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  $\rightarrow \beta_w = 1$

$$\lambda_1 = 93.9 \cdot \varepsilon \text{ avec } \varepsilon = \left[ \frac{235}{f_y} \right]^{0.5} = 1 \rightarrow \lambda_1 = 93.9$$

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  $\lambda_{LT}$  est de forme :

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

$$\lambda_{LT} = \frac{0.5 \times 3060 \times \left( \frac{(3215 \times 10^3)^2}{4148 \times 10^9 \times 9465 \times 10^4} \right)^{0.25}}{\sqrt{3.093} \times \left[ \left( \frac{0.5}{0.5} \right)^2 + \frac{(0.5 \times 3060)^2 \times 81000 \times 243.8 \times 10^4}{3.14^2 \times 210000 \times 4148 \times 10^9} \right]^{0.25}} = 10.93$$

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

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{10.93}{93.9} = 0.116 < 0.4$$

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

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

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} A \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_y M_{ySd}}{W_{Ply} \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_z M_{zSd}}{W_{Plz} \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

#### ➤ Calcul de $\chi_{min}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{\frac{L f_y}{i_y}}{93.9 \varepsilon} = \frac{0.5 \times 3060}{93.9} = 0.086 \leq 0.2 \\ \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{\frac{L f_z}{i_z}}{93.9 \varepsilon} = \frac{0.5 \times 3060}{93.9} = 0.224 > 0.2 \end{array} \right.$$

Donc le flambement sera considéré juste dans le sens z-z

$$\phi_z = 0.5 \times \left[ 1 + \alpha (\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}_z^2 \right] = 0.5 \times \left[ 1 + 0.34(0.224 - 0.2) + 0.224^2 \right] = 0.54$$

Avec :  $\frac{H}{B} = \frac{440}{300} = 1.33 > 1.2$

Donc :  $\alpha = 0.34$  le facteur d'imperfection qui correspond a la courbe de flambement b

$$\chi_{\min} = \chi_z = \frac{1}{\phi_z + [\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2]^{0.5}} = \frac{1}{0.54 + [0.54^2 - 0.224^2]^{0.5}} = 0.96$$

➤ Calcul de  $k_y$  et  $k_z$

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{Sd}}{\chi_y \cdot A \cdot f_y}$$

Avec  $\mu_y = \bar{\lambda}_y (2 \times \beta_{My} - 4) + \frac{(W_{ply} - W_{ely})}{W_{ely}}$

$$\mu_y = 0.086 \times (2 \times 2.15 - 4) + \frac{3216 \times 10^3 - 2896 \times 10^3}{2896 \times 10^3} = 0.149$$

$$k_y = 1 - \frac{0.149 \times 3046708.05}{1 \times 17800 \times 235} = 0.891$$

$$k_z = 1 - \frac{\mu_z \cdot N_{Sd}}{\chi_z \cdot A \cdot f_y}$$

Avec  $\mu_z = \bar{\lambda}_z (2 \times \beta_{Mz} - 4) + \frac{(W_{plz} - W_{elz})}{W_{elz}}$

$$\mu_z = 0.224 \times (2 \times 2.15 - 4) + \frac{965.5 \times 10^3 - 631 \times 10^3}{631 \times 10^3} = 0.597$$

$$k_z = 1 - \frac{0.597 \times 3046708.05}{0.99 \times 17800 \times 235} = 0.56$$

$\beta_{My}$  ;  $\beta_{Mz}$  : Facteurs de moment uniforme équivalent (voir ANNEXE C)

Après avoir déterminé  $k_y$  et  $k_z$  et  $\chi_{\min}$

$$\frac{3046708.0}{0.98 \times 17800 \times \frac{235}{1.1}} + \frac{0.891 \times 9397.52 \times 10^4}{3215 \times 10^3 \times \frac{235}{1.1}} + \frac{0.597 \times 1020.95 \times 10^4}{965.5 \times 10^3 \times \frac{235}{1.1}} = 0.964 \leq 1$$

Le profilé HEA 450 répond à toutes les conditions de CCM97 concernant la vérification de résistance.

### VI.3.1.4. Vérification des déplacements

Il est nécessaire de vérifier les déplacements en tête de poteaux  $\Delta$ , afin de se prémunir contre d'éventuels désordres dans les éléments secondaires.

$$\Delta \leq \Delta_{ad} \quad \text{Avec} \quad \Delta_{ad} = \frac{h}{400} = \frac{306}{400} = 0.765 \text{ cm}$$

$$\Delta = \frac{\sigma_f h^2}{3 \times 10000H} \left(1 + \frac{1}{2k}\right)$$

➤  $\sigma_f$  : La contrainte à la flexion

$$\sigma_f = \frac{M_{y,Sd}}{W_{ply}} = \frac{9397.52}{2896 \times 10^{-6}} = 32.45 \text{ MPa}$$

➤  $h$  : Hauteur du poteau

➤  $H$  : Hauteur du profil du poteau

$$k = \frac{I_{y,poutre}}{l_{poutre}} \times \frac{h_{poteau}}{I_{y,poteau}} = \frac{11770}{3500} \times \frac{3060}{63720} = 0.16$$

$$\Delta = \frac{32.45 \times 3.06^2}{3 \times 10000 \times 0.44} \left(1 + \frac{1}{2 \times 0.16}\right) = 0.094 \text{ cm}$$

$$\Delta = 0.094 \text{ cm} \leq \Delta_{ad} = 0.765 \text{ cm}$$

Condition vérifiée.

**Remarque :** la procédure de calcul du poteau si dessus est la même pour les autres poteaux.

Le calcul des poteaux est récapitulé dans les tableaux

**Tableau.VI.1. Efforts et moments sollicitant sur les poteaux.**

Tronçons	profilés	Classe	$N_{Sd}$ (daN)	$M_{ySd}$ (daN.m)	$M_{zSd}$ (daN.m)	$V_{Sd}$ (daN)
Du 8 <sup>ème</sup> au 10 <sup>ème</sup>	HEA 280	Classe I	106150.765	8159.349	950.130	5145.723
Du 4 <sup>ème</sup> au 7 <sup>ème</sup>	HEA 300	Classe I	151082.305	7102.3	603.967	4265.178
Du RDC au 3 <sup>ème</sup>	HEA 450	Classe I	304670.8	9397.52	1020.95	2050.70

Tableau.VI.2. Résistance et déplacements des poteaux.

Tronçons	Profilés	$\bar{\lambda}_{LT}$	$\bar{\lambda}_Z$	$\chi_{min}$	Ratio	$0.5V_{plRd}$ (daN)	$\Delta$ (cm)	$\Delta_{ad}$ (cm)
Du 7 <sup>ème</sup> au 10 <sup>ème</sup>	HEA 280	0.17	0.240	0.90	0.90	19664.372	0.203	0.765
Du 3 <sup>ème</sup> au 6 <sup>ème</sup>	HEA 300	0.13	0.230	0.94	0.92	23096.654	0.112	0.765
Du RDC au 2 <sup>ème</sup>	HEA 450	0.116	0.224	0.96	0.96	40753.7	0.094	0.765

## VI.4. DIMENSIONNEMENT DES CONTREVENTEMENTS

Les contreventements ont la fonction générale de stabilisation de l'ossature. On peut distinguer sous ce terme général trois fonctions principales liées entre elles :

- Transmettre les efforts horizontaux.
- Limiter les déformations,
- Contribuer à augmenter la stabilité de la structure et de ses éléments.

Pour ce cas on a deux types de contreventement :

- Contreventement en X

La disposition des contreventements (voir ANNEXE A) s'est faite de tels sorte à minimiser la période et le déplacement, bonne répartition de la rigidité tout en respectant la fonctionnalité du bâtiment.

### VI.4.1. Contreventement en X

Pour ce type de contreventement on a tiré des profilés en 2 UPN 140 avec L = 4.4m

Puisque c'est un contreventement en X on met un assemblage au milieu donc le calcul sera fait avec la prise en compte de l = L/2 = 2.2 m

D'après le Logiciel Autodesk Robot, on prend les valeurs de charges les plus importantes sous la combinaison la plus défavorable qui est G + Q + 1.2 EY avec :

$$N_{Sd} = 18316.92 \text{ daN}$$

#### VI.4.1.1. Vérification à la traction

$$\frac{N_{Sd}}{2} \leq N_{t.Rd} = \min [N_{pl.Rd}; N_{u.Rd}]$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} N_{pl.Rd} : \text{Résistance plastique de la section brute} \\ N_{u.Rd} : \text{Résistance ultime de la section nette} \end{cases}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} N_{pl.Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{2040 \times 235}{1.1} = 435818.181 \text{ N} \\ N_{u.Rd} = 0.9 \times \frac{A_{net} \times f_u}{\gamma_{m2}} = 0.9 \times \frac{1914 \times 360}{1.25} = 496108.8 \text{ N} \end{array} \right.$$

$$\text{Avec } A_{net} = A - (d \times t) = 2040 - (18 \times 7) = 1914 \text{ mm}^2$$

Donc  $N_{t.Rd} = \min [435818.181; 496108.8] = 435818.181 N$

$\frac{N_{sd}}{2} = 9158.46 daN < N_{t.Rd} = 43581.818 daN$  Condition vérifiée.

## VI.5. DIMENSIONNEMENT DES ESCALIERS

Les escaliers sont en charpente métallique, ils sont constitués de trois volées droites et deux paliers intermédiaires. L'escalier se compose d'un certain nombre de marches dont la marche s'appelle l'embranchement et la longueur de marche s'appelle giron (g), la hauteur de marche s'appelle contre marche (h)

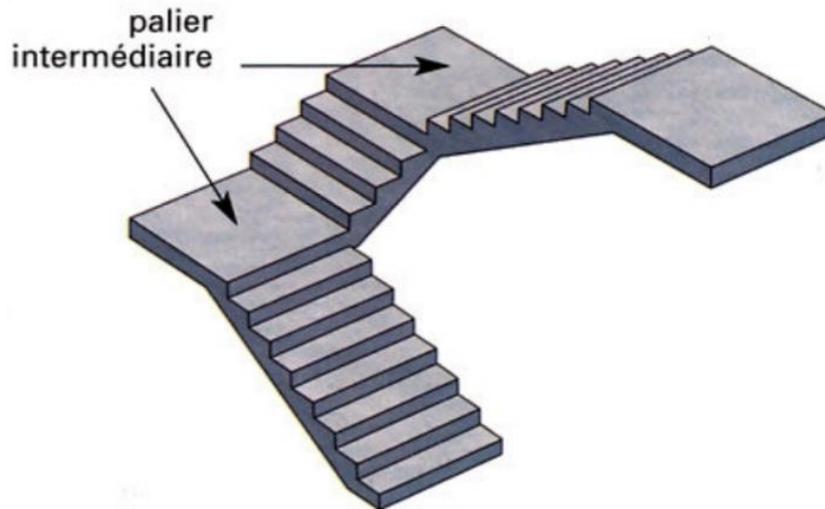


Figure VI .16. Escaliers a volées droites avec paliers intermédiaires.

### Dimensionnement

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

$$55 \text{ cm} \leq (g + 2h) \leq 66 \text{ cm}$$

h: Varie de 14 cm à 17 cm

g: Varie de 22 cm à 30 cm

Hauteur d'étage 3.06 m  $\rightarrow$  on prend :  $\begin{cases} h = 17 \text{ cm} \\ g = 25 \rightarrow 25 + 2 \times 17 = 59 \text{ cm} \end{cases}$

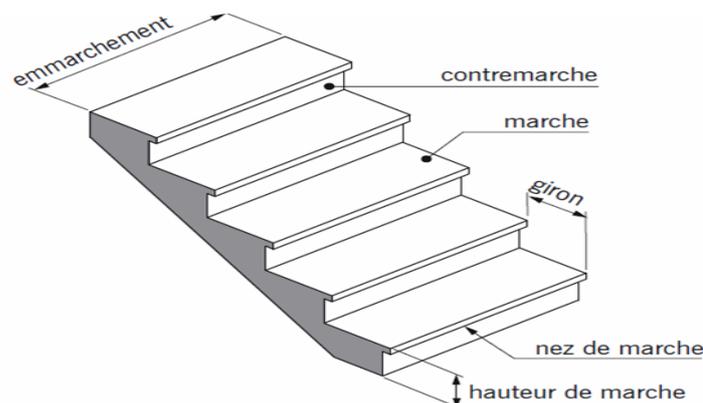


Figure VI.2. Constituants d'un escalier

### VI.5.1. Le nombre de marches (m)

Pour calculer le nombre de marches (m) il faut d'abord déterminer le nombre de contre marche (n) en divisant la hauteur total des escaliers sur la hauteur de la contre marche.

$$n = H/h = 153/17 = 09$$

$$m = n - 1 = 09 - 1 = 08$$

On a 8 marches pour la 1ère volée et 8 aussi pour la 2ème volée, La longueur totale de l'escalier sera donc  $L = g \times n = 25 \times 8 = 200$  cm

### VI.5.2. Longueur de la volée (L<sub>v</sub>)

$$\alpha = \tan^{-1} \left( \frac{H}{L} \right) = \tan^{-1} \left( \frac{153}{200} \right) = 37.41^\circ$$

$$L_v = \left( \frac{H}{\sin(\alpha)} \right) = \left( \frac{153}{\sin(37.41)} \right) = 2.51 \text{ m}$$

### VI.5.3. Dimensionnement des éléments porteurs

#### VI.5.3.1. Cornière de marche

Les marches sont fabriquées par des tôles striées et des cornières dont  $L = 1$  m

On modélise la marche comme une poutre simplement appuyée.

##### VI.5.3.1.1. Condition de flèche

La flèche doit satisfaire la condition suivante :

Le pré dimensionnement se fait à partir de la condition de flèche suivante :

$$f \leq \delta_{max} \rightarrow \delta_{max} = \frac{L}{250} = \frac{1}{250} = 0.4 \text{ cm}$$

$$f_{max} = \frac{q \times L^4}{384 \times E \times I_y}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times q \times L^3}{384 \times E}$$

$$q = (G + Q) \times g = (140 \times 250) \times 0.25 = 97.5 \text{ daN}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times 97.5 \times 1^3 \times 250}{384 \times 21 \times 10^9} = 5.41 \times 10^{-8} \text{ m}^4$$

$$I_y \geq 5.41 \text{ cm}^4$$

on prend  $L45 \times 45 \times 4$  avec  $I_y = 6.55 \text{ cm}^4$

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

La charge sera :  $Q_{ELS} = q + Pp = 97.5 + 2.74 \rightarrow Q_{ELS} = 100.24 \text{ daN/m}$

$$f = \frac{5qL^4}{384 EI_y} = \frac{5 \times 100.24 \times 1^4}{384 \times 21 \times 10^9 \times 1.80 \times 10^{-8}} = 0.003 \text{ m} < 0.004 \text{ m} \quad \text{condition vérifiée}$$

**➤ Classe de la cornière**

$$\frac{h}{t} < 15\varepsilon \rightarrow \frac{30}{4} = 7.5 < 15$$

$$\frac{b+h}{2t} < 11.5\varepsilon \rightarrow \frac{90}{8} = 11.25 < 11.5$$

Donc la cornière est de classe 3

**VI.5.3.1.2. Vérification de la résistance****➤ Vérification du cisaillement**

On doit vérifier que :  $V_{Sd} \leq V_{pl.Rd}$

$$V_{Sd} = \frac{Q_{ELU} \times L}{2} = \frac{144.672 \times 1}{2} = 72.33 \text{ daN}$$

$$V_{pl.Rd} = \frac{0.58 \times f_y \times A_v}{\gamma_{m0}} \quad \text{Avec :} \quad A_v = L \times t = 180 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl.Rd} = \frac{0.58 \times 235 \times 180}{1.1} = 22303.63 \text{ N}$$

$$V_{Sd} = 72.33 \text{ daN} < V_{pl.Rd} = 2230.363 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$0.5V_{pl.Rd} = 1115.181 \text{ daN} > V_{Sd} = 72.33 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**• Vérification du moment fléchissant**

On doit vérifier que :  $M_{Sd} \leq M_{ply.Rd}$

Ajout du poids propre du profilé choisit  $Pp = 2.72 \text{ Kg/m} = 2.72 \text{ daN/ml}$

$$Q_{ELU} = 1.35 (G + Pp) + 1.5 Q \rightarrow Q_{ELU} = 1.35 [(140 \times 0.25) + 2.72] + 1.5 (250 \times 0.25)$$

$$\rightarrow Q_{ELU} = 144.672 \text{ daN/ml}$$

$$M_{Sd} = \frac{Q_{ELU} \times L^2}{8} = \frac{144.672 \times 1^2}{8} = 18.08 \text{ daN.m}$$

$$M_{ply.Rd} = \frac{W_{el,y}}{\gamma_{m0}} \times f_y = \frac{1.97 \times 10^3 \times 235}{1.1} = 420863.63 \text{ N.mm}$$

$$M_{Sd} = 18.08 \text{ daN.m} < M_{ply.Rd} = 42.08 \text{ daN.m} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

La cornière L 45×45×4 répond à toutes les conditions de CCM97 concernant la vérification de résistance et la vérification de la flèche.

### VI.5.3.2. Limon

#### VI.5.3.2.1. Chargement

- Charge permanente :  $G_{volée} = 141 \text{ daN/m}^2$   
 $G_{palier} = 293 \text{ daN/m}^2$
- Charge d'exploitation :  $Q = 250 \text{ daN/m}^2$

Chargement à l'ELS :

Sur volée  $Q_1 = \frac{1}{2} \times (141 + 250) \times \cos(37.41) = 155.28 \text{ daN/m}$

Sur palier  $Q_2 = \frac{1}{2} \times (281 + 250) = 271.5 \text{ daN/m}$

Chargement à l'ELU :

Sur volée :

$$Q_1 = \left[ 1.35 \times \left( 141 \times \frac{1}{2} \right) + 1.5 \times \left( 250 \times \frac{1}{2} \right) \right] \times \cos(37.41) = 224.53 \text{ daN/m}$$

Sur palier :

$$Q_2 = \left[ 1.35 \times \left( 281 \times \frac{1}{2} \right) + 1.5 \times \left( 250 \times \frac{1}{2} \right) \right] = 385.275 \text{ daN/m}$$

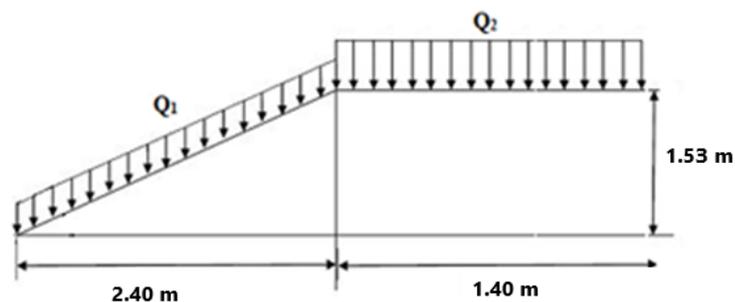


Figure VI.3. Descente des charges sur l'escalier.

#### ➤ La charge équivalente

$$Q_{eq-ELS} = \frac{(Q_1 \times L_1) + (Q_2 \times L_2)}{(L_1 + L_2)} = \frac{(155.28 \times 3.02) + (271.5 \times 1.40)}{(3.02 + 1.40)} = 198.41 \text{ daN/m}$$

$$Q_{eq-ELU} = \frac{(Q_1 \times L_1) + (Q_2 \times L_2)}{(L_1 + L_2)} = \frac{(224.53 \times 3.02) + (385.275 \times 1.40)}{(3.02 + 1.40)} = 275.44 \text{ daN/m}$$

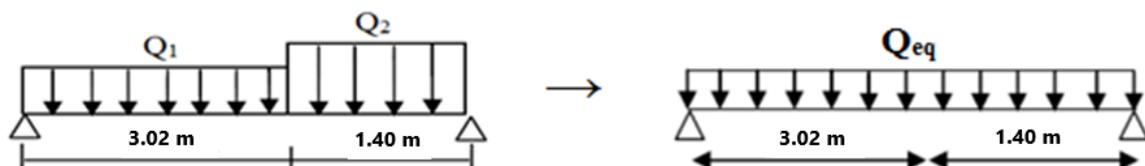


Figure VI.4. Charge équivalente.

**VI.5.3.2.2. Condition de flèche**

La flèche doit satisfaire la condition suivante :

$$f \leq \delta_{v \max} \rightarrow \delta_{v \max} = L/250 = 4.42/250 = 0.0176 \text{ m} \quad \text{avec} \quad f = \frac{5qL^4}{384 EI_y}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times 198.41 \times 4.42^3 \times 250}{384 \times 21 \times 10^9} = 26.5 \times 10^{-7} \text{ m}^4 \rightarrow I_y \geq 265.57 \text{ cm}^4$$

Donc on choisit : UPN 120 avec  $I_y = 364 \text{ cm}^4$ .

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

On ajoute le poids propre du profilé choisit :  $P_p = 13.4 \text{ Kg/m} = 13.4 \text{ daN/ml}$

La charge sera :  $Q_{eq-ELS} = Q_{eq} + P_p = 198.41 + 13.4 = 211.81 \text{ daN/ml}$

$$f = \frac{5QL^4}{384 EI_y} = \frac{5 \times 211.81 \times 4.42^4}{384 \times 21 \times 10^9 \times 36.4 \times 10^{-7}} = 0.0128 \text{ m} < 0.0176 \text{ m} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**VI.5.3.2.3. Vérification de la résistance**

- **Classe du profilé UPN 120**

- **Classe de l'âme fléchie**

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

$$\frac{98}{7} = 14 < 72 \rightarrow \text{L'âme est de classe I.}$$

- **Classe de la semelle comprimée**

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

$$\frac{55/2}{9} = 3.05 \leq 10 \rightarrow \text{la semelle est de classe I.}$$

Donc la section du profilé global est de classe I.

- **Vérification du cisaillement**

On doit vérifier que :  $V_{Sd} \leq V_{pl.Rd}$

$$V_{Sd} = \frac{Q_{eq-ELU} \times L}{2} = \frac{275.44 \times 4.42}{2} = 608.722 \text{ daN}$$

$$V_{pl.Rd} = \frac{0.58 \times f_y \times A_v}{\gamma_{mo}} \quad \text{Avec :} \quad A_v = A - 2 b t_f + (t_w + 2r)t_f$$

$$A_v = 1700 - 2 \times 55 \times 9 + (72 + 2 \times 9) \times 9 = 1520 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl.Rd} = \frac{0.58 \times 235 \times 1520}{1.1} = 188341.81 \text{ N}$$

$$V_{Sd} = 608.7 \text{ daN} < V_{pl.Rd} = 18834.18 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$V_{Sd} = 608.7 \text{ daN} < 0.5V_{pl.Rd} = 9417.09 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**➤ Vérification du moment fléchissant**

On doit vérifier que :  $M_{Sd} \leq M_{ply.Rd}$

$$M_{Sd} = \frac{Q_{eq-ELU} \times L^2}{8} = \frac{275.44 \times 4.42^2}{8} = 672.63 \text{ daN.m}$$

$$M_{Plyrd} = \frac{W_{Pl.y}}{\gamma_{m0}} \times f_y = \frac{72.6 \times 10^3 \times 235}{1.1} = 15510000 \text{ N.mm}$$

$$M_{Sd} = 672.63 \text{ daN.m} < M_{ply.Rd} = 1551 \text{ daN.m}$$

Condition vérifiée.

Le profilé UPN 120 répond à toutes les conditions de CCM97 concernant la vérification de résistance et la vérification de la flèche.

# CHAPITRE VII:

## *Etude des assemblages*

## VII.1. INTRODUCTION

L'importance du calcul des assemblages en construction métallique est comme celle du dimensionnement des pièces pour la sécurité finale de la construction.

Les nœuds entre les éléments résistants sont le point de passage des sollicitations d'un profilé à un autre donc l'assemblage doit être fait correctement pour assurer la continuité de matière.

Un mauvais assemblage peut mettre en cause le fonctionnement global de la structure.

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.

Les dessins techniques et autres détails sont représentés dans l'ANNEXE D.

## VII.2. ROLE DES ASSEMBLAGES

Un assemblage est un dispositif qui permet de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elles, en assurant la transmission et la réparation des diverses sollicitations entre les pièces.

Pour conduire les calculs selon les schémas classiques de la résistance des matériaux, il y a lieu de distinguer, parmi les assemblages :

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

## VII.3. CALCUL DES ASSEMBLAGES

### VII.3.1. Assemblage poteau – poutre (HEA 300 – IPE 330)

Le principe de l'assemblage est de souder une platine en bout de traverse, elle est percée symétriquement de part et d'autre de la poutre. Les mêmes perçages qui sont effectués sur l'aile du poteau, permettent de solidariser les deux éléments assemblés.

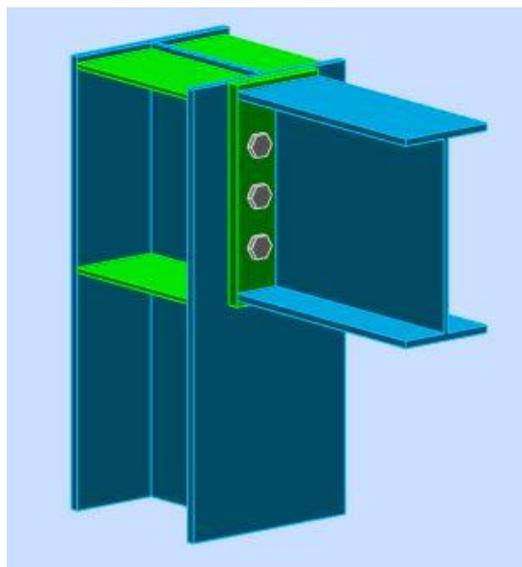


Figure VII.1. Assemblage poteau-poutre.

**VII.3.1.1. Efforts sollicitant**

Les efforts sollicitant de l'assemblage sous la combinaison G + Q + EX :

$$V_{sd} = 8320.323 \text{ daN}$$

$$M_{sd} = 10069.895 \text{ daN.m}$$

**VII.3.1.2. Soudure de la platine**➤ **Cordon de soudure**

Epaisseur de la platine :  $\text{ép} = 20 \text{ mm} \rightarrow a_{\min} = 5 \text{ mm} \leq a \leq a_{\max} = 14 \text{ mm}$

Epaisseur de la semelle IPE 330 :  $t_f = 11.5 \text{ mm} \rightarrow a_{\min} = 3 \text{ mm} \leq a \leq a_{\max} = 8 \text{ mm}$

Epaisseur de l'âme IPE 330 :  $t_w = 7.5 \text{ mm} \rightarrow a_{\min} = 3 \text{ mm} \leq a \leq a_{\max} = 5 \text{ mm}$

On prend une valeur commune:  $a = 5 \text{ mm}$

➤ **Vérification de la soudure de la semelle a la traction**

$$N_{sd} \leq F_{w,rd}$$

$$N_{sd} = \frac{M_{sd}}{h} = \frac{10069.895}{0.330} = 30514.83 \text{ daN}$$

$$F_{w,rd} = \frac{a \times \sum l \times f_u}{\sqrt{2} \times \beta_w \times \gamma_{mw}}$$

➤ La nuance d'acier utilisé est S 235 donc  $\begin{cases} \beta_w = 0.8 \\ \gamma_{mw} = 1.25 \end{cases}$

➤ La longueur totale des cordons de soudure de la semelle  $\sum l = 299.5 \text{ mm}$

$$F_{w,rd} = \frac{5 \times 299.5 \times 360}{\sqrt{2} \times 0.8 \times 1.25} = 38120.12 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 30514.83 \text{ daN} < F_{w,rd} = 38120.12 \text{ daN}$$

Condition vérifiée.

➤ **Vérification de la soudure de l'âme au cisaillement**

$$V_{sd} \leq F_{v,rd}$$

$$F_{v,rd} = \frac{a \times \sum l \times f_u}{\sqrt{3} \times \beta_w \times \gamma_{mw}}$$

➤ La nuance d'acier utilisé est S 235 donc  $\begin{cases} \beta_w = 0.8 \\ \gamma_{mw} = 1.25 \end{cases}$

➤ La longueur totale des cordons de soudure de l'âme  $\sum l = 307 \text{ mm}$

$$F_{v,rd} = \frac{5 \times 307 \times 360}{\sqrt{3} \times 0.8 \times 1.25} = 31904.37 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 8320.323 \text{ daN} < F_{v,rd} = 31904.37 \text{ daN}$$

Condition vérifiée.

### VII.3.1.3. Disposition constructive

Pour des raisons pratiques on évite toujours la mise en œuvre dans un même assemblage des boulons de diamètres différents.

On prend deux files de 3 boulons  $\varnothing 20$  classe 10.9 HR avec :

$$\begin{cases} h_1 = 239.25 \text{ mm} \\ h_2 = 159.25 \text{ mm} \\ h_3 = 79.25 \text{ mm} \end{cases} \quad h_i \text{ est la distance entre le boulon et l'axe de la semelle comprimée}$$

L'épaisseur la plus mince :  $t = \min(t_f ; t_{\text{platine}}) = \min(14 ; 20) = 14 \text{ mm}$

$d_0 = \varnothing + 2 = 22 \text{ mm}$

➤ **Entraxes ( $p_1, p_2$ )**

2,2  $d_0 \leq p_1 \leq 14t$  Alors on prend  $p_1 = 80 \text{ mm}$ .

3  $d_0 \leq p_2 \leq 14t$  Alors on prend  $p_2 = 80 \text{ mm}$ .

➤ **Pinces ( $e_1, e_2$ )**

1,2  $d_0 \leq e_1 \leq 12t$  Alors on prend  $e_1 = 100 \text{ mm}$ .

1,5  $d_0 \leq e_2 \leq 12t$  Alors on prend  $e_2 = 50 \text{ mm}$ .

### VII.3.1.4. Calcul de la hauteur de la partie comprimé

$$x = t_f \sqrt{\frac{b}{t_w}} = 11.5 \sqrt{\frac{160}{7.5}} = 53.11 \text{ mm}$$

L'axe neutre se trouve au-dessous de la dernière rangée de boulons ce qu'il fait que tous les boulons travaillent à la traction.

### VII.3.1.5. Vérification a la traction

$F_{t,Sd} \leq F_{t,Rd}$  avec  $F_{t,Sd}$  l'effort de traction du boulon le plus sollicité

$$F_{t,Sd} = \frac{M_{sd} \times h_1}{2 \times \sum h_i^2} = \frac{10069.895 \times 0.239}{2 \times (0.079^2 + 0.159^2 + 0.239^2)} = 13575.26 \text{ daN}$$

$$F_{p,Rd} = 0.7 \times A_s \times f_{ub} = 0.7 \times 245 \times 1000 = 17150 \text{ daN}$$

$$F_{t,Sd} = 13575.26 \text{ daN} < F_{p,Rd} = 17150 \text{ daN}$$

Condition vérifiée.

### VII.3.1.6. Vérification au poinçonnement de la platine

$$F_{t,Sd} \leq B_{p,Rd}$$

$$B_{p,Rd} = \frac{0.6 \times \pi \times d_m \times t_p \times f_u}{\gamma_{mb}} = \frac{0.6 \times 3.14 \times 24.58 \times 20 \times 360}{1.25} = 26673.8 \text{ daN}$$

$$F_{t,Sd} = 13575.26 \text{ daN} < B_{p,Rd} = 26673.8 \text{ daN}$$

Condition vérifiée.

**VII.3.1.7. Vérification au glissement**

$$\frac{V_{sd}}{n} \leq F_{s,Rd}$$

$$F_{s,Rd} = \frac{k_s n \mu F_{p,Rd}}{\gamma_{ms}}$$

- $k_s = 1$  trou nominal
- $n = 1$  un plan de glissement
- $\mu = 0.3$  coefficient de frottement (brossé)

$$F_{s,Rd} = \frac{1 \times 1 \times 0.3 \times 17150}{1.1} = 4677.27 \text{ daN}$$

$$\frac{V_{sd}}{6} = 1386.72 \text{ daN} < F_{s,Rd} = 4677.27 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**VII.3.1.8. Vérification de la résistance de l'âme du poteau dans la zone tendue**

$$F_v \leq F_{t,Rd}$$

$$F_{t,Rd} = t_w p_1 \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = 8.5 \times 80 \times \frac{235}{1.1} = 14527.27 \text{ daN}$$

$$F_v = \frac{M_{sd}}{h - t_f} = \frac{10069.895}{0.330 - 0.012} = 31666.32 \text{ daN}$$

$$F_v = 32036.72 \text{ daN} \geq F_{t,Rd} = 14527.27 \text{ daN} \quad \text{Condition non vérifiée.}$$

La résistance de l'âme du poteau à la traction est faible en comparaison avec l'effort agissant, il faut donc prévoir un raidisseur.

**VII.3.1.9. Vérification de la résistance de l'âme du poteau dans la zone comprimée**

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

$$F_{c,Rd} = \frac{k_c \rho b_{eff} t_{wc} f_y}{\gamma_{m1} \sqrt{(1 + 1.3 (b_{eff} / h)^2)}}$$

$$\text{➤ } b_{eff} = t_{fb} + 2a_p \sqrt{2} + 5(t_{fc} + r_c) + 2t_p$$

$$b_{eff} = 11.5 + 2 \times 5 \times \sqrt{2} + 5 + (21 + 27) + 2 \times 20 = 113.64 \text{ mm}$$

$$\text{➤ } \begin{cases} \sigma_{c,sd} \leq 0.7 f_y & \rightarrow k_c = 1 \\ \sigma_{c,sd} > 0.7 f_y & \rightarrow k_c = 1.7 - \sigma_{c,sd} / f_y \end{cases}$$

$\sigma_{c,sd}$  : Contrainte normale de compression ans l'âme du poteau dû à l'effort de compression et au moment fléchissant.

$$\sigma_{c,sd} = \frac{V_{sd}}{A_c} + \frac{M_{sd} z_{max}}{I_y} = \frac{8320.323}{11250} + \frac{10068.95 \times 145}{18260 \times 10^4} = 7.475 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c,sd} = 7.475 \text{ MPa} \leq 0.7 f_y = 164.5 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad k_c = 1$$

$$\rho = \begin{cases} \bar{\lambda}_p \leq 0.72 & \rightarrow \rho = 1 \\ \bar{\lambda}_p > 0.72 & \rightarrow \rho = (\bar{\lambda}_p - 0.2) / \bar{\lambda}_p^2 \end{cases}$$

$$\bar{\lambda}_p = 0.0932 \sqrt{\frac{b_{eff} d_{wc} f_y}{E t_{wc}^2}} = 0.0932 \sqrt{\frac{113.64 \times 208 \times 235}{210000 \times 8.5^2}} = 0.05$$

$$\bar{\lambda}_p = 0.05 \leq 0.72 \rightarrow \rho = 1$$

$$F_{c,Rd} = \frac{1 \times 1 \times 113.64 \times 7.5 \times 235}{1.1 \times \sqrt{(1 + 1.3 (113.64/330)^2)}} = 16948.616 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = \sum N_i$$

$$N_1 = \frac{M_{sd} \times h_1}{\sum h_i^2} = \frac{10069.895 \times 0.239}{(0.079^2 + 0.159^2 + 0.239^2)} = 27150.53 \text{ daN}$$

$$N_2 = \frac{M_{sd} \times h_2}{\sum h_i^2} = \frac{10069.895 \times 0.159}{(0.079^2 + 0.159^2 + 0.239^2)} = 18062.49 \text{ daN}$$

$$N_3 = \frac{M_{sd} \times h_3}{\sum h_i^2} = \frac{10069.895 \times 0.079}{(0.079^2 + 0.159^2 + 0.239^2)} = 8974.444 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 27150.53 + 18062.49 + 8974.444 = 54187.464 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 54187.464 \text{ daN} > F_{c,Rd} = 16948.616 \text{ daN} \quad \text{Condition non vérifiée.}$$

La résistance de l'âme du poteau en compression est faible en comparaison avec l'effort agissant, il faut donc prévoir un raidisseur.

### VII.3.1.10. Vérification de la résistance de l'âme du poteau dans la zone cisailée

$$F_v \leq V_{Rd}$$

$$V_{Rd} = \frac{0.58 f_y A_v}{\gamma_{m0}} = \frac{0.58 \times 235 \times 3728}{1.1} = 46193.3 \text{ daN}$$

$$F_v = \frac{M_{sd}}{h - t_f} = \frac{10069.895}{0.330 - 0.012} = 31666.33 \text{ daN}$$

$$F_v = 31666.33 \text{ daN} \leq V_{Rd} = 46193.3 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

### VII.3.2. Assemblage poteau – poutre secondaire (HEA 300 – IPE 220)

Cet assemblage est réalisé avec boulonnage de l'âme de la poutre secondaire avec la platine soudée perpendiculairement avec l'âme du poteau.

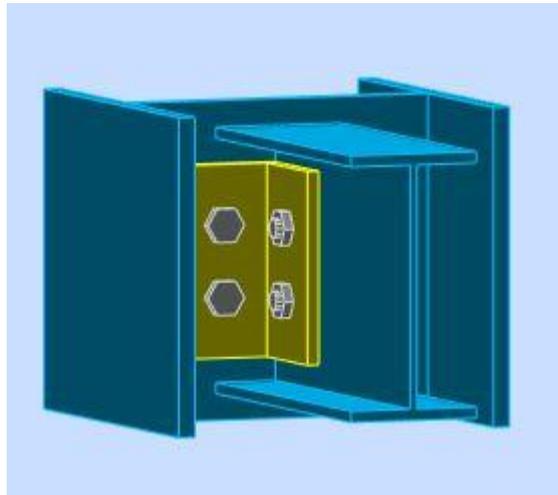


Figure VII.2. Assemblage poteau-poutre secondaire.

#### VII.3.2.1. Efforts sollicitant

Les efforts sollicitant de l'assemblage sous la combinaison G + Q + EY :

$$V_{sd} = 4978.296 \text{ daN}$$

#### VII.3.2.2. Epaisseur de la cornière

- La hauteur de la cornière :  $h = 160 \text{ mm}$
- la cornière est sollicitée en cisaillement
- La longueur du plan de cisaillement  $l = 160 \text{ mm}$
- Le diamètre de trou  $d_0 = 18 \text{ mm}$

$$V_{sd} \leq V_{pl.Rd} = \frac{(l - 3d_0) \times t \left( \frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{m2}}$$

$$t \geq V_{sd} \times \frac{\gamma_{m2}}{(l - 3d_0) \times \left( \frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)} = 49782.96 \times \frac{1.25}{(180 - 3 \times 18) \times \left( \frac{235}{\sqrt{3}} \right)} = 3.18 \text{ mm}$$

On prend L 100×100×10

#### VII.3.2.3. Disposition constructive

L'assemblage est réalisé avec une file verticale de 2 boulons  $\emptyset 16$  classe 8.8 dans chaque côté.

$$t = \min (t_w ; t_{corniere}) = \min (5.9 ; 10) = 5.9 \text{ mm}$$

$$d_0 = \emptyset + 2 = 18 \text{ mm}$$

- Entraxes ( $p_1$ )

2,2  $d_0 \leq p_1 \leq 14t$  Alors on prend  $p_1 = 60$  mm.

- Pincés ( $e_1, e_2$ )

1,2  $d_0 \leq e_1 \leq 12t$  Alors on prend  $e_1 = 50$  mm.

1,5  $d_0 \leq e_2 \leq 12t$  Alors on prend  $e_2 = 50$  mm.

### VII.3.2.4. Vérification au cisaillement

$$V_{T,Sd} \leq F_{v,Rd}$$

$$F_{v,Rd} = 0.6 \times \frac{A_s \times f_{ub}}{\gamma_{mb}} = 0.6 \times \frac{157 \times 800}{1.25} = 6028.8 \text{ daN}$$

- Cisaillement par effort tranchant ( $V_{sd}$ )

$$V'_{sd} = \frac{V_{sd}}{4} = \frac{4978.296}{4} = 1244.574 \text{ daN}$$

- Cisaillement par moment ( $V_{m,Sd}$ )

$$V_{m,Sd} = \frac{M_{Sd}}{p_1} = \frac{\frac{V_{sd}}{2} \times e_2}{p_1} = \frac{\frac{4978.296}{2} \times 0.05}{0.06} = 2489.148 \text{ daN}$$

- Cisaillement total ( $V_{T,Sd}$ )

$$V_{T,Sd} = \sqrt{(V'_{sd})^2 + (V_{m,Sd})^2} = \sqrt{(1244.574)^2 + (2489.148)^2} = 2782.952 \text{ daN}$$

$V_{T,Sd} = 2782.952 \text{ daN} < F_{v,Rd} = 6028.8 \text{ daN}$  Condition vérifiée.

### VII.3.2.5. Vérification de la pression diamétrale

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

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

$$\text{Avec : } \alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right) = \min(0.92; 0.89; 2.22; 1) = 0.89$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2.5 \times 0.89 \times 360 \times 20 \times 10}{1.25} = 12384 \text{ daN}$$

$V_{T,Sd} = 2782.952 < F_{b,Rd} = 12384 \text{ daN}$  Condition vérifiée.

### VII.3.3. Assemblage poutre – solive (IPE 330 – IPE 120)

L'assemblage est réalisé à l'aide de deux cornières qui relie l'extrémité de la solive IPE120 avec l'âme de la poutre IPE330, avec une file verticale de deux boulons.

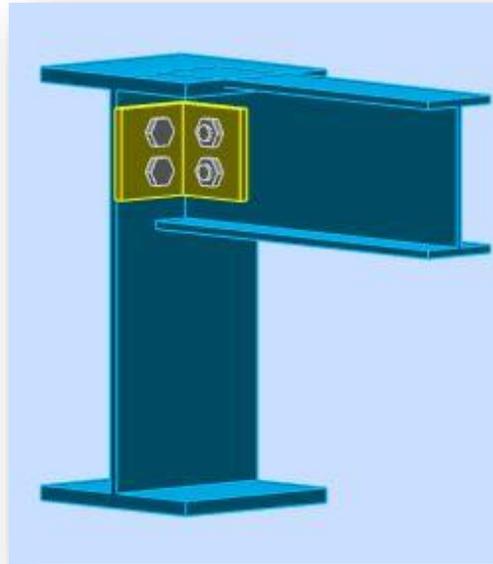


Figure VII .3.Assemblage poutre-solive.

#### VII.3.3.1. Efforts sollicitant

Les efforts sollicitant de l'assemblage sous la combinaison 1.35 G + 1.5 Q :

$$V_{sd} = 910.65 \text{ daN}$$

#### VII.3.3.2. Epaisseur de la cornière

- La hauteur de la cornière : 70 mm
- Le gousset est sollicité en cisaillement
- La longueur du plan de cisaillement  $l = 70 \text{ mm}$
- Le diamètre de trou  $d_0 = 13 \text{ mm}$

$$V_{sd} \leq V_{pl.Rd} = \frac{(l - 2d_0) \times t \left( \frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{m2}}$$

$$t \geq V_{sd} \times \frac{\gamma_{m2}}{(l - 2d_0) \times \left( \frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)} = 910.65 \times \frac{1.25}{(80 - 2 \times 13) \times \left( \frac{235}{\sqrt{3}} \right)} = 1.55 \text{ mm}$$

On prend L 70×70×7

#### VII.3.3.3. Disposition constructive

L'assemblage est réalisé avec une file verticale de 2 boulons  $\emptyset 12$  classe 8.8, dans les deux côtes de la cornière.

$$t = \min (t_f ; t_{\text{cornière}}) = \min (4.4 ; 7) = 4.4 \text{ mm}$$

$$d_0 = \emptyset + 1 = 13 \text{ mm}$$

- **Entraxes ( $p_1$ )**

2,2  $d_0 \leq p_1 \leq 14t$  Alors on prend  $p_1 = 30 \text{ mm}$ .

- **Pinces ( $e_1, e_2$ )**

1,2  $d_0 \leq e_1 \leq 12t$  Alors on prend  $e_1 = 20 \text{ mm}$ .

1,5  $d_0 \leq e_2 \leq 12t$  Alors on prend  $e_2 = 35 \text{ mm}$ .

### VII.3.3.4. Vérification au cisaillement

$$V_{T,Sd} \leq F_{v,Rd}$$

$$F_{v,Rd} = 0.6 \times \frac{A_s \times f_{ub}}{\gamma_{mb}} = 0.6 \times \frac{84.3 \times 800}{1.25} = 3237.12 \text{ daN}$$

- **Cisaillement par effort tranchant ( $V_{sd}$ )**

$$V'_{Sd} = \frac{V_{sd}}{4} = \frac{910.65}{4} = 227.66 \text{ daN}$$

- **Cisaillement par moment ( $V_{m,Sd}$ )**

$$V_{m,Sd} = \frac{M_{Sd}}{p_1} = \frac{\frac{V_{sd}}{2} \times e_2}{p_1} = \frac{\frac{910.65}{2} \times 0.035}{0.03} = 531.21 \text{ daN}$$

- **Cisaillement total ( $V_{T,Sd}$ )**

$$V_{T,Sd} = \sqrt{(V'_{Sd})^2 + (V_{m,Sd})^2} = \sqrt{(227.66)^2 + (531.21)^2} = 577.93 \text{ daN}$$

$$V_{T,Sd} = 577.93 \text{ daN} < F_{v,Rd} = 3237.12 \text{ daN}$$

Condition vérifiée.

### VII.3.3.5. Vérification de la pression diamétrale

$$\frac{V_{sd}}{n} \leq F_{b,Rd}$$

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

$$\text{Avec : } \alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right) = \min(0.76; 0.52; 2.22; 1) = 0.52$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2.5 \times 0.52 \times 360 \times 12 \times 7}{1.25} = 3144.96 \text{ daN}$$

$$V_{T,Sd} = 577.93 \text{ daN} < F_{b,Rd} = 3144.96 \text{ daN}$$

Condition vérifiée.

### VII.3.4. Assemblage poteau – poteau (HEA 450 – HEA 450)

L'assemblage est fait à l'aide de couvre joints avec deux fils verticaux de boulons.

Deux couvre-joints qui assurent la liaison entre les âmes et deux autres qui relient les extrémités des semelles des poteaux successive.

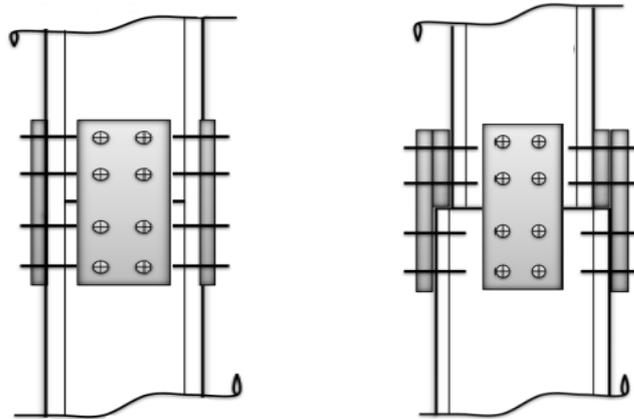


Figure VII.4. Assemblage poteau-poteau à section égale et section différente.

#### VII.3.4.1. Efforts sollicitant

Les efforts sollicitant de l'assemblage sous la combinaison  $G + Q + 1.2 EX$  :

$$V_{sd} = 2445.364 \text{ daN}$$

$$M_{sd} = 8468.365 \text{ daN.m}$$

#### VII.3.4.2. Couvre joint de l'âme

##### VII.3.4.2.1. Epaisseur du couvre joint

- La dimension du couvre joint :  $360 \times 250 \text{ mm}^2$
- Le couvre joint est sollicité en cisaillement
- La longueur du plan de cisaillement  $l = 250 \text{ mm}$
- Le diamètre de trou  $d_0 = 20 \text{ mm}$

$$V_{sd} \leq V_{pl.Rd} = \frac{(l - 2d_0) \times t \left( \frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{m2}}$$

$$t \geq V_{sd} \times \frac{\gamma_{m2}}{(l - 2d_0) \times \left( \frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)} = 2445.364 \times \frac{1.25}{(250 - 2 \times 20) \times \left( \frac{235}{\sqrt{3}} \right)} = 1.07 \text{ mm}$$

On prend  $t = 8 \text{ mm}$

##### VII.3.4.2.2. Disposition constructive

L'assemblage est réalisé avec deux files de 4 boulons  $\emptyset 18$  classe 8.8 HR.

$$t = \min(t_w ; t_{cj}) = \min(11.5 ; 8) = 8 \text{ mm}$$

$$d_0 = \emptyset + 2 = 20 \text{ mm}$$

- Entraxes ( $p_1, p_2$ )

2,2  $d_0 \leq p_1 \leq 14t$  Alors on prend  $p_1 = 80$  mm.

3  $d_0 \leq p_2 \leq 14t$  Alors on prend  $p_2 = 90$  mm.

- Pincés ( $e_1, e_2$ )

1,2  $d_0 \leq e_1 \leq 12t$  Alors on prend  $e_1 = 60$  mm.

1,5  $d_0 \leq e_2 \leq 12t$  Alors on prend  $e_2 = 80$  mm.

### VII.3.4.2.3. Vérification au glissement

$$\frac{V_{sd}}{n} \leq F_{s,Rd}$$

$$F_{s,Rd} = \frac{k_s n \mu F_{p,Rd}}{\gamma_{ms}}$$

- $k_s = 1$  trou nominal
- $n = 1$  un plan de glissement
- $\mu = 0.3$  coefficient de frottement (brossé)

$$F_{p,Rd} = 0.7 \times A_s \times f_{ub} = 0.7 \times 192 \times 800 = 10752 \text{ daN}$$

$$F_{s,Rd} = \frac{1 \times 1 \times 0.3 \times 10752}{1.1} = 2932.36 \text{ daN}$$

$$\frac{V_{sd}}{8} = 305.67 \text{ daN} < F_{s,Rd} = 2932.36 \text{ daN}$$

Condition vérifiée.

### VII.3.4.3. Couvre joint de la semelle

#### VII.3.4.3.1 Epaisseur du couvre joint

- La dimension du couvre joint :  $360 \times 250$  mm<sup>2</sup>
- Le couvre joint est sollicité à la traction
- La longueur du plan de traction  $l = 250$  mm
- Le diamètre de trou  $d_0 = 20$  mm

$$N_{sd} = \frac{M_{sd}}{h} = \frac{8468.365}{0.440} = 19246.284 \text{ daN}$$

$$N_{sd} \leq N_{u,Rd} = \frac{t(l - 14 \times d_0) \times f_y}{\gamma_{m2}}$$

$$t \geq N_{sd} \times \frac{\gamma_{m2}}{(l - 2 \times d_0) \times f_y} = 19246.284 \times \frac{1.25}{(250 - 2 \times 20) \times 235} = 0.48 \text{ mm}$$

On prend  $t = 8$  mm

#### VII.3.4.3.2. Disposition constructive

L'assemblage est réalisé avec deux files de 4 boulons  $\emptyset 18$  classe 8.8.

$$t = \min(t_f ; t_{cj}) = \min(21 ; 8) = 8 \text{ mm}$$

$$d_0 = \emptyset + 2 = 20 \text{ mm}$$

- Entraxes ( $p_1$ )

$2,2 d_0 \leq p_1 \leq 14t$  Alors on prend  $p_1 = 80$  mm.

- Pincés ( $e_1, e_2$ )

$1,2 d_0 \leq e_1 \leq 12t$  Alors on prend  $e_1 = 60$  mm.

$1,5 d_0 \leq e_2 \leq 12t$  Alors on prend  $e_2 = 50$  mm.

### VII.3.4.3.3. Vérification au glissement

$$\frac{V'_{sd}}{n} \leq F_{s.Rd}$$

$$V'_{sd} = \frac{M_{sd}}{h} = \frac{8468.365}{0.440} = 19246.284 \text{ daN}$$

$$F_{s.Rd} = \frac{k_s n \mu F_{p.Rd}}{\gamma_{ms}}$$

- $k_s = 1$  trou nominal
- $n = 1$  un plan de glissement
- $\mu = 0.3$  coefficient de frottement (brossé)

$$F_{p.Rd} = 0.7 \times A_s \times f_{ub} = 0.7 \times 192 \times 800 = 10752 \text{ daN}$$

$$F_{s.Rd} = \frac{1 \times 1 \times 0.3 \times 10752}{1.1} = 2932.36 \text{ daN}$$

$$\frac{V'_{sd}}{8} = 2405.785 \text{ daN} < F_{s.Rd} = 2932.36 \text{ daN}$$

Condition vérifiée.

## VII.3.5. Assemblage des contreventements

### VII.3.5.1. Contreventement en X (2UPN 140)

Cet assemblage est réalisé avec boulonnage de la barre du contreventement avec le gousset soudé avec le poteau.

Les deux barres qui forment un X sont boulonnées avec un gousset au milieu.

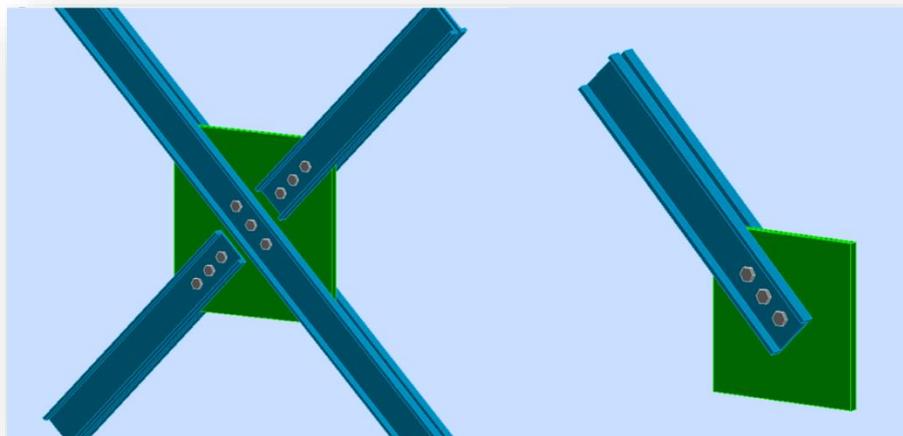


Figure VII.5. Assemblage contreventement X.

### VII.3.5.1.1. Efforts sollicitant

Les efforts sollicitant de l'assemblage sous la combinaison G + Q + EY :

$$N_{sd} = 20985.03 \text{ daN}$$

### VII.3.5.1.2. Epaisseur du gousset

- La dimension du gousset : gousset central 450×450 mm<sup>2</sup>  
gousset de rive 300×300 mm<sup>2</sup>
- Le gousset est sollicité en traction
- La longueur du plan de traction  $l = 200 \text{ mm}$
- Le diamètre de trou  $d_0 = 18 \text{ mm}$

$$N_{sd} \leq N_{u.Rd} = \frac{t(l - d_0) \times f_y}{\gamma_{m2}}$$

$$t \geq N_{sd} \times \frac{\gamma_{m2}}{(l - d_0) \times f_y} = 20985.03 \times \frac{1.25}{(200 - 18) \times 235} = 6.13 \text{ mm}$$

On prend  $t = 16 \text{ mm}$

### VII.3.5.1.3. Soudure du gousset

- **Cordon de soudure**

Epaisseur du gousset :  $\text{ép} = 16 \text{ mm} \rightarrow a_{\min} = 3.5 \text{ mm} \leq a \leq a_{\max} = 11 \text{ mm}$

Epaisseur de l'âme HEA 280 :  $t_w = 8 \text{ mm} \rightarrow a_{\min} = 3 \text{ mm} \leq a \leq a_{\max} = 5.5 \text{ mm}$

On prend une valeur commune :  $a = 5 \text{ mm}$

- **Vérification de la soudure a la traction**

$$N_{sd} \leq F_{w,rd}$$

$$F_{w,rd} = \frac{a \times \sum l \times f_u}{\sqrt{2} \times \beta_w \times \gamma_{mw}}$$

- La nuance d'acier utilisé est S 235 donc  $\begin{cases} \beta_w = 0.8 \\ \gamma_{mw} = 1.25 \end{cases}$

- La longueur totale des cordons de soudure de la semelle  $\sum l = 600 \text{ mm}$

$$F_{w,rd} = \frac{5 \times 600 \times 360}{\sqrt{2} \times 0.8 \times 1.25} = 76367.5 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 20985.03 \text{ daN} < F_{w,rd} = 76367.5 \text{ daN}$$

Condition vérifiée.

### VII.3.5.1.4. Disposition constructive

L'assemblage est réalisé avec une file de 3 boulons  $\emptyset 16$  classe 8.8 dans chaque côté de la barre.

$$t = \min(t_w ; t_{\text{gousset}}) = \min(7 ; 16) = 7 \text{ mm}$$

$$d_0 = \emptyset + 2 = 18 \text{ mm}$$

- Entraxes ( $p_1$ )

2,2  $d_0 \leq p_1 \leq 14t$  Alors on prend  $p_1 = 60$  mm.

- Pinces ( $e_1$ )

1,2  $d_0 \leq e_1 \leq 12t$  Alors on prend  $e_1 = 40$  mm.

### VII.3.5.1.5. Vérification au cisaillement

$\frac{V_{sd}}{2} \leq n F_{v,Rd}$  avec  $n$  le nombre de boulons  $n = 3$

$$3 \times F_{v,Rd} = 3 \times 0.6 \times \frac{A_s \times f_{ub}}{\gamma_{mb}} = 3 \times 0.6 \times \frac{157 \times 800}{1.25} = 18086.4 \text{ daN}$$

$$\frac{V_{sd}}{2} = 10492.515 \text{ daN} < 3 \times F_{v,Rd} = 18086.4 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

### VII.3.5.1.6. Vérification de la pression diamétrale

$$\frac{V_{sd}}{n} \leq F_{b,Rd}$$

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

Avec :  $\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right) = \min(0.74; 0.86; 2.22; 1) = 0.74$

$$F_{b,Rd} = \frac{2.5 \times 0.74 \times 360 \times 16 \times 16}{1.25} = 13639.63 \text{ daN}$$

$$\frac{V_{sd}}{3} = 6995.01 \text{ daN} < F_{b,Rd} = 13639.63 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**Le boulon résiste a la pression diamétrale**

# CHAPITRE VIII:

*Etude de l'infrastructure*

### VIII.1. INTRODUCTION

Les fondations d'une construction sont faites pour transmettre toutes les sollicitations de la superstructure au sol, elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage car elle assure la stabilité générale de la structure.

Le calcul va se faire au début sur les pieds de poteaux en déterminant tous les dimensions et paramètres, ensuite l'étude de l'infrastructure qui demande la reconnaissance géologique et géotechnique du terrain, car l'étude des fondations et leurs dimensions dépendent des caractéristiques physiques et mécaniques de sol.

### VIII.2. CHOIX DE TYPE DE FONDATION

Le choix du type de fondation s'effectue en respectant deux critères essentiels à savoir :

- Stabilité totale du bâtiment.
- Solution économique et facile à réaliser.
- Type de construction.
- Caractéristique du sol.
- Charge apportée par structure.

### VIII.3. caractéristique géotechnique

D'après le rapport géotechnique effectué :

- $\sigma_{sol} = 2.2 \text{ bar}$
- $\gamma = 1.7 \text{ t/m}^3$
- $C = 0.16 \text{ bar}$
- $\varphi = 13.66^\circ \rightarrow N_\gamma = 1.69; N_q = 3.26; N_c = 9.80$

#### VIII.3.1. Recommandations

- Les fondations seront superficielles de type filantes ou radier général.
- Les ancrer à 4.5 m de profondeur.
- Prendre en considération l'effet interaction entre les tours.
- Un drainage en périphérie des blocs pour protéger les fondations.
- Prendre en conscience l'effet de décaissement des fondations sur le voisinage.

### VIII.4. PIED DE POTEAU

Les pieds de poteaux constituent la zone de transition entre l'ossature métallique et les fondations en béton armé .ils sont admis soit articulés, soit encastrés.

Les pieds de poteaux sont constitués d'une plaque d'assise (la platine) soudée au poteau et des types d'ancrage noyées dans le béton.

Pour cette structure, on a opté pour le type articulé

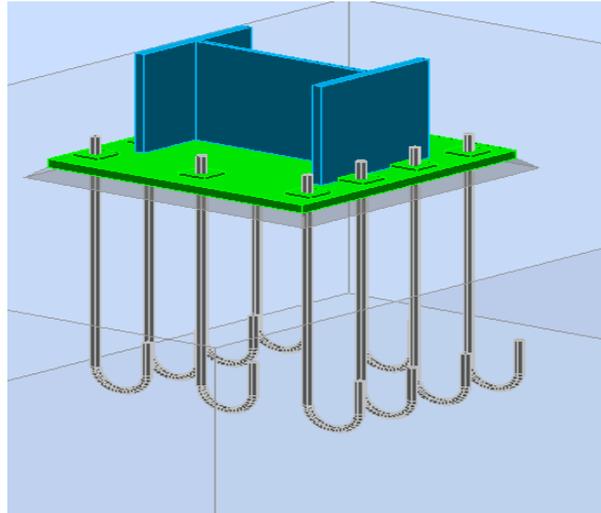


Figure VIII.17. Assemblage pied de poteau.

#### VIII.4.1. Efforts sollicitant

Les efforts sollicitant de l'assemblage sous la combinaison 0.8 G - EX :

$$N_{t,sd} = 38694.95 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 13597.92 \text{ daN}$$

#### VIII.4.2. Dimensionnement de la plaque d'assise

La plaque d'assise doit être dimensionnée de tel sort à résister à l'effort de compression.

➤ **L'effort à prendre en compte :**

L'effort le plus défavorable à tenir en compte sous la combinaison G + Q + 1.2 EY est :

$$N_{c,sd} = 310659.82 \text{ daN}$$

➤ **Résistance du matériau de scellement :**

$$f_j = \beta_j \times k_j \times f_{cd}$$

➤  $\beta_j$  : Coefficient relative à la liaison pris égal à 2/3

➤  $k_j$  : Le facteur de concentration peut être pris égal à 1.5

➤  $f_{cd}$  : La résistance du béton à la compression égal a  $f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{25}{1.5} = 16.67 \text{ MPa}$

$$f_j = \frac{2}{3} \times 1.5 \times 16.67 = 16.67 \text{ MPa}$$

➤ **Estimation de l'aire de la plaque d'assise :**

Une première estimation de l'aire requise de la plaque d'assise est obtenue en retenant la plus élevée des deux valeurs suivantes :

$$A_{c0} = \max\left(\frac{1}{h \times b} \times \left[\frac{N_{j,sd}}{f_j}\right]^2; \frac{N_{j,sd}}{f_j}\right) = \max\left(\frac{1}{440 \times 300} \times \left[\frac{3106598.2}{16.67}\right]^2; \frac{3106598.2}{16.67}\right)$$

$$A_{c0} = 263102.54 \text{ mm}^2$$

➤ **Choix du type de la plaque d'assise :**

$A_{c0} \geq 0.95 h \times b \rightarrow$  Adopter une plaque d'assise à projection étendue

$A_{c0} < 0.95 h \times b \rightarrow$  Adopter une plaque d'assise à projection courte.

$A_{c0} > 0.95 \times 440 \times 300 = 125400 \text{ mm}^2 \rightarrow$  plaque d'assise à projection étendue

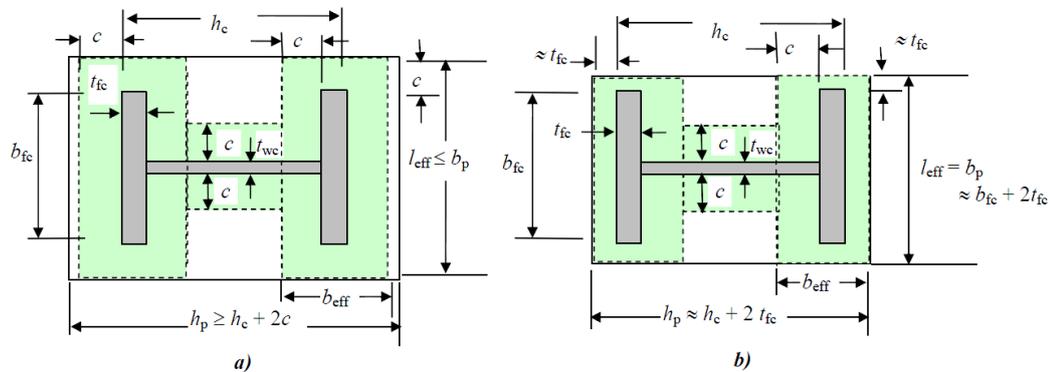


Figure VIII.2. Plaque d'assise à projection étendue (a) et à projection courte (b).

➤ **Détermination de la largeur d'appui supplémentaire :**

La valeur de la largeur d'appui supplémentaire  $c$  est obtenue en satisfaisant la résistance de calcul pertinente d'une plaque d'assise de poteau symétrique soumise à un effort normal de compression centré comme suit

$$c = \frac{-B + \sqrt{B^2 - 4AC}}{2A}$$

Les constantes  $A$ ,  $B$  et  $C$ , sont déterminées en fonction de type de la plaque d'assise

$$\text{Plaque d'assise à projection étendue : } \begin{cases} A = 2 \\ B = 2b - t_w + h \\ C = (b t_f + 0.5 h t_w - t_f t_w) - \frac{N_j S_d}{2 f_j} \end{cases}$$

$$\begin{cases} A = 2 \\ B = 2 \times 300 - 11.5 + 440 = 1028.5 \\ C = (300 \times 21 + 0.5 \times 440 \times 11.5 - 21 \times 11.5) - \frac{3106598.2}{2 \times 16.67} = -84590.81 \end{cases}$$

$$c = \frac{-1028.5 + \sqrt{1028.5^2 - 4 \times 2 \times (-84590.81)}}{2 \times 2} = 72.12 \approx 80 \text{ mm}$$

➤ **Détermination des dimensions de la plaque d'assise**

Les dimensions de la plaque d'assise à projection étendue se calculent comme suite :

$$b_p \geq b + 2c = 300 + 2 \times 80 = 460 \text{ mm}$$

$$h_p \geq h + 2c = 440 + 2 \times 80 = 600 \text{ mm}$$

$$\text{on prend : } \begin{cases} b_p = 800 \text{ mm} \\ h_p = 800 \text{ mm} \end{cases}$$

➤ **Détermination de l'épaisseur de la plaque d'assise**

L'épaisseur de la plaque devra satisfaire aux conditions suivantes

$$t_p \geq t_{p,min} = c \sqrt{\frac{3 \times f_j \times \gamma_{m0}}{f_y}} = 80 \times \sqrt{\frac{3 \times 16.67 \times 1.1}{235}} = 38.6 \text{ mm}$$

Adopter une épaisseur de la plaque d'assise de :  $t_p = 40 \text{ mm}$

### VIII.4.3. Disposition constructive

L'assemblage est réalisé avec deux files de 10 tiges d'encrage  $\varnothing 20$  classe 4.6

$$t = t_p = 35 \text{ mm}$$

$$d_0 = \varnothing + 2 = 22 \text{ mm}$$

➤ **Entraxes ( $p_1, p_2$ )**

2,2  $d_0 \leq p_1 \leq 14t$  Alors on prend  $p_1 = 150 \text{ mm}$ .

3  $d_0 \leq p_2 \leq 14t$  Alors on prend  $p_2 = 150 \text{ mm}$ .

➤ **Pinces ( $e_1, e_2$ )**

1,2  $d_0 \leq e_1 \leq 12t$  Alors on prend  $e_1 = 250 \text{ mm}$ .

1,5  $d_0 \leq e_2 \leq 12t$  Alors on prend  $e_2 = 250 \text{ mm}$ .

### VIII.4.4. Vérification de la résistance de pied de poteau

#### VIII.4.4.1 Vérification de la résistance à la compression

La résistance d'un pied de poteau sur sa fondation est assurée par trois tronçons en T équivalents comprimés, un pour chaque semelle et un pour l'âme du poteau

Pour chaque tronçon en T équivalent, la résistance de calcul à l'écrasement est déterminée en multipliant sa surface d'appui par la résistance du matériau de scellement.

$$F_{c,Rd} = (2 A_f + A_w) f_j$$

$$\text{Où : } A_f = (b + 2 c)(2 c + t_f) = 83260 \text{ mm}^2$$

$$A_w = (h - 2 c - 2 t_f)(2 c + t_w) = 40817 \text{ mm}^2$$

$$F_{c,Rd} = (2 \times 83260 + 40817) \times 16.67 = 345630.779 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 310659.82 \text{ daN} \leq F_{c,Rd} = 345630.779 \text{ daN}$$

Donc : la partie comprimée du pied poteau satisfait à la condition de résistance

#### VII.4.4.2. Vérification de la résistance à la traction

Pour déterminer la résistance de l'assemblage a la traction provoquée par les efforts de soulèvement on modélise se dernier par un tronçon en T équivalent tendu de l'âme. Cette résistance correspondra à la plus petite des résistances des modes de ruines de ce dernier.

##### VII.4.4.2.1. Résistance des tiges d'encrage

La résistance de calcul des boulons d'ancrage  $F_{t,Rd,anchor}$  égale à la plus petite des valeurs

de la résistance de calcul à la traction du boulon d'ancrage  $F_{t,Rd}$ , et de la résistance de calcul de l'adhérence entre le béton et le boulon d'ancrage  $F_{t,bond,Rd}$ .

$$F_{t,Rd,anchor} = \min(F_{t,bond,Rd} ; F_{t,Rd})$$

où :  $F_{t,bond,Rd}$  : Résistance de l'adhérence de la tige avec le béton

$$F_{t,bond,Rd} = \frac{\pi d l_b 0.36 \sqrt{f_{ck}}}{1.5 \alpha} \times \frac{132 - d}{100}$$

- $d$  : Diamètre de la tige  $d = 20 \text{ mm}$
- $l_b$  : L'encrage dans le béton  $l_b = 640 \text{ mm}$
- $f_{ck}$  : résistance du béton  $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$
- $\alpha$  : Facteur tenant en compte la forme de la tige : crochet  $\rightarrow \alpha = 0.7$

$$F_{t,bond,Rd} = \frac{\pi \times 20 \times 640 \times 0.36 \sqrt{25}}{1.5 \times 0.7} \times \frac{132 - 20}{100} = 7716.8 \text{ daN}$$

- $F_{t,Rd}$  : Résistance de la tige a la traction

$$F_{t,Rd} = 0.9 \times \frac{A_s \times f_{ub}}{\gamma_{mb}} = 0.9 \times \frac{245 \times 400}{1.25} = 7056 \text{ daN}$$

$$F_{t,Rd,anchor} = F_{t,bond,Rd} = 10551.48 \text{ daN}$$

#### VIII.4.4.2.2. Longueurs participantes du tronçon en T équivalent tendu

La longueur participante du tronçon en T est la suivante

- Mécanisme circulaire :  $l_{eff,cp} = 2 \pi m$
- Mécanisme non circulaire :  $l_{eff,nc} = 4 m + 1.25 e$

Avec :  $m = \frac{p_2}{2} - \frac{t_w}{2} - 0.8 \sqrt{2} a$        $e = e_2$

$a$  : cordon de soudure pris égal  $a_w = 7 \text{ mm}$

$$m = \frac{150}{2} - \frac{11.5}{2} - 0.8 \sqrt{2 \times 7} = 66.25 \text{ mm} \quad e = 250 \text{ mm}$$

$$l_{eff,cp} = 2 \times 3.14 \times 66.25 = 416.05 \text{ mm}$$

$$l_{eff,nc} = 4 \times 66.25 + 1.25 \times 250 = 577.5 \text{ mm}$$

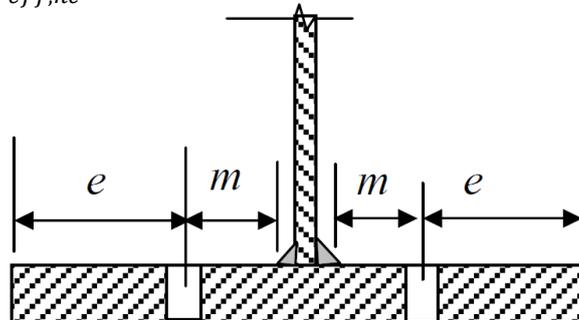


Figure VIII.3. Paramètres géométriques pour le tronçon en T équivalent tendu.

VIII.4.4.2.3. Modes de ruine

Les modes de ruine possibles d'un tronçon en T équivalent tendu sont illustrés sous forme de schémas à la Tableau 41.

Tableau VIII.1. Modes de ruine pour un tronçon en T tendu.

Mode	Description	schéma	Résistance
Mode 1	Mécanisme plastique complet		$F_{t,1,Rd} = \frac{4 M_{pl,1,Rd}}{m}$
Mode 2	Mécanisme plastique partiel avec ruine du boulon d'ancrage		$F_{t,2,Rd} = \frac{4 M_{pl,2,Rd}}{m + n} + \frac{2 n F_{t,Rd,anchor}}{m + n}$
Mode 3	Ruine du boulon d'ancrage		$F_{t,3,Rd} = 2 F_{t,Rd,anchor}$
Mode 4	Plastification de l'âme tendue		$F_{t,4,Rd} = \frac{b_{eff,t} t_w f_y}{\gamma_{m0}}$ $b_{eff,t} = l_{eff,1}$
Mode 1-2	Ruine par plastification en flexion de la semelle conjointement avec la séparation de la plaque d'assise de la fondation du fait de l'allongement du boulon d'ancrage (effort de levier annulé). Ce mode de ruine remplace les premier et deuxième modes de ruine.		$F_{t,1-2,Rd} = \frac{2 M_{pl,1,Rd}}{m}$
$M_{pl,1,Rd} = m_{pl,Rd} l_{eff,1} ; \quad m_{pl,Rd} = \frac{t_p^2 f_{yp}}{4 \gamma_{m0}} ; \quad l_{eff,1} = \min(l_{eff,cp} ; l_{eff,nc})$ $M_{pl,2,Rd} = m_{pl,Rd} l_{eff,2} ; \quad l_{eff,2} = l_{eff,nc} ; \quad n = \min(e ; 1.25 m)$			

### Vérification de la présence d'un effet de levier

Le mode de ruine 1-2 peut remplacer les premier et deuxième modes si la condition suivante relative à l'existence d'un effet de levier est satisfaite :

$$L_b > L_b^*$$

➤  $L_b$  : Longueur d'allongement du boulon d'ancrage

$$L_b = 8d + e_m + t_p + t_{wa} + 0.5k$$

➤  $t_{wa}$  : Epaisseur de la rondelle  $t_{wa} = 5 \text{ mm}$

➤  $k$  : Epaisseur de l'écrou  $k = 0.8d$

➤  $e_m$  : Epaisseur de mortier de calage  $e_m = 30 \text{ mm}$

$$L_b = 8 \times 20 + 30 + 30 + 5 + 0.5 \times 0.8 \times 20 = 233 \text{ mm}$$

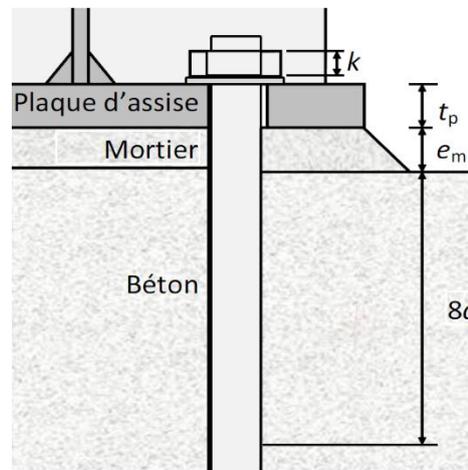


Figure VIII.4. Longueur d'allongement du boulon d'ancrage.

$L_b^*$  : Longueur limite d'allongement du boulon d'ancrage

$$L_b^* = \frac{8.8 m^3 A_s}{l_{eff,1} t_p^3} = \frac{8.8 \times 66.25^3 \times 245}{416.05 \times 30^3} = 55.80 \text{ mm} < L_b$$

L'effet de levier ne peut pas être développé et les modes de ruine 1-2, 3 et 4 peuvent être considérés.

#### VIII.4.4.2.4. Calcul de la résistance de l'assemblage à la traction

La résistance finale de l'assemblage d'un tronçon en T équivalent tendu pris égale à la valeur de résistance la plus petite des modes de ruine.

$$F_{t,Rd} = \min(F_{t,1-2,Rd} ; F_{t,3,Rd} ; F_{t,4,Rd})$$

➤ **Mode 1-2**

$$l_{eff,1} = l_{eff,cp} = 416.05 \text{ mm}$$

$$m_{pl,Rd} = \frac{40^2 \times 235}{4 \times 1.1} = 8545.45 \text{ daN}$$

$$M_{pl,1,Rd} = 8545.45 \times 0.416 = 3554.90 \text{ daN.m}$$

$$F_{t,1,Rd} = \frac{4 \times 3554.90}{0.066} = 215448.48 \text{ daN}$$

➤ **Mode 3**

$$F_{t,3,Rd} = 2 \times 7716.8 = 15433.6 \text{ daN}$$

➤ **Mode 4**

$$F_{t,4,Rd} = \frac{416.05 \times 11.5 \times 235}{1.1} = 102215.92 \text{ daN}$$

➤ **Valeur de la résistance finale**

$$F_{t,Rd} = F_{t,3,Rd} = 15433.6 \text{ daN}$$

Puisque l'assemblage contient 2 rangées de boulons la valeur de la résistance devient :

$$F_{T,Rd} = 2F_{t,Rd} = 30867.2 \text{ daN}$$

$$N_{t,Sd} = 310659.82 \text{ daN} < F_{T,Rd} = 30867.2 \text{ daN}$$

Condition vérifiée.

**VIII.4.4.2.5. Vérification de la soudure**➤ **Cordon de soudure**

Epaisseur de la semelle HEA 450 :  $t_f = 21 \text{ mm} \rightarrow a_{\min} = 3 \text{ mm} \leq a \leq a_{\max} = 8 \text{ mm}$

Epaisseur de l'âme HEA 450 :  $t_w = 11.5 \text{ mm} \rightarrow a_{\min} = 5.5 \text{ mm} \leq a \leq a_{\max} = 15 \text{ mm}$

On prend une valeur commune:  $a = 7 \text{ mm}$

➤ **soudure de la semelle a la traction**

$$F_{T,Sd} \leq F_{w,Rd}$$

$$F_{w,Rd} = \frac{a \times \sum l \times f_u}{\sqrt{2} \times \beta_w \times \gamma_{mw}}$$

➤ La nuance d'acier utilisé est S 235 donc  $\begin{cases} \beta_w = 0.8 \\ \gamma_{mw} = 1.25 \end{cases}$

➤ La longueur totale des cordons de soudure de la semelle  $\sum l = 530 \text{ mm}$

$$F_{w,Rd} = \frac{7 \times 530 \times 360}{\sqrt{2} \times 0.8 \times 1.25} = 94441.18 \text{ daN}$$

$$N_{t,Sd} = 38694.95 \text{ daN} < F_{w,Rd} = 94441.18$$

Condition vérifiée.

**VIII.4.4.2.6. Vérification au poinçonnement de la plaque**

$$F_{t,Sd} \leq B_{p,Rd}$$

$$B_{p,Rd} = \frac{0.6 \times \pi \times d_m \times t_p \times f_u}{\gamma_{mb}} = \frac{0.6 \times 3.14 \times 49.6 \times 40 \times 360}{1.25} = 31904.4 \text{ da}$$

$$\frac{N_{t,Sd}}{5} = 7738.98 \text{ daN} < B_{p,Rd} = 31904.4 \text{ daN}$$

Condition vérifiée.

**VIII.4.4.3. Vérification au cisaillement**

Pour assurer la transmission des efforts de cisaillement au bloc de béton on doit vérifier :

- Le cisaillement des boulons d'ancrage
- La résistance par frottement entre la plaque d'assise et le béton

Si les deux conditions ne sont pas suffisantes on peut aller à l'utilisation des bèches de cisaillement.

Dans le cas des assemblages sollicités à la traction, aucune résistance au cisaillement par friction ne peut se développer ce qu'il est notre cas.

#### VIII.4.4.3.1. Vérification des tiges d'encrage

$$V_{sd} < n F_{v,Rd} \quad \text{Avec : } n \text{ Nombre de tiges d'encrage}$$

$$10 \times F_{v,Rd} = 10 \times 0.6 \times \frac{A_s \times f_{ub}}{\gamma_{mb}} = 10 \times 0.6 \times \frac{245 \times 400}{1.25} = 47040 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 13597.92 \text{ daN} < F_{v,Rd} = 106598.4 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

#### VIII.4.4.3.2. Vérification de la soudure

$$V_{sd} \leq F_{v,rd}$$

$$F_{v,rd} = \frac{a \times \sum l \times f_u}{\sqrt{3} \times \beta_w \times \gamma_{mw}}$$

➤ La nuance d'acier utilisé est S 235 donc  $\begin{cases} \beta_w = 0.8 \\ \gamma_{mw} = 1.25 \end{cases}$

➤ La longueur totale des cordons de soudure de la semelle  $\sum l = 680 \text{ mm}$

$$F_{v,rd} = \frac{7 \times 680 \times 360}{\sqrt{3} \times 0.8 \times 1.25} = 98934.74 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 13597.92 \text{ daN} < F_{v,rd} = 98934.74 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

#### VIII.4.4.3.3. Vérification de la pression diamétrale

$$\frac{V_{sd}}{n} \leq F_{b,Rd} = \frac{2.5 \times \alpha \times f_u \times d \times t}{\gamma_{mb}}$$

$$\text{Avec : } \alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right) = \min(0.47; 0.7; 1.11; 1) = 1$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2.5 \times 1 \times 360 \times 20 \times 30}{1.25} = 50400 \text{ daN}$$

$$\frac{V_{sd}}{10} = 1359.792 \text{ daN} < F_{b,Rd} = 50400 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

#### VIII.4.4.4. Vérification de la combinaison traction cisaillement

$$\frac{V_{sd}}{n \times F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Sd}}{1.4 \times F_{t,Rd}} \leq 1$$

$$\frac{13597.9}{47040} + \frac{38694.95}{1.4 \times 30867.2} = 0.92 < 1 \quad \text{condition vérifiée}$$

## VIII.5. CALCUL DES FONDATIONS

Nous proposons en premier lieu des semelles filantes pour cela, nous allons procéder à une petite vérification telle que :

### VIII.5.1. Semelle filante

#### VIII.5.1.1. Les sollicitations aux fondations

Les efforts normaux de la super structure sur les poteaux, ainsi que le moment qui est le résultant de 3 types de moments : la somme de moment appliqué aux pieds de poteaux, le moment due aux efforts normaux par rapport au centre de gravité de la semelle, et le produit de l'effort tranchant par le bras de levier « qui est le profondeur d'ancrage ».

$$\text{ELU: } \sum N_{ELU} = -2243237.911 \text{ daN} \quad ; \quad \sum M_{ELU} = 461150.420 \text{ daN.m}$$

$$\text{ELS: } \sum N_{ELS} = -1122445.230 \text{ daN} \quad ; \quad \sum M_{ELS} = 355102.184 \text{ daN.m}$$

$$\text{RPA: } \sum N_{RPA} = -2064981.348 \text{ daN} \quad ; \quad \sum M_{RPA} = 390581.829 \text{ daN.m}$$

#### VIII.5.1.2. Calcul de la surface des semelles filantes

Le calcul de la largeur « b » se fait dans le sens (X-X) qui est le plus défavorable, à travers les combinaisons les plus prépondérantes de l'ELS et celles aussi du RPA.

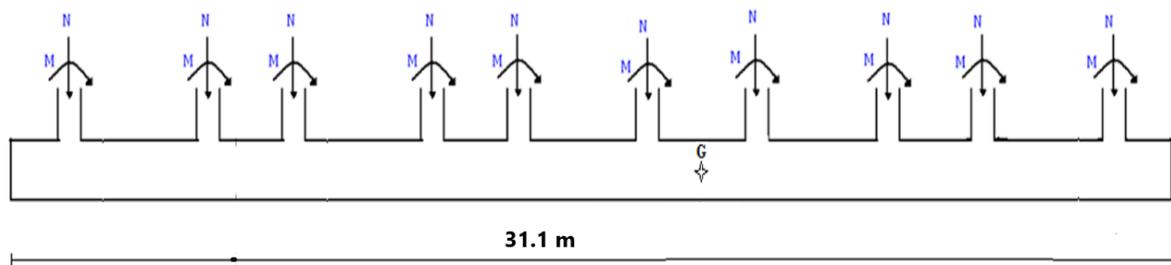


Figure VIII.5. Schéma statique de la semelle filante (sens X-X)

- La largeur peut être déterminé par la condition suivante : ( $l = 33.2 \text{ m}$ )

$$\sigma = \frac{\sum N_i}{b \times l} \leq \bar{\sigma}_{sol} \rightarrow b \geq \frac{\sum N_i}{\bar{\sigma}_{sol} \times l}$$

À l'ELS:  $G + 0.9Q + 0.9V2$

$$\sum N_{ELS} = -1122445.230 \text{ daN} \quad ; \quad \sum M_{ELS} = 355102.184 \text{ daN.m}$$

$$b \geq \frac{11224452.30}{0.22 \times 33200} = 1536.75 \text{ mm}$$

En RPA :  $G + Q + EX$

$$\sum N_{RPA} = -1964119.488 \text{ daN} \quad ; \quad \sum M_{RPA} = 365672.829 \text{ daN.m}$$

$$b \geq \frac{20649813.48}{0.18 \times 33200} = 2827.19 \text{ mm}$$

La largeur maximale des deux valeurs précédentes est prise  $b = 3.5 \text{ m}$

Donc il y a un risque de chevauchement des semelles, et qui nous mène à écarter l'idée des semelles filantes et d'envisager un radier général comme fondation.

### VIII.5.2. Radier général

Un radier est une dalle pleine réalisée sous toute la surface de la construction, cette dalle peut être massive (de forte épaisseur) ou nervurée, dans notre cas on opte pour un radier de dalle massive.

#### VIII.5.2.1. calcul de l'épaisseur du radier

Le radier est assimilé à un plancher renversé appuyé sur les poteaux de l'ossature, ce radier est supposé infiniment rigide et soumis à la réaction uniforme du sol.

L'épaisseur ( $h_r$ ) du radier est définie comme suite :

➤ **Condition forfaitaire**

$$\frac{l_{max}}{8} \leq h_r \leq \frac{l_{max}}{5}$$

Avec  $l_{max}$ : la plus grande distance entre deux poteaux qui est égale à 4.8 m

Donc : 
$$0.6 \text{ m} \leq h_r \leq 0.96 \text{ m}$$

➤ **Condition de rigidité**

$$l_{max} = \frac{\pi}{2} l_e \quad \text{avec} \quad l_e = \left( \frac{4EI}{Kb} \right)^{\frac{1}{4}} = \left( \frac{4E \frac{bh_r^3}{12}}{Kb} \right)^{\frac{1}{4}}$$

Avec :  $L_e$  : Longueur élastique .

E : Module d'élasticité du béton

b : Largeur du radier.

I : Inertie de la section du radier.

K : Coefficient de raideur du sol, pour un sol moyen ( $K = 40 \text{ MPa}$ ).

D'où :

$$h_r \geq \sqrt[3]{\left( \frac{2l_{max}}{\pi} \right)^4 \times \frac{3K}{E}} = \sqrt[3]{\left( \frac{2 \times 4.8}{3.14} \right)^4 \times \frac{3 \times 40}{32000}} = 0.689$$

➤ **Condition de cisaillement**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau} = 0.05 f_{c28}$$

On prend le plus grand panneau de notre structure  $\begin{cases} l_x = 3.5 \text{ m} \\ l_y = 4.8 \text{ m} \end{cases}$

$$V_{ux} = \frac{\sigma_{sol} \times l_x \times l_y}{2l_y + l_x} = 0.282 \text{ MN} \quad \text{et} \quad V_{uy} = \frac{\sigma_{sol} \times l_x \times l_y}{3l_y} = 0.256 \text{ MN}$$

$$\frac{0.282}{0.9h \times 1} \leq 1.25 \Leftrightarrow h \geq 0.250 \text{ m}$$

➤ **Condition de non poinçonnement**

Nous effectuons la vérification pour le voile reprenant la plus grande proportion de charges verticales :

$$N_u \leq 0.045 \times U_c \times h_r \times f_{c28}$$

Avec :

$N_u$  : Charge de calcul à l'ELU sous le poteau le plus sollicité ( $N_u = 2191015.15 \text{ daN}$ )

$U_c$  : Périmètre du contour projeté sur le plan moyen du radier d'où :

$$U_c = 2 \times (a + b + 2h_r)$$

Avec les dimensions de la plaque d'assise :  $\begin{cases} a = 800 \text{ mm} \\ b = 800 \text{ mm} \end{cases}$

On trouve :  $h_r \geq 85 \text{ cm}$

➤ **Choix final**

L'épaisseur qui répond aux trois conditions citées ci-dessus est :  $h = 90 \text{ cm}$

### VIII.5.2.2. Calcul du débord du radier

La surface du radier doit être au moins égale à celle du bâtiment augmentée de bord pour les conditions de coffrage.

$$l_d = \max\left(\frac{h_r}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \max(45; 30 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

On prend  $l_d = 45 \text{ cm}$

### VIII.5.2.3. Caractéristiques géométriques du radier

Donc la surface du radier sera comme suite :

$$S_r = S_B + S_d = 537.09 \text{ m}^2$$

Donc les dimensions du radier sont :  $\begin{cases} l_x = 30.35 \text{ m} \\ l_y = 19.7 \text{ m} \end{cases}$

➤ **Centre de gravité du radier**

$$\begin{cases} x_{Gr} = 15.17 \text{ m} \\ y_{Gr} = 9.85 \text{ m} \end{cases}$$

➤ **Centre de masse de la structure**

$$\begin{cases} x_{Gs} = 15.17 + 0.45 = 15.17 \text{ m} \\ y_{Gs} = 9.56 + 0.45 = 10.01 \text{ m} \end{cases}$$

➤ **Excentricité**

$$\begin{cases} e_x = |x_{Gr} - x_{Gs}| = |15.17 - 15.17| = 0 \text{ m} \\ e_y = |y_{Gr} - y_{Gs}| = |10.01 - 9.85| = 0.16 \text{ m} \end{cases}$$

➤ **Calcul des inerties**

$$\begin{cases} I_x = 19336.42 \text{ m}^4 \\ I_y = 45894.54 \text{ m}^4 \end{cases}$$

### VIII.5.2.4. Vérification à l'effort hydrostatique

Pour qu'il n'y aura pas de soulèvement sous l'effet de la pression hydrostatique, il faut que :

$$W \geq 1.5 \times \gamma_w \times D \times S_r$$

Avec :

W : poids total du bâtiment.

$\gamma_w$  : poids volumique de l'eau

D : profondeur de la fondation

$S_r$  : surface du radier

$$3924805.45 \geq 1.5 \times 1000 \times 3 \times 537.09$$

$$3924805.45 \text{ daN} > 2416905.5 \text{ daN}$$

Condition vérifiée

### VIII.5.2.5. Evaluation des charges agissantes sur le radier

Le radier est sollicité par les efforts suivants :

#### ➤ Effort normal du au charges verticales

La charge sera calculée comme suite :

$$\text{ELU : } N_{ELU} = N_u + 1.35 \times (N_{radier} + N_{voile})$$

$$\text{ELS : } N_{ELS} = N_s + N_{radier} + N_{voile}$$

- **Masse superstructure**

$$\text{ELU : } N_u = 97521569.12 \text{ daN}$$

$$\text{ELS : } N_s = 6254123.221 \text{ daN}$$

- **Masse du voile périphérique**

Le voile est d'épaisseur de 20 cm le long de la structure d'une longueur de  $l = 100.1$  m sur une hauteur de 3.6 m

$$N_{voile} = e \times l \times h \times \gamma_b = 0.2 \times 100.1 \times 3.6 \times 2500 = 180180 \text{ daN}$$

- **Masse du radier**

$$N_{radier} = S_r \times h_r \times \gamma_b = 537.09 \times 0.90 \times 2500 = 120845.2 \text{ daN}$$

Enfin on aura :

$$\text{ELU : } N_{ELU} = 97521569.12 + 1.35(180180 + 120845.2)$$

$$N_{ELU} = 97927953.14 \text{ daN}$$

$$\text{ELS : } N_{ELS} = 6254123.221 + 180180 + 120845.2$$

$$N_{ELS} = 6555148 \text{ daN}$$

➤ **Moment d'excentricité dus aux charges verticales**

On a la formule suivante :

$$M = \bar{N} \times e$$

Avec :  $\bar{N} = N_T - N_{radier}$

$$\begin{cases} \bar{N}_{ELU} = 97807107.94 \text{ daN.m} \\ \bar{N}_{ELS} = 643430 \text{ daN.m} \end{cases}$$

Donc :

ELU :  $\begin{cases} M_{ux} = \bar{N}_{ELU} \times e_x = 97807107.94 \times 0 = 0 \text{ daN.m} \\ M_{uy} = \bar{N}_{ELU} \times e_y = 97807107.94 \times 0.16 = 15649137.27 \text{ daN.m} \end{cases}$

ELS :  $\begin{cases} M_{sx} = \bar{N}_{ELS} \times e_x = 643430 \times 0 = 0 \text{ daN.m} \\ M_{sy} = \bar{N}_{ELS} \times e_y = 643430 \times 0.16 = 1029488.448 \text{ daN.m} \end{cases}$

➤ **Moment de renversement dus au séisme**

$$M_E = M_0 + V_0 D$$

Avec

$$\begin{cases} M_0 : \text{Moment sismique à la base de la structure} \\ T_0 : \text{effort tranchant à la base de la structure} \\ D : \text{profondeur de l'infrastructure} \end{cases}$$

**Sens X-X :**

$$M_0 = 11304112.123 \text{ daN.m}$$

$$V_0 = 325741.150 \text{ daN}$$

Donc  $M_{Ex} = 11304112.123 + 325741.150 \times 4.5 = 12769947.3 \text{ daN.m}$

**Sens Y-Y:**

$$M_0 = 9357159.185 \text{ daN.m}$$

$$V_0 = 198456.174 \text{ daN}$$

Donc  $M_{Ey} = 9357159.185 + 198456.174 \times 4.5 = 10250211.96 \text{ daN.m}$

**VIII.5.2.6. Stabilité au renversement**

Sa vérification est donnée par la formule suivante :

$$\frac{M_{stat}}{M_E} \geq 1.5$$

Avec  $\begin{cases} M_{stat} : \text{moment statbilisant du radier} \\ M_E : \text{moment de renversement dus aux forces sismique} \end{cases}$

**Sens X-X**

$$M_{stat} = N_{ELS} \times (x_{Gr} - e_x) = 6555148 \times (15.17 - 0) = 99441595 \text{ daN.m}$$

$$M_{Ex} = 12769947.3 \text{ daN.m}$$

$$\frac{99441595}{12769947.3} = 7.78 \geq 1.5$$

**Sens Y-Y**

$$M_{stat} = N_{ELS} \times (y_{Gr} - e_y) = 6555148 \times (9.85 - 0.16) = 63519384.12 \text{ daN.m}$$

$$M_{Ey} = 10250211.96 \text{ daN.m}$$

$$\frac{63519384.12}{10250211.96} = 6.19 \geq 1.5$$

Donc il n'y a pas un risque de renversement.

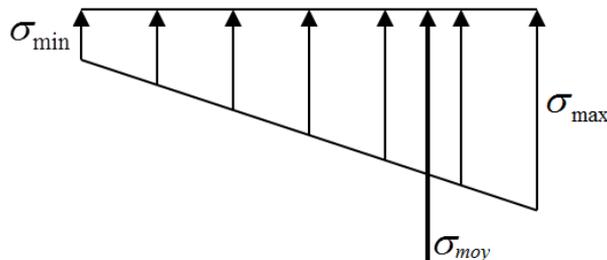
**VIII.5.2.7. Evaluation et Vérification des contraintes sous le radier**

Les contraintes transmises au sol par le radier devront être compatible avec le risque de rupture du sol situé sous le radier.

La résultante des charges verticales ne coïncide pas avec le centre de gravité de l'aire du radier, donc les réactions du sol ne sont pas uniformément réparties, leurs diagramme est triangulaire ou trapézoïdal. Quel que soit le diagramme, la valeur de la contrainte moyenne est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{moy} = \frac{(3\sigma_{max} + \sigma_{min})}{4}$$

$\sigma_{max}$  et  $\sigma_{min}$  sont respectivement les contraintes de compression maximale et minimale normales au radier.



**Figure VIII.6. Distribution de contrainte se le radier**

Nous avons une contrainte admissible du sol  $\sigma_{sol} = 0.18 \text{ MPa}$ , qui en aucun cas ne doit être dépassée par les contraintes moyennes, les contraintes devront donc vérifier les conditions suivantes :

$$\text{ELU : } \sigma_{moy} \leq 1.33 \sigma_{sol} = 0.2926 \text{ MPa}$$

$$\text{ELS : } \sigma_{moy} \leq \sigma_{sol} = 0.22 \text{ MPa}$$

$$\text{RPA : } \sigma_{moy} \leq 1.33 \sigma_{sol} = 0.2926 \text{ MPa}$$

$$\text{ELU : } \begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N_{ELU}}{S_r} + \frac{M_{ux}}{I_x} y_{Gr} + \frac{M_{uy}}{I_y} x_{Gr} = 0.221 \text{ MPa} \\ \sigma_{min} = \frac{N_{ELU}}{S_r} - \frac{M_{ux}}{I_x} y_{Gr} - \frac{M_{uy}}{I_y} x_{Gr} = 0.183 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{(3\sigma_{max} + \sigma_{min})}{4} = 0.211 < 0.292 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

$$\text{ELS : } \begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N_{ELS}}{S_r} + \frac{M_{sx}}{I_x} y_{Gr} + \frac{M_{sy}}{I_y} x_{Gr} = 0.115 \text{ MPa} \\ \sigma_{min} = \frac{N_{ELS}}{S_r} - \frac{M_{sx}}{I_x} y_{Gr} - \frac{M_{sy}}{I_y} x_{Gr} = 0.104 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{(3\sigma_{max} + \sigma_{min})}{4} = 0.112 < 0.22 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

**Sens X-X**

$$\text{RPA : } \begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N_{ELS}}{S_r} + \frac{M_{sx}}{I_x} y_{Gr} + \frac{M_{sy}}{I_y} x_{Gr} + \frac{M_{Ey}}{I_y} x_{Gr} = 0.161 \text{ MPa} \\ \sigma_{min} = \frac{N_{ELS}}{S_r} - \frac{M_{sx}}{I_x} y_{Gr} - \frac{M_{sy}}{I_y} x_{Gr} - \frac{M_{Ey}}{I_y} x_{Gr} = 0.114 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{(3\sigma_{max} + \sigma_{min})}{4} = 0.149 < 0.292 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

**Sens Y-Y**

$$\text{RPA : } \begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N_{ELS}}{S_r} + \frac{M_{sx}}{I_x} y_{Gr} + \frac{M_{sy}}{I_y} x_{Gr} + \frac{M_{Ex}}{I_x} y_{Gr} = 0.153 \text{ MPa} \\ \sigma_{min} = \frac{N_{ELS}}{S_r} - \frac{M_{sx}}{I_x} y_{Gr} - \frac{M_{sy}}{I_y} x_{Gr} - \frac{M_{Ex}}{I_x} y_{Gr} = 0.074 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{(3\sigma_{max} + \sigma_{min})}{4} = 0.133 < 0.239 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

**VIII.5.2.8. Calcul du ferrailage du radier**

Le radier est assimilé à un planché renversé chargé par la réaction uniforme du sol, il est composé de plusieurs panneaux simplement appuyés sur 4 cotés.

Le calcul se fera en flexion simple, en considérant la fissuration préjudiciable en raison du contact avec l'eau.

On prend le panneau le plus défavorable  $\begin{cases} l_x = 3.5 \text{ m} \\ l_y = 4.8 \text{ m} \end{cases}$

On doit vérifier que  $\begin{cases} 0 < \alpha < 0.4 \rightarrow \text{la dalle porte sur un seul sens} \\ 0.4 < \alpha < 1 \rightarrow \text{la dalle porte sur deux sens} \end{cases}$

Avec 
$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3.5}{4.8} = 0.72$$

Donc la dalle du radier porte sur les deux sens

Le chargement des panneaux du radier seront équivalents aux contraintes moyennes calculées.

Les moments fléchissant développés au centre du panneau ont pour valeurs :

- Dans le sens de la petite portée :  $M_x = \mu_x \times q \times l_x^2$

- Dans le sens de la grande portée :  $M_y = \mu_y \times M_x$

Les chargements des panneaux du radier seront équivalents aux contraintes moyennes.

$$\text{ELU : } q_{ELU} = \sigma_{moy} = 0.211 \text{ MPa}$$

$$\text{ELS : } q_{ELS} = \sigma_{moy} = 0.112 \text{ MPa}$$

$$\text{RPA : } q_{RPA} = \sigma_{moy} = 0.149 \text{ MPa}$$

➤ **Sens de la petite portée (Y-Y)**

**ELU :**

$$M_x = 0.0495 \times 0.211 \times 3.5^2 = 12794.51 \text{ daN.m/ml}$$

**a) En travée :**

$$M_{tx} = 0.75M_x = 9595.88 \text{ daN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0.0960}{1 \times 0.65 \times 14.16} = 0.01043$$

$$\text{Avec } \begin{cases} f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14.16 \text{ MPa} \\ d = 0.9h = 0.81 \text{ m} \end{cases}$$

Dans ce cas  $\mu_u < \mu_R = 0.392$  → Section à simple armatures

$$A_{st} = \frac{M_{Travée}}{z \times \sigma_{st}} = \frac{0.096}{0.776 \times 348} = 0.340 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 3.40 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Avec } \begin{cases} z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.81 \times (1 - 0.4 \times 0.102) = 0.809 \text{ m} \\ \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.01043}) = 0.0131 \\ \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

La section d'armature minimale :

$$A_{min} = \frac{0.23 \times f_{t28} \times b \times d}{f_e} = \frac{0.23 \times 2.1 \times 1 \times 0.81}{400} = 0.978 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 9.78 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc on opte pour 5T16 avec  $A_{st} = 10.05 \text{ cm}^2/\text{ml}$

**b) En appuis :**

$$M_{tx} = 0.5M_x = 6397.255 \text{ daN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0.064}{1 \times 0.66 \times 14.16} = 0.006$$

$$\text{Avec } \begin{cases} f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14.16 \text{ MPa} \\ d = 0.9h = 0.81 \text{ m} \end{cases}$$

Dans ce cas  $\mu_u < \mu_R = 0.392$  → Section à simple armatures

$$A_{st} = \frac{M_{Appuis}}{z \times \sigma_{st}} = \frac{0.064}{0.806 \times 348} = 0.227 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 2.27 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Avec } \begin{cases} z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.81 \times (1 - 0.4 \times 0.013) = 0.809 \text{ m} \\ \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.006}) = 0.0075 \\ \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

La section d'armature minimale :

$$A_{min} = \frac{0.23 \times f_{t28} \times b \times d}{f_e} = \frac{0.23 \times 2.1 \times 1 \times 0.81}{400} = 0.978 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 9.78 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc on opte pour 5T16 avec  $A_{st} = 10.05 \text{ cm}^2/\text{ml}$

**ELS :**

$$M_x = 0.0495 \times 0.112 \times 3.5^2 = 6791.4 \text{ daN.m/ml}$$

**a) En travée :**

$$M_{tx} = 0.75M_x = 5093.55 \text{ daN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0.0509}{1 \times 0.66 \times 14.16} = 0.0054$$

$$\text{Avec } \begin{cases} f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14.16 \text{ MPa} \\ d = 0.9h = 0.81 \text{ m} \end{cases}$$

Dans ce cas  $\mu_u < \mu_R = 0.392$  → Section à simple armatures

$$A_{st} = \frac{M_{Travée}}{z \times \sigma_{st}} = \frac{0.0509}{0.805 \times 348} = 0.181 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 1.81 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Avec } \begin{cases} z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.81 \times (1 - 0.4 \times 0.016) = 0.807 \text{ m} \\ \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0054}) = 0.0067 \\ \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

La section d'armature minimale :

$$A_{min} = \frac{0.23 \times f_{t28} \times b \times d}{f_e} = \frac{0.23 \times 2.1 \times 1 \times 0.81}{400} = 0.978 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 9.78 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc on opte pour 5T16 avec  $A_{st} = 10.05 \text{ cm}^2/\text{ml}$

**b) En appuis :**

$$M_{tx} = 0.5M_x = 6397.255 \text{ daN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{Ax}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0.063}{1 \times 0.66 \times 14.16} = 0.0067$$

$$\text{Avec } \begin{cases} f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14.16 \text{ MPa} \\ d = 0.9h = 0.81 \text{ m} \end{cases}$$

Dans ce cas  $\mu_u < \mu_R = 0.392$  → Section à simple armatures

$$A_{st} = \frac{M_{Appuis}}{z \times \sigma_{st}} = \frac{0.063}{0.807 \times 348} = 0.224 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 2.24 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Avec } \begin{cases} z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.81 \times (1 - 0.4 \times 0.011) = 0.807 \text{ m} \\ \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0067}) = 0.0075 \\ \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

La section d'armature minimale :

$$A_{min} = \frac{0.23 \times f_{t28} \times b \times d}{f_e} = \frac{0.23 \times 2.1 \times 1 \times 0.81}{400} = 0.978 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 9.78 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc on opte pour 5T16 avec  $A_{st} = 10.05 \text{ cm}^2/\text{ml}$

**RPA :**

$$M_x = 0.0566 \times 0.149 \times 3.5^2 = \mathbf{103330.9 \text{ daN.m/ml}}$$

**a) En travée :**

$$M_{tx} = 0.75M_x = 7748.18 \text{ daN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0.0774818}{1 \times 0.66 \times 14.16} = 0.008$$

$$\text{Avec } \begin{cases} f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14.16 \text{ MPa} \\ d = 0.9h = 0.81 \text{ m} \end{cases}$$

Dans ce cas  $\mu_u < \mu_R = 0.392 \rightarrow$  Section à simple armatures

$$A_{st} = \frac{M_{Travée}}{z \times \sigma_{st}} = \frac{0.077}{0.803 \times 348} = 0.510 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 5.10 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Avec } \begin{cases} z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.81 \times (1 - 0.4 \times 0.019) = 0.803 \text{ m} \\ \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.008}) = 0.019 \\ \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

La section d'armature minimale :

$$A_{min} = \frac{0.23 \times f_{t28} \times b \times d}{f_e} = \frac{0.23 \times 2.1 \times 1 \times 0.81}{400} = 0.978 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 9.78 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc on opte pour 5T16 avec  $A_{st} = 10.05 \text{ cm}^2/\text{ml}$

**b) En appuis :**

$$M_{tx} = 0.5M_x = \mathbf{51665 \text{ daN.m}}$$

$$\mu_u = \frac{M_{Ax}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0.051}{1 \times 0.66 \times 14.16} = 0.005$$

$$\text{Avec } \begin{cases} f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14.16 \text{ MPa} \\ d = 0.9h = 0.81 \text{ m} \end{cases}$$

Dans ce cas  $\mu_u < \mu_R = 0.392 \rightarrow$  Section à simple armatures

$$A_{st} = \frac{M_{Appuis}}{z \times \sigma_{st}} = \frac{0.051}{0.789 \times 348} = 0.185 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 1.85 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Avec } \begin{cases} z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.81 \times (1 - 0.4 \times 0.013) = 0.789 \text{ m} \\ \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.05}) = 0.064 \\ \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

La section d'armature minimale :

$$A_{min} = \frac{0.23 \times f_{t28} \times b \times d}{f_e} = \frac{0.23 \times 2.1 \times 1 \times 0.81}{400} = 0.978 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 9.78 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc on opte pour 5T16 avec  $A_{st} = 10.05 \text{ cm}^2/\text{ml}$

➤ **Sens de la petite portée (X-X)**

**ELU :**

$$M_y = 0.7052 \times 103330.9 = 72868.95 \text{ daN.m/ml}$$

**a) En travée :**

$$M_{ty} = 0.75M_y = 54651.71 \text{ daN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0.546}{1 \times 0.66 \times 14.16} = 0.058$$

$$\text{Avec } \begin{cases} f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14.16 \text{ MPa} \\ d = 0.9h = 0.81 \text{ m} \end{cases}$$

Dans ce cas  $\mu_u < \mu_R = 0.392 \rightarrow$  Section à simple armatures

$$A_{st} = \frac{M_{Travée}}{z \times \sigma_{st}} = \frac{0.546}{0.791 \times 348} = 0.19835 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 1.98 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Avec } \begin{cases} z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.81 \times (1 - 0.4 \times 0.074) = 0.791 \text{ m} \\ \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.058}) = 0.074 \\ \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

La section d'armature minimale :

$$A_{min} = \frac{0.23 \times f_{t28} \times b \times d}{f_e} = \frac{0.23 \times 2.1 \times 1 \times 0.81}{400} = 0.978 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 9.78 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc on opte pour 5T16 avec  $A_{st} = 10.05 \text{ cm}^2/\text{ml}$

**b) En appuis :**

$$M_{ty} = 0.5M_y = 54651.71 \text{ daN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{Ay}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0.054}{1 \times 0.66 \times 14.16} = 0.005$$

$$\text{Avec } \begin{cases} f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14.16 \text{ MPa} \\ d = 0.9h = 0.81 \text{ m} \end{cases}$$

Dans ce cas  $\mu_u < \mu_R = 0.392 \rightarrow$  Section à simple armatures

$$A_{st} = \frac{M_{Appuis}}{z \times \sigma_{st}} = \frac{0.069}{0.792 \times 348} = 0.246 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 2.46 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Avec } \begin{cases} z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.81 \times (1 - 0.4 \times 0.005) = 0.792 \text{ m} \\ \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.005}) = 0.009 \\ \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

La section d'armature minimale :

$$A_{min} = \frac{0.23 \times f_{t28} \times b \times d}{f_e} = \frac{0.23 \times 2.1 \times 1 \times 0.81}{400} = 0.978 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 9.78 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc on opte pour 5T16 avec  $A_{st} = 10.05 \text{ cm}^2/\text{ml}$

**ELS :**

$$M_y = 0.7933 \times 103330.9 = 81631.41 \text{ daN.m/ml}$$

**a) En travée :**

$$M_{ty} = 0.75M_y = 61223 \text{ daN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0.0612}{1 \times 0.66 \times 14.16} = 0.006$$

$$\text{Avec } \begin{cases} f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14.16 \text{ MPa} \\ d = 0.9h = 0.81 \text{ m} \end{cases}$$

Dans ce cas  $\mu_u < \mu_R = 0.392 \rightarrow$  Section à simple armatures

$$A_{st} = \frac{M_{Travée}}{z \times \sigma_{st}} = \frac{0.097}{0.785 \times 348} = 0.355 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 3.55 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Avec } \begin{cases} z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.81 \times (1 - 0.4 \times 0.077) = 0.785 \text{ m} \\ \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.06}) = 0.077 \\ \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

La section d'armature minimale :

$$A_{min} = \frac{0.23 \times f_{t28} \times b \times d}{f_e} = \frac{0.23 \times 2.1 \times 1 \times 0.81}{400} = 0.978 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 9.78 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc on opte pour 5T16 avec  $A_{st} = 10.05 \text{ cm}^2/\text{ml}$

**b) En appuis :**

$$M_{tx} = 0.5M_y = 4133 \text{ daN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{Ay}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0.041}{1 \times 0.66 \times 14.16} = 0.004$$

$$\text{Avec } \begin{cases} f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14.16 \text{ MPa} \\ d = 0.9h = 0.81 \text{ m} \end{cases}$$

Dans ce cas  $\mu_u < \mu_R = 0.392 \rightarrow$  Section à simple armatures

$$A_{st} = \frac{M_{Appuis}}{z \times \sigma_{st}} = \frac{0.041}{0.808 \times 348} = 0.171 \times 10^{-3} m^2 = 2.12 cm^2/ml$$

$$\text{Avec } \begin{cases} z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.81 \times (1 - 0.4 \times 0.005) = 0.808 m \\ \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.004}) = 0.005 \\ \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 MPa \end{cases}$$

La section d'armature minimale :

$$A_{min} = \frac{0.23 \times f_{t28} \times b \times d}{f_e} = \frac{0.23 \times 2.1 \times 1 \times 0.81}{400} = 0.978 \times 10^{-3} m^2 = 9.78 cm^2/ml$$

Donc on opte pour 5T16 avec  $A_{st} = 10.05 cm^2/ml$

**RPA :**

$$M_y = 0.7932 \times 103330.9 = 81962.069 daN.m/ml$$

**a) En travée :**

$$M_{ty} = 0.75M_y = 61471.54 daN.m$$

$$\mu_u = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0.0614}{1 \times 0.66 \times 14.16} = 0.006$$

$$\text{Avec } \begin{cases} f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14.16 MPa \\ d = 0.9h = 0.81 m \end{cases}$$

Dans ce cas  $\mu_u < \mu_R = 0.392 \rightarrow$  Section à simple armatures

$$A_{st} = \frac{M_{Travée}}{z \times \sigma_{st}} = \frac{0.061}{0.785 \times 348} = 0.223 \times 10^{-3} m^2 = 2.23 cm^2/ml$$

$$\text{Avec } \begin{cases} z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.81 \times (1 - 0.4 \times 0.077) = 0.785 m \\ \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.06}) = 0.077 \\ \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 MPa \end{cases}$$

La section d'armature minimale :

$$A_{min} = \frac{0.23 \times f_{t28} \times b \times d}{f_e} = \frac{0.23 \times 2.1 \times 1 \times 0.81}{400} = 0.978 \times 10^{-3} m^2 = 9.78 cm^2/ml$$

Donc on opte pour 5T16 avec  $A_{st} = 10.05 cm^2/ml$

**b) En appuis :**

$$M_{ty} = 0.5M_y = 7580.295 daN.m$$

$$\mu_u = \frac{M_{Ay}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0.076}{1 \times 0.66 \times 14.16} = 0.008$$

$$\text{Avec } \begin{cases} f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14.16 MPa \\ d = 0.9h = 0.81 m \end{cases}$$

Dans ce cas  $\mu_u < \mu_R = 0.392 \rightarrow$  Section à simple armatures

$$A_{st} = \frac{M_{Appuis}}{z \times \sigma_{st}} = \frac{0.076}{0.807 \times 348} = 0.271 \times 10^{-3} m^2 = 2.71 cm^2/ml$$

$$\text{Avec } \begin{cases} z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.81 \times (1 - 0.4 \times 0.010) = 0.807 m \\ \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.008}) = 0.010 \\ \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 MPa \end{cases}$$

La section d'armature minimale :

$$A_{min} = \frac{0.23 \times f_{t28} \times b \times d}{f_e} = \frac{0.23 \times 2.1 \times 1 \times 0.81}{400} = 0.978 \times 10^{-3} m^2 = 9.78 cm^2/ml$$

Donc on opte pour 5T16 avec  $A_{st} = 10.05 cm^2/ml$

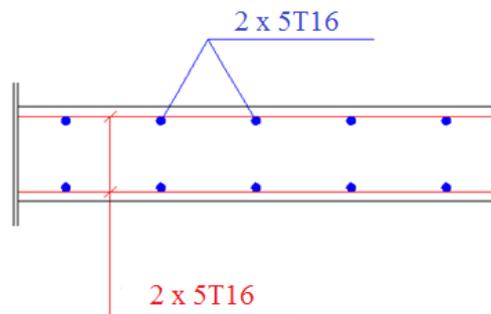


Figure VIII.7.Schéma statique du ferrillage du radier.

### VIII.5.3. Voile périphérique

Le voile d'infrastructure est une paroi verticale de 0,2m d'épaisseur en béton orné, rectiligne effectué sur une profondeur de 3,06m pour permettre la réalisation d'un sous-sol

Les voiles d'infrastructures assurent :

- L'encastrement de la structure dans le sol.
- Augmentation de la rigidité de la structure.
- Protection contre les eaux agressives.

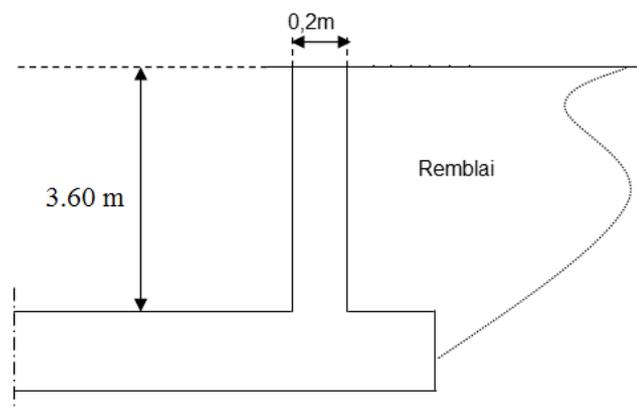


Figure VIII.8.Schéma d'un voile périphérique.

Selon le RPA 99 : (Art-10-1-2), le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Epaisseur  $\geq 15\text{cm}$
- Les armatures sont constituées de 2 nappes
- Le pourcentage minimum est de 0,1 % dans les deux sens
- Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante

#### VIII.4.3.1. Evaluation des charges agissantes sur le voile

Le voile est soumis à une contrainte permanente due à la poussée des terres

$$P = \frac{1}{2} \times \gamma \times h^2 \times \text{tg} \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

Avec

$$\begin{cases} \gamma : \text{poids volumique du remblai} \\ h : \text{hauteur du voile} \\ \varphi : \text{l'angle de frottement du remblai} \end{cases}$$

$$P = \frac{1}{2} \times 1700 \times 3.6^2 \times \text{tg} \left( \frac{180}{4} - \frac{13.66}{2} \right) = 8659.401 \text{ daN/ml}$$

Donc :

$$\text{ELU} : Q_{ELU} = 1.35P = 1.35 \times 8659.401 = 11690.191 \text{ daN/ml}$$

$$\text{ELS} : Q_{ELS} = P = 8659.401 \text{ daN/ml}$$

#### VIII.4.3.2. Détermination du ferrailage du voile

Le calcul du voile d'infrastructure se fera comme le calcul des dalles simplement appuyées sur leur contour. Nous effectuons ce calcul pour le panneau ayant la plus grande portée dans l'une de ses deux dimensions en fissuration préjudiciable

On prend le panneau le plus défavorable  $\begin{cases} l_x = 3.60 \text{ m} \\ l_y = 4.80 \text{ m} \end{cases}$

On doit vérifier que  $\begin{cases} 0 < \alpha < 0.4 \rightarrow \text{la dalle porte sur un seul sens} \\ 0.4 < \alpha < 1 \rightarrow \text{la dalle porte sur deux sens} \end{cases}$

$$\text{Avec} \quad \alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3.6}{4.5} = 0.75$$

Donc la dalle du voile porte sur les deux sens

Les moments fléchissant développés au centre du panneau ont pour valeurs :

$$\text{- Dans le sens de la petite portée : } M_x = \mu_x \times q \times l_x^2$$

$$\text{- Dans le sens de la grande portée : } M_y = \mu_y \times M_x$$

➤ **Bande de largeur 1,00m parallèle à lx**

**ELU :**

$$M_x = 0.0697 \times 11690.191 \times 3.60^2 = \mathbf{10559.889 \text{ daN.m/ml}}$$

**a) En travée :**

$$M_{tx} = 0.75M_x = 7919.917 \text{ daN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0.079}{1 \times 0.032 \times 14.16} = 0.017$$

$$\text{Avec } \begin{cases} f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14.16 \text{ MPa} \\ d = 0.9h = 0.9 \times 0.2 = 0.18 \text{ m} \end{cases}$$

Dans ce cas  $\mu_u < \mu_R = 0.392 \rightarrow$  Section à simple armatures

$$A_{st} = \frac{M_{Travée}}{z \times \sigma_{st}} = \frac{0.079}{0.178 \times 348} = 1.28 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 12.28 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Avec } \begin{cases} z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.021) = 0.178 \text{ m} \\ \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.017}) = 0.021 \\ \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

La section d'armature minimale :

$$A_{min} = 0.1\%B_{voile} = 0.001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc on opte pour 4T20 avec  $A_{st} = 12.57 \text{ cm}^2/\text{ml}$

**b) En appuis :**

$$M_{tx} = 0.5M_x = 3959.958 \text{ daN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{Ax}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0.039}{1 \times 0.032 \times 14.16} = 0.086$$

$$\text{Avec } \begin{cases} f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14.16 \text{ MPa} \\ d = 0.9h = 0.18 \text{ m} \end{cases}$$

Dans ce cas  $\mu_u < \mu_R = 0.392 \rightarrow$  Section à simple armatures

$$A_{st} = \frac{M_{Appuis}}{z \times \sigma_{st}} = \frac{0.039}{0.172 \times 348} = 0.652 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 6.52 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Avec } \begin{cases} z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.11) = 0.172 \text{ m} \\ \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.086}) = 0.11 \\ \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

La section d'armature minimale :

$$A_{min} = 0.1\%B_{voile} = 0.001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc on opte pour 5T14 avec  $A_{st} = 7.70 \text{ cm}^2/\text{ml}$

ELS :

$$M_x = 0.0755 \times 8659.401 \times 3.60^2 = \mathbf{8473.05 \text{ daN.m/ml}}$$

a) En travée :

$$M_{tx} = 0.75M_x = 6354.788 \text{ daN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0.064}{1 \times 0.032 \times 14.16} = 0.141$$

$$\text{Avec } \begin{cases} f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14.16 \text{ MPa} \\ d = 0.9h = 0.18 \text{ m} \end{cases}$$

Dans ce cas  $\mu_u < \mu_R = 0.392 \rightarrow$  Section à simple armatures

$$A_{st} = \frac{M_{Travée}}{z \times \sigma_{st}} = \frac{0.064}{0.166 \times 348} = 1.108 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 11.08 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Avec } \begin{cases} z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.191) = 0.166 \text{ m} \\ \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.141}) = 0.191 \\ \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

La section d'armature minimale :

$$A_{min} = 0.1\%B_{voile} = 0.001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc on opte pour 4T20 avec  $A_{st} = 15.57 \text{ cm}^2/\text{ml}$

b) En appuis :

$$M_{tx} = 0.5M_x = 3177.394 \text{ daN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{Ax}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0.032}{1 \times 0.032 \times 14.16} = 0.071$$

$$\text{Avec } \begin{cases} f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14.16 \text{ MPa} \\ d = 0.9h = 0.18 \text{ m} \end{cases}$$

Dans ce cas  $\mu_u < \mu_R = 0.392 \rightarrow$  Section à simple armatures

$$A_{st} = \frac{M_{Appuis}}{z \times \sigma_{st}} = \frac{0.032}{0.173 \times 348} = 0.532 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 5.32 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Avec } \begin{cases} z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.092) = 0.173 \text{ m} \\ \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.071}) = 0.092 \\ \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

La section d'armature minimale :

$$A_{min} = 0.1\%B_{voile} = 0.001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc on opte pour 4T14 avec  $A_{st} = 6.16 \text{ cm}^2/\text{ml}$

➤ **Bande de largeur 1,00m parallèle à ly**

**ELU :**

$$M_y = 0.4181 \times 10559.889 = 4415.089 \text{ daN.m/ml}$$

**a) En travée :**

$$M_{ty} = 0.75M_y = 3311.317 \text{ daN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0.033}{1 \times 0.032 \times 14.16} = 0.073$$

$$\text{Avec } \begin{cases} f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14.16 \text{ MPa} \\ d = 0.9h = 0.18 \text{ m} \end{cases}$$

Dans ce cas  $\mu_u < \mu_R = 0.392$  → Section à simple armatures

$$A_{st} = \frac{M_{Travée}}{z \times \sigma_{st}} = \frac{0.033}{0.173 \times 348} = 0.548 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 5.48 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Avec } \begin{cases} z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.095) = 0.173 \text{ m} \\ \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.073}) = 0.095 \\ \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

La section d'armature minimale :

$$A_{min} = 0.1\%B_{voile} = 0.001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc on opte pour 4T14 avec  $A_{st} = 6.16 \text{ cm}^2/\text{ml}$

**b) En appuis :**

$$M_{ty} = 0.5M_y = 1655.659 \text{ daN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{Ay}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0.017}{1 \times 0.032 \times 14.16} = 0.036$$

$$\text{Avec } \begin{cases} f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14.16 \text{ MPa} \\ d = 0.9h = 0.18 \text{ m} \end{cases}$$

Dans ce cas  $\mu_u < \mu_R = 0.392$  → Section à simple armatures

$$A_{st} = \frac{M_{Appuis}}{z \times \sigma_{st}} = \frac{0.017}{0.177 \times 348} = 0.276 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 2.76 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Avec } \begin{cases} z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.009) = 0.177 \text{ m} \\ \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.036}) = 0.046 \\ \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

La section d'armature minimale :

$$A_{min} = 0.1\%B_{voile} = 0.001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc on opte pour 3T12 avec  $A_{st} = 3.39 \text{ cm}^2/\text{ml}$

ELS :

$$M_y = 0.5704 \times 8473.05 = 4833.028 \text{ daN.m/ml}$$

a) En travée :

$$M_{ty} = 0.75M_y = 3624.771 \text{ daN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0.036}{1 \times 0.032 \times 14.16} = 0.079$$

$$\text{Avec } \begin{cases} f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14.16 \text{ MPa} \\ d = 0.9h = 0.18 \text{ m} \end{cases}$$

Dans ce cas  $\mu_u < \mu_R = 0.392 \rightarrow$  Section à simple armatures

$$A_{st} = \frac{M_{Travée}}{z \times \sigma_{st}} = \frac{0.036}{0.173 \times 348} = 0.598 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 5.98 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Avec } \begin{cases} z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.103) = 0.173 \text{ m} \\ \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.079}) = 0.103 \\ \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

La section d'armature minimale :

$$A_{min} = 0.1\%B_{voile} = 0.001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc on opte pour 4T14 avec  $A_{st} = 6.16 \text{ cm}^2/\text{ml}$

b) En appuis :

$$M_{ty} = 0.5M_y = 1812.385 \text{ daN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{Ay}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0.018}{1 \times 0.032 \times 14.16} = 0.040$$

$$\text{Avec } \begin{cases} f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14.16 \text{ MPa} \\ d = 0.9h = 0.18 \text{ m} \end{cases}$$

Dans ce cas  $\mu_u < \mu_R = 0.392 \rightarrow$  Section à simple armatures

$$A_{st} = \frac{M_{Appuis}}{z \times \sigma_{st}} = \frac{0.018}{0.176 \times 348} = 0.294 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 2.94 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Avec } \begin{cases} z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.051) = 0.176 \text{ m} \\ \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.040}) = 0.051 \\ \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

La section d'armature minimale :

$$A_{min} = 0.1\%B_{voile} = 0.001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc on opte pour 3T12 avec  $A_{st} = 3.39 \text{ cm}^2/\text{ml}$

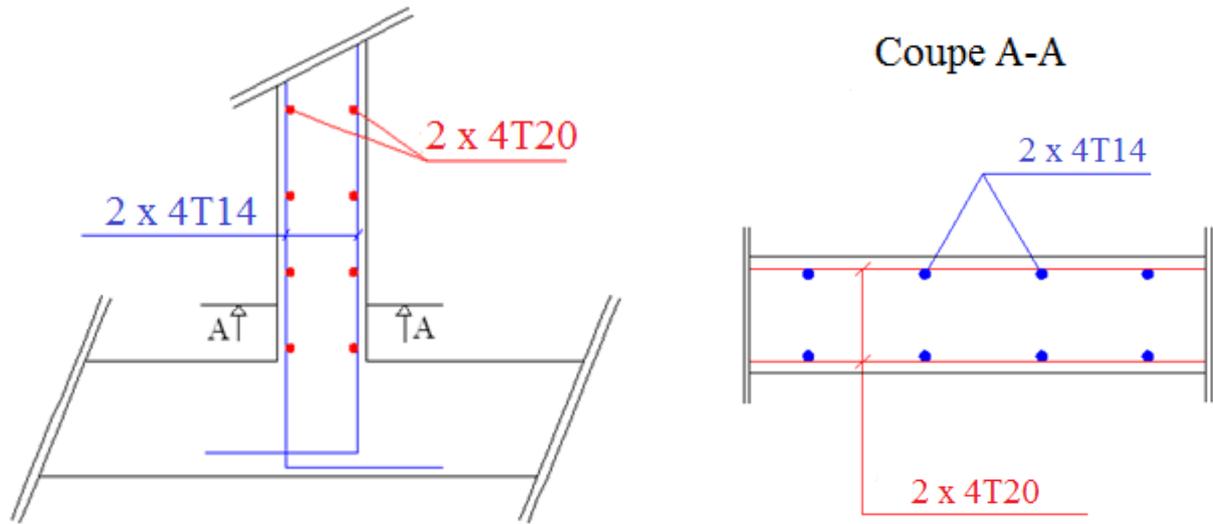


Figure VIII.9. Schéma statique du ferrailage du voile périphérique.

## ***CONCLUSION GENERAL***

Ce projet de fin d'études nous a permis d'appliquer et approfondir toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation universitaire, ainsi que de se familiariser avec les différents règlements et logiciel de calcul et de modélisation en les appliquant sur un cas réel.

Le parcours que nous avons fait nous a permis de comprendre le comportement des différents éléments constituant une structure métallique et tous les obstacles qui peuvent surgir lors d'une étude ainsi que la manière de les dépasser avec, notamment l'utilisation des logiciels de calcul et de dessin tels que Robot Millénium, Auto CAD. Et aussi l'application des règles de calcul à savoir le CCM 97, l'euro code 3 et 4, RPA99/Version2003 et le RNV 9.

Le bâtiment sur lequel nous avons réalisé cette étude, présente certains avantages à savoir la régularité en plan et en élévation. Il comporte des systèmes de contreventements en X qui permettent d'augmenter sa rigidité structurale. La disposition de ces derniers lui permet d'offrir un bon comportement face au séisme.

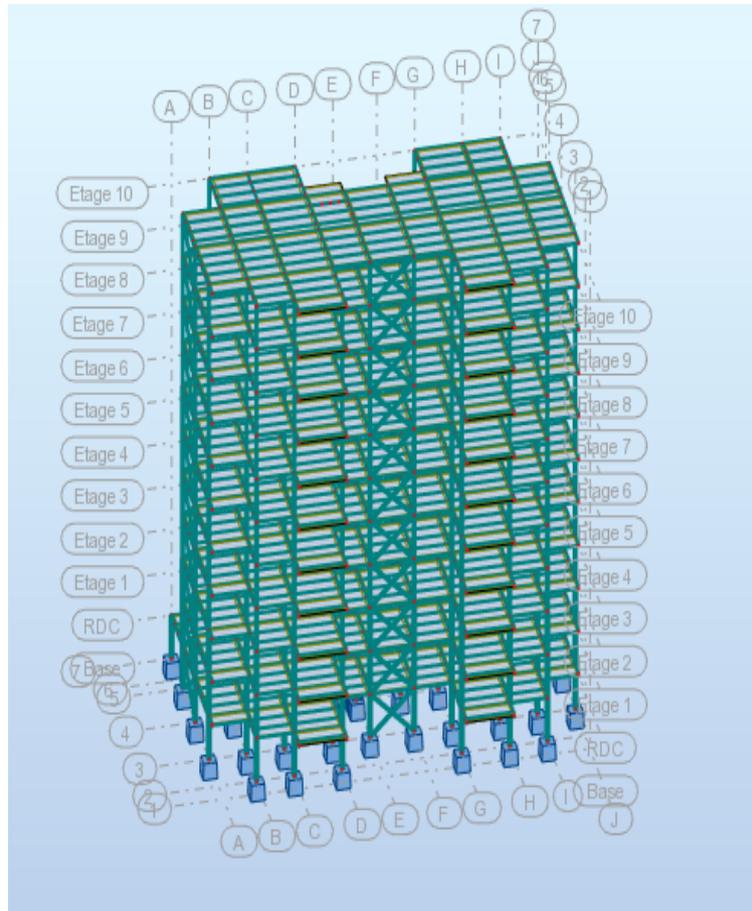
Enfin nous espérons que ce modeste travail sera un point de départ pour d'autres projets de fin d'études et sera complété et enrichi

## ***REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES***

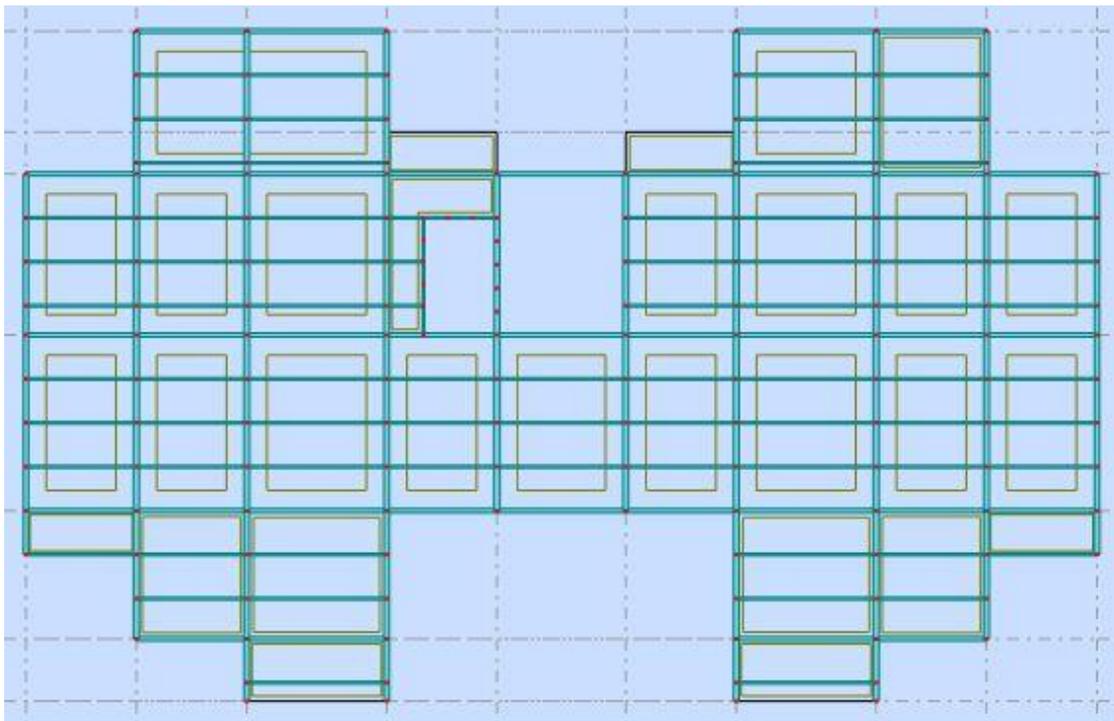
1. Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-BC-2.2 ; CHARGE PERMANENTE ET CHARGE D'EXPLOITATION, Centre national de recherche appliquée en génie parasismique, (Algérie).
  2. Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-C-2-47 ; REGLEMENT NEIGE ET VENT RNV 99/version 2013, Centre national de recherche appliquée en génie parasismique, (Algérie).
  3. Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-BC-2-44 ; REGLES DE CONCEPTION ET DE CALCUL DES STRUCTURES EN ACIER « CCM 97 », Centre national algérien de recherche appliquée en génie parasismique, 1997, (Algérie).
  4. Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-BC-2-48 ; REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES « RPA 99/ VERSION 2003 ». Par le centre national algérien de recherche appliquée en génie parasismique, 2003, (Algérie).
  5. Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et des constructions en béton armé suivant la méthode des états limites « BAEL 91 révisées 99 » MINISTERE DE L'HABITAT ET DE L'URBANISME, Ed : CSTB 2000, (Algérie).
  6. Eurocode 3, 4. «calculs des structures en acier»
  7. Lahlou Dahmani « CALCUL DES ELEMENTS DE CONSTRUCTION METALLIQUE SELON L'EUROCODE 3 ».
  8. TLEMSANI, Younes, BERRAHAL, Walid, « étude d'un bâtiment en charpente métallique à usage d'habitation (R.D.C + 14 + sous-sol) à ORAN ». Mémoire master.2018. Université Abou Bakr Belkaid de Tlemcen
  9. BOUAYAD AGHA, Mohammed El-mahdi. TABET-DERRAZ, Moulay Idriss. Etude comparative d'un bâtiment en acier équipé de système de contreventement et d'appareil d'appuis en pendule à friction. Mémoire master.2017. Université Abou Bakr Belkaid de Tlemcen.
  10. Mr.RAHMI Oualid , Mr.MATOUG Younes « etude d'un bâtiment en charpente métallique a usage d'abitation (r.d.c+8)a remchi » Mémoire master.2019. Université Abou Bakr Belkaid de Tlemcen
- Mr.BOUHADI Riyad, Mr BENBELAID Yassine «étude d'un bâtiment R+11 a usage habitation en construction métallique avec planchers collaborant. Mémoire master 2019 . Université Abou Bakr Belkaid de Tlemcen

# ANNEXE

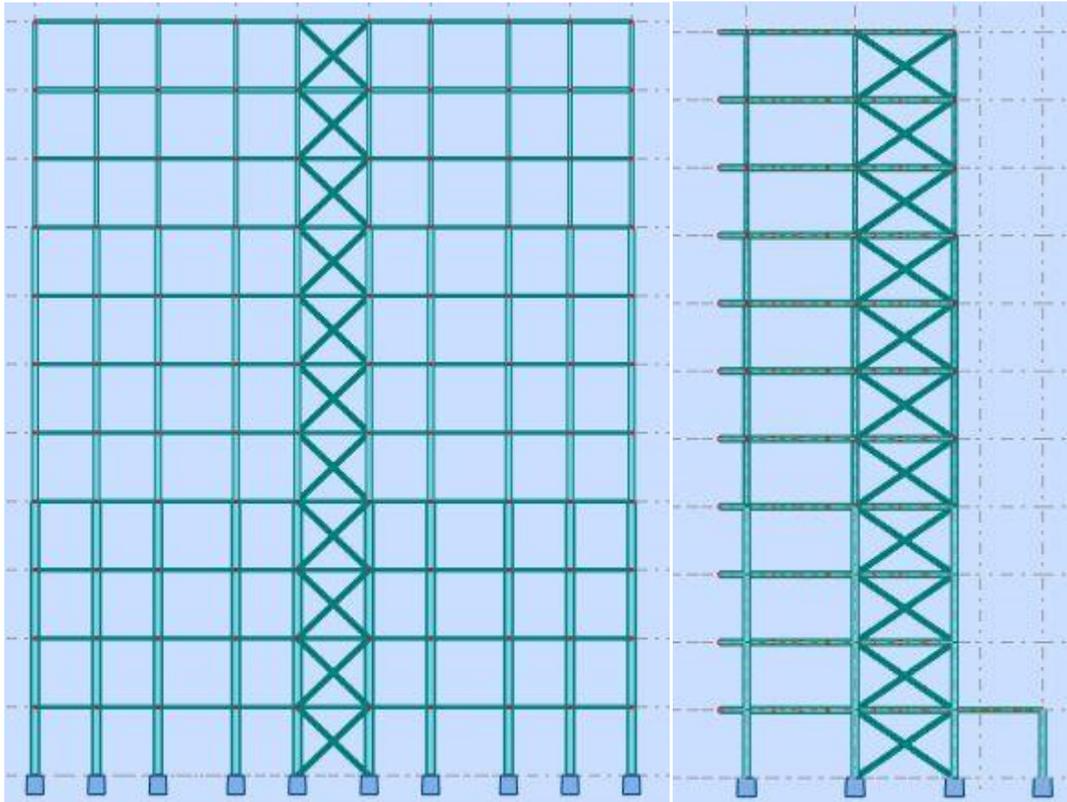
## ANNEXE A : MODELISATION (LOGICIEL ROBOT)



Vue en 3D



## Vue plancher



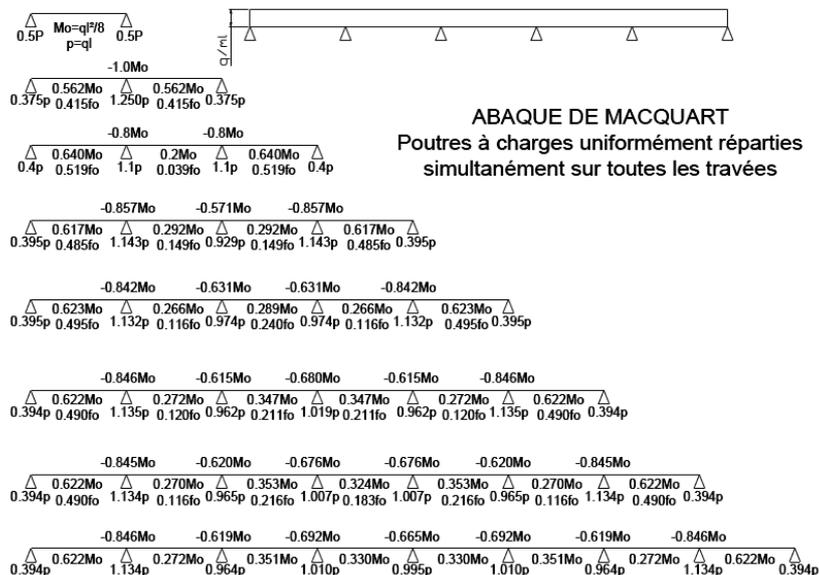
Vue de face

Vue de coté

Disposition des contreventements

## ANNEXE B : ETUDE PLANCHER MIXTE

### ABAQUE DE MACQUART

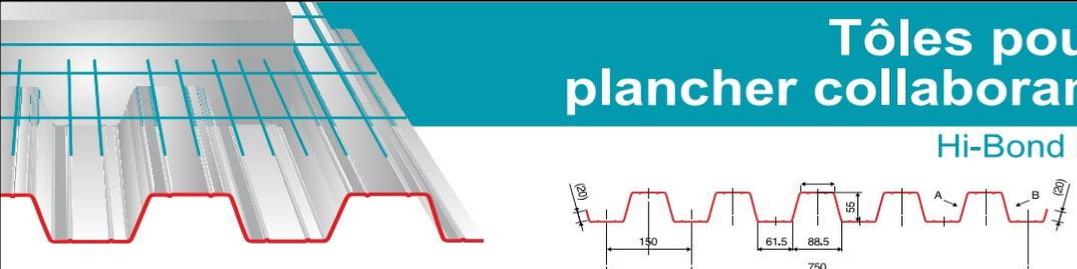


dans cette abaque on calcule le moment maximum  $M_o$ , les réactions et la flèche maximum de la travée simple considérée comme isostatique, puis on applique les coefficients donnés ci-dessus pour trouver les différents moments, flèches et réactions des poutres hyperstatiques

## Annexe C : Fiches techniques des tôles

# Tôles pour plancher collaborant

## Hi-Bond 55



### Identification

Ép. t en cm	Masse en kg/m <sup>2</sup>
0,75	9,56
0,88	11,23
1,00	12,83
1,20	15,30

### Manutention - Emballage

Ép. t en cm	Masse en kg/m <sup>2</sup>
0,75	6,97
0,88	8,18
1,00	9,30
1,20	11,16

### Valeurs de calcul

Épaisseur t en cm	Ép. Acier en mm	Aire d'Acier en cm <sup>2</sup> /m	Position fibre neutre v <sub>1</sub> en cm	Position fibre neutre v <sub>2</sub> en cm	Mt d'inertie i en cm <sup>4</sup>	Module de résistance I.V <sub>1</sub>	Module de résistance I.V <sub>2</sub>
0,75	0,71	11,18	2,75	2,75	57,54	20,92	20,92
0,88	0,84	13,23	2,75	2,75	68,08	24,76	24,76
1,00	0,96	15,12	2,75	2,75	77,80	28,29	28,29
1,20	1,16	18,27	2,75	2,75	94,01	34,19	34,19

### Portées admissibles au coulage en mètres

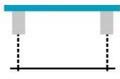
Distances maximales franchissable par tôle HI-BOND, telles que mesurées selon la figure de la colonne de gauche, admissibles sans étaieage, pour chaque épaisseur de plancher, en fonction de l'épaisseur nominale t de la tôle et du nombre de travées couvertes par la tôle, pour une déformation du coffrage de 240/1<sup>ème</sup> de la portée. Les colonnes de droite indiquent la distance maximale de part et d'autre d'une file détails éventuelle.

**Acier**



Portée = Clair + 5 cm

**Béton**



Portée = Clair + 5 cm

**Bois**



Portée = Entraxe

Épaisseur Plancher h cm	t = 0,75 mm				t = 0,88 mm				t = 1,00 mm				t = 1,20 mm			
	Sans Étais		Étais		Sans Étais		Étais		Sans Étais		Étais		Sans Étais		Étais	
10	2,70	3,60	3,33	3,35	2,85	<i>3,80</i>	3,52	3,63	2,96	3,95	3,66	3,97	3,14	<i>4,18</i>	3,88	4,23
11	2,60	3,48	3,22	3,15	2,74	3,66	3,39	3,48	2,85	3,81	3,53	3,71	3,02	4,03	3,73	4,06
12	2,51	3,36	3,11	2,95	2,65	3,54	3,28	3,35	2,76	3,69	3,41	3,57	2,93	3,91	3,62	3,91
13	2,43	3,26	3,02	2,78	2,57	3,44	3,19	3,18	2,68	3,59	3,32	3,44	2,85	3,81	3,52	3,77
14	2,37	3,17	2,94	2,64	2,50	3,34	3,09	3,01	2,61	3,49	3,23	3,33	2,76	3,70	3,42	3,64
15	2,31	3,10	2,87	2,51	2,44	3,26	3,02	2,86	2,54	3,41	3,15	3,17	2,69	3,61	3,34	3,53
16	2,25	3,02	2,80	2,39	2,38	3,19	2,95	2,72	2,48	3,33	3,08	3,02	2,63	3,53	3,26	3,43
17	2,20	2,95	2,73	2,29	2,33	3,12	2,88	2,60	2,43	3,26	3,01	2,89	2,57	3,45	3,19	3,33
18	2,15	2,89	2,67	2,19	2,28	3,05	2,82	2,49	2,37	3,19	2,95	2,77	2,52	3,38	3,13	3,21
19	2,12	2,84	2,63	2,11	2,23	3,00	2,77	2,40	2,34	3,13	2,90	2,66	2,48	3,33	3,08	3,08
20	2,08	2,79	2,58	2,03	2,19	2,94	2,82	2,31	2,29	3,07	2,84	2,56	2,44	3,27	3,02	2,96
22	2,00	2,69	2,49	1,93	2,11	2,84	2,62	2,15	2,21	2,96	2,74	2,38	2,35	3,15	2,91	2,75
24	1,94	2,60	2,41	1,85	2,05	2,76	2,55	2,01	2,14	2,88	2,66	2,23	2,27	3,05	2,82	2,58

Pour les valeurs en italique, l'élanement du plancher est supérieur à 36.



Sarl **SES** (Steel Export Service)  
 Route de Blida • Chemin Berbessa • BP233 Koléa • Tipaza • Algérie  
 Tél. : 024 59 34 17/ 20/ 21  
 Mob. : 05 54 50 30 63/ 64 /65 • 05 60 01 79 19/ 23 • 05 61 93 80 34  
 Email : [commercial@ses-algerie.com](mailto:commercial@ses-algerie.com) • Site Web : [www.ses-algerie.com](http://www.ses-algerie.com)



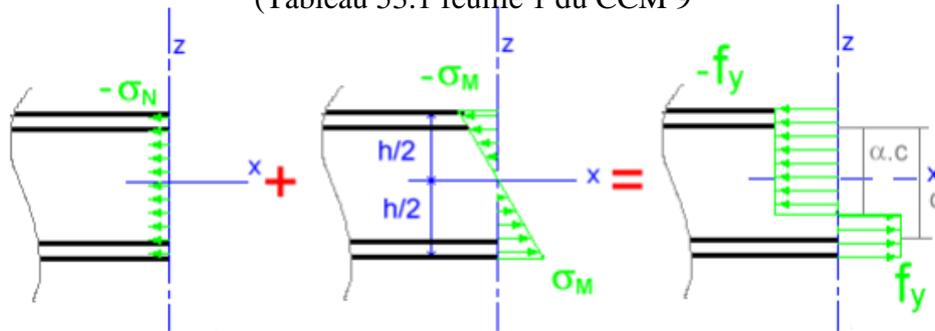
Tableau 6.2 : Limites supérieures  $k_{t,max}$  pour le facteur de réduction  $k_t$

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

## ANNEXE D : DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

### Calcul de $\alpha$ selon la distribution de contraintes dans l'ame à la flexion composée

(Tableau 53.1 feuille 1 du CCM 9)



$$\begin{cases} -\sigma_N + (-\sigma_M) = -f_y \\ -\sigma_N + (+\sigma_M) = +f_y \end{cases}$$

$$\begin{cases} -\frac{N}{t_w \times c} - \frac{M}{I} z = -\frac{F}{t_w \times \alpha c} \\ -\frac{N}{t_w \times c} + \frac{M}{I} z = +\frac{F}{t_w \times (c - \alpha c)} \end{cases}$$

$$\begin{cases} -\frac{3046708.05}{11.5 \times 344} - \left( \frac{93975200}{11.5 \times 344^3} \times \frac{344}{2} \right) = -\frac{F}{11.5 \times 344\alpha} \\ -\frac{3046708.05}{11.5 \times 344} + \left( \frac{93975200}{11.5 \times 344^3} \times \frac{344}{2} \right) = +\frac{F}{11.5 \times (344 - 344\alpha)} \end{cases}$$

$$\begin{cases} -1184.48 = -\frac{F}{3956\alpha} \\ -355.81 = +\frac{F}{(3956 - 3956\alpha)} \end{cases}$$

$$\begin{cases} -4685802.88\alpha = -F \\ -1407584.36 + 1407584.36\alpha = +F \end{cases}$$

$$-F = F \Leftrightarrow -4685802.88\alpha + 1407584.36\alpha = +1407584.36$$

$$-3278218.52\alpha = -1407584.36 \Leftrightarrow \alpha = \frac{-1407584.36}{-3278218.52} = 0.42$$

## ANNEXE E : ETUDE DES ASSEMBLAGES

Diamètre nominal d	Pas P	Clef	Diamètre du noyau de la vis d3	Diamètre intérieur de l'écrou d1	Diamètre de la rondelle	Section résistante As	Diamètre moyen dm	Tôle usuelle	Cornière usuelle
8	1.25	13	6.466	6.647	16	36.6	14	2	30
10	1.5	17	8.160	8.376	20	58.0	18.3	3	35
12	1.75	19	9.853	10.106	24	84.3	20.5	4	40
14	2	22	11.546	11.835	27	115	23.7	5	50
16	2	24	13.546	13.835	30	157	24.58	6	60
18	2.5	27	14.933	15.294	34	192	29.1	7	70
20	2.5	30	16.933	17.294	36	245	32.4	8	80
22	2.5	32	18.933	19.294	40	303	34.5	10.14	120
24	3	36	20.319	20.752	44	353	38.8	>14	>120
27	3	41	23.319	23.752	50	459	44.2	-	-
30	3.5	46	25.706	26.211	52	561	49.6	-	-
33	3.5	50	28.706	29.211		694		-	-
36	4		31.093	31.670		817		-	-

Tableau 1 : Principales caractéristiques géométriques

Classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9
$f_{yb}$ (MPa)	240	320	300	400	480	640	900
$f_{ub}$ (MPa)	400	400	500	500	600	800	1000

Tableau 2 : Caractéristiques mécaniques correspondant aux différentes classes

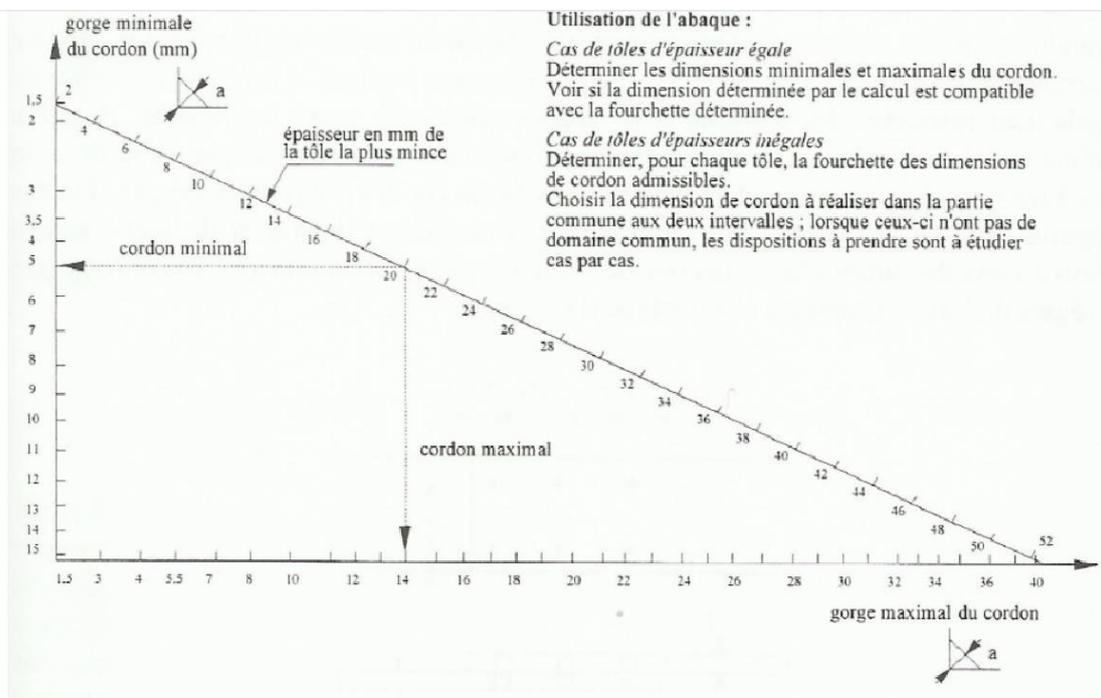


Figure 19 : Abaque de pré-dimensionnement de la gorge a

Acier	$f_u$ (MPa)	$\beta_w$	$\gamma_{Mw}$
S 235	360	0,8	1,25
S 275	430	0,85	1,30
S 355	510	0,9	1,35

$\beta_w$   $\gamma_{mw}$  variables selon la nuance d'acier

Coefficients	trou nominal	trou surdimensionné	trou oblong
$k_s$	1	0.85	0.7
$\gamma_{Ms,ser}$ ELS	1.20	1.20	1.20
$\gamma_{Ms,ult}$ ELU	1.10	1.25	1.25

Classe de surface	$\mu$ coefficient de frottement	état de surface
A	0.5	Grenillé ou sablé
B	0.4	Grenillé, sablé et peint
C	0.3	Brossé
D	0.2	Non traité

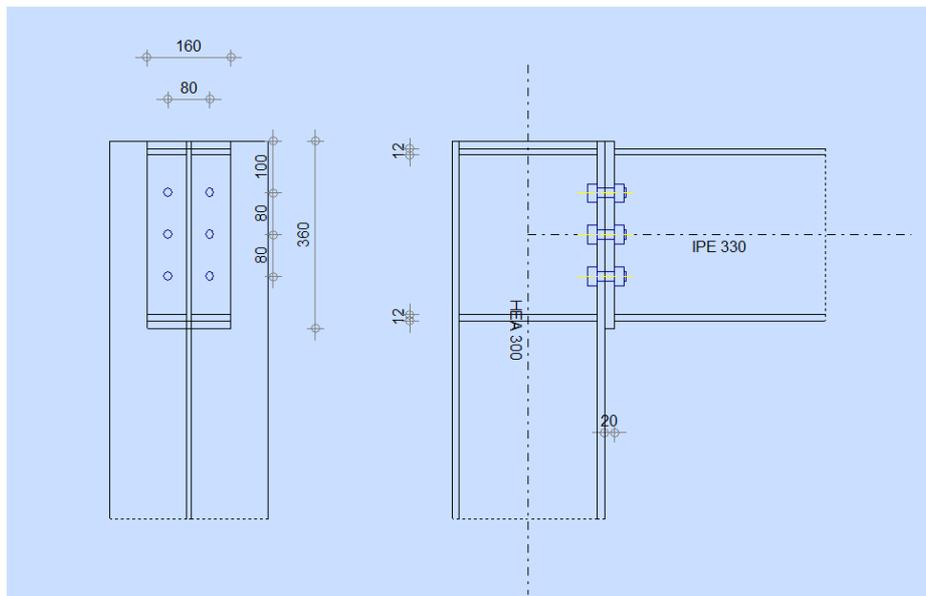


Figure.E.1. Assemblage poteau – poutre

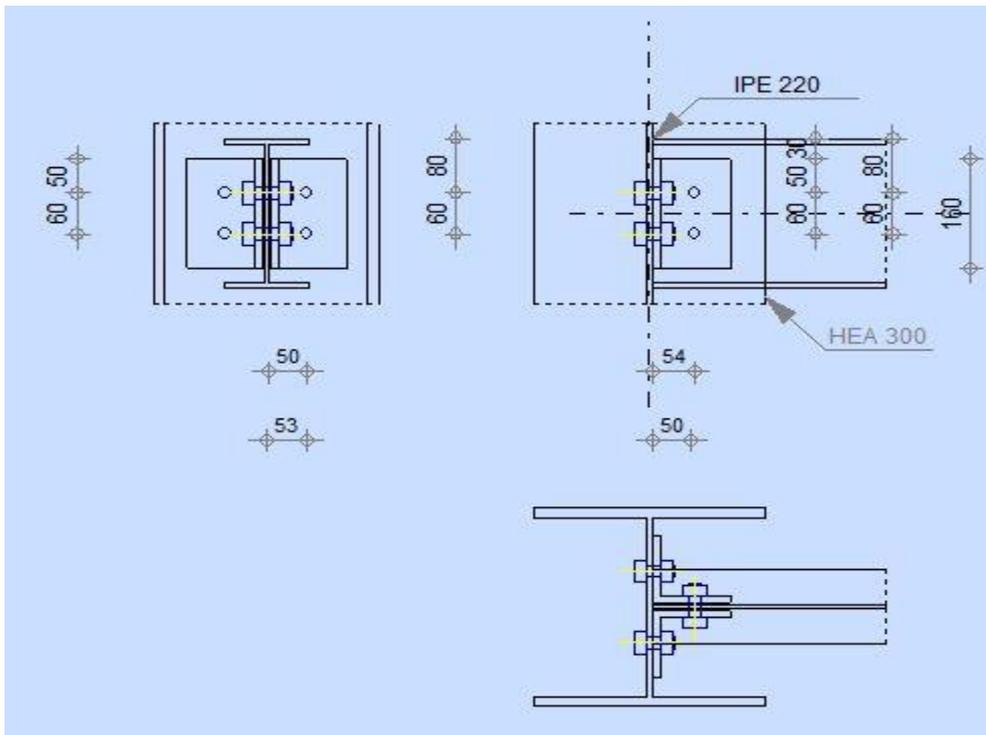


Figure.E.2. Assemblage poteau – poutre secondaire

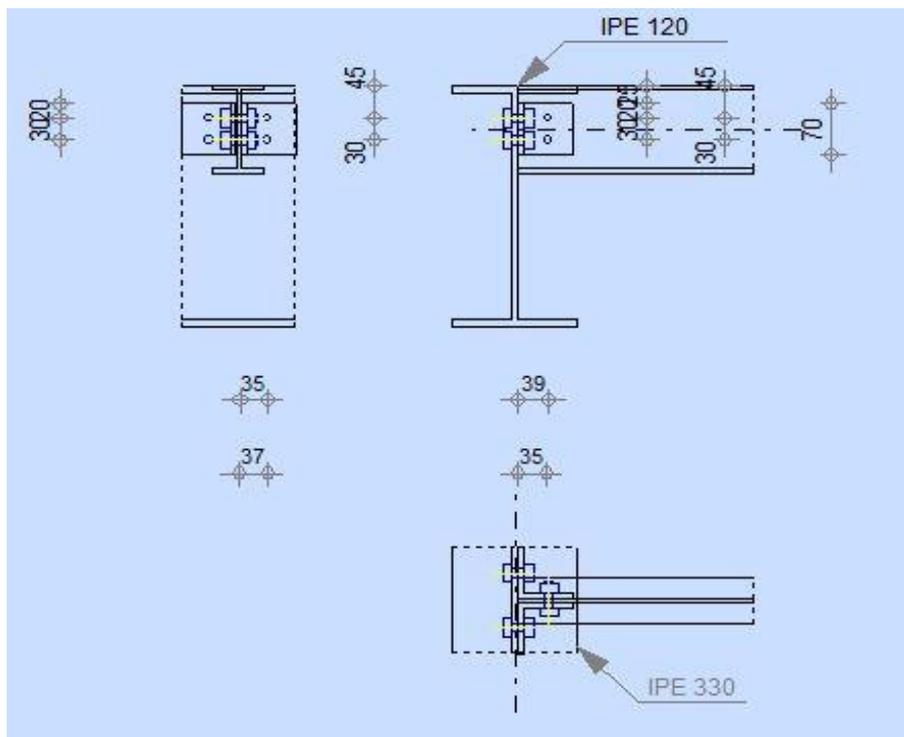


Figure.E.3. Assemblage poutre – solive

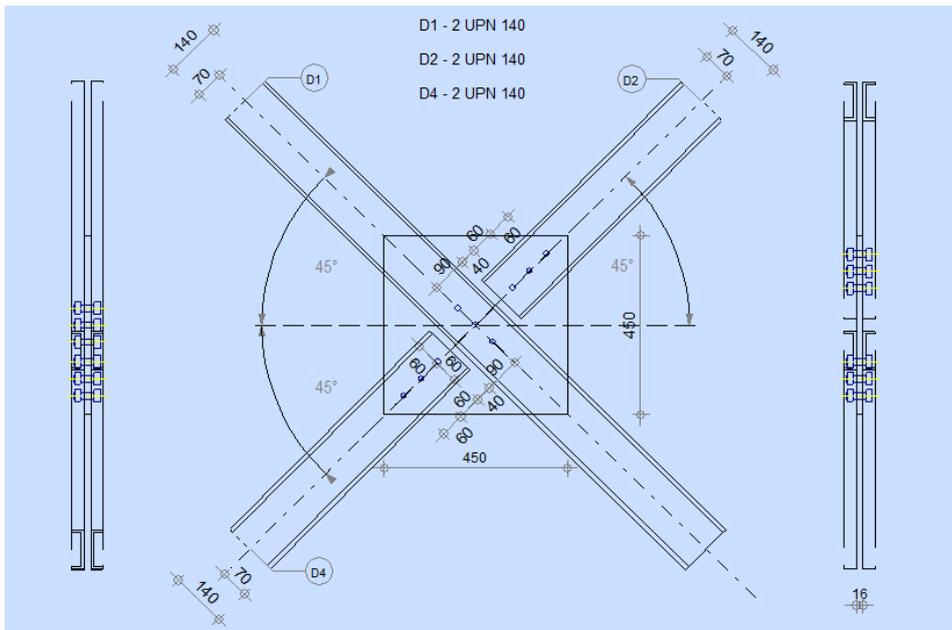


Figure.E.4. Assemblage contreventement X (gousset central)

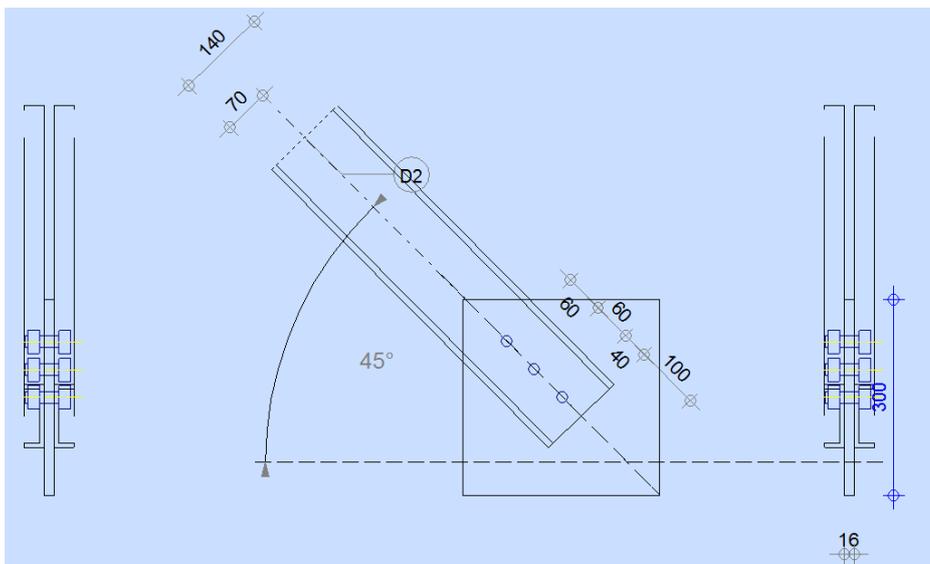


Figure.E.5. Assemblage contreventement X (gousset d'extrémité)

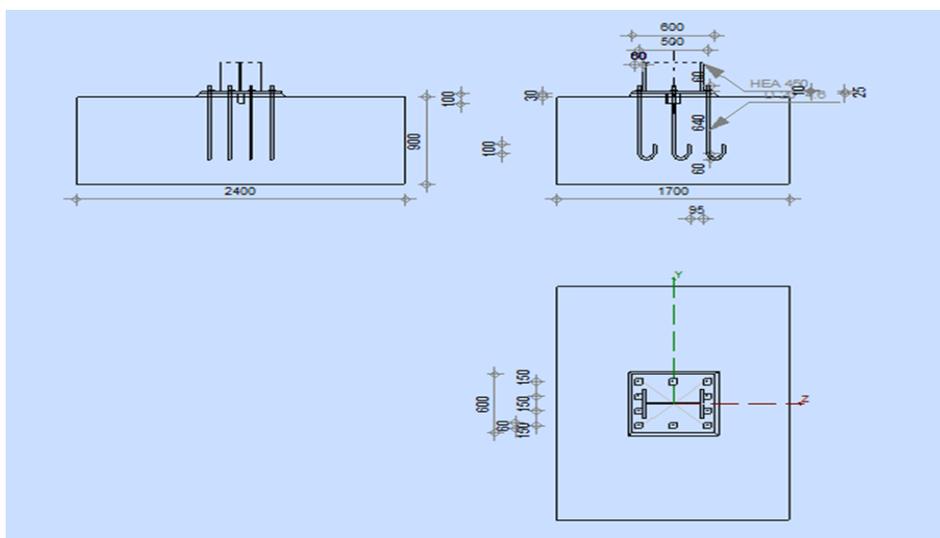
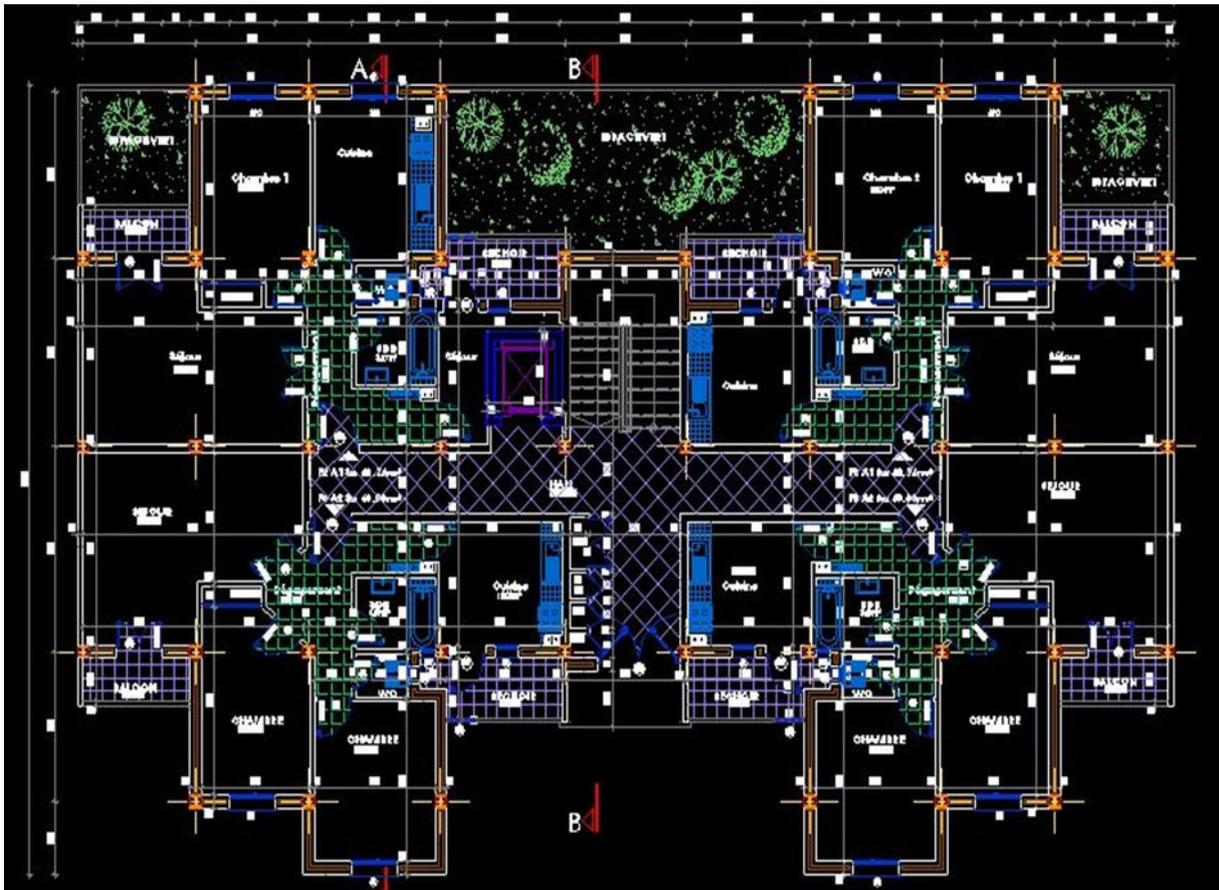
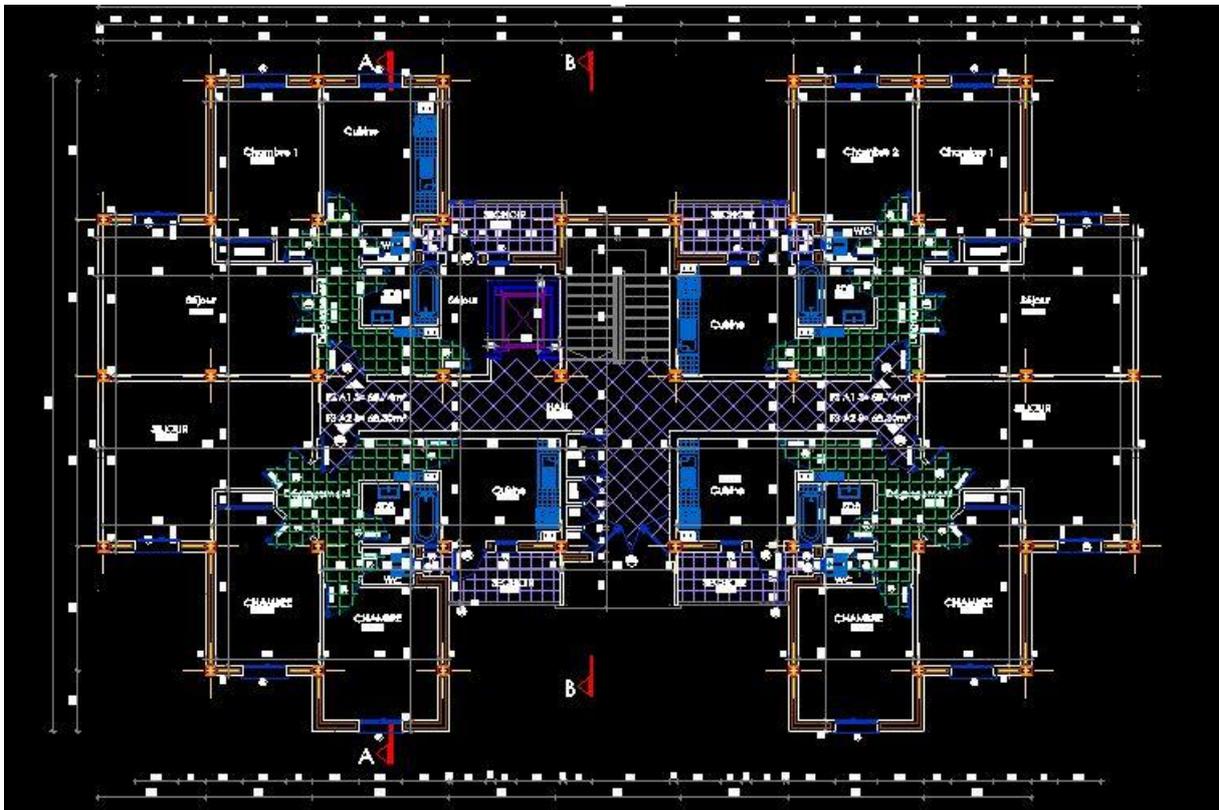


Figure.E.6. Assemblage pied de poteau



PLAN DE RDC



PLAN ETAGE COURANT