

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

Université Aboubakr Belkaid Tlemcen
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil



Mémoire pour l'Obtention du Diplôme de Master en Génie Civil
Spécialité :
Constructions métalliques et Mixtes

**Thème : ETUDE D'UN BATIMENT EN CHARPENTE METALLIQUE A
USAGE Administratif (R.D.C + 2) A Oran**

Encadreur : M^r KAZI TANI NABIL

Présenté le 25 juin 2019 par :

MOUMENE ANES

BENARBIA OMAR EL FAROUK

Devant le Jury composé de :

M^r KAZI TANI NABIL

Encadreur

M^r BENYELLES EL HADI

Examinateur

M^r HAMDAOUI KARIM

Président

2018-2019

Remerciements

Avant tout,

*Toute notre gratitude, grâce et remerciement vont à **Dieu** le tout puissant qui nous a donné, la force, la patience, le courage et la volonté*

de finir ce travail à temps.

*On remercie cordialement **nos parents** qui nous ont aidé et soutenus pendant nos études.*

*On adresse nos reconnaissances et nos remerciements à notre encadreur **M^r KAZI TANI NABIL** pour toutes les suggestions et remarques qu'il a formulé tout au long de ce travail.*

*On remercie les membres **de jury M^r HAMDAOUI KARIM** et **M^r BENYELLES EL HADI** qui nous feront l'honneur de juger ce travail.*

*Nos sincères gratitudes vont vers **tous ce qui ont participé de près ou de loin à ce travail.***

Dédicace

Du profond de mon cœur, je prends le temps de remercier mon DIEU *le tout puissant qui nous a donné, la force, la patience, le courage et la volonté de finir ce travail à temps.*

Je dédie ce travail à tout ceux qui me sont cher,

A MA CHERE MERE

Aucune dédicace ne saurait exprimer mon respect, mon amour éternel et ma considération pour les sacrifices que vous avez consenti pour mon instruction et mon bien être.

Je vous remercie pour tout le soutien et l'amour que vous me portez depuis mon enfance et j'espère que votre bénédiction m'accompagne toujours. Que se modeste travail soit l'exaucement de vos vœux, tant formulés, le fruit de vos Innombrable sacrifice. Puisse Dieu, le très haut, vous accorder santé, bonheur et long vie.

A LA MEMOIRE DE MON PERE

Toi qui étais tout au long de mes études un père. Trouve ici le sacre de tes encouragement, de ton soutien et de ton amour, je ferai toujours de mon mieux pour rester ta fierté et ne jamais te décevoir. Puisse DIEU le tout puissant l'avoir en sa sainte miséricorde !

A mon frère et mes sœurs pour le soutien moral et à toute la Famille.

A tout les personnes qui sont proche à mon cœur mes amis ainsi à tout mes camarades de classe.

Je remercie mon binôme BELARBIA OMAR avec qui j'ai partagé des moments difficile ainsi que des moments de joie tout au long de mon PFE.

MOUMENE ANES

Dédicace

Je dédie ce modeste travail

A mes très chers parents qui ont tant donné pour me voir réussir.

A ma chère petite sœur

A celui qui a su me soutenir (lahcen)

Mon binôme Anes et toute sa famille

A tout mes amis sans exceptions

Omar elfarouk

Résumé :

Ce projet de fin d'études consiste à faire une étude d'un bâtiment en charpente métallique qui se trouvant à **Arzew (Oran)**. Ce projet est élaboré en plusieurs étapes, en premier lieu l'évaluation des charges et surcharges, l'étude climatique (vent, neige, 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**», puis, le dimensionnement des différents éléments (principaux et secondaires) et l'étude des assemblages selon le « **CCM97** », et par la suite l'étude de l'infrastructure selon le « **CBA 93 et le DTR fondation** ». », et comme logiciel nous avons utilisé le «**ROBOT ANALYSIS STRUCTURAL**».

Mots clés : Charpente métallique, RPA 99(version2003), CCM97, RNV (version 2013, DTR B.C.2.2, eurocode 3 et eurocode 4)

Abstract :

This Project studies the structure of 4 floors residential building in metal framework in the wilaya of **Oran**. This project is elaborated in several stages, firstly the evaluation of loads and overloads, the climatic study (wind, snow, friction) according to the "**RNV version 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 "**BAEL91and DTR of fondation**"

Key words: Metal frame, RPA 99(version2003), CCM97, RNV (version 2013, DTR B.C.2.2. eurocode 3 et eurocode 4)

المخلص:

هذا المشروع هو دراسة هيكل معدني مكون من طابق سفلي و 3 طوابق للاستخدام الوظيفي بمدينة ارزيو ولاية وهران , اعداد هذا المشروع تم على عدة مراحل أولا تقييم الأحمال والدراسة المناخية (الرياح والثلوج) وفقا للوثيقة النظامية (**RNV Version 2013**), ثم دراسة الأرضية المركبة وفقا للوثيقة النظامية (**EUROCODE 4**), بعد ذلك قمنا بدراسة ديناميكية للمبنى وفقا للوثيقة النظامية (**RPA99 v 2003**), ثم حساب مختلف العناصر (الأولية والثانوية) وحساب الوصلات وفق الوثيقة النظامية (**CCM97**), وبعد ذلك تمت دراسة البنية التحتية للمبنى وفقا للوثيقة النظامية (**CBA93 et DTR de fondation**).

الكلمات المفتاحية : هيكل معدني، القانون المضاد للزلازل 99، قانون التصميم الحديدي 97.

TABLE DES MATIERES

Résumé, ملخص, Abstract,
Liste des tableaux
Liste des figures
Liste des notations

Chapitre I. Présentation du projet

I.1. Introduction	1
I.2. Situation et implantation de l'ouvrage.....	1
I.3. Caractéristiques :	1
I.4. Caractéristiques structurales	2
I.5. Matériaux utilisés	5
I.5.1. Acier.....	5
I.5.2. Propriété de l'acier.....	5
I.6. Régularité de la structure.....	7
I.7. Règlements Utilisés	7
I.8. Les Actions agissant sur la structure	7
I.9. Les situations du projet	7
I.10. Les Combinaisons d'actions : « CCM97-article 2.3.2.2 »	8
I.11. Limites des flèches et des déplacements.....	11

Chapitre II. Descente des charges

II.1. Introduction	15
II.2. Charge permanente	15
II.2.1. Niveau Plancher terrasse inaccessible	15
II.2.2. Niveau Plancher courant.....	16
II.2.3. Escalier	16
II.2.3.1. Volée.....	16
II.2.3.2. Palier.....	17
II.2.4. Murs extérieurs.....	17
II.2.5. Murs intérieurs	18

II.3. Surcharges d'exploitations	18
II.4. Les charges climatiques.....	19
II.4 .1.Effet de la neige	19
II.4.1.1.Introduction.....	19
II.4.1.2.Calcul de la charge de neige	19
II.4.2.Effet du vent	19
II.4.2.1.Principes du DTR RNV (version 2013)	20
II.4.2.2.données relatives au site	21
II.4.2.3.Coefficient d'exposition au vent (Ce)	21
II.4.2.4.Coefficient de topographie Ct(z).....	21
II.4.2.5.Coefficient de rugosité Cr(z)	22
II.4.2.6.Intensité de la turbulence	22
II.4.2.7. La pression dynamique de pointe qp.....	22
II.4.2.8.Coefficient dynamique Cd	23
II.4.2.9.Calcul de la pression due au vent.....	28
ChapitreIII.Pré dimensionnement des éléments structuraux	
III.1 Introduction	40
III.2 Pré dimensionnement.....	40
III.2.1.1 L'entraxe des solives	40
III.2.1.2 Solive du plancher terrasse.....	41
III.2.1.3 Solive de plancher étage courant	44
III.2.2 Les poutres principales	45
III.2.2.2. Poutre de rive pour terrasse.....	48
III.2.2.3 Poutre intermédiaire pour étage courant.....	49
III.2.2.4 Poutre de rive pour étage courant	49
III.2.3 Les poutres secondaires.....	49
III.2.3.1 Poutre secondaire pour terrasse	50
III.2.3.2 Poutre secondaire pour étage courant.....	50
III.2.4 Les poteaux	50
III.2.4.1 Vérification de la condition de résistance (ELU).....	50

Chapitre IV. Etude du plancher collaborant

IV.1. Introduction	58
IV.1.1. Les caractéristiques des matériaux utilisés.....	58
IV.1.2. Procédure de calcul	59
IV.1.3. Dimensionnement de la dalle mixte du plancher	59
IV.1.4. Vérification de la tôle en tant que coffrage	63

Chapitre V. Etude sismique

V.1. Introduction	71
V.2. Critères de classification par le RPA99 version 2003	71
V.2.1. Classification de l'ouvrage	71
V.3. Principe de la méthode modale spectrale.....	71
V.4. Analyse dynamique de la structure.....	72
V.4.1. Modélisation de la structure.....	72
V.4.2. Calcul de la force sismique totale	73
V.4.3. Spectre de réponse.....	76
V.5. Nombre de modes de vibrations à considérer	78
V.5.1. Pourcentage de participation de masse	78
V.5.2. Les réponses modales de la structure.....	79
V.6. Vérification de la structure	80
V.6.2. Vérification de la force sismique à la base.....	80
V.6.3. Vérification des déplacements.....	81

Chapitre VI. Dimensionnement des éléments principaux et secondaires

VI.1. Introduction	83
VI.2. Dimensionnement des poutres.....	83
VI.2.1. Poutre principale	83
VI.2.1.1 Vérification à la résistance Vérification au cisaillement	83
VI.2.1.2 Vérification au moment résistant.....	83
VI.2.1.3 Vérification au déversement	84

VI.2.2 Vérification de la poutre secondaire.....	85
VI.2.2.1Vérification à la résistance Vérification au cisaillement	85
VI.2.2.2Vérification au moment résistant.....	85
VI.3.Vérification des systèmes de contreventement.....	87
VI.3.1Vérification sous l'effort de traction.....	87
VI.3.1.2Vérification sous l'effort de compression.....	88
VI.3.2.Vérification des poteaux HEA 450	89
VI.3.2.1. Poteau de rive HEA 450 Etage courant.....	89
VI.3.2.2. Classe du profilé HEA 450.....	89
VI.3.2.3. Vérification de la résistance à la flexion composée.....	90
VI.3.2.4. Vérification des déplacements	92
VI.4 DIMENSIONNEMENT DES ESCALIERS	93
VI.4.1.1.Evaluation des charges.....	96
VI.4.1.2.Pré dimensionnement des cornières.....	96
VI.5.Etude des limons.....	97
VI.5.1Evaluation des charges	97
VI.6. Etude du palier de repos	99
VI.6.1. Evaluation des charges sur le palier.....	99
VI.6.1.1. Pré-dimensionnement de la poutre palière	99
VI.7 Calcul de l'acrotère	103
VI.7.1.Introduction.....	103
VI.7.1.1.Calcul au séisme :	103
VI.7.1.2.Armature des sollicitations.....	105
 ChapitreVII.Etude des assemblages	
VII.1 Introduction	108
VII.2 Rôle des assemblages	108
VII.3 Fonctionnement des assemblages	108
VII.4 Calcul des assemblages	109
VII.4.1.1 Efforts sollicitant.....	110
VII.4.1.2 Soudure de la platine.....	110

VII.4.1.3 Disposition constructive	111
VII.4.1.4 Vérification a la traction	112
VII.4.1.5 Vérification au poinçonnement de la platine	112
VII.4.1.6 Vérification de la pression diamétrale.....	112
VII.4.2 Assemblage poteau- poutre secondaire (HEA450 – IPE 220).....	113
VII.4.2.1. Efforts sollicitant	114
VII.4.2.2. Epaisseur de la cornière	114
VII.4.2.3. Disposition constructive	114
VII.4.2.4. Vérification au cisaillement	114
VII.4.2.5. Vérification de la pression diamétrale.....	115
VII.4.3. Assemblage poutre – solive (IPE 500 – IPE 360)	115
VII.4.3.1. Efforts sollicitant	116
VII.4.3.2. Epaisseur de la cornière	117
VII.4.3.3. Disposition constructive	117
VII.4.3.4. Vérification au cisaillement	117
VII.4.3.5. Vérification de la pression diamétrale.....	118
VII.4.4 Assemblage des contreventements.....	118
ChapitreVIII. Etude des fondations	
VIII.1.Introduction	122
VIII.2.Choix du type de fondation.....	122
VIII.3.Rapport géotechnique	123
VIII.4. Assemblage pied de poteaux encastés	123
VIII.4.1.Dimensionnement de la plaque d’assise	123
VIII.4.1.1.Disposition constructive	126
VIII.4.2. Résistance des tiges d’ancrage	128
VIII.4.3.Vérification de la soudure.....	128
VIII.5:Calcul des semelles	129
VIII.5.1 :Pré dimensionnement	129
VIII.5.1.1 Hauteur de la semelle	130
VIII.6Calcul des longrines	132

VIII.6.1.1 : Dimensionnement des longrines.....	132
VIII.6.1.2 : Calcul du ferrailage.....	132
VIII.6.1.3 : Vérification de condition de non fragilité.....	133
VIII.6.1.4 : Calcul des armatures transversales.....	133

Liste des Tableaux

Chapitre I. Présentation du projet

Tableau I.1 : valeur des coefficients partiels de sécurité.....	9
Tableau I.2: Valeurs recommandées pour les flèches verticales.....	11

Chapitre II. Descente des charges

Tableau II.1 : Charges permanentes pour terrasse	15
Tableau II.2 : Charges permanentes d'un plancher courant	16
Tableau II.3 : Charges permanentes d'une volée	16
Tableau II.4 : Charges permanentes d'un palier	17
Tableau II.5 : Charges permanentes des murs extérieurs	17
Tableau II.6 : Charges permanentes pour les murs intérieurs.....	18
Tableau II.7 : Surcharges d'exploitations.....	18
Tableau II.8 : Valeurs de la pression dynamique de référence.....	21
Tableau II.9 : Définition des catégories de terrain	21
Tableau II.10 : Coefficient de rugosité.....	22
Tableau II.11 : La pression dynamique de pointe.....	23
Tableau II.12 : Cpe pour les parois verticales de bâtiments à base rectangulaire.....	29
Tableau II.13: Valeurs de $C_{pe,10}$ suivant les zones de la toiture (direction V1)	30
Tableau II.14: Valeur C_{pe} pour les parois verticales de bâtiments à base rectangulaire	31
Tableau II.15: Les valeurs des pressions $W(z_j)$ sur RDC (V1).....	33
Tableau II.16: Les valeurs des pressions $W(z_j)$ sur 1 ^{er} étage (V1).....	33
Tableau II.17: Les valeurs des pressions $W(z_j)$ sur 2 ^{ème} étage (V1).....	33
Tableau II.18: Les valeurs des pressions $W(z_j)$ sur Terrasse (V1).....	33
Tableau II.19: Valeur Cpe pour les parois verticales de bâtiments à base rectangulaire	36
Tableau II.20: Valeurs de Cpe pour la terrasse.....	38
Tableau II.21: Les valeurs des pressions $W(z_j)$ sur RDC (V2).....	39
Tableau II.22: Les valeurs des pressions $W(z_j)$ sur 1er étage (V2).....	39

Tableau II.23: Les valeurs des pressions $W(z_j)$ sur 1er étage (V2).....	39
Tableau II.24: Les valeurs des pressions $W(z_j)$ sur Terrasse(V2).....	39
Chapitre III. Pré dimensionnement des éléments structuraux	
Tableau III.1 Limites recommandées pour les flèches verticales	41
Tableau III.2 : Caractéristiques du profilé IPE200.....	42
Tableau III.3 : Pré-dimensionnement des solives d'étage courant.....	44
Tableau III.4 : Charges permanentes et d'exploitations	45
Tableau III.5 : Caractéristiques du profilé IPE550.....	46
Tableau III.6 : Pré dimensionnement de la poutre de rive	48
Tableau III.7 : Caractéristiques du profilé IPE450.....	49
Tableau III.8 : Pré dimensionnement de la poutre intermédiaire	49
Tableau III.9 : Pré dimensionnement de la poutre de rive	49
Tableau III.10: Pré dimensionnement poutre secondaire terrasse	50
Tableau III.11: Pré dimensionnement poutre secondaire étage courant.....	50
Tableau III.12 récapitulatifs des sections adoptées.....	54
Tableau III.13 : Caractéristiques du profilé HEA240	55
Tableau III.14 : Caractéristiques du profilé HEA260.....	56
Capitre IV. ETUDE du plancher mixte	
Tableau IV. 1:Caractéristique de la tôle Hi-bond 55-800.....	58
Tableau IV. 2: Charge à considérer au stade construction	60
Tableau IV. 3: Charge à considérer au stade final.....	61
Chapitre V. Etude sismique	
Tableau V.1. Facteur de qualité suivant les deux sens.	75
Tableau V.2. Résumé des valeurs.....	76
Tableau V.3 . le pourcentage de participation de masse	78
Tableau V.4 Valeurs des déplacements dus aux forces sismiques	81
Tableau V.5 déplacements horizontaux et relatifs sous séisme.....	82
Chapitre VI. Dimensionnement des éléments principaux et secondaires	
Tableau VI. 1 Vérification avec robot	85
Tableau VI. 2 Vérification avec robot	86

Tableau VI. 3 propriétés de la section (2UPN220).....	87
Tableau VI. 4 Longueur de flambement sur robot	88
Tableau VI. 5 Sollicitation sur le poteau	89
Tableau VI.6: Caractéristiques du profilé.	98
Tableau VI.7: Evaluation des charges	99
Tableau VI.8: Evaluation des charges revenant sur la poutre palière.	100
Tableau VI.9: Caractéristiques du profilé	101
Tableau VI.10: Caractéristiques du profilé.....	102

LISTE DES FIGURES

Chapitre I. Présentation du projet

Figure I.1: Vue (A) en perspective (3D) de la structure.	1
Figure I.2: Vue (B) en perspective (3D) de la structure.	2
Figure I.4: Composition d'une dalle mixte.....	3
Figure I.5: Représentation de la liaison entre une dalle mixte et les poutres porteuses par goujons connecteurs.....	4
Figure I.6: Coupe d'escalier 1 ^{er} et 2 ^{ème} étages.....	5
Figure I.7: Diagramme effort /déformation de l'acier.....	7
Figure I.8: Plan de la façade.	11
Figure I.10: Plan du Etage courant.	14

Chapitre II. Descente des charges

Figure II.1 : Actions du vent à considérer suivant les différentes directions.....	20
Figure II.2 : Répartition de la pression dynamique.....	23
Figure II.3 : Légende pour les parois verticales	29
Figure II.4 Valeurs de C_{pe} pour les parois verticales	30
Figure II.5 : Légende pour les toitures plates	30
Figure II.6: valeurs de C_{pe} pour la toiture	31
Figure II.7: coefficient de pression C_{pi} en fonction de l'indice de perméabilité μ_p	32
Figure II.8 : Pressions sur les zones D, E, F, G, H, I (V1).	34
Figure II.9 : Légende pour les parois verticales	35
Figure II.10 : Valeurs de C_{pe} pour les parois verticales.....	36
Figure II.11 :: Légende pour les toitures plates.	37
Figure II.12 :: Valeur de C_{pe} pour la terrasse	37

Chapitre III. Pré dimensionnement des éléments structuraux

Figure III.1 : L'entraxe des solives.....	40
Figure III.2 : Solive uniformément chargée sur plusieurs appuis.....	41
Figure III.3 : Disposition des Solives.....	45
Figure III.4 : Poutre principale uniformément chargée sur plusieurs appuis.....	46

Figure III.5: Poutre secondaire uniformément chargée sur plusieurs appuis.....	50
Figure III.6 : Surface afférente reprise par le poteau le plus sollicité	51
CapitreIV. ETUDE du plancher mixte	
Figure IV. 1: Caractéristiques géométriques de la tôle HI Bond 55-800.....	58
Figure IV. 2: Disposition des solives au niveau de la dalle mixte	60
Figure IV. 3: Représentations des Cas de charge.....	63
Figure IV. 4: Largeur moyenne (Annexe 14)	65
Figure IV. 5: Caractéristiques géométriques de la dalle mixte	66
Figure IV. 6: Caractéristiques géométriques des goujons à tête.....	69
 ChapitreV.Etude sismique	
Figure V.1 : Modèle de la structure en 3D.....	72
Figure V.2 : spectres de réponse suivant X.....	77
Figure V.3 : spectres de réponse suivant Y	77
Figure V.4 : Mode de déformation 1	79
Figure V.5 : Mode de déformation 2	79
Figure V.6 : Mode de déformation 3.....	79
 Chapitre VI. Dimensionnement des éléments principaux et secondaires	
Figure VI.1 les différents éléments d'un escalier.....	93
Figure VI.2 : le choix des dimension d'escaliers entre étages	94
Figure VI.3 : Projection sur un limon+palier de repos	95
Figure VI.5: le choix des dimension sur un Limon	97
Figure VI.6: le choix des dimension d'escaliers entre étage.....	101
Figure VI.7: Coupe verticale de l'acrotère.....	104
 VII.Etude des assemblages	
Figure VII.1 Assemblage poteau- poutre	109
Figure VII.2 Dessin technique de l'assemblage	110
Figure VII.3 : Disposition constructive des boulons.....	112
Figure VII.4 Assemblage poteau-poutre secondaire	113
Figure VII.5 Dessin Technique de l'Assemblage	113

Figure VII.6. Assemblage poutre-solive.....	116
Figure VII.7. Dessin Technique de l'Assemblage	117
Figure VII.8 Assemblage contreventement X	119
Figure VII.9 Dessin Technique de l'Assemblage.....	120
Figure VIII.1.Assemblage pied de poteau	123
Figure VIII.2. Plaque d'assise à projection étendue (a) et a projection courte (b).....	125
Figure VIII.3 :disposition constructive de Pied de poteau	126
Figure VIII.4 :disposition constructive	126
Figure VIII.6 Dimensions de la semelle.....	131
Figure VIII.7: Ferrailage des semelles.....	132

CONCLUSION GENERALE

Références bibliographiques

Annexes

LISTE DES NOTATIONS

Les charges :

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

S : Surcharge climatique de la neige.

W : Surcharge climatique du vent.

E : Action sismique.

Les caractéristiques d'un profile en I ou H :

b : la longueur de la semelle

d : la hauteur de l'âme.

h : Hauteur du profilé.

t_f : Epaisseur d'une semelle de profile.

t_w : Epaisseur de l'âme de profile.

Majuscules latines :

A : Aire brute d'une pièce.

A_{net} : Aire nette d'une pièce.

A_w : Aire 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_e : Module d'élasticité longitudinale.

F : Force en générale.

G : Module d'élasticité transversale.

I : Moment d'inertie.

K_0 : Coefficient de flambement.

K_t : Facteur de terrain.

L : Longueur.

M : Moment de flexion.

M_{sd} : Moment fléchissant sollicitant.

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

M_{pl} : Moment plastique.
 $M_{b,Rd}$: Moment de la résistance au déversement .
 $N_{pl,Rd}$: Effort normal de la résistance plastique de la section transversale.
 $N_{b,Rd}$: Effort normal d'un élément comprimé au flambement.
 N_{sd} : Effort normal sollicitant.
 $N_{t,sd}$: Effort normale de traction.
 N_{csd} : Effort normal de sollicitation compression.
 $N_{c,Rd}$: Valeur de calcul de la résistance de la section transversale .
 R : Coefficient de comportement de la structure.
 V_{sd} : Valeur de calcul de l'effort tranchant.
 $V_{réf}$: Vitesse de référence du vent.
 V_m : Vitesse moyenne du vent.
 W_{pl} : Module de résistance plastique.
 W : Poids de la structure.

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.
 $n_{1,x}$: Fréquence fondamentale de vibration dans la direction du vent.

Minuscules grecques:

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

Indice :

c_{crit} : Critique.

adm : admissible

eff : efficace.

fr : Frottement.

m : Moyenne.

réf : Référence.

max : Maximum.

Min : Minimum.

corresp : Correspondante.

e : Externe.

I : Interne.

x : Sens x.

Introduction

Le génie civil est l'ensemble des activités conduisant à la réalisation de tout ouvrage lié au sol, dont les ingénieurs spécialisés s'occupent de la conception ; réalisation et la réhabilitation d'ouvrage de construction ou d'infrastructure, nous pouvons décomposer ce domaine en deux catégories bien distinctes :

- Le dimensionnement d'une structure nouvelle
- Et la réhabilitation d'une structure existante appelé aussi conservation d'ouvrage existants (expertise et /ou projet d'intervention).

Les ossatures métallique sont généralement «souple» et constituées d'élément barre «élancée» et d'élément mince , qui assurent principalement le cheminement des efforts extérieurs appliqués jusqu'aux base solide a savoir les fondation . La connaissance de ce cheminement est essentiel particulièrement vis-à-vis de l'étude des élément constituant l'ensemble de la structure ainsi que leurs liaison, la structure est considéré stable si la transmission de ces efforts s'effectue sans désordre. pour cela on tiendra compte lors de notre étude des différents phénomène de flexibilité, voilement, déversement de poutre fléchies, et flambements des éléments comprimés.

Notre projet de fin d'étude consiste à étudier un bâtiment en charpente métallique à usage administratif. Il se situe à Arzew dans la wilaya d'Oran, il est composé d'une introduction générale et de plusieurs chapitres.

Chapitre I. Présentation du projet

Chapitre II. Descente des charges

Chapitre III. Pré dimensionnement des éléments structuraux

Chapitre IV. Etude du plancher mixte

Chapitre V. Etude sismique

Chapitre VI. Dimensionnement des éléments principaux et secondaires

Chapitre VII. Etude des assemblages

Chapitre VIII. Etude des fondations

Chapitre I

Présentation du projet

I.1. Introduction

Notre projet consiste à étudier un bâtiment en R+3 à usage d'administratif avec toiture plate, l'ossature est en charpente métallique avec des planchers mixtes acier-béton. Ce projet est actuellement en cours de réalisation .

I.2.Situation et implantation de l'ouvrage

L'ouvrage sera implanté dans la wilaya de Oran qui est classée selon le règlement parasismique Algérien RPA comme étant une zone sismicité moyenne (IIa).

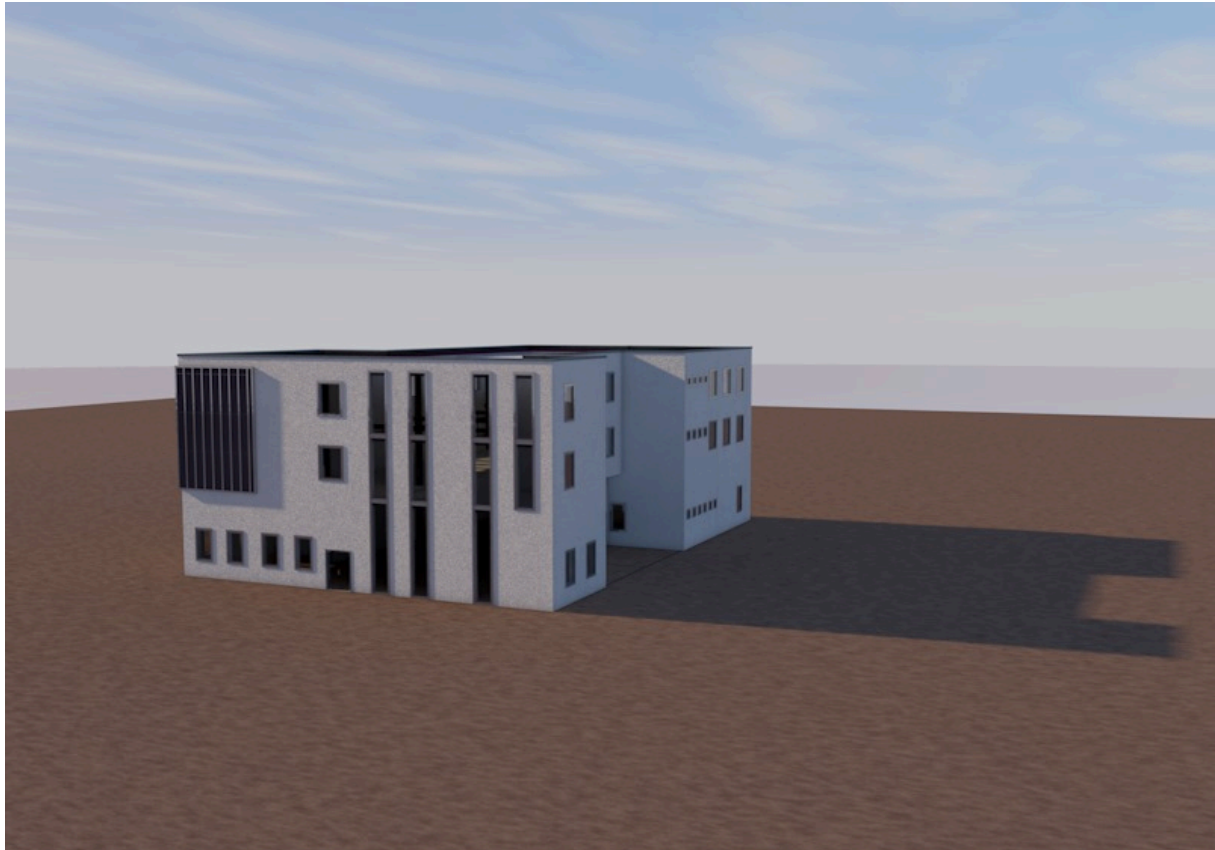


Figure I.1: Vue (A) en perspective (3D) de la structure.

I.3.Caractéristiques :

3 .1. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

Les caractéristiques géométriques de la structure sont :

La longueur totale du bâtiment : 30 ,30m.

La largeur totale du bâtiment : 22,30m.

La hauteur totale du bâtiment 12,7m.

la hauteur du RDC : 5.10m.

La hauteur de l'acrotère : 0,6m

la hauteur de l'étage courant : 3,50m

la surface de l'ouvrage : 549,8 m^2



Figure I.2: Vue (B) en perspective (3D) de la structure.

I.4. Caractéristiques structurales

➤ Ossature de la structure

L'ossature de la structure est constituée par des portiques métalliques auto-stable et contreventé par des palées triangulées en X ou en V qui assurent la stabilité verticale et horizontale. Elle est constituée de poteaux en HEA et des poutres en IPE

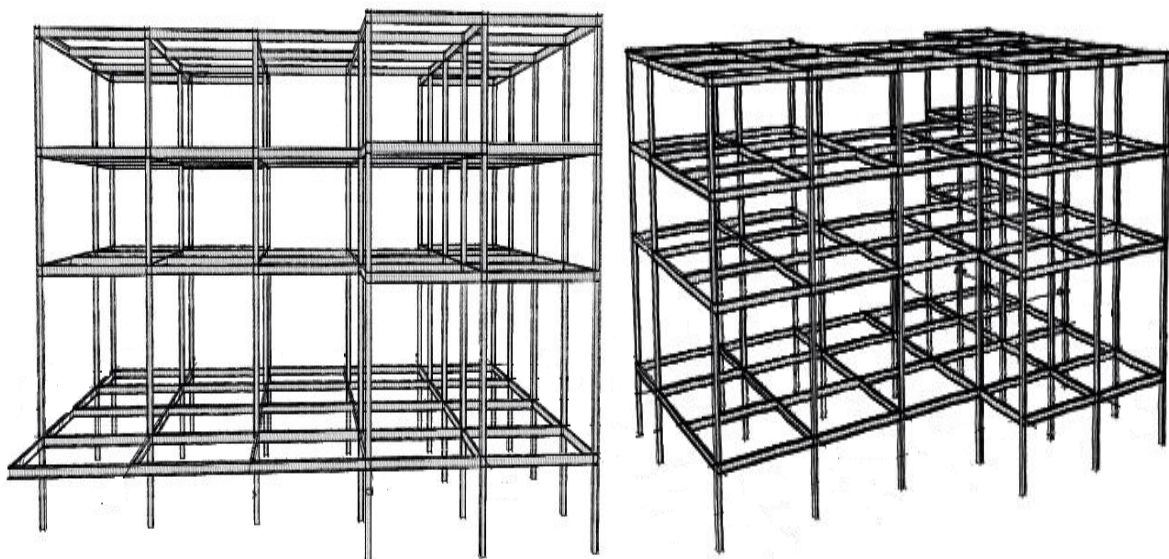


Figure I.3: Vue d'ossature de la structure.

Planchers :

Le plancher composant les structures horizontales sont des planchers mixtes acier béton à dalles collaborant la composition est illustrée sur la figure suivante :

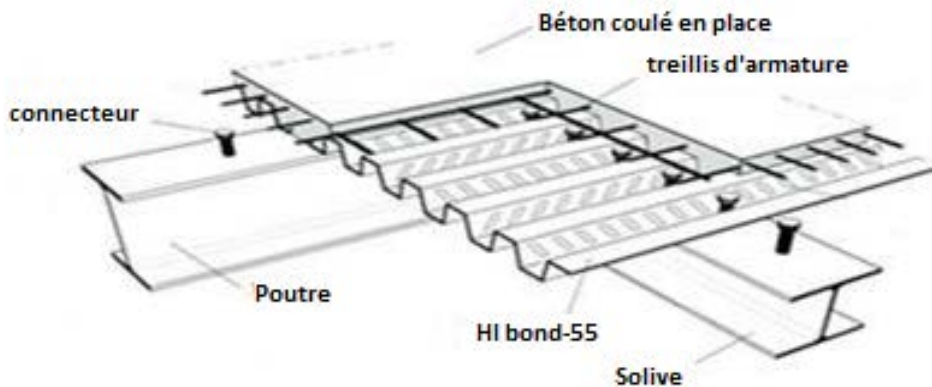


Figure I.4: Composition d'une dalle mixte.

Le bac d'acier est un profile en tôle nervurée laminée a froid. Cet élément sert non seulement armature mais aussi de coffrage pour la dalle en béton armé. A cet effet, il permet :

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

Les planchers reposant sur un ensemble de poutres (principales) et de solives (secondaires) métallique de type IPE.

La liaison entre la dalle mixte collaborant et les poutres porteuses est assurée par des goujons connecteurs comme indiqué sur la figure 1.5

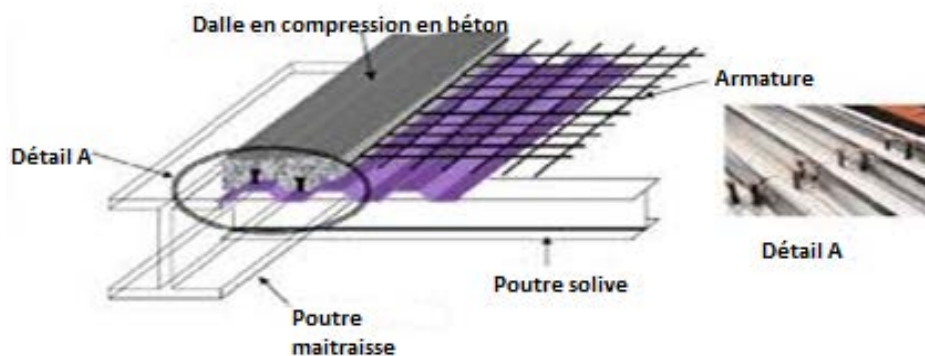


Figure I.5: Représentation de la liaison entre une dalle mixte et les poutres porteuses par goujons connecteurs.

Pour notre bâtiment, concernant les planchers courants on a choisit des planchers mixtes à dalles participantes dont les constituants sont :

- Dalle en béton armée d'épaisseur : 10cm
- Tôle nervurée.(HI-bande-800)
- Poutres de section : IPE
- Connecteurs de cisaillement de type : goujons.

L'escalier :

Les escaliers sont des éléments d'ouvrage permettant de passer d'un étage à un autre. Ils sont en structure métallique.

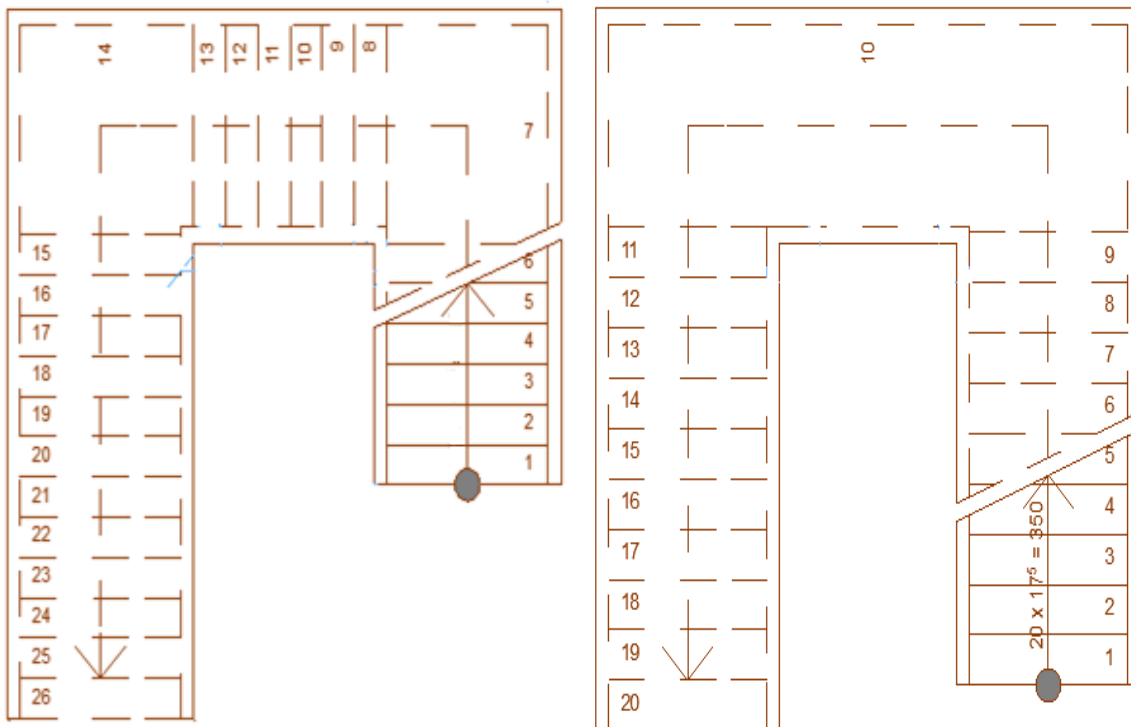


Figure I.6: Coupe d'escalier 1^{er} et 2^{ème} étages.

➤ **Le revêtement :**

- Le revêtement horizontal sera en carrelage pour tous les niveaux.
- Le revêtement vertical sera en plâtre pour les murs et plafonds, et en mortier de ciment pour les parements extérieurs.

➤ **Conception du système de fondation :**

Conformément aux recommandations de l'étude de sol, Le système de fondations choisi sera de type fondations superficielles en semelles isolées.

➤ **La terrasse :**

Elle est inaccessible .

➤ **L'acrotère :**

Est un élément coulé sur place, encastré dans le plancher terrasse.

➤ **La maçonnerie :**

Les murs extérieurs seront en double cloisons en briques creuses de (10+10)cm avec une lame d'air de 5cm ,les murs intérieurs seront en briques creuses d'épaisseur 10cm.

I.5. Matériaux utilisés :

I.5.1. Acier :

L'acier est constitué d'au moins deux éléments, le fer ; très majoritaire, et le Carbone

dans les proportions comprises entre 0.1% pour l'acier doux a 0.85% pour l'acier dur. Outre le fer et le Carbone, l'acier peut comporter d'autres éléments qui lui sont associés soit :

- Involontairement comme le phosphore et le soufre qui sont les impuretés qui altèrent

les propriétés des aciers.

- Volontairement comme le silicium, le manganèse, le nickel, le chrome...etc. ces derniers ont pour propriétés d'améliorer les caractéristiques mécaniques des aciers (Résistance à la rupture, dureté, ductilité, résistance vis-à-vis de la corrosion,...).

I.5.2. Propriété de l'acier :

➤ **Résistance :**

Les nuances d'aciers et leurs résistances limites sont citées dans les **Eurocodes03et04** ainsi que le **DTR CCM97** conformément à la norme **EN 10 025**. Pour notre ouvrage; notre choix s'est porté sur la **nuance S235** qui présente les meilleures propriétés de ductilité. -

➤ **Ductilité :**

L'acier de construction choisi doit satisfaire les conditions suivantes :

- Le rapport $\frac{f_u}{f_y} > 1$.
- La déformation ultime doit être supérieure à 20 fois la déformation élastique (**$\epsilon_u \geq 20 \epsilon_y$**).
- A la rupture, la déformation relative ultime ϵ_u doit être supérieure ou égal à 15%.

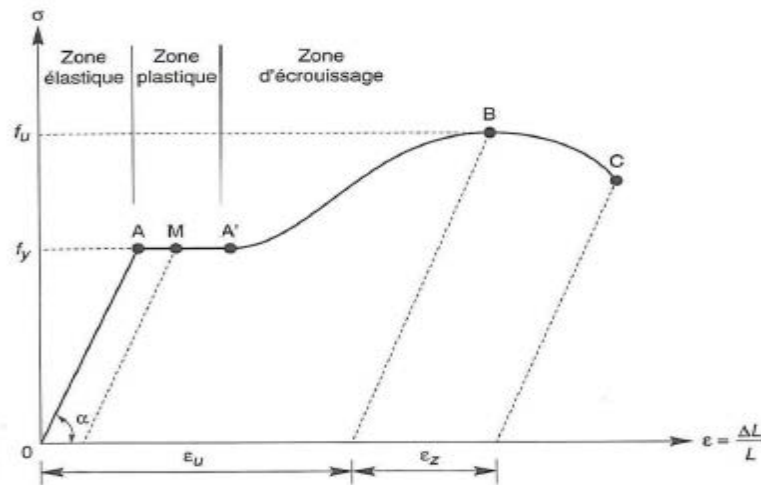


Figure I.7: Diagramme effort /déformation de l'acier.

➤ **Propriétés mécaniques :**

Masse volumique : $\rho = 7850 \text{ Kg /m}^3$

- Module d'élasticité longitudinal : $E = 210000 \text{ MPa}$.

- Module d'élasticité transversale : $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$

- Coefficient de Poisson : $\nu = 0,3$

- Coefficient de dilatation thermique : $\alpha = 12.10^{-6} /^\circ\text{C}$

I.5.3. Le béton :

Le béton est un mélange de matériaux « granulats » (sable, graviers), liants hydrauliques (ciment) ; de l'eau et éventuellement des adjuvants. Le mélange ainsi obtenu est appelé "Béton frais" celui-ci commence à durcir après quelques heures et à atteindre progressivement sa résistance caractéristique.

➤ **Propriétés du béton :**

Le béton utilisé sera de classe C25 avec :

- Une résistance à la compression à 28jours : $F_{c28} = 25 \text{ Mpa}$.

- La résistance a la traction à 28jours : $F_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$.

- Le poids spécifique : $\rho = 25 \text{ KN /m}^3$

-Coefficient de retrait : $\varepsilon = 4.10^{-6}$

I.6. Régularité de la structure :

Selon RPA, version 2003 (article 3. 5.1), chaque bâtiment doit être classé selon sa Configuration en plan et en élévation en régulier ou non.

➤ **Régularité en plan :**

Les quatre conditions selon l'article 3.5.1.a du RPA 99 sont vérifiées, donc la structure est régulière en plan

➤ **Régularité en élévation :**

Les quatre conditions selon l'article 3.5.1.b du RPA 99 sont vérifiées, donc la structure est régulière en élévation.

I.7. Règlements Utilisés :

- **RNV 2013** : l'étude climatique se fera selon le règlement neige et vent Algérien 2013.
- **CCM97 et Eurocode 3** : l'étude et le calcul des éléments de l'ouvrage se feront conformément aux CCM97 et à l'Eurocode 3.
- **RPA 99 V2003** : l'étude sismique se fera suivant le règlement parasismique Algérie RPA version 2003.
- **DTR B.C.2.2** : charges permanentes et surcharges d'exploitations.
- **C. B. A 93** ou **B.A.E.L91** : les éléments en béton armé seront calculés aux états limites conformément aux C. B. A 93 ou **B.A.E.L91**.
- **Eurocode 4** pour le calcul des planchers.
- **DTU 13.12** également de calcul des fondations superficielles

I.8. Les Actions agissant sur la structure :

Ce sont l'ensemble des forces et des couples dus aux charges auxquelles l'ouvrage sera soumis :

- Charges Permanentes : G
- Charges d'exploitations : Q
- Charges climatiques : le vent W et la neige S.
- Charges Sismiques : E.

I.9. Les situations du projet :

L'ouvrage sera étudié aux états limites selon deux situations de projets :

- En situation durable : les actions à considérer seront les actions permanentes, d'exploitation, et climatiques.
- Situation accidentelle : (en cas de séisme) : les actions à considérer dans ce cas seront les actions permanentes, d'exploitation, et les actions sismiques.

I.10. Les Combinaisons d'actions : « CCM97-article2.3.2.2 »

. Le CCM97 est un document technique réglementaire qui a pour objectif de fournir une codification du dimensionnement par calcul et des vérifications des structures de bâtiments à ossatures métalliques. Dans ce présent passage, nous allons justifier l'origine des combinaisons d'actions ultimes et de service utilisées pour cette structure. Les actions que le CCM97 prévoit sont comme suit :

➤ **Actions permanentes G_i :**

Comprenant :

- Le poids propre des éléments structuraux.
- Le poids propre des éléments fixes.
- Les poussés et pression des terres et hydrostatiques.
- Les déformations permanentes imposées à la construction telle que les déplacements différentiels des appuis.

➤ **Actions variable Q_i :**

Comprenant :

- Les charges d'exploitations
- Les charges appliquées en cours d'exécution
- Les actions climatiques

➤ **Actions accidentelles A_i :**

Comprenant :

Les actions sismiques, les explosions, les chocs,...etc. Pour ce qui concerne les états limites, le CCM97 explique que les états limite permettent de combiner les charges G , Q , S , W , E , afin de simuler au mieux un phénomène qui peut se produire, en prenant en compte, qui représente la limite maximal considérée pour les charges.

Grace à ces combinaisons, nous pourront déterminer les efforts maximal et les déplacements ultimes afin de les comparés à l'effort ou au déplacement toléré.

Les valeurs des coefficients partiels de sécurité à prendre en considération sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau I.1 : valeur des coefficients partiels de sécurité

	Action permanente (γ_G)	Action variable (γ_Q)	
		Action variable de base	Action variable d'accompagnement
Effet favorable $\gamma_{G,inf}$	1,0	0	0
Effet défavorable $\gamma_{G,supr}$	1,35	1,5	1,5

Pour l'état limite ultime ELU :

- Prise en compte d'une seule action variable la plus défavorable la combinaison sera représentée comme suit : $\gamma_{Gi,supr} \cdot G_{kj} + 1,50 \cdot Q_{k,max}$

$$1,35 \cdot G_{kj} + 1,50 \cdot Q_{k,max}$$

- Prise en compte de plusieurs actions variables défavorables la combinaison sera représentée comme suit : $\sum_j \gamma_{Gi,supr} \cdot G_{kj} + 1,35 \cdot \sum_{i>1} Q_{ki}$

$$1,35 \cdot G_{kj} + 1,35 \cdot Q_{k,max} + 1,35 \cdot W$$

$$1,35 \cdot G_{kj} + 1,35 \cdot Q_{k,max} + 1,35 \cdot S$$

- Prise en compte d'une seule action variable dirigée vers le haut exemple vent en dépression $\gamma_{Gi,inf} \cdot G_{kj} + 1,5 \cdot W^-$

$$1 \cdot G_{kj} + 1,5 \cdot W^-$$

Pour l'état limite de servis ELS :

- Prise en compte uniquement de l'action variable la plus défavorable

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

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

- Prise en compte de toutes les actions variables défavorables

$$\sum_j G_{kj} + 0,9 \sum_{i>1} Q_{ki}$$

$$G_{kj} + 0,9 \cdot Q_{k,max} + 0,9 \cdot S$$

$$G_{kj} + 0,9 \cdot Q_{k,max} + 0,9 \cdot W$$

➤ Situations accidentelles « RPA 99 version 2003 article 5.2 » :

Ce sont des actions qui ne surviennent que rarement durant la vie de l'ouvrage mais dont les conséquences peuvent être très néfastes, si des dispositions ne sont pas prises lors de la conception et de la réalisation de l'ouvrage. Parmi ces actions, on peut répertorier :

- l'action sismique notée **E**
- le choc, l'incendie, l'explosion, etc....

Pour la détermination des sollicitations de calcul en situation accidentelle, les combinaisons d'actions à considérer sont celles mentionnées dans le RPA 99 article 5.2 ; Elles sont comme suit :

- $G + Q + E$
- $0.8 G \pm E$: cette combinaison a été adoptée dans le cas où l'effet de G est favorable.



Figure I.8:Plan de la façade.

I.11.Limites des flèches et des déplacements :

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

Les valeurs limites recommandées pour les flèches verticales sont résumées dans le **tableau 4.1** du **CCM97** comme suit:

Tableau I.2: Valeurs recommandées pour les flèche verticales.

Conditions	δ_{max}	δ_2
Toitures en général	L/200	L/250
Toiture supportant fréquemment du personnel autre que le personnel d'entretien	L/250	L/300
Planchers en général	L/250	L/300
Planchers et toitures supportant des cloisons en plâtre ou en autre matériaux fragiles ou rigides	L/250	L/300
Planchers supportant des poteaux (à moins que la flèche ait été incluse dans l'analyse globale de l'état limite ultime	L/400	L/500
Cas où max peut nuire à l'aspect du bâtiment	L/250	L/500

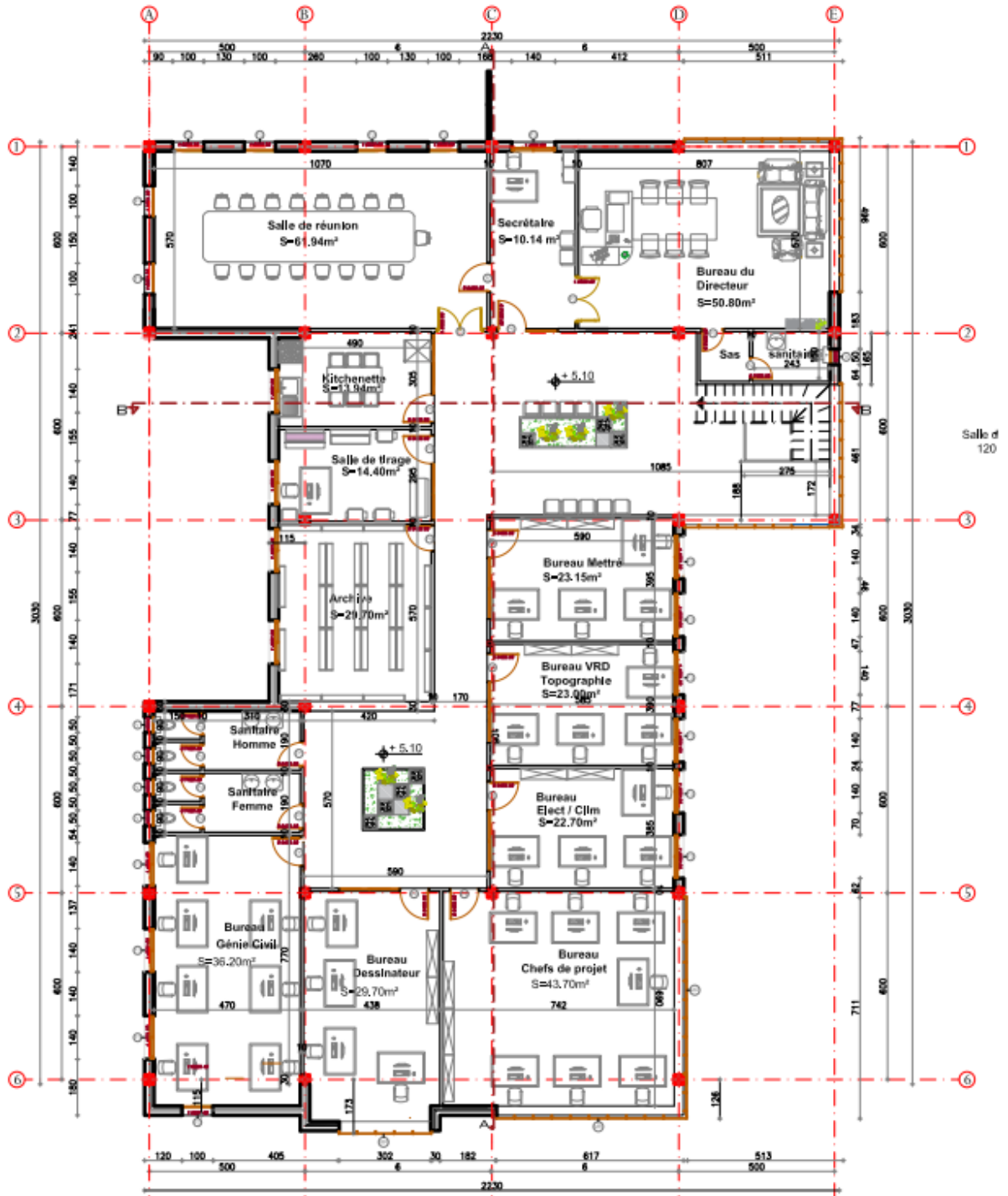


Figure I.10: Plan du Etage courant.

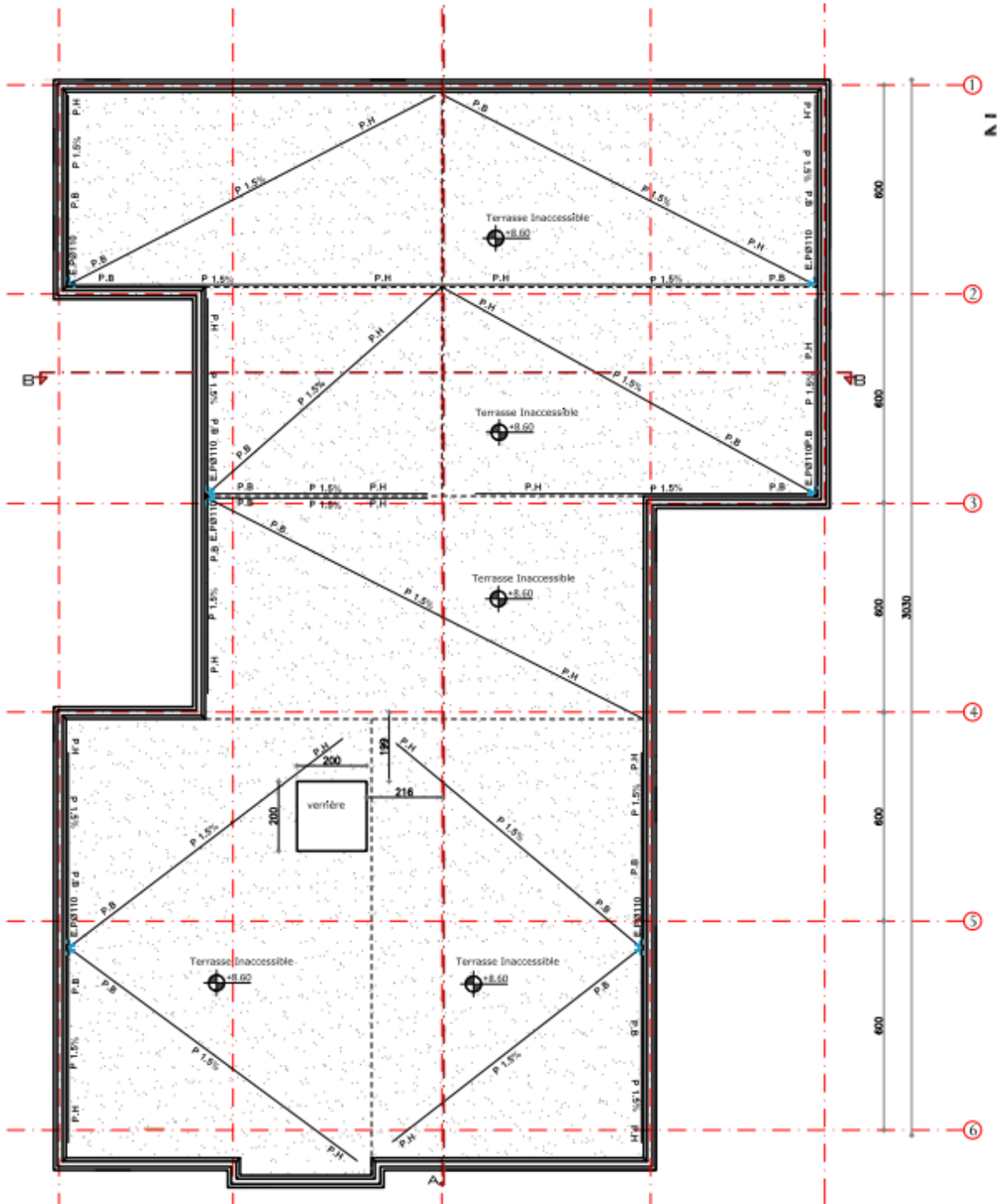


Figure I.11: Plan de Toiture.

Chapitre II

Descente des charges

II.1. Introduction :

Ce chapitre définira les différentes charges agissantes sur notre structure, qui se résument dans l'action des charges permanentes, d'exploitation et des effets climatiques. Ces derniers ont une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage. Pour cela, il y a des normes qui fixent les valeurs des charges qui sont inscrits dans le règlement technique **DTRB.C2.2** (charges et surcharges). Pour les effets climatiques le **RNV** version 2013 va être utilisé.

II.2. Charge permanente :

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

II.2.1. Niveau Plancher terrasse inaccessible:

Tableau II.1 : Charges permanentes pour terrasse

Éléments	Charges permanentes (daN /m ²)
Dalle de forme (10cm)	$0.1 \times 2500 = 250$
Hi bond 55	11.63
Isolation thermique (4cm)	$0.04 \times 400 = 16.0$
Étanchéité multicouche (5cm)	$0.05 \times 600 = 30.0$
Forme de pente (10cm)	$0.10 \times 2000 = 200.0$
Gravier de protection	$0.04 \times 1700 = 68.0$
Faux plafond	30.0
Total	G1= 605.63

II.2.2. Niveau Plancher courant :

Tableau II.2 : Charges permanentes d'un plancher courant

Eléments	Charges permanentes (daN /m ²)
Dalle de forme (10cm)	$0.1 \times 2500 = 250.0$
Hi bond 55	11.63
Revêtement en Carrelage (2cm)	$0.02 \times 2000 = 40.0$
Mortier de Pose (2cm)	$0.02 \times 2000 = 40.0$
Cloison	60.0
Faux plafond	30.0
Total	G2= 431.63

II.2.3. Escalier :

II.2.3.1. Volée :

Tableau II.3 : Charges permanentes d'une volée

Eléments	Charges permanents (daN /m ²)
G marche	123.0
G contre marche	123.0
G cornière×2	7.54.0
Poids du garde corps en acier	30.0
Total	283.54

II.2.3.2 : Palier :**Tableau II.4 :** Charges permanentes d'un palier.

Éléments	Charges permanentes (daN /m²)
Carrelage	44.0
Mortier de pose	40.0
Tôle striée	39.0
Dalle en béton	200.0
Total	323.0

II.2.4. Murs extérieurs : (double parois)

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

Tableau II.5 : Charges permanentes des murs extérieurs.

Éléments	Charges permanentes (daN /m²)
Enduit extérieur en ciment	40.0
Brique creuse (10cm)	90.0
Lame d'aire (10cm)	60.0
Enduit intérieur en plâtre	30.0
Total	220.0

II.2.5. Murs intérieurs :

La maçonnerie utilisée est en briques creuses.

Tableau II.6 : Charges permanentes pour les murs intérieurs

Eléments	Charges permanents (daN /m ²)
Brique ép =10cm	0,1×900 = 90.0
Revêtement intérieur	40.0
Total	130.0

II.3. Surcharges d'exploitations :

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

Tableau II.7 : Surcharges d'exploitations

Plancher terrasse inaccessible	100 daN/m²
Plancher étage courant	250 daN/m²
Escalier	250 daN/m²
Balcon	350 daN/m²

II.4. Les charges climatiques :

II.4 .1.Effet de la neige :

II.4.1.1.Introduction

L'accumulation de la neige sur la toiture produit une surcharge qu'il faut prendre en compte pour les vérifications des éléments de cette structure. Le règlement RNV version 2013 s'applique à l'ensemble des constructions en Algérie situées à une altitude inférieure à 2000 mètres. Notre projet se trouve à une altitude de 580m.

II.4.1.2.Calcul de la charge de neige :

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

$$S = \mu S_k \quad [\text{kN/m}^2] \quad (\text{Partie 1.3.1.1 RNV Version2013})$$

- S_k (en KN/m^2) est la charge de neige sur le sol, en fonction de l'altitude et de la zone de neige.

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

Le bâtiment se situe dans la commune de Arzew, wilaya d'Oran, zone B selon la classification de RNV version2013.

Influence de l'altitude : La valeur S_k est déterminée par les lois de variation suivant l'altitude.

H (m) du site considéré par rapport au niveau de la mer H = 580 m

$$S_k = \frac{(0,04 \times H) + 10}{100}$$

$$S_k = \frac{(0,04 \times 580) + 10}{100} = 0,332$$

$$\mu = 0,8$$

(RNV99 V2013 6.4.2).

$$S = 0,8 \times 0,332 = 0,2656 \text{ KN/m}^2.$$

II.4.2.Effet du vent :

L'effet du vent sur une construction est assez prépondérant et il 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.

Le calcul sera mené conformément au Règlement RNV version 2013. Ce document technique réglementaire (DTR) fournit les procédures et principes généraux pour la détermination des actions du vent sur l'ensemble d'une construction et sur ses

différentes parties et s'applique aux constructions dont la hauteur est inférieure à **2000m**.

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.Principes du DTR RNV (version 2013) :

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

Sens V1 : Vent parallèle à la façade principale.

Sens V2: Vent perpendiculaire à la façade principale.

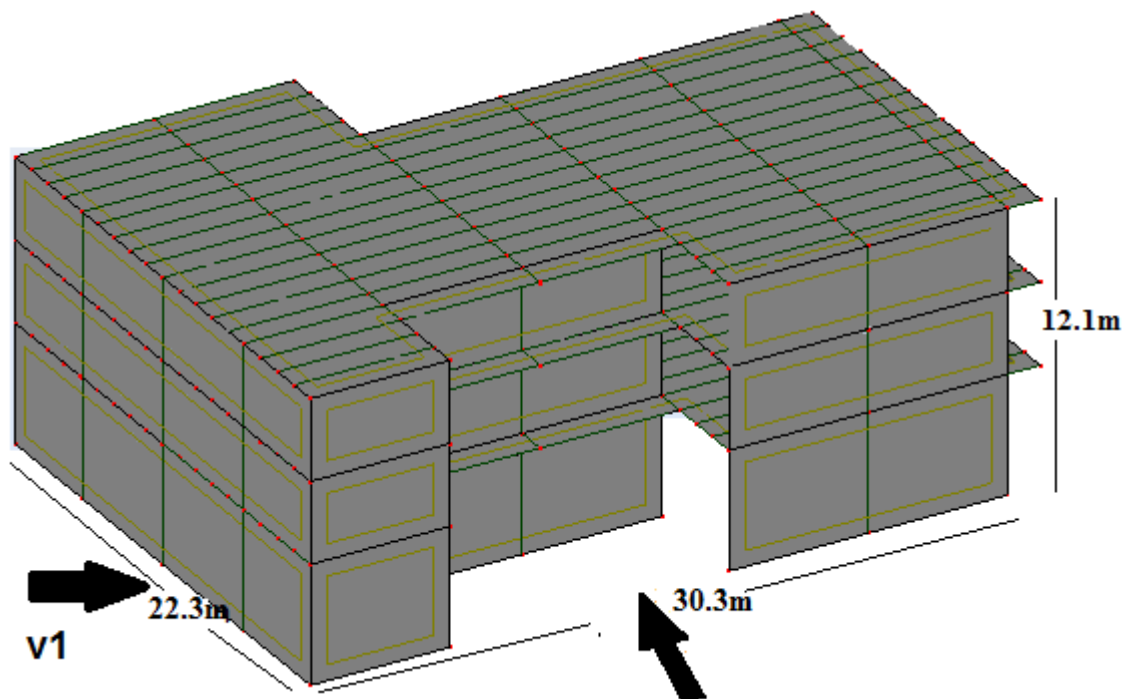


Figure II.1 : Actions du vent à considérer suivant les différentes directions.

II.4.2.2.données relatives au site :

Le bâtiment est classé en catégorie II $\rightarrow V_{réf} = 27 \text{ m/s}$

Tableau II.8 : Valeurs de la pression dynamique de référence.

Zone	$q_{réf} \text{ (N/m}^2\text{)}$
II	435

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

Catégories de terrain IV : (Zones dont au moins 15% de la surface est occupée par des bâtiments de hauteur moyenne supérieure à 15 m).

Tableau II.9 : Définition des catégories de terrain

Catégorie de terrain	K_t	$Z_0 \text{ (m)}$	$Z_{min} \text{ (m)}$	ϵ
IV	0,234	1	10	0,67

K_t : Facteur de terrain.

Z_0 : facteur qui dépend de la catégorie du terrain.

Z_{min} : Hauteur minimale.

ϵ : Coefficient utilisé pour le calcul du coefficient c_d .

II.4.2.3.Coefficient d'exposition au vent (C_e) :

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

$C_e(z)$ est donné par : $C_e(z) = C_t^2(z) \times C_r^2(z) \times [1 + 7I_v(z)]$. (**§2.4.2. RNVversion2013**).

C_t : Coefficient de topographie.

C_r : Coefficient de rugosité.

$I_v(z)$: L'intensité de la turbulence.

$z \text{ (m)}$: La hauteur considérée.

II.4.2.4.Coefficient de topographie $C_t(z)$:

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

$C_t(z) = 1$ (Le Site est considéré comme plat.)

II.4.2.5.Coefficient de rugosité Cr(z) :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} C_r(z) = Kt \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad \text{pour } 200 \geq z \geq z_{min} \\ C_r(z) = Kt \times \ln\left(\frac{z_{min}}{z_0}\right) \quad \text{pour } z \leq z_{min} \end{array} \right\} \text{ (§2.4.4.RNV V2013)}$$

On a h<d donc selon RNV :

Tableau II.10 : Coefficient de rugosité.

Niveau	Z(m)	Cr(z)
RDC	12,1	0,583
1 ^{er} étage	12,1	0,583
2 ^{ème} étage	12,1	0,583
Toiture	12,1	0,583

II.4.2.6.Intensité de la turbulence :

Elle est donnée par la formule suivant :

$$\left\{ \begin{array}{l} I_v(z) = \frac{1}{C_t(z) \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \quad \text{pour } z > z_{min} \\ I_v(z) = \frac{1}{C_t(z) \times \ln\left(\frac{z_{min}}{z_0}\right)} \quad \text{pour } z \leq z_{min} \end{array} \right\} \text{ (§2.4.6.RNVVersion2013).}$$

II.4.2.7. La pression dynamique de pointe q_p :

Elle est donnée par la formule suivant :

$$q_p(z_e) = q_{réf} \times C_e(z_e) \quad [\text{N/m}^2] \quad \text{ (§2.3.1. RNV Version2013).}$$

q_{réf} : Valeur de la pression dynamique de référence.

z_e (m): La hauteur de référence .

Tableau II.11 : La pression dynamique de pointe.

Niveau	Z(m)	Cr(z)	Iv	Ce(z)	qp(N/m ²)
RDC	5,1	0,583	0,613	0,768	782,28
1 ^{er} étage	8,6	0,583	0,464	1,074	628,07
2 ^{ème} étage	12,1	0,583	0,401	1,293	562,455
Toiture	12,1	0,583	0,401	1,293	562,455

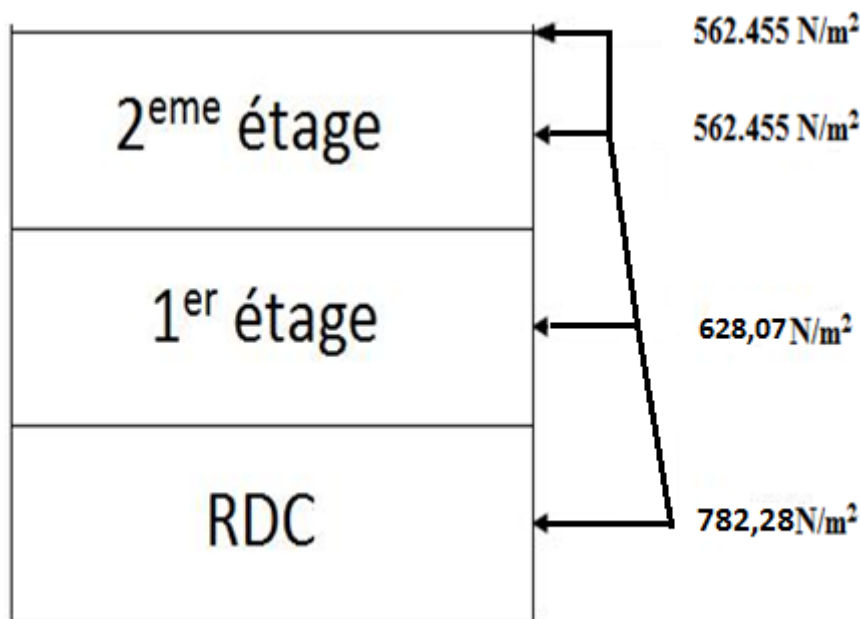


Figure II.2 : Répartition de la pression dynamique

II.4.2.8.Coefficient dynamique Cd :

Le coefficient dynamique Cd tient compte des effets de réduction dus à l'imparfaite corrélation des pressions exercées sur les parois ainsi que des effets d'amplification dus à la partie de turbulence ayant une fréquence proche de la fréquence fondamentale d'oscillation de la structure.

II.4.2.8.1.Sens V1 :

Il est donné par la formule suivant :

$$C_d = \frac{1+2 \times g \times I_v(Z_{eq}) \times \sqrt{Q^2+R^2}}{1+7 I_v \times (Z_{eq})}$$

(§3.3. RNV version 2013).

Ou :

Z_{eq} (en m) : Hauteur équivalente de la construction.

$I_v(z_{eq})$: Intensité de la turbulence pour $z = z_{eq}$.

Q^2 : Partie quasi-statique.

R^2 : Partie résonante.

g : Facteur de pointe.

- Construction verticales telles que bâtiments, etc.

$$Z_{eq} = 0,6 \times h \geq Z_{min}$$

$$Z_{eq} = 0,6 \times 12,7 = 7,62 \text{ m} > Z_{min}$$

A- Partie quasi-statique :

Elle est donnée par la formule suivant :

$$Q^2 = \frac{1}{1 + 0,9 \times \left(\frac{b+h}{L_i(z_{eq})} \right)^{0,63}} \quad (\S 3.3.1. RNV version 2013).$$

Avec :

b et h (en m) sont la largeur et la hauteur de la construction. $\rightarrow b = 22,3\text{m}$ et $h = 12,7\text{m}$

$L_i(z_{eq})$ est l'échelle de turbulence pour $Z = Z_{eq}$ donnée par :

$$L_i(z) = 300 \times \left(\frac{z}{200} \right)^\varepsilon \quad \text{pour } z_{min} \leq z \leq 200 \text{ m}$$

$$L_i(z) = L_i(z_{min}) \quad \text{pour } z \leq z_{min} \quad (\S 3.3.1. RNV version 2013).$$

$$\rightarrow 7,62 \leq 10 \text{ m} \rightarrow L_i(10) = 30,72 \text{ m} \rightarrow Q^2 = 0,505$$

B- Partie résonante :

Elle est donnée par la formule suivant :

$$R^2 = \frac{\pi^2}{2 \times \delta} \times R_N \times R_h \times R_b \quad (\S 3.3.2. RNV version 2013).$$

δ : Décrément logarithmique d'amortissement structural $\rightarrow \delta = \delta_s + \delta_a$

δ_s : Décrément logarithmique d'amortissement structural $\rightarrow \delta_s = 0,05$

(tableau 3.1 § 3.3.2 RNV version 2013)

δ_a : Le décrément logarithmique d'amortissement aérodynamique pris égal à 0 .

$$\delta_a = 0$$

(§3.3.2. RNV version 2013).

$$\text{Alors : } \delta = 0,05 + 0 = 0,05$$

R_N : Fonction adimensionnelle de la densité spectrale de puissance .

$$N_x = \frac{n_{1,x} \times l_i(z_{eq})}{V_m(z_{eq})} \quad (\text{§3.3.2. RNV version 2013}).$$

$$n_{1,x} : \text{Fréquence fondamentale (§3.3.4)} \rightarrow n_{1,x} = \frac{0.5}{\sqrt{f}}$$

f : Flèche de la structure dû au poids propre appliqué dans la direction de vibration.

$$\text{Pour ce cas en prendre le cas le plus défavorable avec une flèche } f = \frac{h}{100} = \frac{12,7}{100}$$

$$h : \text{Hauteur totale de la structure} \rightarrow f = 0,127\text{m} \rightarrow n_{1,x} = 1,403$$

$$V_m(Z_{eq}) = Cr(z) \times C_t(z) \times V_{réf} . \text{ Avec } V_{réf} = 27 \text{ m/s}$$

$$C_r(Z_{eq}) = Kt \times \ln\left(\frac{Z_{eq}}{Z_0}\right) = 0,234 \times \ln\left(\frac{7,62}{1}\right) = 0,53$$

$$V_m(Z_{eq}) = 14,31 \text{ m/s}$$

$$N_x = \frac{1,403 \times 30,72}{14,31} = 3,01$$

$$R_N = \frac{6,8 \times 3,01}{(1 + 10,2 \times 3,01)^{5/3}} = 0,064$$

R_h et R_b sont des fonctions d'admittance aérodynamique donnée par :

$$R_h = \left(\frac{1}{\eta_h}\right) - \left(\frac{1}{2 \times \eta_h^2}\right) \times (1 - e^{-2 \times \eta_h}) \quad \text{pour } \eta_h > 0$$

$$R_b = \left(\frac{1}{\eta_b}\right) - \left(\frac{1}{2 \times \eta_b^2}\right) \times (1 - e^{-2 \times \eta_b}) \quad \text{pour } \eta_b > 0$$

Avec :

$$\eta_h = \frac{4,6 \times N_x \times h}{l_i(z_{eq})} \rightarrow \eta_h = \frac{4,6 \times 3,01 \times 12,7}{30,72} = 5,72$$

$$\eta_b = \frac{4,6 \times N_x \times b}{l_i(z_{eq})} \rightarrow \eta_b = \frac{4,6 \times 3,01 \times 22,3}{30,72} = 10,05$$

$$R_h = \left(\frac{1}{6,928}\right) - \left(\frac{1}{2 \times 5,72^2}\right) \times (1 - e^{-2 \times 5,72}) = 0,13$$

$$R_b = \left(\frac{1}{4,932}\right) - \left(\frac{1}{2 \times 10,05^2}\right) \times (1 - e^{-2 \times 10,05}) = 0,14$$

$$\rightarrow R^2 = \frac{\pi^2}{2 \times 0,05} \times 0,064 \times 0,13 \times 0,14 = 0,11$$

C- Facteur de pointe g :

Il est donné par la formule suivante :

$$g = \sqrt{2 \times \ln(600 \times v)} + \frac{0,6}{\sqrt{2 \times \ln(600 \times v)}} \geq 3 \quad (\text{\S 3.3.3. RNV version 2013}).$$

La fréquence moyenne v :

$$v = n_{1,x} \times \sqrt{\frac{R^2}{Q^2 + R^2}} \geq 0,08 \text{ [Hz]} \rightarrow v = 0,59 \geq 0,08$$

$$g = \sqrt{2 \times \ln(600 \times 0,59)} + \frac{0,6}{\sqrt{2 \times \ln(600 \times 0,59)}} = 3,60 \geq 3$$

$$C_d = \frac{1 + 2 \times g \times I_v(Z_{eq}) \times \sqrt{Q^2 + R^2}}{1 + 7 I_v(Z_{eq})}$$

$$C_d = \frac{1 + 2 \times (3,60) \times 0,43 \times \sqrt{0,505 + 0,11}}{1 + 7(0,43)} = 0,43 < 1$$

La structure est considéré peu sensible aux excitations dynamiques.

On considère une valeur conservatrice de $C_d = 1$, d'après le règlement RNV99 V2013

II.4.2.8.2.Sens V2 :

A- Partie quasi-statique :

Elle est donnée par la formule suivante :

$$Q^2 = \frac{1}{1 + 0,9 \times \left(\frac{b+h}{L_i(Z_{eq})}\right)^{0,63}} \quad \text{Avec :}$$

b et h (en m) sont la largeur et la hauteur de la construction. $\rightarrow b = 22,3\text{m}$ et $h = 12,7\text{ m}$

$L_i(Z_{eq})$ est l'échelle de turbulence pour $Z = Z_{eq}$ donnée par :

$$L_i(z) = 300 \times \left(\frac{z}{200}\right)^\varepsilon \quad \text{pour } z_{\min} \leq z \leq 200 \text{ m}$$

$$L_i(z) = L_i(z_{\min}) \quad \text{pour } z \leq z_{\min}$$

$$\rightarrow 7,62 \leq 10 \text{ m} \rightarrow L_i(10) = 30,72 \text{ m}$$

$$\rightarrow Q^2 = 0,50$$

B- Partie résonnante :

$$I_v(z_{eq}) = 0,43$$

$$V_m(z_{eq}) = 14,31 \text{ m/s} \rightarrow N_x = 3,01$$

$$R_N = 0,064$$

$$\rightarrow \eta_h = 5,72$$

$$R_h = 0,13$$

$$\rightarrow \eta_b = 10,05$$

$$R_b = 0,14$$

$$R^2 = \frac{\pi^2}{2 \times 0,05} \times 0,064 \times 0,13 \times 0,14 = 0,11$$

C- Facteur de pointe g :

Il est donné par la formule suivante :

$$g = \sqrt{2 \times \ln(600 \times v)} + \frac{0,6}{\sqrt{2 \times \ln(600 \times v)}} \geq 3 \quad (\text{\S 3.3.3. RNV version 2013}).$$

La fréquence moyenne v :

$$v = n_{1,x} \times \sqrt{\frac{R^2}{Q^2 + R^2}} \geq 0,08 \text{ [Hz]} \rightarrow v = 0,69 \geq 0,08$$

$$g = \sqrt{2 \times \ln(600 \times 0,59)} + \frac{0,6}{\sqrt{2 \times \ln(600 \times 0,59)}} = 3,60 \geq 3$$

$$C_d = \frac{1 + 2 \times g \times I_v(z_{eq}) \times \sqrt{Q^2 + R^2}}{1 + 7 I_v(z_{eq})}$$

$$C_d = \frac{1 + 2 \times (3,60) \times 0,43 \times \sqrt{0,505 + 0,11}}{1 + 7(0,43)} = 0,43 < 1$$

La structure est considéré peu sensible aux excitations dynamiques.

On considère une valeur conservatrice de $C_d = 1$, d'après le règlement **RNV99 V2013**

Cas d'un bâtiment à ossature comportant des murs dont la hauteur est a la fois inférieure à 100m et à 4 fois la dimension du bâtiment mesurée dans la direction

perpendiculaire à la direction du vent.

II.4.2.9. Calcul de la pression due au vent :

II.4.2.9.1. Détermination de la pression dynamique :

La pression dynamique $W(Z_j)$ agissant sur une paroi est obtenue à l'aide de la formule suivante :

$$w(Z_j) = q_p(Z_e) \times [C_{pe} - C_{pi}] \quad [\text{N/m}^2] \quad (\S 2.5.2. \text{ RNV version 2013}).$$

A-Calcul des coefficients de pressions extérieures C_{pe} :

On détermine le coefficient à partir des conditions suivantes :

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

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

(§ 5.1.1 RNV version 2013)

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

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

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

➤ La direction du vent V1 :

Sur la façade latérale :

- Pour les parois verticales :

$$b = 22,30 \text{ m} ; d = 30,30 \text{ m} ; h = 12,7 \text{ m}$$

$$e = \min(b ; 2h) = \min(22,30 ; 25,4) = 22,30 \text{ m}$$

$d > e$ alors la paroi est divisée en A, B, C, D, E qui sont données par la figure

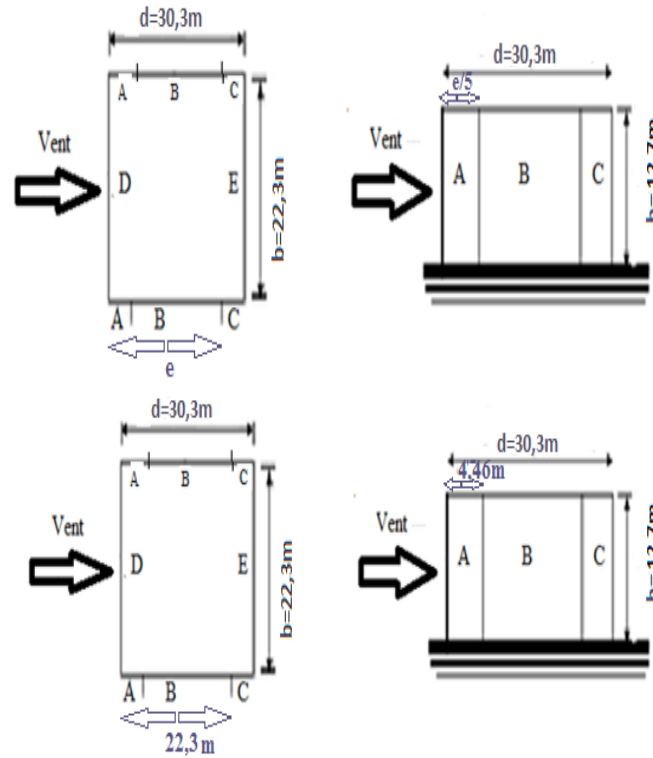


Figure II.3 : Légende pour les parois verticales

Tableau II.12 : C_{pe} pour les parois verticales de bâtiments à base rectangulaire.

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

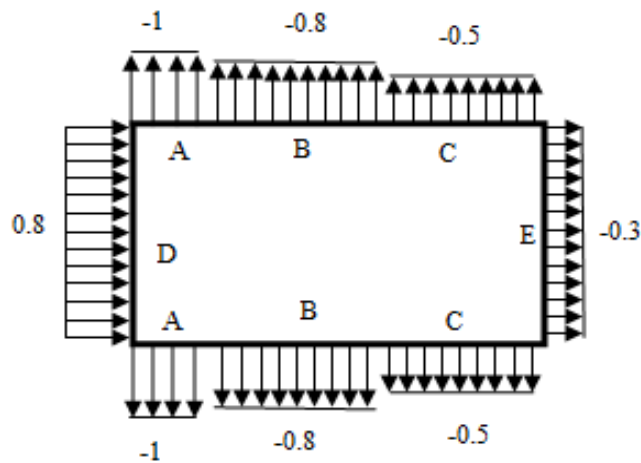


Figure II.4 Valeurs de C_{pe} pour les parois verticales.

• **La toiture :**

Les toitures plates sont celles dont la pente est inférieure à 5°. Il convient de diviser les parois comme l'indique la figure II.5 **(RNV99 version 2013).**

Les valeurs de C_{pe} sont données dans le tableau II.13 **(RNV99 version 2013).**

Dans notre cas $\frac{hp}{h} = \frac{0,6}{12,7} = 0,05$ ou hp La hauteur de l'acrotère ($hp = 0.6m$).

Les valeurs de $C_{pe,10}$ sont obtenues avec acrotère par $hp/h = 0.047$. (tableau II.11).

Donc par interpolation : $Y - Y_2 = \frac{Y_1 - Y_2}{X_1 - X_2} \times (\alpha - X_2)$ avec $\alpha = 0$

Tableau II.13: Valeurs de $C_{pe,10}$ suivant les zones de la toiture (direction V1)

F	G	H	I
$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$
-0.56	-0.36	0	± 0.2

$e = \min[b ; 2h] = \min (22,30 ; 25,4) = 22,30 \text{ m}$

$e/2 = 11,15m$

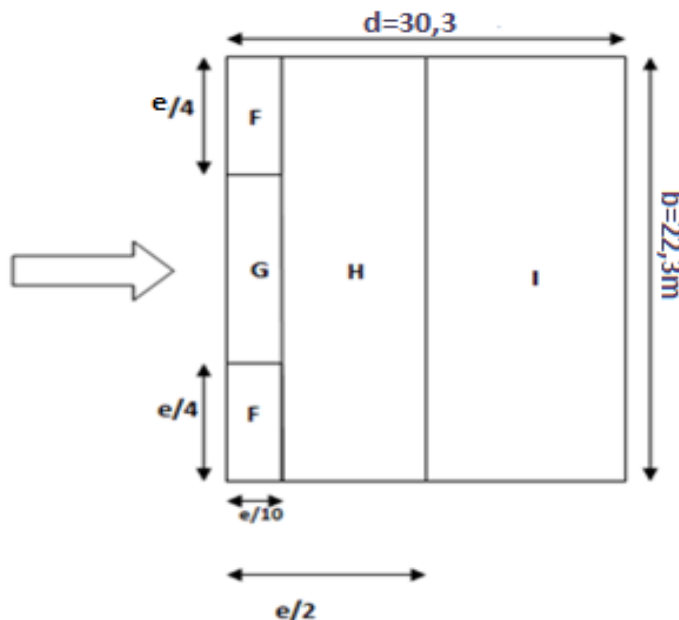


Figure II.5 : Légende pour les toitures plates

Tableau II.14: Valeur C_{pe} pour les parois verticales de bâtiments à base rectangulaire

F	G	H	I
$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$
-0.56	-0.36	0	$\pm 0,2$

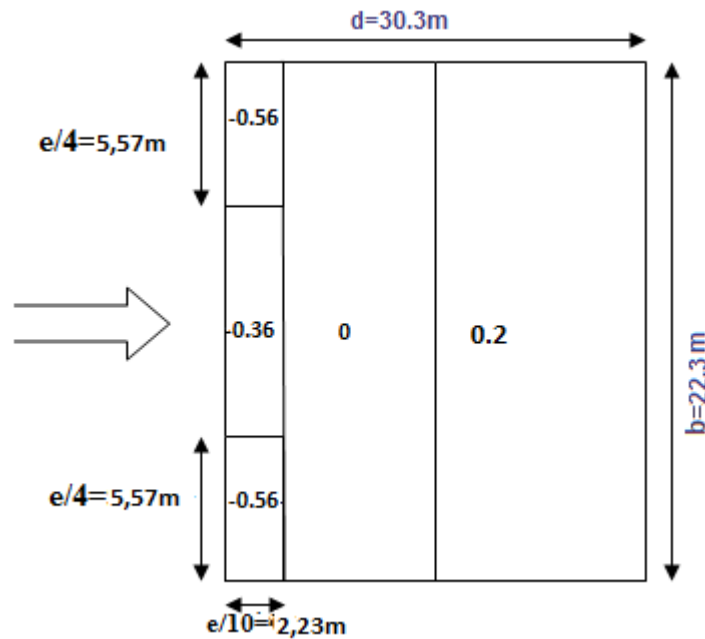


Figure II.6: valeurs de C_{pe} pour la toiture

B-Coefficient de pression interne C_{pi} :

$$\mu_p = \frac{\Sigma \text{ des surfaces des ouvertures ou } C_{pe} < 0}{\Sigma \text{ des surfaces de toutes les ouvertures}}$$

$$\mu_p = \frac{115,458}{160,818} = 0,9$$

$$\frac{h}{d} = 0,41 \text{ DONC par interpolation } (C_{pi} = C_{pi}(\frac{h}{d} < 0,25) + [C_{pi}(\frac{h}{d} > 1) - C_{pi}(\frac{h}{d} < 0,25)] \times h d \text{ calculer } -0,251 - 0,25$$

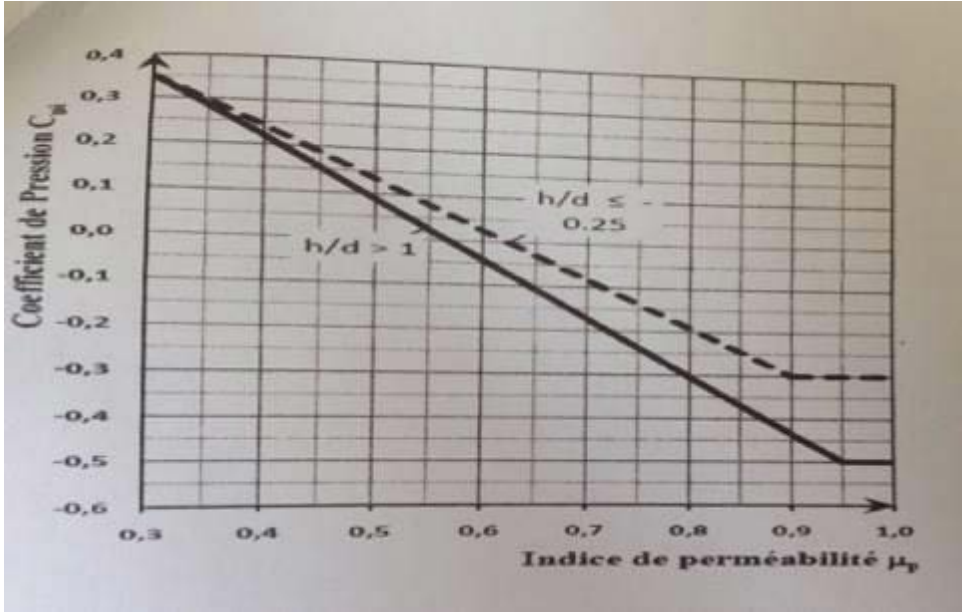


Figure II.7: coefficient de pression C_{pi} en fonction de l'indice de perméabilité μ_p

$$C_{pi} = -0,33$$

Les résultats de $W(z_j)$ sont données par les tableaux suivants :

Tableau II.15: Les valeurs des pressions $W(z_j)$ sur RDC (V1).

Niveau	Zone	q_p (N/m ²)	$C_{pe,10}$	C_{pi}	$W(z_j)$ (N/m ²)
RDC	A	782,28	-1	-0,11	-696,229
RDC	B	782,28	-0,8	-0,11	-539,773
RDC	C	782,28	-0,5	-0,11	-305,089
RDC	D	782,28	0,8	-0,11	711,874
RDC	E	782,28	-0,3	-0,11	-148,633

Tableau II.16: Les valeurs des pressions $W(z_j)$ sur 1^{er} étage (V1).

Niveau	Zone	q_p (N/m ²)	$C_{pe,10}$	C_{pi}	$W(z_j)$ (N/m ²)
1er étage	A	628,07	-1	-0,11	-558,982
1er étage	B	628,07	-0,8	-0,11	-433,368
1er étage	C	628,07	-0,5	-0,11	-244,947
1er étage	D	628,07	0,8	-0,11	571,543
1er étage	E	628,07	-0,3	-0,11	-119,333

Tableau II.17: Les valeurs des pressions $W(z_j)$ sur 2^{ème} étage (V1).

Niveau	Zone	q_p (N/m ²)	$C_{pe,10}$	C_{pi}	$W(z_j)$ (N/m ²)
2 ^{ème} étage	A	562,455	-1	-0,11	-500,585
2 ^{ème} étage	B	562,455	-0,8	-0,11	-388,094
2 ^{ème} étage	C	562,455	-0,5	-0,11	-219,357
2 ^{ème} étage	D	562,455	0,8	-0,11	511,834
2 ^{ème} étage	E	562,455	-0,3	-0,11	-106,866

Tableau II.18: Les valeurs des pressions $W(z_j)$ sur Terrasse (V1).

Niveau	Zone	q_p (N/m ²)	$C_{pe,10}$	C_{pi}	$W(z_j)$ (N/m ²)
Terrasse	F	562,455	-0,56	-0,11	-253,105
Terrasse	G	562,455	-0,36	-0,11	-140,613
Terrasse	H	562,455	0	-0,11	61,870
Terrasse	I	562,455	-0,2	-0,11	-50,621

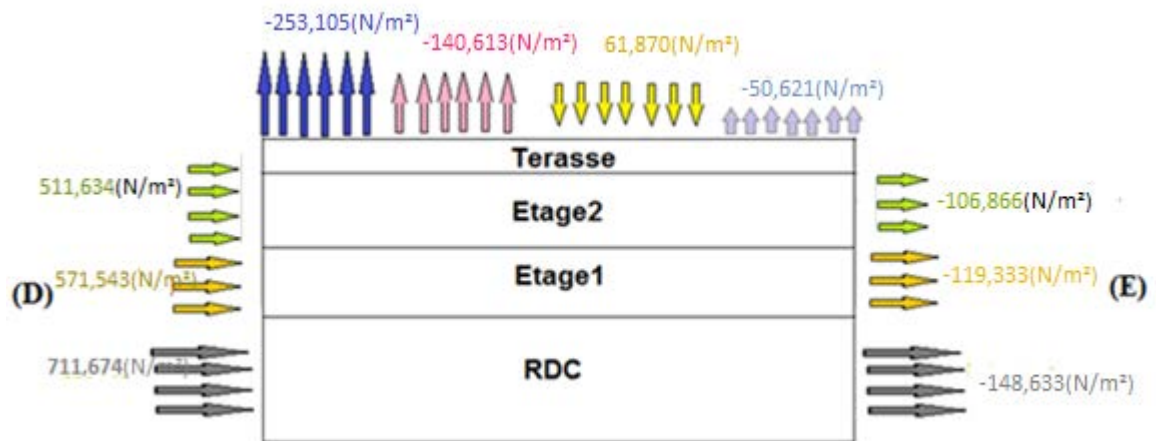


Figure II.8 : Pressions sur les zones D, E, F, G, H, I (V1).

➤ La direction du vent V2 :

Sur la façade principale

- Pour les parois verticales :

$$d = 22,3 \text{ m}$$

$$b = 30,3 \text{ m}$$

$$h = 12,7 \text{ m}$$

$$e = \min(b, 2h) = \min(30,3 ; 2 \times 12,7) = 25,4 \text{ m}$$

$e > d$ alors la paroi est divisée A', B', D, E qui sont données par la figure suivante :

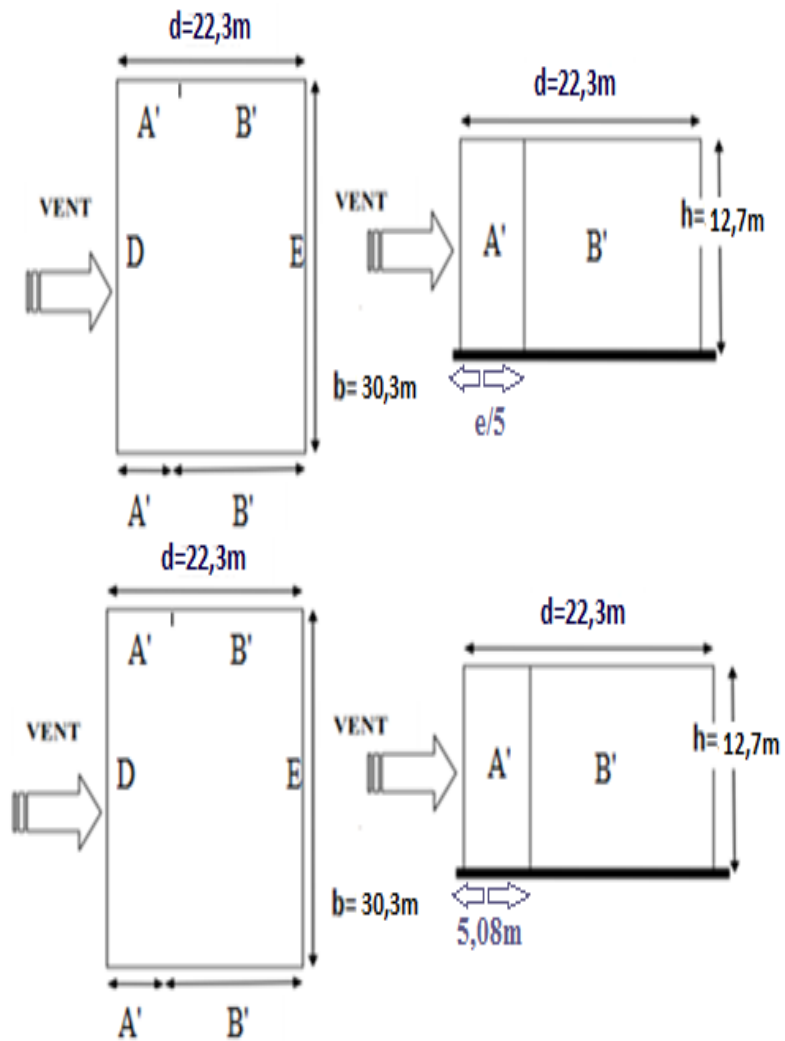


Figure II.9 : Légende pour les parois verticales

Tableau II.19: Valeur C_{pe} pour les parois verticales de bâtiments à base rectangulaire.

/	A'	B'	D	E
$C_{pe,10}$	-1	-0,8	+0,8	-0,3

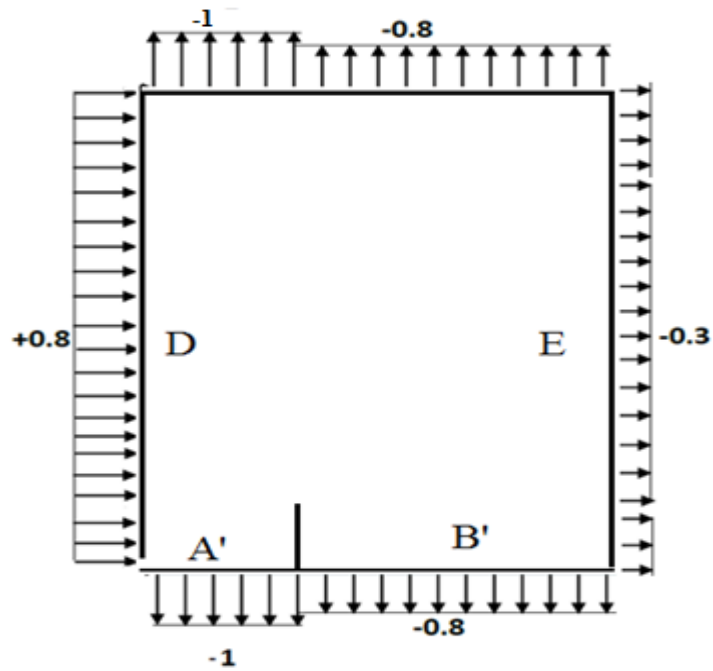


Figure II.10 : Valeurs de C_{pe} pour les parois verticales

- la terrasse :

Toiture plate dans le sens V2 donc :

$d = 22,30 \text{ m}$

$b = 30,30 \text{ m}$

$h = 12,7 \text{ m}$

$e = \min(b, 2h) = \min(30,3 ; 2 \times 12,7) = 25,4 \text{ m}$

Les différentes zones de pression F, G, H, I, J sont représentées sur la figure II.12

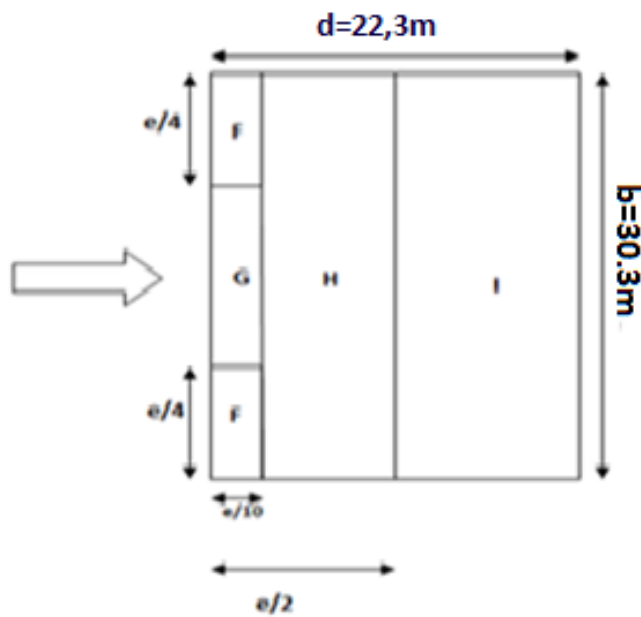


Figure II.11 :: Légende pour les toitures plates.

Tableau II.20: Valeurs de Cpe pour la terrasse

F	G	H	I
Cpe,10	Cpe,10	Cpe,10	Cpe,10
-0,56	-0,36	0	±0,2

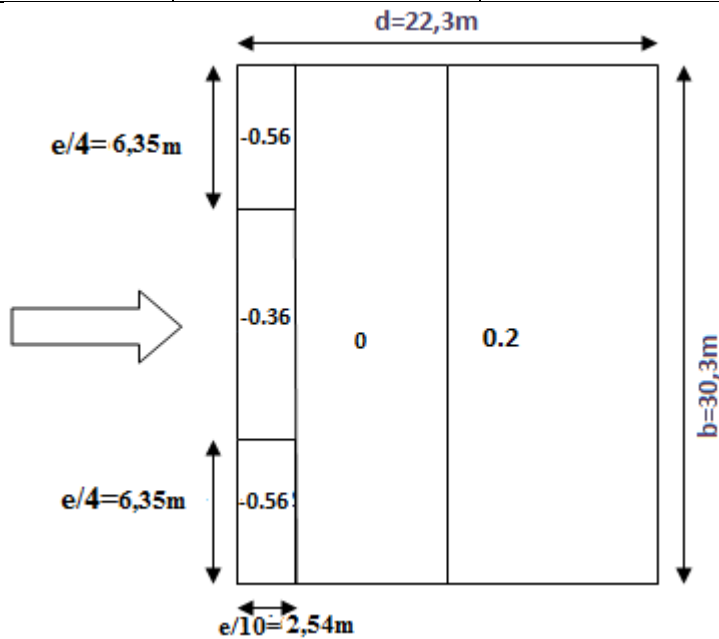


Figure II.12 :: Valeur de C_{pe} pour la terrasse

- Coefficient de pression interne C_{pi} :Direction V2

$$\mu_p = \frac{100,55}{160,818} = 0,62$$

$$\frac{h}{p} = 0,57 \quad \text{DONC par interpolation}$$

$$C_{pi} = -0,02$$

Tableau II.21: Les valeurs des pressions $W(z_j)$ sur RDC (V2).

Niveau	Zone	qp (N/m ²)	Cpe,10	Cpi	W(zj) (N/m ²)
RDC	A'	782,28	-1	-0,02	-766,634
RDC	B'	782,28	-0,8	-0,02	-610,178
RDC	D	782,28	+0,8	-0,02	641,470
RDC	E	782,28	-0,3	-0,02	-219,038

Tableau II.22: Les valeurs des pressions $W(z_j)$ sur 1^{er} étage (V2).

Niveau	Zone	qp (N/m ²)	Cpe,10	Cpi	W(zj) (N/m ²)
1er étage	A'	628,07	-1	-0,02	-615,508
1er étage	B'	628,07	-0,8	-0,02	-489,894
1er étage	D	628,07	+0,8	-0,02	515,017
1er étage	E	628,07	-0,3	-0,02	-175,859

Tableau II.23: Les valeurs des pressions $W(z_j)$ sur 2^{ème} étage (V2).

Niveau	Zone	qp (N/m ²)	Cpe,10	Cpi	W(zj) (N/m ²)
2 ^{ème} étage	A'	562,455	-1	-0,02	-551,205
2 ^{ème} étage	B'	562,455	-0,8	-0,02	-438,714
2 ^{ème} étage	D	562,455	+0,8	-0,02	461,213
2 ^{ème} étage	E	562,455	-0,3	-0,02	-157,487

Tableau II.24: Les valeurs des pressions $W(z_j)$ sur Terrasse(V2).

Niveau	Zone	qp (N/m ²)	Cpe,10	Cpi	W(zj) (N/m ²)
Toiture	F	562,455	-0,56	-0,02	-303,725
Toiture	G	562,455	-0,36	-0,02	-191,234
Toiture	H	562,455	0	-0,02	-11,249
Toiture	I	562,455	-0,2	-0,02	-101,241

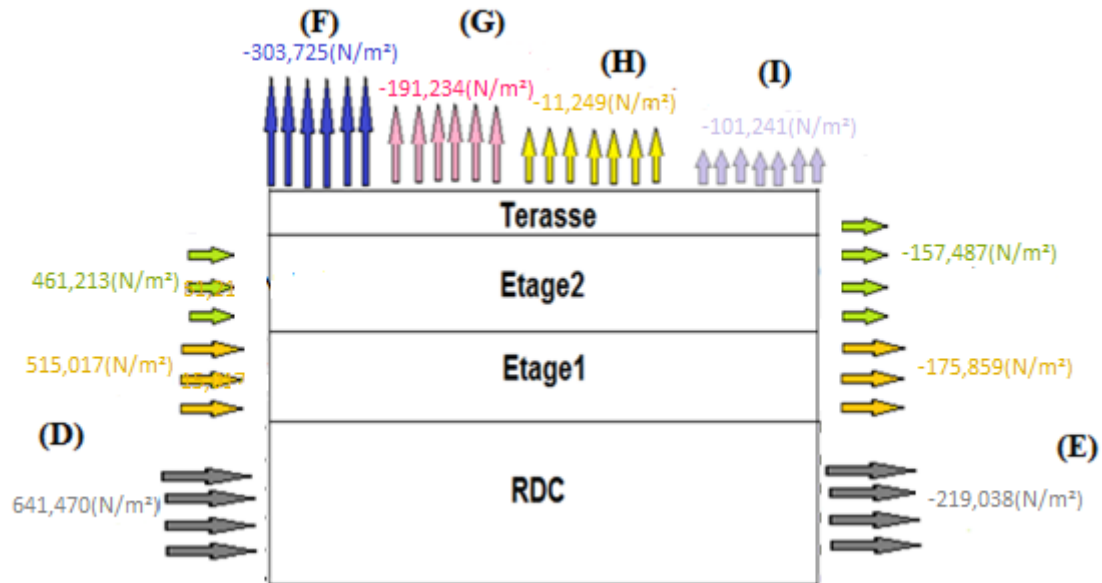


Figure II.13 : Pression sur les zones D, E, F, G, H, I (V2).

- **Calcul des forces de frottement :**

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

Condition à vérifier :

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

- **Direction V1 :**

$$2(30,3 \times 12,7) \leq 4(2 \times 22,3 \times 12,70)$$

$$769,62 \leq 2265,68 \text{ Vérifiée.}$$

- **Direction V2 :**

$$2(22,3 \times 12,7) \leq 4(2 \times 30,3 \times 12,7)$$

$$566,42 \leq 3078,48 \text{ Vérifiée.}$$

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

Chapitre III

Pré dimensionnement des éléments structuraux

III.1 Introduction:

Après avoir fait le choix de la structure porteuse du bâtiment (poutres principales, secondaire et solives) on pré dimensionne chaque élément à partir de deux conditions :

- ✓ Condition de flèche pour déterminer le type de profilé correspondant.
- ✓ Vérification de la condition de résistance.

III.2 Pré dimensionnement:

III.2.1 Les solives :

Les solives sont des poutrelles en IPE qui travaillent à la flexion simple leur écartement (la distance entre une solive et l'autre) est pratiquement déterminée par la condition suivante : $0.7 \text{ m} < L < 1.50 \text{ m}$

III.2.1.1 L'entraxe des solives :

L'entraxe des solives doit satisfaire la condition suivante :

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

Langueur de la poutre principale : $L = 6.00 \text{ m}$.

$$\text{Donc : Entraxe} = \frac{6}{5} = 1.2 \text{ m}$$

Avec le nombre de solive est égal à 4.

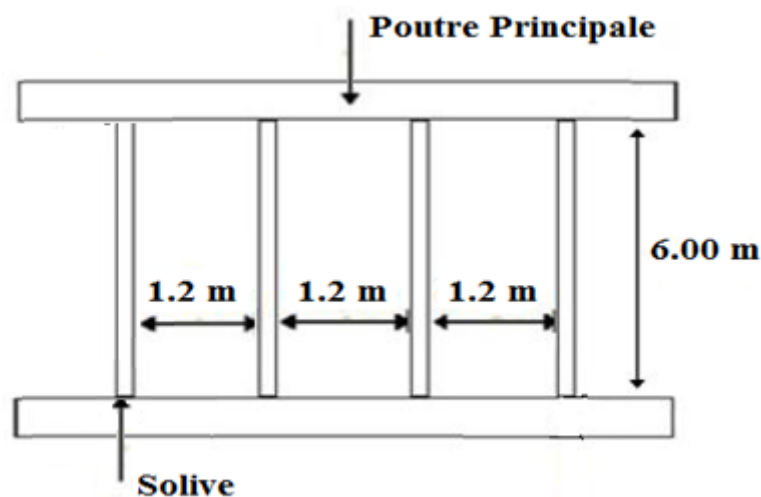


Figure III.1 : L'entraxe des solives.

III.2.1.2 Solive du plancher terrasse :

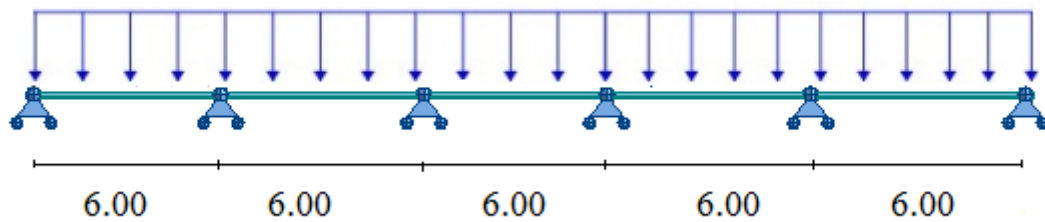


Figure III.2 : Solive uniformément chargée sur plusieurs appuis.

La solive est sollicitée par les charges et surcharges suivantes:

$$G = 566 \text{ daN/m}^2 \quad Q = 100 \text{ daN/m}^2$$

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

- Valeurs limites des flèches

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

Tableau III.1 Limites recommandées pour les flèches verticales

Conditions	$\delta_{v \max}$ (flèche dans l'état final)
Toiture en générale	$\frac{L}{200}$
Toiture supportant des personnels Autres que les personnels d'entretien	$\frac{L}{250}$
Planchers en général	$\frac{L}{250}$
Planchers et toitures supportant des cloisons en plâtre ou en autres matériaux fragiles ou rigides	$\frac{L}{250}$
Planchers supportant des poteaux à moins que la flèche ait été incluse dans l'analyse globale de l'état Limite ultime	$\frac{L}{400}$
Cas où $\delta_{v \max}$ peut nuire à l'aspect du bâtiment	$\frac{L}{250}$

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

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

$$f = 0.495 f_0 = 0.495 \times \frac{5q L^4}{384 EI_y}$$

$\left\{ \begin{array}{l} f_0 : \text{la flèche d'une poutre simplement appuyée.} \\ L : \text{la longueur de travée la plus longue de la solive.} \end{array} \right.$

La solive est sollicitée par les charges suivantes :

$$G = 566 \text{ daN /m}^2$$

$$Q = 100 \text{ daN/m}^2$$

$$Q_{ELS} = G + Q = 566 + 100 = 666 \text{ daN/m}^2$$

$$q = Q_{ELS} \times 1.2 = 666 \times 1.2$$

$$q = 799.2 \text{ daN/ml}$$

$$I_y \geq \frac{0.495 \times 5 \times 799.2 \times 6^3 \times 250}{384 \times 2.1 \times 10^{10}} \quad I_y \geq 1311.19 \text{ cm}^4$$

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

Tableau III.2 : Caractéristiques du profilé IPE200

Profilé	Poids	Section	Dimension					Caractéristiques					
	G Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	d mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{ply} cm ³	W _{plz} cm ³	i _y cm	i _z cm
IPE200	22.4	28.5	200	100	8.5	5.6	159	1943	142.4	220.6	44.61	8.26	2.24

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

$$f \leq \delta_{v\ max} \quad \delta_{v\ max} = L/250 = 6/250 = 0.024 \text{ m} = 2.40 \text{ cm}$$

On ajoute le poids propre du profilé choisit : Pp= 22.4 kg/m =22.4 daN/ml

La charge sera : $Q_{ELS} = q + Pp = 821.6 \text{ daN/ml}$

$$f = \frac{0.495 \times 5 \times 6^4 \times 821.6}{384 \times 2.1 \times 10^{10} \times 19.43 \times 10^{-6}} = 0.017 \text{ m} = 1.70 \text{ cm} < 2.40 \text{ cm} \quad \text{CV}$$

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

- Classe du profilé IPE 200
- Classe de l'âme fléchie

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

$$\frac{159}{5.6} = 28.39 \leq 72 \quad \text{L'âme de classe 1}$$

- Classe de la semelle comprimée

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

$$\frac{100/2}{8.6} = 5.81 \leq 10 \quad \text{La semelle de classe 1}$$

Donc la section du profilé global est de classe 1

- Vérification au cisaillement :

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

$$Q_{ELU} = 1.35 \times (P_p + G) + 1.5 \times (Q)$$

$$Q_{ELU} = 1.35 \times [22.4 + (566 \times 1.2)] + 1.5 \times (100 \times 1.2)$$

$$Q_{ELU} = 1127.16 \text{ daN/ml}$$

$$V_{sd} = \frac{Q_{ELU} \times L}{2} = \frac{1127.6 \times 6}{2} = 3382.8 \text{ daN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{M0} \times \sqrt{3}}$$

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

$$A_v = 1384.56 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{1384.56 \times 235}{1.1 \times \sqrt{3}} = 17077.58 \text{ daN}$$

$$0.5 \times V_{pl,rd} = 8538.79 \text{ daN} > V_{sd} = 3382.8 \text{ daN} \quad \text{CV}$$

• Vérification au moment fléchissant :

On doit vérifier que: $M_{sd} \leq M_{plyrd}$

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

$$M_{sd} = 0.842 M_0 = 0.842 \frac{Q_{ELU} \times L^2}{8}$$

Avec :

$\left\{ \begin{array}{l} M_0 : \text{la flèche d'une poutre simplement appuyée.} \\ L : \text{la longueur de travée la plus longue de la solive.} \end{array} \right.$

$$Q_{ELU} = 1127.16 \text{ daN/ml}$$

Donc :

$$M_{sd} = 0.842 \frac{1127.16 \times 6^2}{8} = 4270.81 \text{ daN.m}$$

$$M_{plyrd} = \frac{W_{ply}}{v_{m0}} \times f_y \quad M_{plyrd} = \frac{220.6 \times 10^3}{1.1} \times 235 = 4712.82 \text{ daN.m}$$

$$M_{plyrd} = 4712.82 \text{ daN.m} > M_{sd} = 4270.81 \text{ daN.m} \quad \text{CV}$$

Le profilé **IPE200** répond à toutes les conditions de règlement **CCM97** concernant la vérification de la résistance et la vérification de la flèche.

III.2.1.3 Solive de plancher étage courant :

La procédure de calcul des solives pour l'étage courant est la même.

Le calcul des solives est récapitulé dans les tableaux III.3 :

Tableau III.3 : Pré-dimensionnement des solives d'étage courant

Élément	Q _{ELS} (daN/ml)	Q _{ELU} (daN/ml)	Profilé choisie	Classe du profilé	Fleche	Vérification de résistance			
						Effort tranchant		Moment fléchissant	
						V _{sd}	0.5V _{pl.rd}	M _{sd}	M _{pl.rd}
Solive d'étage courant	818.4	1180.08	IPE200	I	1.72 < 2.4	3540.24	8538.79	4471.32	4712.82

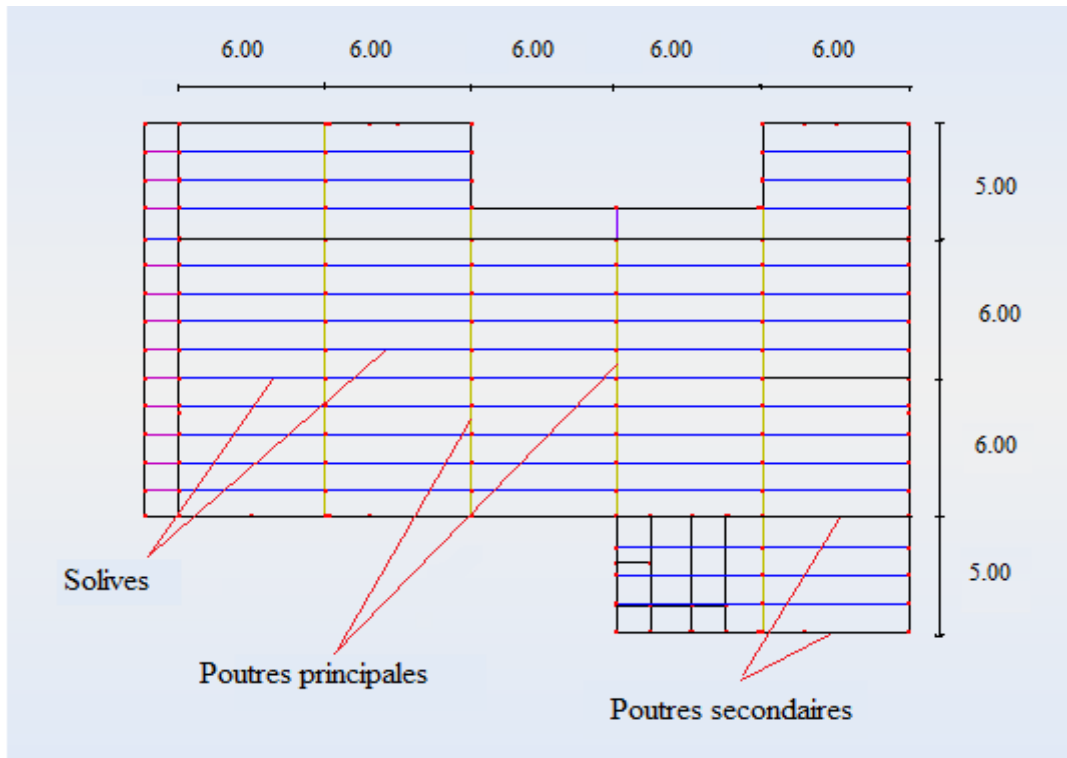


Figure III.3 : Disposition des Solives

III.2.2 Les poutres principales :

III.2.2.1. Poutre intermédiaire pour terrasse :

III.2.2.1.1 Chargements :

Tableau III.4 : Charges permanentes et d'exploitations

Chargement Surfaccique	Chargement linéaire
$G_{solive} = \frac{pp}{entraxe\ solive} \times n_s = \frac{22.4}{1.2} \times 4 = 74.66 \text{ daN/m}^2$	$G_{total} = (566 + 74.66) \times 6 = 3843.96 \text{ daN/ml}$
$G = 3843.96 \text{ daN/ml}$	
$Q = 100 \text{ daN/m}^2$	$Q_{total} = 100 \times 6 = 600 \text{ daN/ml}$
$Q = 600 \text{ daN /ml}$	
ELU	ELS
$Q_{ELU} = 1.35 \times (G + Pp) + 1.5 \times (Q)$	$Q_{ELS} = G + Q$
$Q_{ELU} = 1.35 \times (3843.96 + Pp) + 1.5 \times 600$	$Q_{ELS} = 3843.96 + 600 = 4443.96 \text{ daN/ml}$

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 $\delta_{v\max} = L/250$

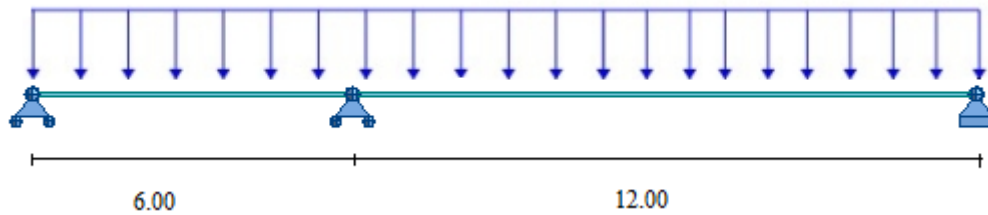


Figure III.4 : Poutre principale uniformément chargée sur plusieurs appuis.

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

$$f = 0.415 f_0 = 0.415 \times \frac{5 q L^4}{384 E I_y} \leq \frac{L}{250}$$

$\left. \begin{array}{l} f_0 : \text{la flèche d'une poutre simplement appuyée.} \\ L : \text{la longueur de travée la plus longue de la solive.} \end{array} \right\}$

$$I_y \geq \frac{0.415 \times 5 \times 4443.96 \times 12^3 \times 250}{384 \times 2.1 \times 10^{10}} \qquad I_y \geq 49399.37 \text{ cm}^4$$

Donc on choisit : IPE 550 avec $I_y = 67120 \text{ cm}^4$

Tableau III.5 : Caractéristiques du profilé IPE550

Profilé	Poids	Section	Dimension					Caractéristiques					
	G Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	d mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{ply} cm ³	W _{plz} cm ³	i _y cm	i _z cm
IPE550	106	134	550	210	17.2	11.1	467.6	67120	2668	2787	400.5	22.35	4.45

• Vérification de la flèche (poids propre inclus) :

La flèche doit satisfaire la condition suivante :

$$f \leq \delta_{v\max} \qquad f = 0.415 f_0 = 0.415 \times \frac{5 q L^4}{384 E I_y} \leq \frac{L}{250}$$

On ajoute le poids propre du profilé choisit : Pp = 106 Kg/m = 106 daN/ml

La charge sera : Q_{ELS} = q + Pp = 4443.96+106 = 4549.96 daN/ml

$$f = \frac{0.415 \times 5 \times 12^4 \times 4549.96}{384 \times 2.1 \times 10^{10} \times 671.20 \times 10^{-6}} = 0.036 \text{ m} < \frac{L}{250} = 0.048 \text{ m} \quad \text{CV}$$

III.2.2.1.2 Vérification de la condition de résistance (ELU) :

- **Classe du profilé IPE 550 :**
- Classe de l'âme fléchie :

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

$$\frac{467.6}{11.1} = 42.12 \leq 72 \quad \text{L'âme de classe 1}$$

- Classe de la semelle comprimée :

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

$$\frac{210/2}{17.2} = 6.10 \leq 10 \quad \text{La semelle de classe 1}$$

Donc la section du profilé global est de classe 1

- **Vérification au cisaillement :**

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

$$Q_{ELU} = 1.35 \times (P_p + G) + 1.5 \times (Q)$$

$$Q_{ELU} = 1.35 \times [106 + 3843.96] + 1.5 \times 600$$

$$Q_{ELU} = 6232.44 \text{ daN/ml}$$

$$V_{sd} = \frac{Q_{ELU} \times L}{2} = \frac{6232.44 \times 12}{2} = 37394.67 \text{ daN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{M0} \times \sqrt{3}}$$

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

$$A_v = 7192.52 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{7192.52 \times 235}{1.1 \times \sqrt{3}} = 88714.70 \text{ daN}$$

$$0.5 \times V_{pl,rd} = 44357.35 \text{ daN} > V_{sd} = 37394.67 \text{ daN} \quad \text{CV}$$

• **Vérification au moment fléchissant :**

On doit vérifier que: $M_{sd} \leq M_{Plyrd}$

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

$$M_{sd} = 0.502 M_0 = 0.502 \frac{Q_{ELU} \times L^2}{8}$$

$$Q_{ELU} = 6232.44 \text{ daN/ml}$$

Donc :

$$M_{sd} = 0.502 \frac{6232.44 \times 12^2}{8} = 56316.27 \text{ daN.m}$$

$$M_{Plyrd} = \frac{W_{Ply}}{V_{m0}} \times f_y \quad M_{Plyrd} = \frac{2787 \times 10^3}{1.1} \times 235 = 59540.45 \text{ daN.m}$$

$$M_{Plyrd} = 59540.45 \text{ daN.m} > M_{sd} = 56316.27 \text{ daN.m} \quad \text{CV}$$

Le profilé **IPE550** répond à toutes les conditions de **CCM97** concernant la vérification de résistance et la vérification de la flèche.

Remarque : la procédure de calcul des poutres de la structure est la même pour les autre poutres. Le calcul des poutres est récapitulé dans les tableaux suivants.

III.2.2.2. Poutre de rive pour terrasse :

Tableau III.6 : Pré dimensionnement de la poutre de rive

Elément	Q _{ELS} (daN/ml)	Q _{ELU} (daN/ml)	Profilé choisie	Classe du profilé	Fleche	Vérification de résistance			
						Effort tranchant		Moment fléchissant	
						V _{sd}	0.5V _{pl.rd}	M _{sd}	M _{pl.rd}
Poutre de rive	2221.98	3149.43	IPE450	I	3.6<4.8	18896.58	31344.17	28458.24	36360.9

Tableau III.7 : Caractéristiques du profilé IPE450

Profilé	Poids	Section	Dimension					Caractéristiques					
	G Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	d mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{ply} cm ³	W _{plz} cm ³	i _y cm	i _z cm
IPE450	77.6	98.8	450	190	14.6	9.4	378.8	33740	1676	1702	276.4	18.48	4.12

III.2.2.3 Poutre intermédiaire pour étage courant :

Tableau III.8 : Pré dimensionnement de la poutre intermédiaire

Élément	Q _{ELS} (daN/ml)	Q _{ELU} (daN/ml)	Profilé choisie	Classe du profilé	Fleche	Vérification de résistance			
						Effort tranchant		Moment fléchissant	
						V _{sd}	0.5V _{pl.rd}	M _{sd}	M _{pl.rd}
P.P étage courant	4539.96	6497.04	IPE550	I	3.7<4.8	38982.27	88714.70	58707.25	59540.45

III.2.2.4 Poutre de rive pour étage courant :

Tableau III.9 : Pré dimensionnement de la poutre de rive

Élément	Q _{ELS} (daN/ml)	Q _{ELU} (daN/ml)	Profilé choisie	Classe du profilé	Fleche	Vérification de résistance			
						Effort tranchant		Moment fléchissant	
						V _{sd}	0.5V _{pl.rd}	M _{sd}	M _{pl.rd}
Poutre de rive	2269.98	3281.73	IPE450	I	3.7<4.8	19690.38	31344.17	29653.71	36360.90

III.2.3 Les poutres secondaires :

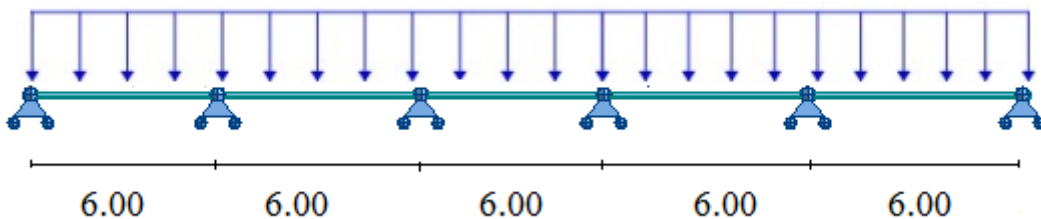


Figure III.5: Poutre secondaire uniformément chargée sur plusieurs appuis

III.2.3.1 Poutre secondaire pour terrasse :

Tableau III.10: Pré dimensionnement poutre secondaire terrasse

Elément	Q_{ELS} (daN/ml)	Q_{ELU} (daN/ml)	Profilé choisie	Classe du profilé	Fleche	Vérification de résistance			
						Effort tranchant		Moment fléchissant	
						V_{sd}	$0.5V_{pl.rd}$	M_{sd}	$M_{pl.rd}$
Poutre secondaire	3996	5561.68	IPE360	I	2.00<2.4	16685.05	21651.63	20022.04	21769.54

III.2.3.2 Poutre secondaire pour étage courant :

Tableau III.11: Pré dimensionnement poutre secondaire étage courant

Elément	Q_{ELS} (daN/ml)	Q_{ELU} (daN/ml)	Profilé choisie	Classe du profilé	Fleche	Vérification de résistance			
						Effort tranchant		Moment fléchissant	
						V_{sd}	$0.5V_{pl.rd}$	M_{sd}	$M_{pl.rd}$
Poutre secondaire	4092	5826.28	IPE360	I	2.05<2.40	17478.85	21651.63	20974.61	21769.54

III.2.4 Les poteaux :

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

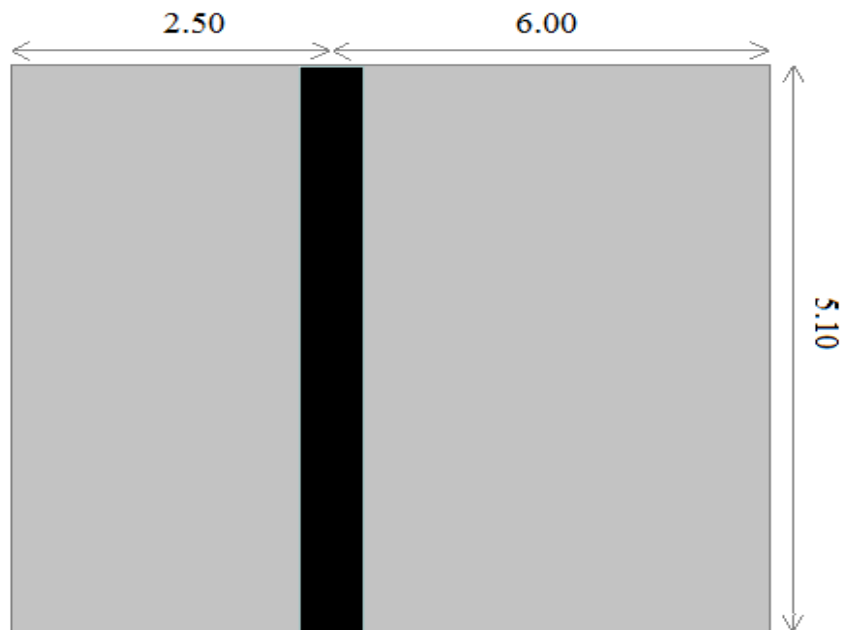


Figure III.6 : Surface afférente reprise par le poteau le plus sollicité.

La charge du vent est de $V = 32.74 \text{ daN/m}^2$

$$q = 32.74 \times (2.5 + 6) = 278.29 \text{ daN/ml}$$

$$I_y \geq \frac{278.29 \times 5.1^3 \times 250}{8 \times 2.1 \times 10^{10}} = 5493.37 \text{ cm}^4$$

Donc les poteaux doivent être au minimum HEA240 avec $I_y = 7763 \text{ cm}^4$

III.2.4.2 Vérification de la condition de résistance (ELU) :

Pour la vérification de résistance de section on calcule les poteaux à la compression simple. On choisit un poteau central auquel revient la plus grande surface.

La hauteur des poteaux est de $h = 5.1 \text{ m}$.

Le poteau le plus sollicité c'est celui qui porte une surface de $S = 51 \text{ m}^2$.

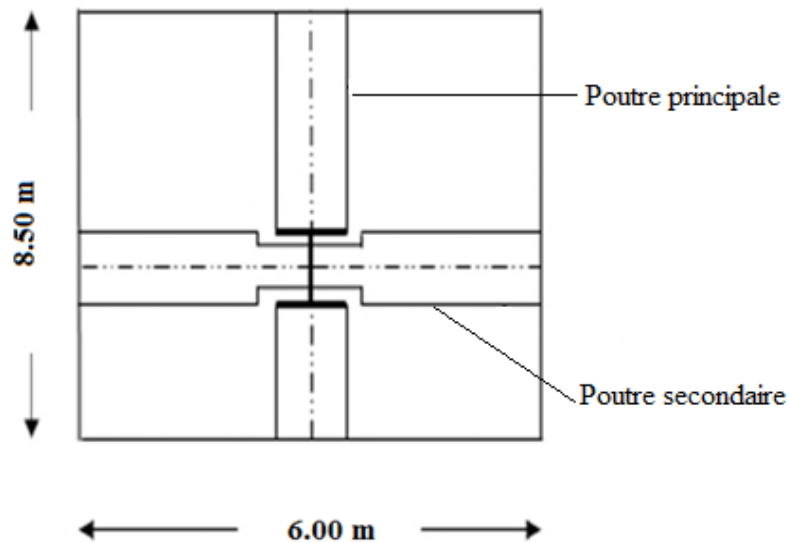


Figure III.5: Surface reprise par le poteau le plus sollicité

III.2.4.2.1 Chargement :

➤ **Les charges permanentes :**

- Poids du plancher terrasse

$$566 \times (8.5 \times 6) = 28866 \text{ daN}$$

- Poids du plancher courant

$$432 \times (8.5 \times 6) = 22032 \text{ daN}$$

- Poids de la poutre principale (terrasse) IPE 500

$$90.7 \times 8.5 = 770.95 \text{ daN}$$

- Poids de la poutre principale (courant) IPE 500

$$90.7 \times 8.5 = 770.95 \text{ daN}$$

- Poids des solives (terrasse) IPE200

$$22.4 \times (4 \times 6) = 537.6 \text{ daN}$$

- Poids des solives (étages) IPE200

$$22.4 \times (4 \times 6) = 537.6 \text{ daN}$$

- Poids de la poutre secondaire (terrasse) IPE360

$$57.1 \times 6 = 342.6 \text{ daN}$$

- Poids de la poutre secondaire (étages) IPE360

$$57.1 \times 6 = 342.6 \text{ daN}$$

➤ **Les charges d'exploitations :**

$$\text{Plancher terrasse : } 100 \times (6 \times 8.5) = 5100 \text{ daN}$$

$$\text{Plancher courant : } 250 \times (6 \times 8.5) = 12750 \text{ daN}$$

$$\text{Surcharges de la neige (terrasse) : } 26.56 \times (6 \times 8.5) = 1354.56 \text{ daN}$$

III.2.4.2.2 Section du poteau :

a) Poteau niveau 2 :

$$N_{G \text{ terrasse}} = 30517.15 \text{ daN}$$

$$N_{Q \text{ terrasse}} = 5100 \text{ daN}$$

$$N_{sd} \leq N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$N_{sd} = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 1.35 \times 30517.15 + 1.5 \times 5100 = 48848.15 \text{ daN}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{48848.15 \times 1.1 \times 10^{-1}}{235} = 22.87 \text{ cm}^2$$

On prend un **HEA 160** avec : $A = 38.8 \text{ cm}^2$; $P_p = 30.4 \text{ daN/ml}$

b) Poteau niveau 1 :

$$N_{G \text{ étage}} = 23683.15 \text{ daN}$$

$$N_{Q \text{ étage}} = 12750 \text{ daN}$$

Dans ce cas, l'effort repris par le poteau est :

$$N_G = N_{G \text{ terrasse}} + N_{G \text{ étage}} + \text{Poids HEA160} = 54306.7 \text{ daN}$$

$$N_G = N_{Q \text{ terrasse}} + N_{Q \text{ étage}} = 17850 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 1.35 \times 54306.7 + 1.5 \times 17850 = 100089.05 \text{ daN}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{100089.05 \times 1.1 \times 10^{-1}}{235} = 46.85 \text{ cm}^2$$

On prend un **HEA 220** avec : $A = 64.3 \text{ cm}^2$; $P_p = 50.5 \text{ daN/ml}$

C) Poteau RDC :

Dans ce cas, l'effort repris par le poteau est :

$$N_G = N_{G \text{ terrasse}} + 2.N_{G \text{ étage}} + \text{Poids HEA160} + \text{Poids HEA220} = 78166.45 \text{ daN}$$

$$N_Q = N_{Q \text{ terrasse}} + 2.N_{Q \text{ étage}} = 30600 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 1.35 \times 78166.45 + 1.5 \times 30600 = 151424.71 \text{ daN}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{151424.71 \times 1.1 \times 10^{-1}}{235} = 70.88 \text{ cm}^2$$

On prend un **HEA240** avec : $A = 76.8 \text{ cm}^2$; $P_p = 60.3 \text{ daN/ml}$

➤ **Récapitulation des sections adoptées aux différents étages :**

Tableau III.12 récapitulatifs des sections adoptées

Niveau	Section de Poteaux
RDC	HEA240
1^{er} Etage	HEA 220
2^{em} Etage	HEA 160

III.2.4.2.3 Vérification a la compression :

- **Classe du profilé HEA 240 :**

➤ Classe de l'âme comprimée :

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

$$\frac{164}{7.5} = 21.87 \leq 72 \quad \text{L'âme de classe 1}$$

- Classe de la semelle comprimée :

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

$$\frac{240/2}{12} = 10 = 10 \quad \text{La semelle de classe 1}$$

Donc la section du profilé global est de classe 1

Tableau III.13 : Caractéristiques du profilé HEA240

Profilé	Poids	Section	Dimension					Caractéristiques					
	G Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	d mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{ply} cm ³	W _{plz} cm ³	i _y cm	i _z cm
HEA240	60.3	76.8	230	240	12	7.5	164	7763	2769	744.6	351.7	10.05	6.00

• 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 correspond à la plus faible inertie du profilé donc selon l'axe z-z

$$\bar{\lambda} = \left[\frac{\lambda}{\lambda_1} \right] \times \beta_A^{0.5} \quad \text{avec:} \quad \begin{cases} \lambda = \frac{l_f}{i_z} = \frac{0.5 \times 5.1}{6 \times 10^{-2}} = 42.5 \text{ avec } l_f = 0.5 l \text{ (Enc - Enc)} \\ \lambda_1 = 93.9 \times \varepsilon = 93.9 \quad \text{avec} \quad \varepsilon = \left[\frac{235}{f_y} \right]^{0.5} = 1 \end{cases}$$

$\bar{\lambda} = 0.45 > 0.2$ Donc il y a un risque de flambement du poteau

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

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

$$\frac{h}{b} = \frac{230}{240} = 0.96 < 1.2 \quad \text{avec } t_f = 12 \text{ mm} < 100 \text{ mm} \rightarrow z - z \rightarrow c$$

Donc la courbe de flambement est **c** → **0.49**

$$\phi = 0.5 \times [1 + 0.49 \times (0.45 - 0.2) + 0.45^2] = 0.66$$

$$\chi = \frac{1}{0.66 + [0.66^2 - 0.45^2]^{0.5}} = 0.875$$

$$N_{plRd} = 0.875 \times 1 \times 7680 \times \frac{235}{1.1} = 143563.64 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 151424.71 \text{ daN} > N_{plRd} = 143563.64 \text{ daN} \quad \text{Condition n'a pas vérifier}$$

Donc il faut augmenter la section du profilé, on prend un **HEA260**

$$\bar{\lambda} = \left[\frac{\lambda}{\lambda_1} \right] \times \beta_A^{0.5} \text{ avec: } \begin{cases} \lambda = \frac{l_f}{i_z} = \frac{0.5 \times 5.1}{6.5 \times 10^{-2}} = 39.23 \text{ avec } l_f = 0.5 \text{ l (Enc - Enc)} \\ \lambda_1 = 93.9 \times \varepsilon = 93.9 \quad \text{avec} \quad \varepsilon = \left[\frac{235}{f_y} \right]^{0.5} = 1 \end{cases}$$

$$\bar{\lambda} = 0.42 > 0.2 \quad \text{Donc il y a un risque de flambement du poteau}$$

$$\frac{h}{b} = \frac{250}{260} = 0.96 < 1.2 \quad \text{avec } t_f = 12.5 \text{ mm} < 100 \text{ mm} \rightarrow z - z \rightarrow c$$

Donc la courbe de flambement est **c** → **0.49**

$$\phi = 0.5 \times [1 + 0.49 \times (0.42 - 0.2) + 0.42^2] = 0.64$$

$$\chi = \frac{1}{0.64 + [0.64^2 - 0.42^2]^{0.5}} = 0.89$$

$$N_{plRd} = 0.89 \times 1 \times 8680 \times \frac{235}{1.1} = 165038.36 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 151424.71 \text{ daN} < N_{plRd} = 165038.36 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifier}$$

Le profilé **HEA260** répond à toutes les conditions de CCM97 concernant la vérification de la résistance.

Remarque : pour des raisons de standardisation en adopte des poteaux de **HEA260** pour tous les niveaux.

Tableau III.14 : Caractéristiques du profilé HEA260

Profilé	Poids	Section	Dimension					Caractéristiques					
	G Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	d mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{ply} cm ³	W _{plz} cm ³	i _y cm	i _z cm
HEA260	68.2	86.8	250	260	12.5	7.5	177	10450	3668	919.8	430.2	10.97	6.50

Chapitre IV

Etude du plancher mixte

IV.1. Introduction :

Les structures mixtes permettant une construction à la fois légère, flexible et robuste, et présente une résistance au feu élevée sans isolation additionnelle. Un plancher collaborant est un élément de construction constitué d'une Tôle d'acier profilée laminé à froid une dalle de compression, qui repose sur la structure porteuse du bâtiment composé de poutrelle métalliques.

En d'autre part la tôle, représente plusieurs fonctionnements:

- Une plate-forme de travail
- De coffrage lors du bétonnage de la dalle
- D'armatures inférieures de la dalle mixte

Pour notre Bâtiment le plancher collaborant à usage de bureau administrative il

S'étale sur une surface de 519, 312 m²

IV.1.1. Les caractéristiques des matériaux utilisés

- Béton

type C25/30 d'épaisseur de 10cm de caractéristique suivant :

- La résistance à la compression : $f_{cj}=25\text{MPa}$
- La résistance moyenne à la traction : $f_{tj}=2,9\text{MPa}$
- Le module sécant d'élasticité à prendre en compte pour les actions ayant des effets à court terme : $E_{cm}=31000\text{MPa}$
- La masse volumique $\rho= 2500 \text{ kg/m}^3$
- Le Coefficient de retrait du béton $\xi = 2.10^{-4}$
- Coefficient d'équivalence Aciers/béton : $n = \frac{E_a}{E_{cm}} = 6,77$

- Acier de construction laminée à chaud

- Module de Young : 210 000 MPa
- Nuance d'acier S235

- Aciers de Tôle profilées

Pour notre plancher collaborant le choix était d’adopter un système qui satisfera les critères de conception des planchers mixtes, il est essentiel de déterminer si les matériaux et le système sont adaptés pour une conception durable, à la situation du bâtiment et au climat environnant. Pour ce la il s’est avéré qu’une Tôle de type HI Bond 55-800 d’épaisseur de 1mm remplier ces fonctions et qui se présente sous les caractéristiques suivantes :

Tableau IV. 1:Caractéristique de la tôle Hi-bond 55-800 (Annexe7)

HI-BOND 55.800

Epaisseur nominale de la tôle		Section (cm ²)	Poids* (daN/m ²)	Position fibre neutre (cm)		Moment d’inertie i (cm ⁴)	Modules de résistance (cm ³)	
galvanisée	nue			v _i	v _s		I/v _i	i/v _s
0,75	0,71	10,487	8,72	3,32	2,58	57,928	17,448	22,453
0,88	0,84	12,407	10,23	3,32	2,58	68,535	20,643	26,564
1,00	0,96	14,179	11,63	3,32	2,58	78,325	23,592	30,359
1,20	1,16	17,133	13,95	3,32	2,58	94,643	28,506	36,684

* Les poids correspondent aux tôles galvanisées et tiennent compte des recouvrements.

Profil HI BOND 55-800

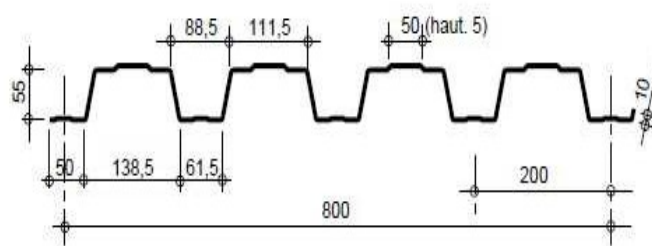


Figure IV. 1: Caractéristiques géométriques de la tôle HI Bond 55-800

Aciers d’armatures

- Limite d’élasticité $f_{yk}=500$ MPa (S500)
- Module de Young : 210 000 MPa

IV.1.2. Procédure de calcul

Le calcul se fait en deux phases, phase de construction et la phase finale

- phase de construction :

L'acier et le béton travaille indépendamment, en doit prendre en compte les charges suivantes :

- Poids propre de la tôle

- Poids du béton frais

- Surcharge de construction « personnel d'exécution, personnel d'encadrement, équipement de chantier léger »

- **phase définitive :**

Marquer par le durcissement du béton dans ce cas la, le béton et l'acier travaille ensemble.

IV.1.3. Dimensionnement de la dalle mixte du plancher :

Dans cette partie, nous allons concevoir et calculer la dalle mixte de plancher pour qu'elle résiste aussi bien en phase de chantier qu'après le développement de l'action mixte en phase final

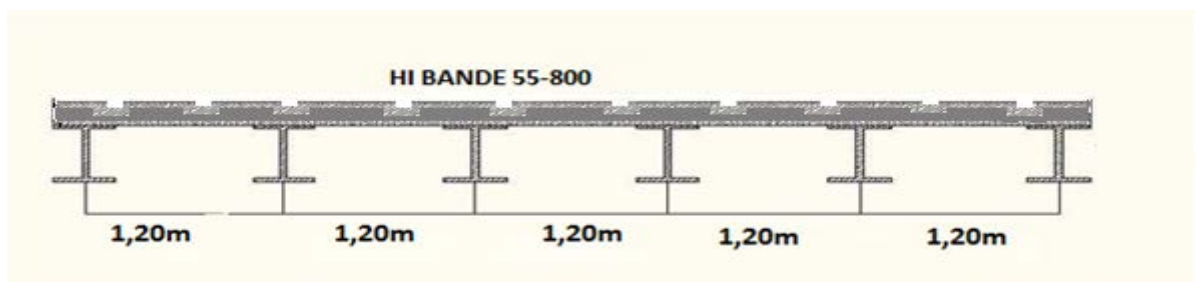


Figure IV. 2: Disposition des solives au niveau de la dalle mixte

Données relatives de la Tôle :

- Limite d'élasticité $f_{yk}=320 \text{ N/mm}^2$

- Epaisseur $t_s=1 \text{ mm}$

- moment d'inertie $I=78.32.5 \text{ cm}^4/\text{m}$

- Aire d'acier $A = 14.18 \text{ cm}^2/\text{m}$

Données relatives de la dalle :

- Epaisseur de la dalle $h_t = 100 \text{ mm}$

- Epaisseur de la dalle au dessus de la nervure de la tôle $h_c = 45 \text{ mm}$

- Epaisseur de la dalle au dessous des nervure de la tôle $h_p = 55 \text{ mm}$

- Epaisseur de la dalle $h_t = 100 \text{ mm}$

Définition des charges :

Tableau IV. 2: Charge à considérer au stade construction

Phase de construction		
Charge permanente	poids propre de la tôle	$G_1 = 0.1163 \text{ kN/m}^2$
	poids propre du béton frai	$G_2 = 2.6 \text{ kN/m}^2$
Charge de construction	Sur une surface de $3 \times 3 \text{ m}$	$q_1 = 1.5 \text{ kN/m}^2$
	En dehors de cette surface	$q_2 = 0.75 \text{ kN/m}^2$

La charge de construction est décrit à la partie «**7.3.2.1(2) l'EC4 partie1-1** »

Les charges par ml :

$$G_1 = 0.1163 \text{ kN/m}^2 \times 1.20 \text{ m} = 0.1395 \text{ kN/ml}$$

$$G_2 = 2.6 \text{ kN/m}^2 \times 1.20 \text{ m} = 3.12 \text{ kN/ml}$$

$$q_1 = 1.50 \text{ kN/m}^2 \times 1.20 \text{ m} = 1.8 \text{ kN/ml}$$

$$q_2 = 0.75 \text{ kN/m}^2 \times 1.20 \text{ m} = 0.9 \text{ kN/ml}$$

Tableau IV. 3: Charge à considérer au stade final

	phase final	
	Plancher courant	
Charge permanganate « DTR BC2.2 C, 4 »	Revêtement en Carrelage (2cm)	$g_1=0.02 \times 20.00=0.40 \text{ kN/m}^2$
	Mortier de Pose (2cm)	$G_2=0.02 \times 20.00=0.40 \text{ kN/m}^2$
	Cloison	$g_3=0.6 \text{ kN/m}^2$
	Poids de la tôle	$G_4=0.1163 \text{ kN/m}^2$
	Dalle de forme (1cm)	$g_5=0.1 \times 25.00=2.50 \text{ kN/m}^2$
	Faux plafond	$g_6=0.30 \text{ kN/m}^2$
	Plancher Terrasse inaccessible	
	Dalle de forme ep 10cm	$g_7=0.1 \times 25.00=2.50 \text{ kN/m}^2$
	Isolation thermique (4cm)	$g_8=0.04 \times 4.00=0.16 \text{ kN/m}^2$
	Faux plafond	$G_9=0.30 \text{ kN/m}^2$
	Etanchéité multicouche (5cm)	$G_{10}=0.05 \times 6.00=0.30 \text{ kN/m}^2$
	Forme de pente (10cm)	$g_{11}=0.1 \times 20.00=2.00 \text{ kN/m}^2$
	Gravier de protection	$g_{112}=0.04 \times 17.00=0.68 \text{ kN/m}^2$
	Poids de la tôle	$g_{13}=0.1163 \text{ kN/m}^2$

Charge d'exploitation (bureau) <p style="text-align: center;">« DTR BC2.2 »</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Plancher Etage courant $Q=2.5 \text{ kN/m}^2$ <ul style="list-style-type: none"> • Plancher Etage terrasse inaccessible $Q=1 \text{ kN/m}^2$
--	---

Plancher courant

La charge par ml :

$$g_1 = 0.40 \text{ kN/m}^2 \times 1.20 \text{ m} = 0.48 \text{ kN/ml}$$

$$g_2 = 0.40 \text{ kN/m}^2 \times 1.20 \text{ m} = 0.48 \text{ kN/ml}$$

$$g_3 = 0.6 \text{ kN/m}^2 \times 1.20 \text{ m} = 0.72 \text{ kN/ml}$$

$$g_4 = 0.1163 \text{ kN/m}^2 \times 1.20 \text{ m} = 0.13956 \text{ kN/ml}$$

$$g_5 = 2.5 \text{ kN/m}^2 \times 1.20 \text{ m} = 3 \text{ kN/ml}$$

$$g_6 = 0.30 \text{ kN/m}^2 \times 1.20 \text{ m} = 0.36 \text{ kN/ml}$$

$$G = 5.18 \text{ kN/ml}$$

$$Q = 2.5 \text{ kN/m}^2 \times 1.20 \text{ m} = 3 \text{ kN/ml}$$

Plancher Terrasse inaccessible

$$g_7 = 2.50 \text{ kN/m}^2 \times 1.20 \text{ m} = 3 \text{ kN/ml}$$

$$g_8 = 0.16 \text{ kN/m}^2 \times 1.20 \text{ m} = 0.192 \text{ kN/ml}$$

$$g_9 = 0.30 \text{ kN/m}^2 \times 1.20 \text{ m} = 0.36 \text{ kN/ml}$$

$$g_{10} = 0.30 \text{ kN/m}^2 \times 1.20 \text{ m} = 0.36 \text{ kN/ml}$$

$$g_{11} = 2.00 \text{ kN/m}^2 \times 1.20 \text{ m} = 2.4 \text{ kN/ml}$$

$$g_{12} = 0.68 \text{ kN/m}^2 \times 1.20 \text{ m} = 0.816 \text{ kN/ml}$$

$$g_{13} = 0.1163 \text{ kN/m}^2 \times 1.20 \text{ m} = 0.139 \text{ kN/ml}$$

$$G = 7.26 \text{ kN/ml} \text{ et } Q = 1 \text{ kN/m}^2 \times 1.20 \text{ m} = 1.20 \text{ kN/ml}$$

IV.1.4. Vérification de la tôle en tant que coffrage

Il est nécessaire de vérifier la résistance de la tôle en phase de chantier aussi bien à l'état limite ultime qu'à l'état limite de service, conformément à **l'EN1993-1-3 Eurocode 3 partie 1-3 calcul des structures métalliques.**

➤ Etat limite ultime ELU :

Moment de flexion maximale Le système statique de la tôle lors du bétonnage ainsi que les différents cas de charges sont représentés dans la figure suivante

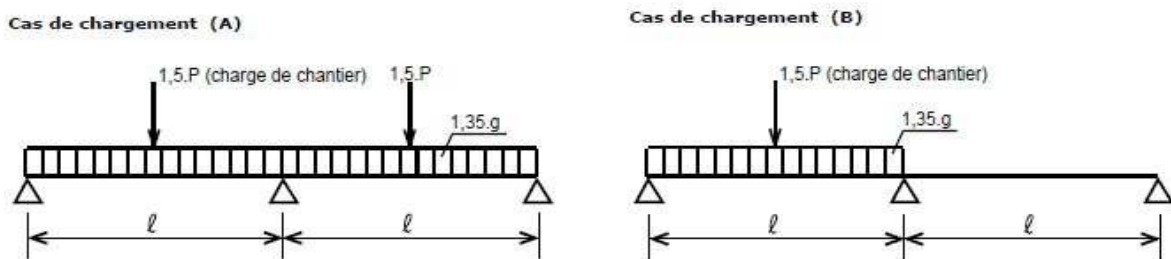


Figure IV. 3: Représentations des Cas de charge

Cas de charge 1 (**Annexe-8**)

$$M_{sd+} = 0.070 \times 1.35 \times (0.1395 + 3.12)1.20^2 + 0.156 \times 1.50 \times (0,9)1.20 = 0.6962 \text{ kN.m}$$

Cas de charge 2

$$M_{sd-} = 0.096 \times 1.35 \times (0.1395 + 3.12) \times 1.20^2 + 0.203 \times 1.50 \times (1,8 - 0,9) \times 1.20 = 0.90 \text{ kN.m}$$

Vérification :

$$M_{rd+} = \frac{M_{rk+}}{\gamma} = \frac{6,3}{1,1} = 5.72 \text{ kN.m} > 0.6962 \text{ kN.m} \quad 5.72$$

$$M_{rd-} = \frac{M_{rk-}}{\gamma} = \frac{5,4}{1,1} = 4.90 \text{ kN.m} > 0.90 \text{ kN.m} \quad 4.90$$

Remarque : le M_{RK+} et le M_{RK-} sont des valeurs (calculées) données par le fabricant

Annexe -9

➤ Etat limite de service :

La flèche, qui résulte du poids propre du béton frais et du poids propre de la tôle ne devrait pas excéder à $f_{max} = L/180$ **(EN 1994-1-1 §7.5.2 (2))**.

$$f = K_f \frac{5 \times G \times l^2}{384 \times E \times I_{tole}} \quad (\text{Annexe - 10})$$

K_f : coefficient en fonction de nombre de travées

$$f = 0,49 \times \frac{5 \times (3.26) \times 1200^2}{384 \times 21 \times 10^4 \times 78.32 \times 10^4} = 1.82 \text{ mm} < 5.66 \text{ mm}$$

La flèche calculée est inférieure à la flèche maximale donc, pas de risque d'accumulation du béton sous la flèche, dans ce cas la tôle peut faire l'objet de coffrage pendant la construction

IV.1.5. Vérification de la dalle mixte

- Etat limite ultime :

- Calcul du moment sollicitant M_{sd}

1. Cas de plancher courant .

$$M_{sd} = K_1 \frac{1.35 \times g \times l^2}{8} + K_2 \frac{1.50 \times q \times l^2}{8} \quad (\text{Annexe - 11})$$

$$M_{sd} = 0,40 \frac{1.35 \times 5,18 \times 1.200^2}{8} + 0,70 \frac{1.50 \times 3 \times 1,200^2}{8} = 1.07 \text{ KN.m}$$

2. Cas de terrasse

$$M_{sd} = 0,40 \frac{1.35 \times 7,26 \times 1.200^2}{8} + 0,70 \frac{1.50 \times 1,2 \times 1.200^2}{8} = 0,93 \text{ KN.m}$$

$K_1=0,40$, $K_2=0,70$: Coefficient adimensionnelle pour les travées intérieures

Calcul de l'effort tranchant :

$$V_{sd} = \frac{l}{2} \times (K_1 \times 1.35 \times g) + K_2 \times 1.50 \times q \quad (\text{Annexe - 11})$$

1. Cas de plancher courant .

$$V_{sd} = \frac{1,2}{2} \times (1 \times 1.35 \times 5,18) + 1 \times 1.50 \times 3 = 11.49 \text{ KN}$$

2. Cas de terrasse

$$V_{sd} = \frac{1,2}{2} \times (1 \times 1.35 \times 7,26) + 1 \times 1.50 \times 1 = 7.38 \text{ KN}$$

- Calcul à la résistance à la flexion

Axe neutre $x = \frac{A \times f_{yp}}{0.85 \times b \times f_{cd}}$

Avec $f_{yp} = \frac{320}{1} = 320 \text{ N/mm}^2$ $f_{cd} = \frac{25}{1.5} = 16.7 \text{ N/mm}^2$

A : l'aire de la tôle

d=d_p: distance entre la fibre comprimée et le GC des armature tendues.

b : la largeur de calcul de la dalle prise à 1m

$$x = \frac{1418 \times 320}{0.85 \times 1000 \times 16.7} = 31.96 \text{ mm}$$

$$M_{rdpl} = A \times f_y \times (d_p - \frac{x}{2})$$

$$M_{rdpl} = 1418 \times 320 \times (72.5 - \frac{31.96}{2}) = 25.6410^6 \text{ N. mm} = 25.64 \text{ kN. m}$$

1.Cas de plancher courant

$$M_{sd} = 1.07 \text{ kN. m} < M_{rdpl} = 25.64 \text{ kN. m} \text{ Condition vérifiée}$$

2.Cas de terrasse

$$M_{sd} = 0.93 \text{ kN. m} < M_{rdpl} = 25.64 \text{ kN. m} \text{ Condition vérifiée}$$

- Calcul à la résistance au cisaillement vertical (ruine type III)

$$V_{r,rd} = \text{Max} (0.12 \cdot K \times (100 \cdot \rho \cdot f_{ck})^{1/3}, V_{min}) b_w \cdot d$$

Annexe-13

Avec : $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d_p}} = 2.66$

$$\rho = \frac{A}{b_w \times d_p} = \frac{1418}{307,5 \times 72,5} = 63,6 \cdot 10^{-3} < 0.02 \text{ en}$$

prend $\rho=0.02$

b_w =307.5 mm : Largeur moyenne des nervures de béton

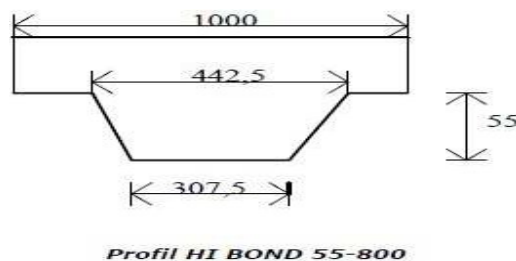


Figure IV. 4: Largeur moyenne (Annexe 14)

$$V_{v,rd} = 0.12 \times 2.66 \times (100 \times 0.02 \times 25)^{1/3} \times 307.5 \times 72.5 = 26.21 \text{ kN}$$

Valeur minimale :

$$V_{\min} = 0,035 \times K^{\frac{1}{3}} \times \sqrt{f_{ck}}$$

$$V_{\min} = 0,035 \times 2,66^{1/3} \times \sqrt{25} = 0,2427 \text{ kN}$$

$$V_{rd,\min} = 0,2427 \times 307,5 \times 72,5 = 5,410 \text{ kN}$$

1. Cas de plancher courant .

$$V_{v,rd} = 26,21 \text{ kN} > 11,49 \text{ kN} = V_{sd} \text{ Condition Vérifiée}$$

1. Cas de terrasse

$$V_{v,rd} = 26,21 \text{ kN} > 7,38 \text{ kN} = V_{sd} \text{ Condition Vérifiée}$$

- **Calcul à la résistance au cisaillement longitudinal :**

Méthode m-k dans cette méthode semi-empirique, il faut démontrer que l'effort de calcul maximal V_{sd} pour une largeur de dalle b n'est pas supérieur au cisaillement de calcul $V_{l,rd}$ « méthode dédiée du manuel de construction Mixte Acier béton selon le

EN 1994-1-1 de déc 2004 »

$$V_{l,rd} = b \cdot d_p \cdot \left(m \cdot \frac{A}{b \cdot l_s} + K \right) \cdot \frac{1}{\gamma_s} \quad \text{Annexe - 15}$$

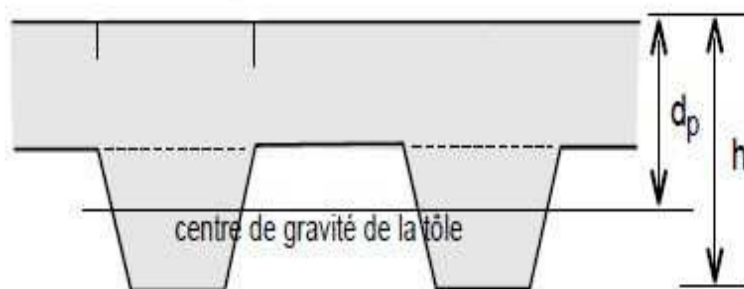


Figure IV. 5: Caractéristiques géométriques de la dalle mixte

Avec :

- b, d sont exprimé en mm

- A : l'aire de la section

m, k : les valeur m et k , dépendent donc du type de tôle profilée et des dimensions de la section de la dalle, ils sont fournies par les fabricants de tôle profilées

$$m = 2291 \text{ N/mm}^2 \quad K = 0,345 \text{ N/mm}^2$$

Annexe-14

Ls :Portée de cisaillement en mm

$l_s = \frac{l}{4}$ (pour une charge uniforme appliquée sur la totalité de la travée

Annexe 15

$$V_{l,rd} = 1000 \times 72,5 \times \left(2291 \times \frac{1418}{1000 \cdot 1500} + 0,345 \right) \times \frac{1}{1,25} = 145,62 \text{ kN}$$

Toutes les vérifications de résistance de la dalle mixte à ELU sont satisfaisantes

- Etat limite de servis :

Déterminée Coefficient d'équivalence $n = \frac{E_a}{E_c}$

Avec : $E_a = 210000 \text{ N/mm}^2$

$E_c = 31000 \text{ N/mm}^2$

$$n = \frac{210000}{31000} = 6.77$$

Remarque : A noté que pour le calcul du coefficient d'équivalence 'n' « si le bâtiment n'est pas destiné au stockage et ne comporte pas d'élément précontrainte, on peut prendre un coefficient d'équivalence moyen entre court et long terme :

$2 \times (E_a/E_{cm}) = 2 \times (210000/31000) = 13,54$ avec $E_{cm} = 31000 \text{ Mpa}$ pour un béton de type C25/30 « **Clause 2.1(8.3) Calcul et dimensionnement selon les eurocodes 3 et 4** »
 $n = 2n = 13.54$

- Moment d'inertie de la section fissurée

$$I_{b,sup} = \frac{b \cdot x^3}{3 \cdot n} + A \cdot (d - X_c)^2 + I_p$$

$$X_c = \frac{n \cdot A}{b} \cdot \left(\sqrt{1 + \frac{2 \cdot b \cdot d}{n \cdot A}} - 1 \right)$$

$$X_c = \frac{13,54 \times 1418}{1000} \cdot \left(\sqrt{1 + \frac{2 \cdot 1000 \cdot 72,5}{13,54 \cdot 1418}} - 1 \right) = 33.56 \text{ mm}$$

$$I_{b,sup} = \frac{1000 \times 33,56^3}{3 \times 13,54} + 1418 \cdot (72.5 - 33.56)^2 + 78,32 \cdot 10^4 = 2,9341 \cdot 10^4 \text{ mm}^2$$

- Moment d'inertie de la section non fissurée :

$$I_{b,inf} = \frac{b \cdot h_c^3}{12n} + \frac{b \cdot h_c}{n} \cdot \left(x - \frac{h_c}{2} \right) + \frac{b_0 \cdot h_p^3}{12n} + \frac{b_0 \cdot h_p}{n} \cdot \left(x - \frac{h_c}{2} \right) \cdot (h_t - x_{inf} - h_p/2)^2 + A(d - x_{inf})^2 + I_p$$

$$I_{b,inf} = \frac{1000.45^3}{12.13,54} + \frac{1000.45}{13,54} \cdot (33,56 - \frac{45}{2}) + \frac{61.5.55^3}{12.13,54} + \frac{61,5.55}{13,54} \cdot (33,56 - \frac{45}{2}) \cdot (100 - 39,20 - 55/2) + 1418 (72,5 - 39,20) + 78,32 \cdot 104 = 4,1829. 106mm^4$$

Avec

$$x_{inf} = \frac{b \cdot \frac{hc}{2} + b_0 \cdot hp \cdot (ht - \frac{hp}{2}) + n \cdot A \cdot d}{b \cdot hc + b_0 \cdot hp + n \cdot A}$$

$$x_{inf} = \frac{1000 \cdot \frac{45}{2} + 61.5.55 \cdot (100 - \frac{55}{2}) + 13.54.1418.72,5}{1000.45 + 61,5.55 + 13.54 \cdot 1418} = 39.20 \text{ m}$$

$$I_{moy} = \frac{I_{b,inf} + I_{b,sup}}{2} = 3,5585. 10^6 mm^4$$

Flèche : **EN 1992-1-1 §7.4.1(4)**

Poids du revêtement sol :

$$f_1 = \frac{0,0068 \cdot g \cdot 1 \cdot L^4}{E \cdot I_{moy}} = \frac{0,0068 \cdot 0,4 \cdot 1200^4}{210000 \cdot 3,5585 \cdot 10^6} = 0.0754 \text{ mm}$$

Charge d'exploitation :

$$f_2 = \frac{0,0099 \psi \cdot Q_{exploitation} \cdot L^4}{E \cdot I_{moy}} = \frac{0,0099 \cdot 0,7 \cdot 3 \cdot 1200^4}{210000 \cdot 3,5585 \cdot 10^6} = 0.0576 \text{ mm}$$

$$f_3 = \frac{0,0099 \psi \cdot Q_{exploitation} \cdot L^4}{E \cdot I_{moy}} = \frac{0,0099 \cdot 0,7 \cdot 1,2 \cdot 1200^4}{210000 \cdot 3,5585 \cdot 10^6} = 0.02 \text{ mm}$$

Flèche totale :

$$f = f_1 + f_2 = 0.065 \text{ mm} < \frac{1200}{250} = 4.8 \text{ CV}$$

$$f = f_1 + f_3 = 0.0954 \text{ mm} < \frac{1200}{250} = 4.8 \text{ CV}$$

Ferrailage de la dalle en béton seules les armatures anti fissuration son nécessaires.

min Aa=0,004.b.hc=0,004.1000 mm.45 mm=180 mm² **EN1994-1-1 §9.8.1(2)**

Dans ce but les armatures Ø8/160 mm devraient suffire.

➤ Dimensionnement de la connexion de la solive :

Des connecteurs doivent être prévus tout le long de la poutre à fin de transmettre l’effort de cisaillement longitudinal entre la dalle et la poutre en acier. Le choix de la connexion que se soit pour les solives ou pour les sommiers le choix était d’adopté des goujons à tête pour leur facilité de mise en ouvre, leurs caractéristique géométriques, et en plus ils sont les plus utiliser.

La condition pour choisir le calibre du goujon $h_t > 4d$ avec $16\text{ mm} < d < 25\text{ m}$, diamètre de la tige .

$$100\text{ mm} > 4(16\text{ mm}) = 64\text{ mm}$$

Dénomination du goujon choisi : TRW Nelson KB5/8 -75

Dénomination du goujon à tête	h_{sc} (mm)	d fût (mm)	d1 tête (mm)	ht tête (mm)	f_y (N/mm ²)	f_u (N/mm ²)
TRW Nelson KB 5/8"-35	35	16	31.7	8	350	450
TRW Nelson KB 5/8"-50	50	16	31.7	8	350	450
TRW Nelson KB 5/8"-75	75	16	31.7	8	350	450
TRW Nelson KB 5/8"-100	100	16	31.7	8	350	450
TRW Nelson KB 5/8"-150	150	16	31.7	8	350	450
TRW Nelson KB 5/8"-175	175	16	31.7	8	350	450
TRW Nelson KB 3/4"-50	50	19	31.7	10	350	450
TRW Nelson KB 3/4"-60	60	19	31.7	10	350	450
TRW Nelson KB 3/4"-75	75	19	31.7	10	350	450
TRW Nelson KB 3/4"-80	80	19	31.7	10	350	450

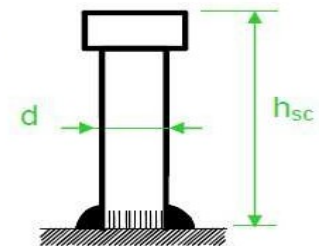


Figure IV. 6: Caractéristiques géométriques des goujons à tête

Vérifier la résistance des goujons à tête :

$$P_{rd} = \min(P_{rd1}, P_{rd2}) \text{ Art 6. 3. 2(1)Eurocode 4}$$

$$p_{rd1} = 0.8 \cdot K_t \cdot \frac{f_u \left(\frac{\pi \cdot d^2}{4} \right)}{\gamma_v} = 0,8 \cdot 37 \cdot \frac{450 \cdot (3,14 \cdot 16^2)}{4 \cdot 1,25} = 21,4110^3 N = 21,41 kN$$

Coefficient de réduction k : pour les bacs d’acier dont les nervures sont perpendiculaires à la poutre d’acier le coefficient de réduction est calcul comme suit :

$$k_t = \frac{0,7}{\sqrt{n}} \cdot \frac{b_0}{h_p} \cdot \left(\frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right) = 0,37 < k_{t,max} = 0,85$$

Avec : $h_p = 55\text{mm}$ $K_{t,max} = 0,85$

$h_{sc} = 75\text{mm}$

$$b_0 = 82 \text{ mm}$$

$$n = 1$$

$$P_{rd2} = 0,29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \frac{\sqrt{F_c 28 \cdot E_{cm}}}{1,25} = 0,29 \cdot 1 \cdot 16^2 \cdot \frac{\sqrt{25 \cdot 31000}}{1,25} = 52,28 \text{ kN}$$

Avec : - α : facteur correctif pris égale à 1 si $\frac{h_{sc}}{d} > d = \frac{75 \text{ mm}}{16 \text{ mm}} = 4,68 > 4$

- f_u : résistance ultime à la traction de l'acier du goujon

Donc le $P_{Rd} = \text{Min}(21,41 \text{ kN}, 52,28 \text{ kN}) = 21,41 \text{ kN}$

Détermination de l'effort total de cisaillement longitudinal V_{1N}

$$V_{1N} = \min\left(\frac{A_a \cdot f_y}{\gamma_a}; 0,85 \cdot b \cdot e \cdot f_c \cdot h_c \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}\right) = \min(713 \text{ kN}; 892,5 \text{ kN}) = 713 \text{ kN}$$

On déduit le nombre de connecteurs par longueur critique, nécessaire pour obtenir une connexion complète :

$$n_{fAB} = n_{fBC} = \frac{V_{1N}}{P_{rd2}} = \frac{713 \text{ kN}}{52,28 \text{ kN}} = 13,63 \text{ goujons}$$

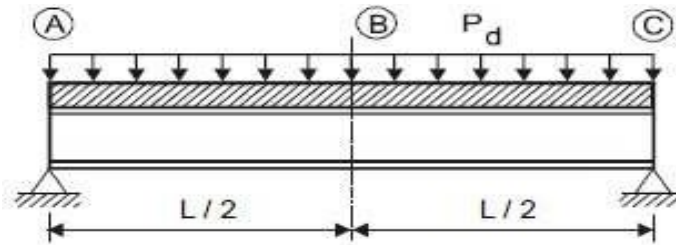


Figure IV. 7: Longueur critique des poutres simplement appuyées

Sur une longueur critique de 3m on va disposer 14 goujon d'un espacement de 10 cm entre chaque un

Le degré de connexion $\eta = \frac{n}{n_f} = \frac{14}{13,86} = 1,01 > 0,4$ vérifiée

n : Nombre de connecteurs adopté pour cette même longueur

n_f : Nombre de connecteurs correspondant à une connexion complète, déterminée pour cette longueur de poutre .

Chapitre V

Etude sismique

V.1. Introduction :

Les actions sismiques sur un bâtiment sont des actions dynamiques complexes. Elles se manifestent par des mouvements essentiellement horizontaux imposées aux fondations.

Les constructions résistent à ces mouvements par des forces d'inertie dues à leur masse qui s'opposent aux mouvements. Ce qui entraîne bien entendu des efforts dans la structure.

L'objectif visé dans ce chapitre est la détermination des efforts sismiques susceptibles à solliciter la structure.

V.2. Critères de classification par le RPA99 version2003 :

V.2.1. Classification de l'ouvrage :

Pour ce cas, et d'après la classification RPA : ORAN se situe dans une zone de sismicité moyenne ZONE IIa.

La classification des ouvrages se fait sur le critère de l'importance de l'ouvrage relativement au niveau sécuritaire, économique et social.

- Groupe 1A : Ouvrage d'importance vitale.
- Groupe 1B : Ouvrage de grande importance.
- Groupe 2 : Ouvrage courant ou d'importance moyenne.
- Groupe 3 : Ouvrage de faible importance.

Cet ouvrage représente un bâtiment à usage administratif, il est considéré comme ouvrage courant ou d'importance moyenne (bâtiment d'habitation collective ou à usage de bureaux dont la hauteur ne dépasse pas 48m) (§3.2 RPA99 V2003)

Le sol est de catégorie S3 (site meuble).

V.3. Principe de la méthode modale spectrale :

On peut utilisée la méthode spectrale pour tous les cas. Le principe consiste à détermination des modes propres de vibrations dans la structure et le maximum des effets engendrées par l'action sismique, qui sera représentée par un spectre de réponse de calcul. Les modes propres dépendent de la masse de la structure.

V.4. Analyse dynamique de la structure :

L'étude dynamique d'une structure permet de déterminer les caractéristiques dynamiques propres. Ces derniers sont obtenus en considérant le comportement en vibration libre non amorti, qui permettra de calculer les efforts et les déplacements maximums lors d'un séisme.

V.4.1. Modélisation de la structure :

Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions des rigidités et de masse de façon à prendre en compte tous les modes de déformations significatifs dans le calcul des forces d'inerties sismiques.

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.

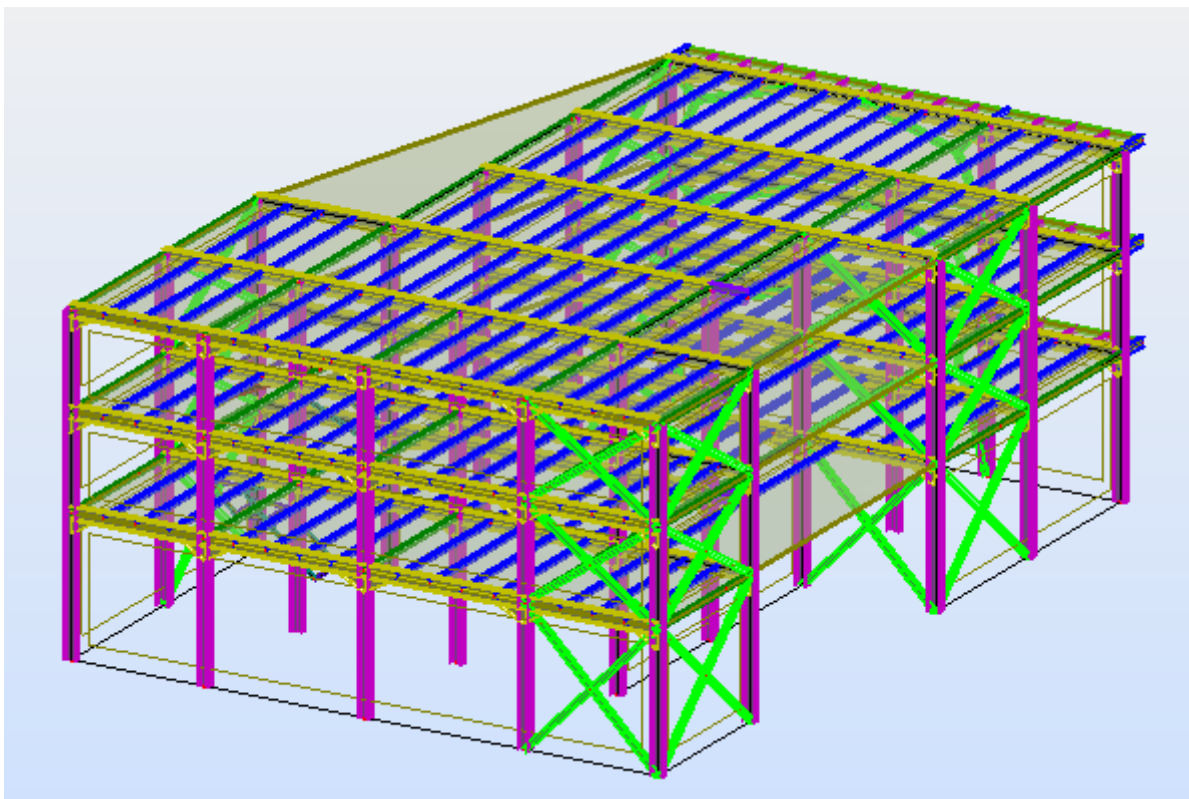


Figure V.1 : Modèle de la structure en 3D

V.4.2. Calcul de la force sismique totale :

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

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

A : coefficient d'accélération de la zone, donné par le tableau (4.1) de RPA 99/2003, fonction de la zone sismique et du groupe d'usage du bâtiment.

Dans notre cas :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Zone IIa} \\ \text{Groupe d'usage 2 (art 3.2 de RPA 99/2003)} \end{array} \right. \quad \mathbf{A=0.15}$$

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

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

Avec :

T_2 : Période caractéristique associée à la catégorie du site, donnée par le tableau 4.7 art 4.2.3. (RPA 99/2003).

Site meuble S3

$$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{T1 = 0.15s} \\ \mathbf{T2 = 0.50s} \end{array} \right.$$

Où : ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance de remplissages, donné par le **tableau 4.2 du RPA99/2003 art 4.2.3.**

Portique en acier avec remplissage dense donc : $\xi = 5\%$ alors $\eta = 1$

T : période fondamentale de la structure, elle est donnée par la formule suivante :

$$T = C_t \times h_N^{3/4} \quad (\text{eq 4.6 ; art 4.2.4; RPA99/2003})$$

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

$$h_N = 12.10 \text{ m}$$

- C_t : coefficient, fonction du système de contreventement, du type remplissage et donné par le tableau 4.6 (RPA99/2003).

Dans notre cas, le contreventement assuré par des palées triangulées et des murs en maçonnerie. $C_t = 0,05$

A partir de tous ces données,

$$T = 0,05 (12.10)^{3/4} = 0.32 \text{ s} \quad (\text{Art 4.2.4; RPA99/2003})$$

$$\text{On à : } 0 \text{ s} < T = 0.32 \text{ s} < T_2 = 0.50 \text{ s}$$

$$\text{Donc : } D = 2.5 \times \eta = 2.5$$

R : coefficient de comportement global de la structure, donné par le tableau 4.3 (**Art 4.2.3 RPA 99/2003**), en fonction du système de contreventement.

Structure métallique contreventée par palées triangulées en X. **R = 4**

Q : facteur de qualité est fonction de :

- La redondance et la géométrie des éléments de la structure
- La régularité en plan et en élévation
- La qualité du contrôle de la construction

La valeur de Q est déterminée par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q \quad (\text{eq 4.7 Art 4.2.4 ; RPA 99/2003})$$

P_q est la pénalité à retenue selon que le critère de qualité (q) est satisfait ou non, sa valeur est donnée à partir du (**tableau 4.4, art 4.2.3 RPA 99/2003**)

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

Critère de qualité	Valeur de P_q	
	P_{qx}	P_{qy}
1- condition minimale de files de contreventement	0	0.05
2-redondance en plan	0.05	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	0.10	0.10
	0.15	0.15
	$Q_x=1.15$	$Q_y=1.15$

W : poids total de la structure (Calculée par ROBOT).

W_i est égal à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau (i)

$$W = \sum W_i$$

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

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

W_{Qi} : charge d'exploitation.

β : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, donné par le **tableau 4.5, arti4.2.3 (RPA 99/2003)**

Notre bâtiment est à usage administratif donc $\beta = 0,20$

Tableau V.2. Résume des valeurs

Paramètre	Sens X	Sens Y
A	0.15	0.15
D	2.5	2.5
Q	1.15	1.15
R	4	4
W (daN)	1005413.18	1005413.18

La force sismique totale :

$$V_x = 1005413.18 \times \frac{0.15 \times 2.5 \times 1.15}{4} = 108396.11 \text{ daN}$$

$$V_y = 1005413.18 \times \frac{0.15 \times 2.5 \times 1.15}{4} = 108396.11 \text{ daN}$$

V.4.3. Spectre de réponse :

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

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

Pour notre étude le spectre de réponse est donné par le logiciel (spectre RPA99 v 2003), avec les données suivantes :

- La zone IIa (Oran)
- Groupe d'usage 2 (Ouvrages courant ou d'importances moyennes)
- Site meuble : S3
- Le pourcentage $\xi(\%)$ d'amortissement critique = 5%
- Coefficient de comportement global de la structure $R= 4$
- Facteur de la qualité de la structure $Q_x= 1.15$ (suivant X)
- Facteur de la qualité de la structure $Q_y= 1.15$ (suivant Y)

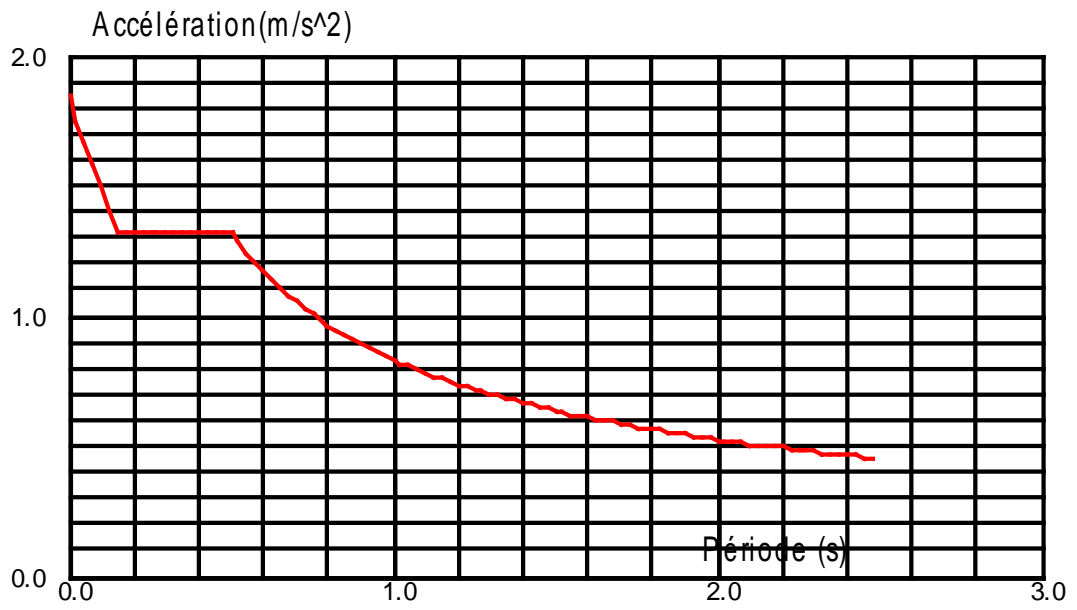


Figure V.2 : spectres de réponse suivant X

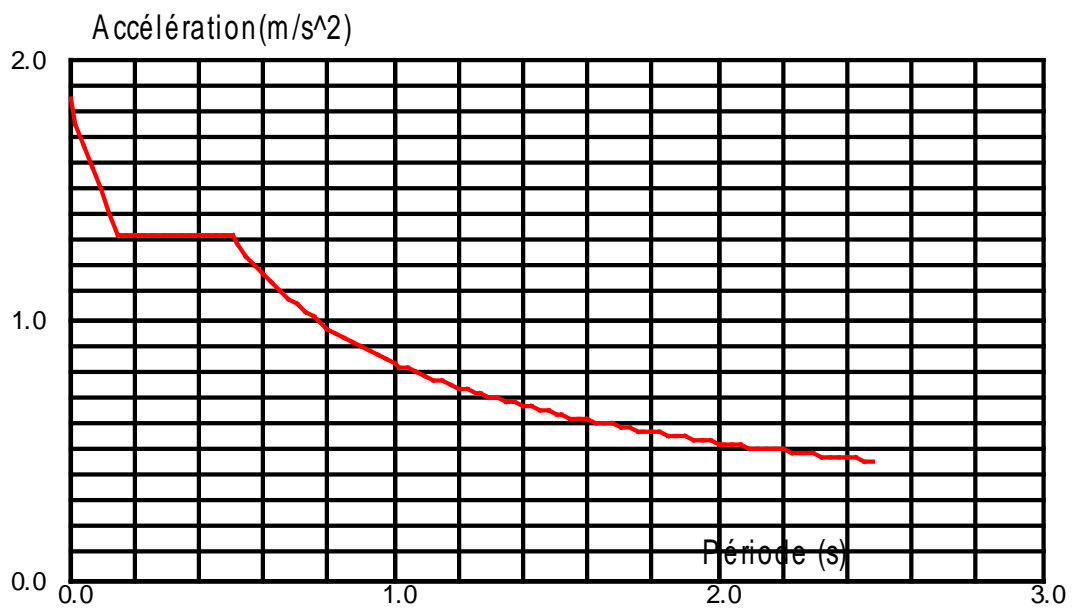


Figure V.3 : spectres de réponse suivant Y

V.5. Nombre de modes de vibrations à considérer :

V.5.1. Pourcentage de participation de masse :

Selon le RPA99/V2003, Le nombre de modes de vibration à retenir doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Tableau V.3 . le pourcentage de participation de masse

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]
19/ 1	2.66	0.38	1.61	0.71
19/ 2	2.71	0.37	80.71	2.77
19/ 3	3.23	0.31	81.45	86.60
19/ 4	4.06	0.25	81.48	86.62
19/ 5	4.36	0.23	91.46	88.76
19/ 6	7.03	0.14	91.46	88.76
19/ 7	9.26	0.11	95.92	88.86
19/ 8	9.44	0.11	97.81	88.93
19/ 9	10.13	0.10	97.82	88.93
19/ 10	10.87	0.09	97.83	98.42

A partir de ce tableau, on remarque que le taux de participation de la masse dépasse le seuil de 90% à partir du mode 10 sont suffisant pour représenter un très bon comportement de la structure.

V.5.2. Les réponses modales de la structure :

Les déformations de la structure suivant les modes de vibration les plus prépondérants sont :

Premier mode :

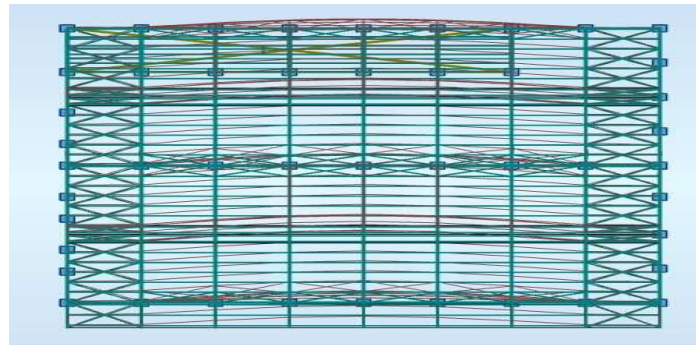


Figure V.4 : Mode de déformation 1

Deuxième mode :

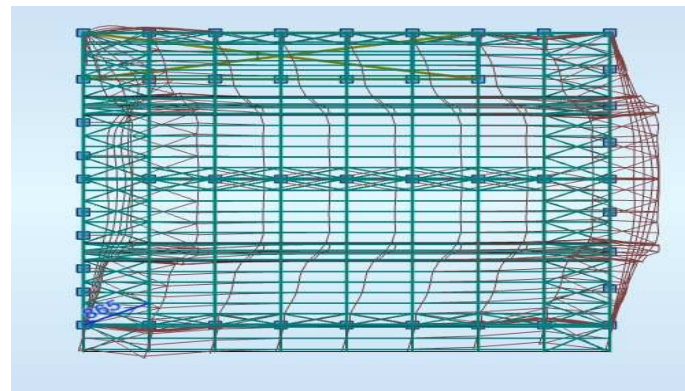


Figure V.5 : Mode de déformation 2

Troisième mode :

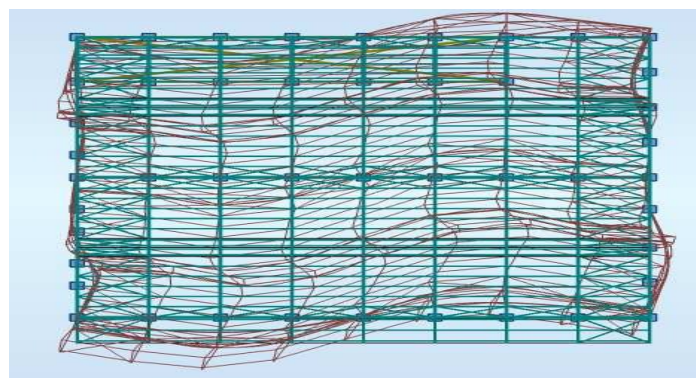


Figure V.6 : Mode de déformation 3

V.6. Vérification de la structure :**V.6.1. 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 : $T = 0.38$ s.

La période empirique est donnée par la formule suivante :

$$T = C_t \times h_N^{3/4} \quad (\text{Eq 4.6 ; Art 4.2.4; RPA99/2003})$$

h_N : Hauteur en mètre de la base de la structure au dernier niveau N.

C_t : Coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage

$$\text{Dans ce cas : } \left\{ \begin{array}{l} C_t = 0,05 \\ T_{emp} = 0.32 \text{ s} \end{array} \right\}$$

$$\text{Donc : } T = 0.38 \text{ s} < 130\% T_{emp} = 0.415 \text{ s.} \quad \text{Condition vérifié}$$

V.6.2. Vérification de la force sismique à la base :

Selon l'article **4.3.6 du RPA99/2003**, la résultante des forces sismique à la base V_{dyn} obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{st} .

$$0.8 V_{st} < V_{dyn}$$

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

$$r = \frac{0.8 V_{st}}{V_{dyn}}$$

D'après le fichier des résultats du **Robot** on a :

$$V_{dyn,X} = 108584.44 \text{ daN}$$

$$V_{dyn,Y} = 111834.53 \text{ daN}$$

On à :

$$0,8V_{st,X} = 0,8 \times 108396.11 = 86716.89 \text{ daN} < V_{dyn,X} \quad (\text{condition vérifiée}).$$

$$0,8V_{st,Y} = 0,8 \times 108396.11 = 86716.89 \text{ daN} < V_{dyn,Y} \quad (\text{condition vérifiée}).$$

V.6.3.Vérification des déplacements :

Le RPA99/2003 précise que le déplacement horizontal est calculé sous les forces sismiques seules et préconise de limiter les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents à 1% de la hauteur d'étage (article 5.10).

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

$$\delta_K = R \times \delta_{eK} \quad (\text{Art 4.1.9 RPA99/2003})$$

R : coefficient de comportement R= 4

δ_{eK} : Déplacement dus aux forces sismiques, à partir du fichier ROBOT on aura le tableau suivant :

Tableau V.4 Valeurs des déplacements dus aux forces sismiques.

Niveau	$\delta_{eK}(X)$ (cm)	$\delta_{eK}(Y)$ (cm)
0	0	0
5.10	1.3	0.7
8.60	2.2	1.3
12.10	2.8	1.8

Le déplacement relatif au niveau « K » par rapport au niveau « K-1 » est égale à :

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1}$$

La valeur du déplacement limite est donnée par :

$$\frac{h_i}{100} = \frac{510}{100} = 5.10 \text{ cm}$$

Les déplacements horizontaux et relatifs sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau V.5 déplacements horizontaux et relatifs sous séisme

Niveau(m)	Déplacements Horizontaux (cm)		Déplacements Relatifs (cm)	
	$\delta_K(X)$	$\delta_K(Y)$	$\Delta K(X)$	$\Delta K(Y)$
0	0	0	0	0
5.10	5.2	2.8	5.2	2.8
8.60	8.8	5.2	3.6	2.4
12.10	11.2	7.2	2.4	2

$$\Delta (\max) = 5.20 < 5.10 \text{ cm}$$

Donc les déplacements relatifs latéraux sont vérifiés.

Chapitre VI

Dimensionnement des
éléments principaux et
secondaires

VI.1. Introduction :

Après avoir fait le choix de la structure porteuse du bâtiment (poteaux, poutres) on dimensionne chaque élément à partir des conditions suivantes :

- Condition de flèche pour déterminer le type de profilé adéquat
- Vérification faite selon la condition de résistance

VI.2. Dimensionnement des poutres :

Les poutres principales sont des éléments structuraux, qui supporte les charges des planchers et les transmettent aux poteaux, elles sont sollicitées principalement par un moment fléchissant.

VI.2.1. Poutre principale :

On prend un HEA 500.

D'après le Logiciel ROBOT, on prend la valeur 1.35 G+1.5Q.

Le moment et l'effort tranchant sollicitant ont pour valeurs:

$$M_{sd} = 222,06 \text{ KN.m}$$

$$V_{sd} = 360,71 \text{ KN}$$

VI.2.1.1 Vérification à la résistance Vérification au cisaillement :

Il faut vérifiée que $V_{sd} \leq V_{pl,rd}$

$$V_{sd} = 360,71 \text{ KN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{m0} \times \sqrt{3}} = \frac{185218 \times 235}{1.1 \times \sqrt{3}} = 22845,34 \text{ KN}$$

$$A_v = A - 2btf + (tw + 2r) tf$$

$$A_v = 197500 - 2 \times 300 \times 23 + (12 + 2 \times 27) \times 23 = 185218 \text{ mm}^2$$

$$0.5 \times V_{pl,rd} = 11422,67 \text{ daN} > V_{sd} = 360,71 \text{ daN} \quad \text{CV}$$

VI.2.1.2 Vérification au moment résistant :

$$M_{sd} = 222,06 \text{ KN.m}$$

$$M_{ply,rd} = \frac{W_{ply}}{\gamma_{m0}} \times f_y = \frac{3949 \times 10^3}{1.1} \times 235 = 843,65 \text{ KN.m}$$

$$M_{Ply,rd} = 843,65 \text{ KN.m} > M_{sd} = 222,06 \text{ KN.m}$$

VI.2.1.3 Vérification au déversement

On doit vérifier que :

$$M_{sd} \leq M_{brd} = \chi_{LT} \times \beta_w \times \frac{W_{ply}}{\gamma_{m0}} \times f_y$$

Avec : $M_{sd} \Rightarrow$ moment appliqué $M_{sd} = 222,06$

M_{brd} moment résistant χ_{LT} est le coefficient de réduction pour le déversement donné par :

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + [\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0,5}}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] (\beta_w)^{0,5}$$

$$\lambda_1 = 93,9 \varepsilon = 93,9$$

$$\lambda_{LT} = \left(\frac{L/i_z}{\sqrt{C_1^{0,5} \times \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L}{i_z} \right)^2 \right]^{0,25}}} \right)$$

C_1 facteur dépend des conditions de charge et d'encastrement ($C_1 = 1,132$).

$$\text{Donc : } \lambda_{LT} = 31,60$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = 0,33 < 0,4 \text{ (pas de risque de déversement)}$$

$$\Phi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$$

$$\alpha_{LT} = 0,21 \text{ pour les profils laminés, donc } \Phi_{LT} = 0,56 \text{ et } \chi_{LT} = 0,98$$

$$\text{Donc : } M_{brd} = 333,64 \text{ KN.m} > M_{sd} = 222,06$$

Tableau VI. 1 Vérification avec robot.

Résultats		Messages					
Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas	
Famille : 2 Poutre P							
449 POUTRE P44	HEA 500	ACIER	50.21	165.31	0.98	8 1.35G+1.5Q	

VI.2.2 Vérification de la poutre secondaire :

La longueur de la poutre L= 6 m Les efforts sont tirés à partir du ROBOT:

Sous la combinaison : 1,35G+1,5Q

La section IPE 220 est de classe 01 en flexion simple

VI.2.2.1Vérification à la résistance Vérification au cisaillement :

Il faut vérifiée que $V_{sd} \leq V_{pl,rd}$

$$V_{sd} = 42,24KN$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{m0} \times \sqrt{3}} = \frac{2566,97 \times 235}{1.1 \times \sqrt{3}} = 316,617 KN$$

$$A_v = A - 2bt_f + (tw + 2r) t_f$$

$$A_v = 53,8 \times 10^2 - 2 \times 150 \times 10,7 + (7,1 + 2 \times 15) \times 10,7 = 2566,97 mm^2 > V_{sd} \quad CV.$$

$$0.5 \times V_{pl,rd} = 158,31 daN > V_{sd} = 42,24 daN \quad \text{Condition vérifier.}$$

VI.2.2.2Vérification au moment résistant :

$$M_{sd} = 42,41 KN.m$$

$$M_{Plyrd} = \frac{W_{Ply}}{\gamma_{m0}} \times f_y = \frac{628 \times 10^3}{1.1} \times 235 = 134,163 KN.m > M_{sd}$$

➤ **Vérification à la stabilité**

On doit vérifier que :

$$M_{sd} \leq M_{brd} = \chi_{LT} \times \beta_w \times \frac{W_{Ply}}{\gamma_{m0}} \times f_y$$

Avec : $M_{sd} \Rightarrow$ moment appliqué $M_{sd} = 42,41$

M_{brd} moment résistant χ_{LT} est le coefficient de réduction pour le déversement donné par :

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + [\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2]^{0,5}}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] (\beta_w)^{0,5}$$

$$\lambda_1 = 93,9\varepsilon = 93,9$$

$$\lambda_{LT} = \left(\frac{L/i_z}{\sqrt{C_1^{0,5} \times \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L}{i_z} \right)^2 \right]^{0,25}}} \right)$$

C₁ facteur dépend des conditions de charge et d'encastrement (C₁= 1,132).

Donc : λ_{LT}=127,92

λ̄_{LT}=1,36>0,4 (ya pas un risque de déversement)

$$\Phi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$$

α_{LT} =0,21 pour les profils laminés, donc Φ_{LT}=1,55 et χ_{LT}=0,45

Donc :M_{brd}=503,73KN. m >M_{sd} condition vérifier.

Tableau VI. 2 Vérification avec robot.

Résultats		Messages					
Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas	
Famille : 3 Poutre S							
135 POUTRE S1	<input checked="" type="checkbox"/> IPE 220	ACIER	65.83	242.14	0.89	8 1.35G+1.5Q	

VI.3.Vérification des systèmes de contreventement.

Les contreventements par palées de stabilité sont tendus ou comprimés, il faut donc faire les vérifications à la compression simple et à la traction.

Tableau VI. 3 propriétés de la section (2UPN220).

Symbole	Valeur	Unité	Description du symbole	Article
Caractéristiques de la section composée: 2 UPN 220				
Ax	74.80	cm ²	aire de la section	
Ay	40.00	cm ²	aire efficace en cisaillement dans la direction y	
Az	39.60	cm ²	aire efficace en cisaillement dans la direction z	
Ix	32.00	cm ⁴	moment d'inertie de torsion	
Iy	5380.00	cm ⁴	moment d'inertie par rapport à l'axe y	
Iz	1385.07	cm ⁴	moment d'inertie par rapport à l'axe z	
Wply	584.00	cm ³	module de flexion plastique par rapport à l'axe y	
Wplz	272.27	cm ³	module de flexion plastique par rapport à l'axe z	
h	22.0	cm	hauteur de la section	
b	19.0	cm	largeur de la section	
ry	8.5	cm	rayon de giration par rapport à l'axe y	
rz	4.3	cm	rayon de giration par rapport à l'axe z	

VI.3.1Vérification sous l’effort de traction

Ils sont sollicités en traction avec un effort $N_{tsd}=419,14kN$, obtenue sous la combinaison $G+Q+1,2Ex$ (combinaison qui donne l’effort maximum).

On doit vérifier que :

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

$$A = 37,4cm^2 \text{ (section brute)}$$

$$N_{trd} = \frac{37,4 \times 10^2 \times 235}{1,1} = 799KN$$

$$N_{trd} = 799KN < N_{tsd} = 419,14kN \text{ condition vérifier.}$$

Section nette

$$A_{net} = (A_{brute} - 2td_0) ; \text{ avec } d_0 : \text{ diamètre des boulons (M16) ; } t : \text{ épaisseur de la gousset.}$$

$$A_{net} = (3740 - 2 \times 10 \times 16) = 34,20 \text{ cm}^2.$$

$$N_{tsd} = \frac{34,2 \times 10^2 \times 235}{1,1} \times 10^{-3} = 730,63 \text{ KN}$$

$$N_{tsd} = 419,14 \text{ kN} < N_{trd} = 799 \text{ KN} \text{ condition vérifier.}$$

VI.3.1.2 Vérification sous l'effort de compression

Les diagonales sont sollicités à la compression seule avec un effort $N_{csd} = -419,14 \text{ kN}$, obtenue sous la combinaison $G+Q+1,2Ex$ (combinaison qui donne l'effort maximum). Donc elles doivent être vérifiées au flambement simple. Avec une longueur $L_0 = 1,92 \text{ m}$.

Tableau VI. 4 Longueur de flambement sur robot

L _{cr,z}	1.92	m	longueur de flambement de la barre
-------------------	------	---	------------------------------------

On doit vérifier que :

$$N_{csd} < N_{crd} = \chi_{min} \times A \times \beta_A \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}}$$

La classe de la section 2UPN220 est (1) donc $\beta_A = 1$

• Calcul du coefficient de réduction χ

Suivant (y-y) :

$$I_{ky} = I_0 = 1,92$$

$$\lambda_y = \frac{I_{ky}}{i_y} = \frac{1920}{84,8} = 22,26$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y \times \sqrt{\beta}}{\lambda_k} = \frac{22,26}{93,9} = 0,23$$

Courbe de flambement C : $\chi_y = 1$

Suivant (Z-Z) :

$$I_{kz} = I_0 = 1,92$$

$$\lambda_z = \frac{I_{ky}}{i_z} = \frac{1920}{23} = 33,47$$

$$\chi_z = \frac{\lambda_{z \times \sqrt{\beta}}}{\lambda_k} = \frac{33,47}{93,9} = 0,35$$

Courbe de flambement C : $\chi_z = 0,93$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_z; \chi_y) = 0,93$$

Section brute ($A = 37,4 \text{ cm}^2$.)

$$N_{\text{crd}} = \chi_{\min} \times A \times \beta_A \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}} = 817,377 \text{ KN}$$

On a : $N_{\text{csd}} = 419,14 \text{ kN} < N_{\text{crd}} = 817,377 \text{ KN}$ donc il n'y a pas de risque de flambement.

Section nette ($A_{\text{net}} = 34,20 \text{ cm}^2$)

VI.3.2. Vérification des poteaux HEA 450

Les éléments poteaux de la structure sont soumis à une compression et une flexion suivant les deux axes (y-y) et (z-z). Donc les poteaux sont dimensionnés à la flexion composée.

VI.3.2.1. Poteau de rive HEA 450 Etage courant :

Pour les poteaux de rive 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 : 1.35G+1.5Vy

Tableau VI. 5 Sollicitation sur le poteau

combinaison	h (m)	N_{sd} (daN)	M_y (daN.m)	M_z (daN.m)	V_{sd} (daN)
1.35G+1.5Vy	3.5	28235.76	33741.05	6.62	24846.24

VI.3.2.2. Classe du profilé HEA 450

- Classe de l'âme en flexion composée :

Dans ce cas $\alpha = 0.23 < 0.5$

(Tableau 53.1 CCM97)

$$\frac{d}{tw} \leq \frac{36\epsilon}{\alpha}$$

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

- **Classe de la semelle comprimée**

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

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

Donc la section du profilé est de classe I.

VI.3.2.3. 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 λ_{Lt} est de forme :

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

$$\lambda_{LT} = \frac{0.5 \times 3500 \times \left(\frac{3215 \times 103^2}{24148 \times 109 \times 9465 \times 104} \right)^{0.25}}{\sqrt{3.093 \times \left[\left(\frac{0.5}{0.5} \right)^2 + \frac{(0.5 \times 3500)^2 \times 81000 \times 243.8 \times 104}{3.142 \times 210000 \times 4148 \times 109} \right]^{0.25}}} = 8.15$$

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

ANNEXE B

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{8.15}{93.9} = 0.087 < 0.4$$

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

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

$$\frac{Nsd}{\chi_{\min} A \frac{fy}{\gamma_{M1}}} + \frac{Ky MySd}{W_{ply} \frac{fy}{\gamma_{M1}}} + \frac{Kz MzSd}{W_{plz} \frac{fy}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

• Calcul de χ_{\min}

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{\frac{Lfy}{iy}}{93.9\epsilon} = \frac{0.5 \times 3500}{189.2} = 0.098 < 0.2$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{\frac{Lfz}{iz}}{93.9\epsilon} = \frac{0.5 \times 3500}{72.9} = 0.256 > 0.2$$

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

$$\phi_z = 0.5 \times [1 + \alpha(\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}_z^2] = 0.5 \times [1 + 0.34(0.256 - 0.2) + 0.256^2] = 0.54$$

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

$$\chi_{\min} = \chi_z = \frac{1}{\phi_z + [\phi_z^2 - \lambda_z^2]0.5} = \frac{1}{0.54 + [0.54^2 - 0.256^2]0.5} = 0.98$$

• Calcul de k_y et k_z

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y Nsd}{\chi_y A fy}$$

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

$$\mu_y = 0.098 (2 \times 2.15 - 4) + \frac{(3216 \times 103 - 2896 \times 103)}{2896 \times 103} = 0.14$$

$$k_y = 1 - \frac{0.14 \times 28235.76}{1 \times 17800 \times 235} = 0.99$$

$$k_z = 1 - \frac{\mu_z Nsd}{\chi_z A fy}$$

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

$$\mu_z = 0.256 (2 \times 2.15 - 4) + \frac{(965.5 \times 103 - 631 \times 103)}{631 \times 103} = 0.607$$

$$k_z = 1 - \frac{0.607 \times 28235.76}{0.98 \times 17800 \times 235} = 0.99$$

β_{My} ; β_{Mz} : Facteurs de moment uniforme équivalent

Après avoir déterminé k_y et k_z et χ_{\min}

$$\frac{282357.6}{0.98 \times 17800 \times \frac{235}{1.1}} + \frac{0.99 \times 33741.05 \times 10^4}{3216 \times 10^3 \times \frac{235}{1.1}} + \frac{0.99 \times 6.62 \times 10^4}{965.5 \times 10^3 \times \frac{235}{1.1}} = 0.56 < 1$$

• **Vérification du cisaillement :**

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

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{m0} \times \sqrt{3}} \quad \text{avec : } A_v = A - 2 b t_f + (t_w + 2r) t_f = 6578 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{6578 \times 235}{1.1 \times \sqrt{3}} = 81135.03 \text{ daN}$$

$$0.5 \times V_{pl,rd} = 40567.52 \text{ daN} > V_{sd} = 24846.24 \text{ daN} \quad \text{CV}$$

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

VI.3.2.4. Vérification des déplacements :

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

$$\Delta \leq \Delta_{adm} \quad \text{avec } \Delta_{adm} = \frac{h}{400} = \frac{350}{400} = 0.875 \text{ cm}$$

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

σ_f : La contrainte à la flexion

$$\sigma_f = \frac{M_{ySd}}{W_{ply}} = \frac{33741.05 \times 10^4}{3216 \times 10^3} = 104.92 \text{ Mpa}$$

h : Hauteur du poteau

H : Hauteur du profil du poteau

$$k = \frac{I_{y,poutre}}{l_{poutre}} \times \frac{h_{poteau}}{I_{y,poteau}} = \frac{86970}{12000} \times \frac{3500}{63720} = 0.398$$

$$\Delta = \frac{104.92 \times 3.5^2}{3 \times 10000 \times 0.44} \left(1 + \frac{1}{2 \times 0.398}\right) = 0.219 \text{ cm}$$

$$\Delta = 0.219 \text{ cm} < \Delta_{ad} = 0.875 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$N_{crd} = \chi_{\min} \times A \times \beta_A \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}} = 747,411 \text{ kN}$$

$$N_{csd} = 419,14 \text{ kN} < N_{crd} = 747,411 \text{ kN} \quad \text{condition vérifier.}$$

VI.4 DIMENSIONNEMENT DES ESCALIERS

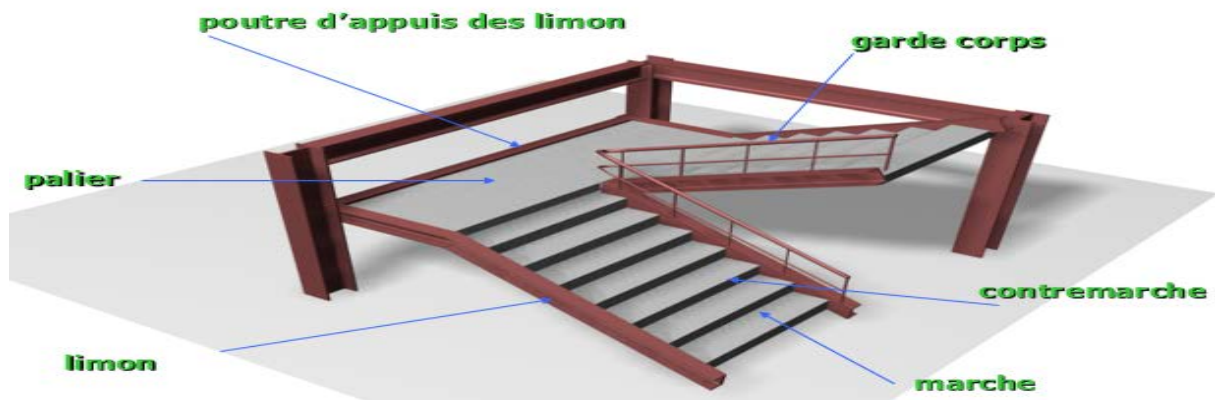


Figure VI.1 les différents éléments d'un escalier

Un escalier est une succession des marches et contre marches permettant de passer d'un niveau à un autre, un palier dont la fonction est de permettre le repos pendant la montée.

Pour notre structure en dispose d'un escalier métallique qui permet à l'accès à l'étage réservée pour les bureaux, notre escalier métallique permet un passage fréquents de plus il est sert comme une voie préférentielle pour évacuation en cas de sinistre.

La Volée est comprise entre deux paliers successifs.

Le Limon est un élément incliné supportant les marches, et aussi appelé crémaillère, pour les limons on emploie des profilés ou de la tôle, le dispositif le plus simple consiste à utiliser un fer à U sur l'âme verticale.

Le garde-corps est utilisé pour assurer la sécurité pour le personnels .

- Choix des dimensions

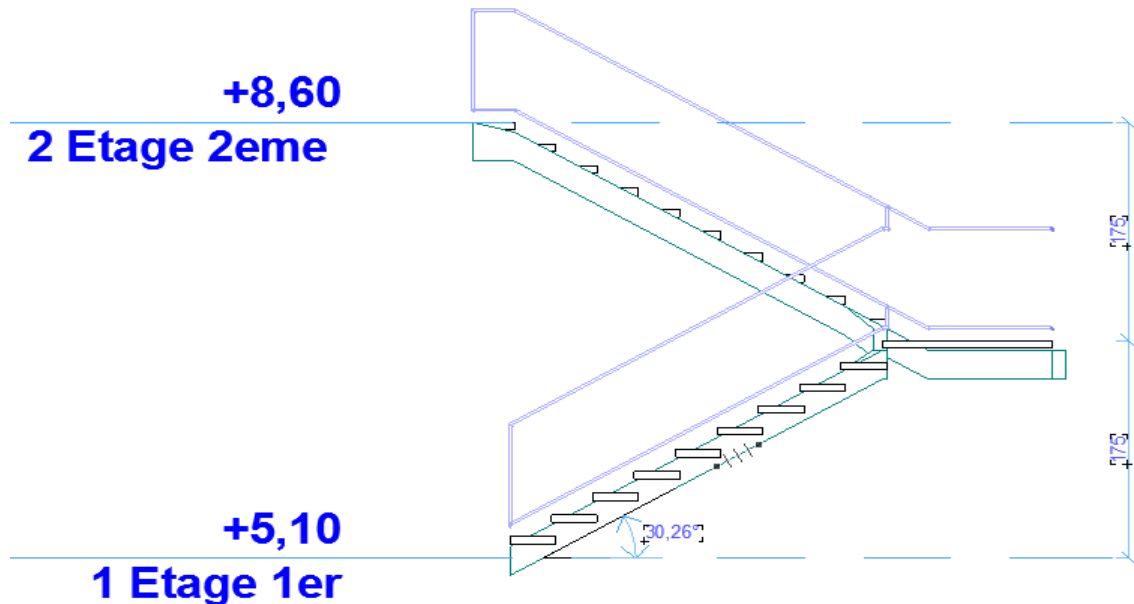


Figure VI.2 : le choix des dimension d'escaliers entre étages

Les hauteurs des étages du bâtiment sont différentes, pour cela nous avons étudié les escaliers de passage du 1er étage au 2ème étage; puis généralisé la conception sur les autres étages.

Caractéristiques géométriques de la cage d'escalier :

- la hauteur de l'étage : $h = 3.5\text{m}$;
- les dimensions en plan de la cage d'escalier : $4.46 \times 4.7 \text{ m}^2$
- les conditions que doit satisfaire les marches et les contres marches sont les suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} H: \text{ hauteur de la marche } 16.5 \leq H \leq 18.5 \text{ cm} \\ G: \text{ Largeur de la marche (giron) } 27 \leq G \leq 30 \text{ cm} \end{array} \right\}$$

$60 \leq 2H + G \leq 66 \text{ cm}$. (Formule de BLONDEL).

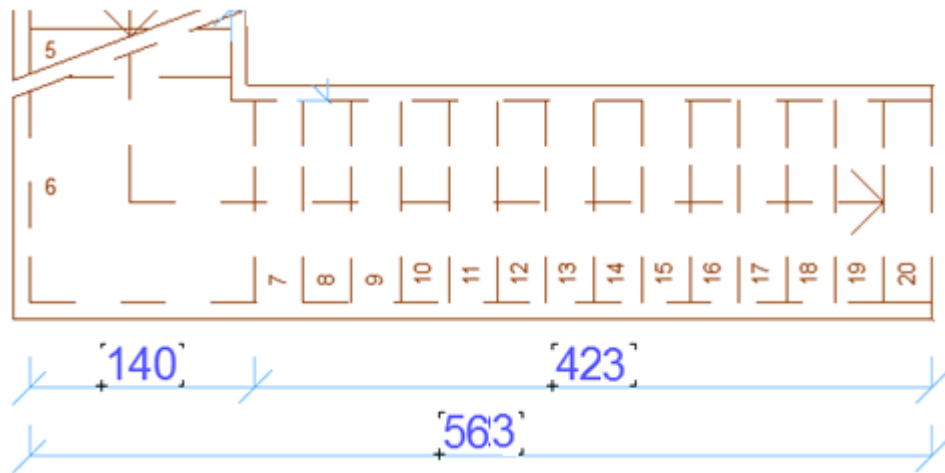


Figure VI.3 : Projection sur un limon+palier de repos

On dispose de 02 volées dans le 1er étage, la hauteur de chacune est :

$$h' = \frac{h}{2} = \frac{350 \text{ cm}}{2} = 175 \text{ cm}$$

La largeur du volée est : $L' = 140 \text{ cm}$.

On admet une hauteur de marche de : $H = 17 \text{ cm}$, alors le nombre des marches (n) est :

$$n = \frac{350}{17} = 20,58 \text{ ALORS il y'a 21 contre marches}$$

Le nombre de marche = $n-1 = 20$ marches.

A partir de la formule de BLONDEL on aura ; $60 \leq 2H+G \leq 64 \text{ cm} \leftrightarrow G = 30 \text{ cm}$

- **Etude des marches:**

Les marches sont construites par des tôles striées, d'épaisseur 5 mm rigidifiées par des cornières soudées au milieu des tôles. Les cornières sont soudées avec les cornières d'attaches, ces derniers sont boulonnés avec le limon, Comme l'indique la figure ci-dessous

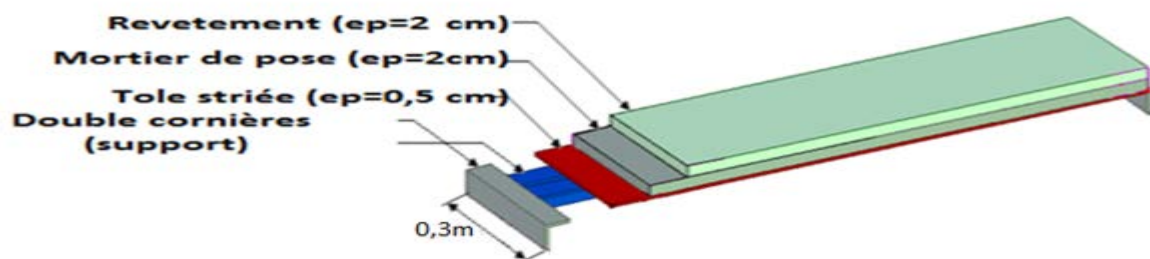


Figure VI.4 : Les constituants d'une marche

VI.4.1.1. Evaluation des charges :

La marche est soumise aux charges et surcharges suivantes :

- Revêtement (e= 2cm)..... $22 \times 0,02 = 0,44 \text{ kN/m}^2$
- Mortier de pose (e= 2cm)..... $20 \times 0,02 = 0,40 \text{ kN/m}^2$
- Tôle striée (e= 0,5cm)..... $78,50 \times 0,005 = 0,39 \text{ kN/m}^2$

$$G = 1,23 \text{ kN/m}^2$$

$$Q = 2,5 \text{ kN/m}^2$$

VI.4.1.2. Pré dimensionnement des cornières :

Chaque cornière reprend la moitié de la charge de la marche plus la charge de la contre marche.

ELS :

$$q_s = (G+Q) \times 0,15 + (G+Q) \times 0,17$$

$$q_s = (1,23+2,5) \times 0,15 + (1,23+2,5) \times 0,17$$

Soit une cornière de (50*50*5)

- **Vérification en tenant compte du poids propre de la cornière :**

$$q_u = 1,35 (1,23 \times 0,15 + 1,23 \times 0,17 + 0,0377) + 1,5 (2,5 \times (0,15 + 0,17)) = 1,8 \text{ kN/m}$$

$$q_s = (1,23 \times 0,15 + 1,23 \times 0,17 + 0,0377) + 2,5 \times (0,15 + 0,17) = 1,23 \text{ kN/m}$$

- **Critère La flèche :**

$$f = \frac{5 \cdot q_s \cdot L^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{250}$$

$$f = \frac{5 \times 1,23 \times 10^{-3} \times 1400^4}{384 \times 210 \times 10,96 \times 10^4} = 2,31 \text{ mm} \leq \frac{1400}{250} = 5,6 \text{ mm}$$

- **La résistance :**

La condition de la résistance est la suivante : $M_{sd} \leq M_{rd}$

D'après le tableau 5.3.1 de l'Eurcoude3 on a:

$$\frac{c}{t_f} \leq 10\varepsilon \Leftrightarrow \frac{50}{5} = 10 \leq 10\varepsilon$$

Donc la cornière 50*50*5 est de classe 1

$$M_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{12} \leq \frac{1,8 \times 1,40^2}{12} = 0,29 \text{ KN. m}$$

$$M_{rd} = \frac{F_y \times W_{pl,y}}{\gamma_0} \leq \frac{235 \times 10^3 \times 3,06 \times 10^{-6}}{1,1} = 0,65 \text{ KN. m}$$

$$M_{sd} = 0,29 \text{ KN. m} \leq M_{rd} = 0,65 \text{ KN. m} \quad \text{condition vérifier.}$$

• **Vérification au cisaillement :**

$$V_{sd} = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{1,8 \times 1,40}{2} = 1,23 \text{KN}$$

$$\tau = \frac{V_{sd} \times S}{e \times I_y} \leq \tau^- = \frac{F_y}{\sqrt{3}}$$

Avec : S est le moment statique

$$S = Ai \sum z_i = (50 \times 5) \times \frac{5}{2} + (50-5) \times \frac{50}{2} = 1650 \text{mm}^3$$

$$\tau = 3,61 \text{MPa} \leq \tau^- = 135,67 \text{MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VI.5. Etude des limons :

VI.5.1 Evaluation des charges :

Une volée contient deux limons, et chaque limon doit supporter la moitié des charges et des surcharges exercées sur la volée. La figure 4.6 représente la distribution des charges sur un limon.

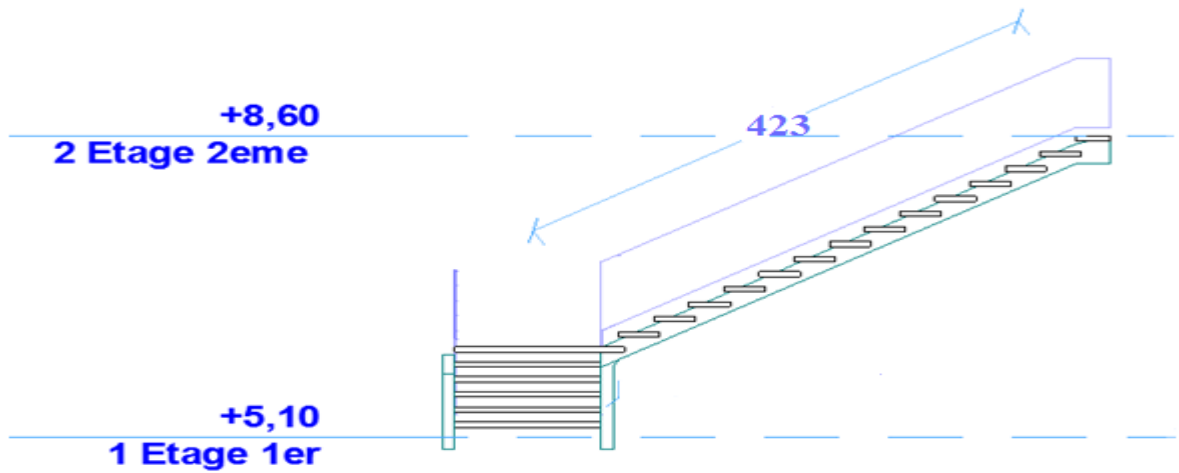


Figure VI.5: le choix des dimension sur un Limon .

• **Les charges :**

- G marche.....= 1,23kN/m²
- Gc. marche.....= 1,23 kN/m²
- G Corniers × 2.....= 0,0754kN/m
- Poids du garde corps en acier.....= 0,3kN/m
- Q (charge d'exploitation).....= 2,5 kN/m² Charge d'exploitation (bureau)

« DTR BC2.2 »

• **Pré dimensionnement de limon :**

$$q_s = \left((1,23 + 1,23) \times \frac{1,4}{2} + 0,0754 + 0,3 \right) + 2,5 \times \frac{1,40}{2} = 3,75 \text{KN/m}$$

$$q_c = \left(\frac{0,0754 \times 1,40}{2} \right) \times \frac{3}{1} = 0,16 \text{KN /m (Charge des cornières sur limon).}$$

$$f = \frac{5 \times q_s \times \cos \alpha \times L^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{250} \Rightarrow I_y \geq \frac{1250 \times q_s \times \cos \alpha \times L^3}{384 \times E}$$

α : Angle d'inclinaison de limon (30,26°)

$$I_y \geq \frac{1250 \times 3,48 \times 10^{-3} \times 0,86 \times 4230^3}{384 \times 210} = 351,12 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

Soit un UPN 140 caractérisé par :

Tableau VI.6: Caractéristiques du profilé.

A (mm ²)	I _y (cm ⁴)	W _{ely} (cm ³)	W _{ply} (cm ³)	i _y (mm)	i _z (mm)	h (mm)	b (mm)	P (kg /m)
2040	605	86,4	103	54,5	17,5	140	60	16

- **Vérification en tenant compte du poids propre du profilé :**

$$q_u = 1,35 (2,46 \times 0,7 + 0,16 + 0,0754 + 0,3) + 1,5 (2,5 \times 0,7) = 5,7 \text{ kN/m}$$

$$q_s = (2,46 \times 0,7 + 0,0754 + 0,3 + 0,16) + 2,5 \times (0,7) = 4 \text{ kN/m}$$

- **Critère La flèche :**

$$f = \frac{5 \times q_s \times \cos \alpha \times L^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{250}$$

$$f = \frac{5 \times 4 \times \cos 30,26 \times 4230^4}{384 \times 210000 \times 605 \times 10^4} \leq 11,28 \text{ mm} \leq \frac{4230}{250} = 16,92 \text{ mm} \text{ Condition vérifiée.}$$

- **La résistance :**

La condition de la résistance est la suivante : $M_{sd} \leq M_{rd}$

$$M_{sd} = \frac{q_u \times \cos \alpha \times L^2}{8} = \frac{5,7 \times 0,86 \times 4,23^2}{8} = 11 \text{ KN. m}$$

$$M_{rd} = \frac{F_y \times W_{ply}}{\gamma_0} \leq \frac{235 \times 10^3 \times 103 \times 10^{-6}}{1,1} = 22 \text{ KN. m}$$

$M_{sd} = 11 \text{ KN. m} \leq M_{rd} = 22 \text{ KN. m}$ condition vérifier

$$N_{sd} = q_u \times \sin \alpha \times L = 5,7 \times (\sin 30,26) \times 4,23 = 12,15 \text{ KN}$$

$$N_{rd} = \frac{F_y \times A}{\gamma_{m0}} = \frac{235 \times 20,4 \times 10^2}{1,1} \times 10^{-3} = 435,81 \text{ KN}$$

$N_{sd} < N_{rd}$ (Condition vérifiée).

- **Vérification au cisaillement :**

$$V_{sd} = \frac{q_u \times \cos \alpha \times L}{2} = \frac{5,14 \times 0,86 \times 4,23}{2} = 10,63 \text{ KN}$$

$$V_{rd} = \frac{f_y \times A_{vz}}{\gamma_{m0} \times \sqrt{3}} = \frac{235 \times 10^{-3} \times 10,4 \times 10^2}{\sqrt{3} \times 1,1} = 128,276 \text{ KN} > V_{sd} \text{ condition vérifier .}$$

$V_{sd} < 0,5 V_{rd} \Rightarrow$ Pas d'interaction entre effort tranchant et le moment fléchissant.

- **Vérification au flambement par flexion :**

Calcul de l'élanement réduit :

$$\bar{\lambda} = \left(\frac{\lambda}{\lambda_1} \right)$$

$\beta_A = 1$ (UPN section de classe 1)

$$\lambda_1 = 93,9 \varepsilon = 93,9$$

$$\lambda = \max(\lambda_y, \lambda_z)$$

$$\lambda_y = \left(\frac{l_f}{i_y} \right) = 1,28$$

$$\lambda_z = \left(\frac{l_f}{i_z} \right) = 4 \Rightarrow \lambda = 4$$

$\bar{\lambda} = 0,04 < 0,2$ (Il n'y a pas un risque de flambement).

VI.6. Etude du palier de repos :

VI.6.1. Evaluation des charges sur le palier :

Tableau VI.7: Evaluation des charges

Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Carrelage	2	22	0,44
Mortier de pose	2	20	0,40
Tôle striée	0,5	78	0,39
Dalle en béton	8	25	2
Charge permanente totale et Exploitation		G = 3,23	Q = 2,5

VI.6.1.1. Pré-dimensionnement de la poutre palière :

Les charges revenant sur la poutre palière sont :

- **Les murs extérieurs:**

Ils jouent un rôle important dans l'isolation thermique et phonique du bâtiment. Ils sont

caractérisés par un coefficient de comportement qui caractérise la structure étudiée.

VI.6.1.1.1 Evaluations des charges:

Tableau VI.8: Evaluation des charges revenant sur la poutre palière.

	Désignation des éléments	Epaisseurs (cm)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
01	Enduit extérieur en ciment	2	20	0.40
02	Brique creuse	10	9	0,9
03	Lame d'aire	10	9	0.9
04	Enduit intérieur en plâtre	1.5	10	0.30
Charge permanente totale			$G = 2.50 \times 1,7 = 4,25 \text{ KN /m}$	
Charge revenant du palier			$G = 3,23 \times 0,7 = 2,26 \text{ KN /m}$	
Surcharge d'exploitation			$Q = 2.50 \times 0,6 = 1,5 \text{ KN /m}$	

VI.6.1.1.2. La combinaison des charges à ELS : RDC

$$q_s = 4,25 + 2,26 + 1,5 = 8,01 \text{ kN/m}$$

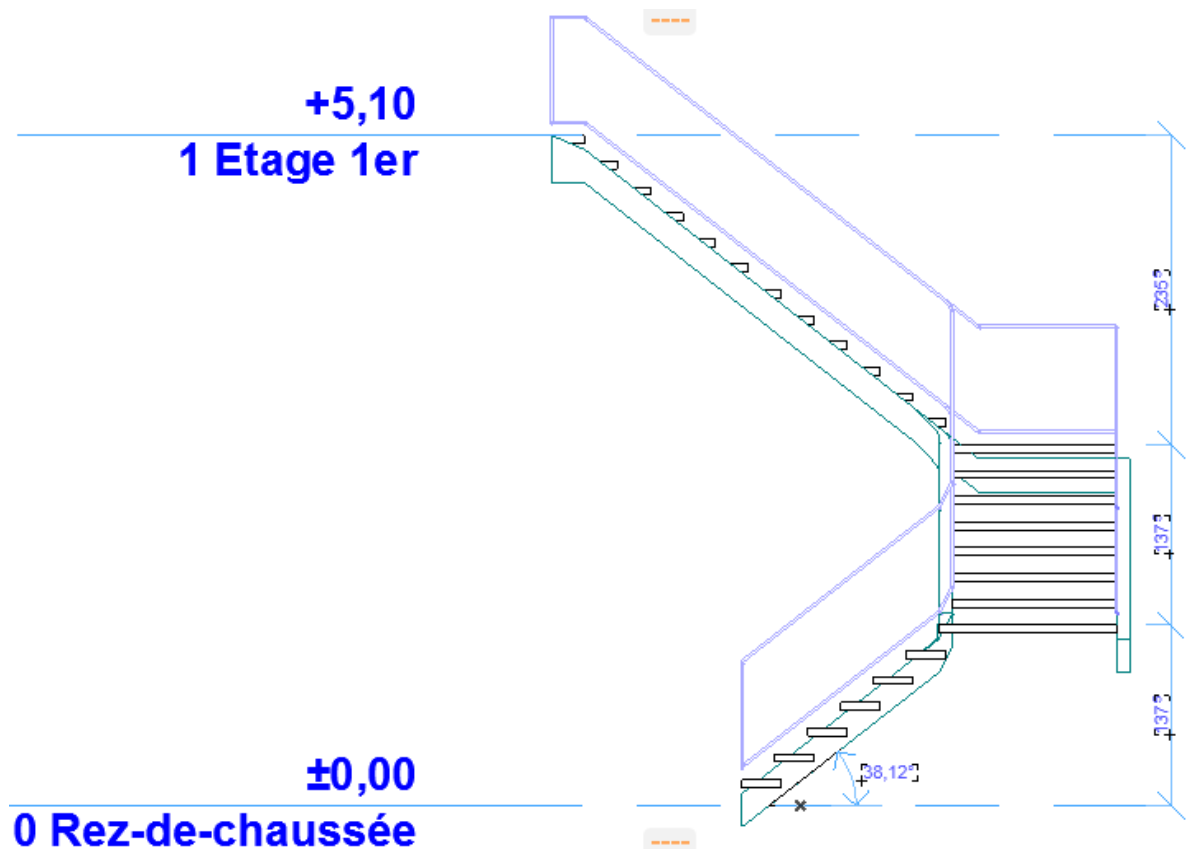


Figure VI.6: le choix des dimension d'escaliers entre étage.

$$f = \frac{5 \times q_s \times \cos \alpha \times L^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{250} \Rightarrow I_y \geq \frac{1250 \times q_s \times L^3}{384 \times E}$$

$$I_y \geq \frac{1250 \times 8,01 \times 10^{-3} \times 1400^3}{384 \times 210} = 34,07 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

Soit un UPN80 caractérisé par :

Tableau VI.9: Caractéristiques du profilé.

Profilé	P (kg/m)	A (cm ²)	A _{vz} (cm ²)	h (mm)	b (mm)	t _f (mm)	t _w (mm)	r ₁ (mm)	I _y (cm ⁴)	I _z (cm ⁴)	W _{ply} (cm ³)	W _{plz} (cm ³)	i _y (cm)	i _z (cm)
									106	19,4	26,5	11,9	3,10	1,33
UPN80	8,64	11	4,90	80	45	8	6	8	106	19,4	26,5	11,9	3,10	1,33

• **Vérification en tenant compte du poids propre du profilé :**

Les combinaisons des charges :

ELU : $q_u = 1,35(4,25 + 2,26 + 0,08) + 1,5(1,5) = 11,13 \text{ kN/m}$

ELS : $q_s = 4,25 + 2,26 + 0,0709 + 1,5 = 8,08 \text{ kN/m}$

• **Critère La flèche :**

$$f = \frac{5 \times q_s \times L^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{250}$$

$$f = \frac{5 \times 8,08 \times 10^{-3} \times 0,78 \times 1400^4}{384 \times 210 \times 57,5 \times 10^4} = 2,58 \text{ mm} \leq \frac{1400}{250} = 5,60 \text{ mm} \text{ Condition vérifiée.}$$

• **La résistance :**

La condition de la résistance est la suivante : $M_{sd} \leq M_{rd}$

$$M_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{11,13 \times 1,40^2}{8} = 2,72 \text{ KN.m}$$

$$M_{rd} = \frac{F_y \times W_{pl,y}}{\gamma_0} \leq \frac{235 \times 10^3 \times 21,7 \times 10^{-6}}{1,1} = 4,63 \text{ KN.m}$$

$M_{sd} = 2,72 \text{ KN.m} \leq M_{rd} = 4,63 \text{ KN.m}$ condition vérifier

• **Vérification au cisaillement :**

$$V_{sd} = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{11,13 \times 1,40}{2} = 7,79 \text{ KN}$$

$$V_{rd} = \frac{f_y \times A_{vz}}{\gamma_{m0} \times \sqrt{3}} = \frac{235 \times 10^{-3} \times 4,9 \times 10^2}{\sqrt{3} \times 1,1} = 45,39 \text{ KN} > V_{sd} \text{ condition vérifier .}$$

$V_{sd} < 0,5 V_{rd} \Rightarrow$ Pas d'interaction entre effort tranchant et le moment fléchissent.

VI.6.1.1.3 La combinaison des charges à ELS :premier-Etage

$$q_s = 4,25 + 2,26 + 1,5 = 8,01 \text{ kN/m}$$

$$f = \frac{5 \times q_s \times \cos \alpha \times L^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{250} \Rightarrow I_y \geq \frac{1250 \times q_s \times \cos \alpha \times L^3}{384 \times E}$$

$$I_y \geq \frac{1250 \times 8,01 \times 10^{-3} \times 0,86 \times 4460^3}{384 \times 210} = 346,13 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

Soit un IPE140 caractérisé par :

Tableau VI.10: Caractéristiques du profilé.

Profilé														
	P kg/m	A (cm ²)	A _{vz} (cm ²)	h (mm)	b (mm)	t _f (mm)	t _w (mm)	r ₁ (mm)	I _y (cm ⁴)	I _z (cm ⁴)	W _{ply} (cm ³)	W _{plz} (cm ³)	i _y cm	i _z (cm)
IPE180	12,9	16,4	7,64	140	73	8	5,3	7	1317	100,9	88,3	19,3	5,79	1,65

• **Vérification en tenant compte du poids propre du profilé :**

Les combinaisons des charges :

$$\text{ELU : } q_u = 1,35(4,25 + 2,26 + 0,129) + 1,5(1,5) = 11,21 \text{ kN/m}$$

$$\text{ELS : } q_s = 4,25 + 2,26 + 0,129 + 1,5 = 8,13 \text{ kN/m}$$

• **Critère La flèche :**

$$f = \frac{5 \times q_s \times L^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{250}$$

$$f = \frac{5 \times 8,13 \times 10^{-3} \times 1400^4}{384 \times 210 \times 57,5 \times 10^4} = 3,28 \text{ mm} \leq \frac{1400}{250} = 5,60 \text{ mm} \text{ Condition vérifiée.}$$

• **La résistance :**

La condition de la résistance est la suivante : $M_{sd} \leq M_{rd}$

$$M_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{11,21 \times 4,46^2}{8} = 28,04 \text{ kN.m}$$

$$M_{rd} = \frac{F_y \times W_{pl,y}}{\gamma_0} \leq \frac{235 \times 10^3 \times 166,4 \times 10^{-6}}{1,1} = 35,54 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 28,04 \text{ kN.m} \leq M_{rd} = 35,54 \text{ kN.m} \text{ condition vérifier}$$

• **Vérification au cisaillement :**

$$V_{sd} = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{11,21 \times 4,46}{2} = 25,15 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = \frac{f_y \times A_{vz}}{\gamma_{mo} \times \sqrt{3}} = \frac{235 \times 10^{-3} \times 7,64 \times 10^2}{\sqrt{3} \times 1,1} = 138,76 \text{ kN} > V_{sd} \text{ condition vérifier .}$$

$$V_{sd} < 0,5 V_{Rd} \Rightarrow \text{Pas d'interaction entre effort tranchant et le moment fléchissent.}$$

VI.7 Calcul de l'acrotère

VI.7.1.Introduction

L'acrotère est un élément secondaire, se trouvant au niveau de la terrasse, qui a pour rôle d'empêcher les infiltrations des eaux pluviales entre la forme en pente et le plancher terrasse et de protection du personnel d'entretien.

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.

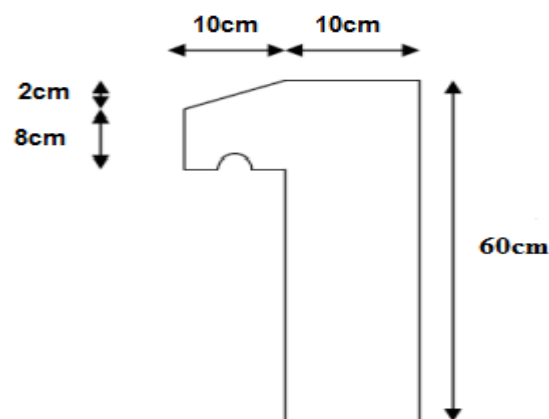


Figure VI.7: Coupe verticale de l'acrotère

VI.7.1.1.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 :

$$F_P = 4 \times A \times C_P \times W_P$$

$A = 0.15$: Coefficient d'accélération (selon le tableau 4.2 du. RPA)

Dans notre cas : Le Groupe d'usage 2 et Zone IIa.

$C_P = 0.8$: Facteur de force horizontale (selon le tableau 6.2 du. RPA)

$W_P = \text{poid propre acrotère}$

$W_P = S \times 25$

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

$$W_P = 0.069 \times 25 = 172.5 \text{ daN/ml}$$

$$\text{Alors } F_P = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 172.5 \qquad F_P = 82.8 \text{ daN/ml}$$

- **Calculs des sollicitations**

Les sollicitations qui agissent sur l'élément secondaire non structural acrotère pour une bande de 1 m de longueur sont :

$$\text{Charge permanente (poids propre) } G_{\text{acrotère}} = 172.5 \text{ daN /ml.}$$

$$\text{Charge d'exploitation } Q = 100 \text{ daN /ml.}$$

A l'ELU

$$Nu = 1.35 G_{\text{acrotère}} \qquad Nu = 1.35 \times 172.5 = 232.88 \text{ daN/ml}$$

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

Excentricité du 1^{ère} ordre :

$$e_1 = \frac{Mu}{Nu} + e_0$$

$$e_1 = \frac{90}{232.88} + 2$$

$$e_1 = 0.41 \text{ m}$$

Avec :

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

- **Excentricité du 2^{ème} ordre :**

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 \times b} \times (2 + \alpha \times \varphi)$$

Avec :

$$l_f = 2 \times l = 2 \times 0.6 = 1.2 \text{ m}$$

$$\varphi = 0.2$$

$$\alpha = \frac{G}{G+Q} = \frac{172.5}{172.5+100} = 0.63$$

$$e_2 = \frac{3 \times 1.6^2}{10^4 \times 0.1} \times (2 + 0.63 \times 0.2)$$

$$e_2 = 0.0163 \text{ m}$$

Les Sollicitations corrigées pour le calcul en flexion composée sont:

$$N_u = 232.88 \text{ daN/ml}$$

$$M_u = N_u \times (e_1 + e_2)$$

$$e_t = e_1 + e_2$$

$$e_t = 0.41 + 0.0163 = 0.4263 \text{ m}$$

- **l'ELU**

$$N_u = 232.88 \text{ daN/ml}$$

$$M_u = 99.28 \text{ daN.m}$$

Sollicitations ramenées au centre de gravité des aciers tendus :

$$e_A = (e_1 + e_2) + (d - \frac{b}{2}) = (0.41 + 0.0164) + (0.08 - \frac{0.1}{2}) = 0.456 \text{ m}$$

$$M_{uA} = N_u \times e_A = 232.88 \times 0.456 = 106.19 \text{ daN.m}$$

- **l'ELS**

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

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

$$e_{0s} = \frac{M_s}{N_s} = \frac{60}{172.5} = 0.348 \text{ m}$$

Sollicitations ramenées au centre de gravité des aciers tendus :

$$e_A = e_{0s} + (d - \frac{b}{2}) = 0.348 + (0.08 - \frac{0.1}{2}) = 0.378 \text{ m}$$

$$M_{SA} = N_s \times e_A = 172.5 \times 0.378 = 65.21 \text{ daN.m}$$

VI.7.1.2. Armature des sollicitations :

$h=10\text{cm}$; $b=100\text{cm}$; $d=8\text{cm}$

Moment réduit du référence :

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

$$\mu_r = 0.8 \times \frac{0.1}{0.08} \left(1 - 0.4 \times \frac{0.1}{0.08}\right) = 0.5$$

Moment réduit agissant :

$$\mu_u = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$\mu_u = \frac{0.0011}{1 \times 0.09^2 \times 14.16} = 0.01$$

avec :

$$f_{bc} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = 14.16 \text{ MPa}$$

$$d = 0.9 \times h = 0.09 \text{ m}$$

$\mu_u < \mu_r$ -----> Section à simple armatures

Donc

$$A_{st} = \frac{M_{uA}}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{0.0011}{0.09 \times 348}$$

$$A_{st} = 0.35 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Avec :

$$\alpha = 1.25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_u}\right) = 0.013$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.09 \times (1 - 0.4 \times 0.01) = 0.09 \text{ m}$$

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

VI.7.1.2.1. Armature en flexion composée :

- Section minimale

$$A_{min} = \max \left(\frac{4}{\text{périmètre (m)}}; \frac{0.2 \times B}{100} \right)$$

$$A_{min} = \max \left(\frac{4}{1.98} = 2.02 \text{ cm}^2; \frac{0.2 \times (10 \times 100)}{100} = 2 \text{ cm}^2 \right)$$

On adopte : **4T10** avec $A = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$

- Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte : **4T8** avec $A = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$

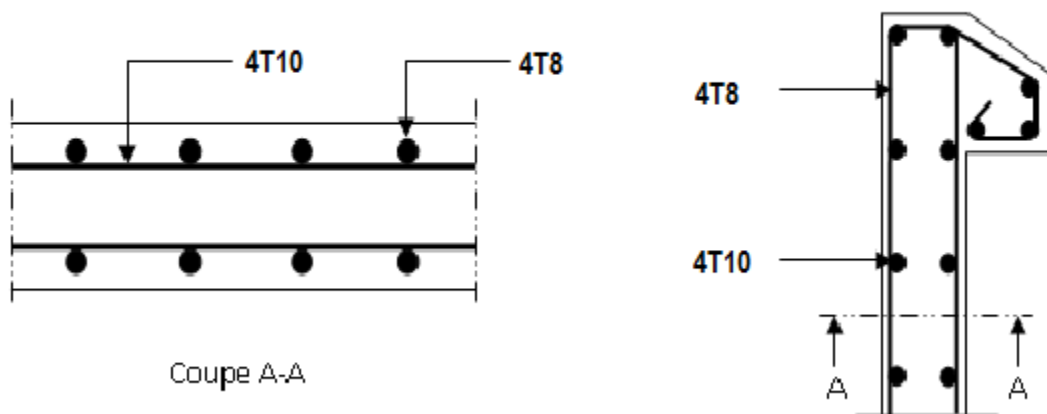


Figure VI.8: Schéma de ferrailage de l'acrotère.

Chapitre VII

Etude des assemblages

VII.1 Introduction :

Un assemblage est un dispositif qui permet de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elles, en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations entre les pièces, sans générer des sollicitations parasites notamment la torsion.

VII.2 Rôle des assemblages :

Les assemblages ont pour fonction d'assurer la liaison ou la continuité des composants élémentaires entre eux, en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations souvent importantes, généralement statiques, mais quelque fois dynamiques (effets de chocs, vibration etc...) entre les pièces, sans générer des sollicitations parasites notamment de torsion afin de réaliser l'ossature de l'ouvrage projeté. Pour réaliser une structure métallique, on dispose de pièces individuelles, qu'il convient d'assembler :

- Soit bout à bout (éclissage, rabouages),
- Soit concourantes (attaches poutre / poteau, treillis...etc.).

Pour conduire les calculs selon les schémas classiques de la résistance des matériaux, il y a lieu de distinguer, parmi les assemblages :

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

VII.3 Fonctionnement des assemblages :

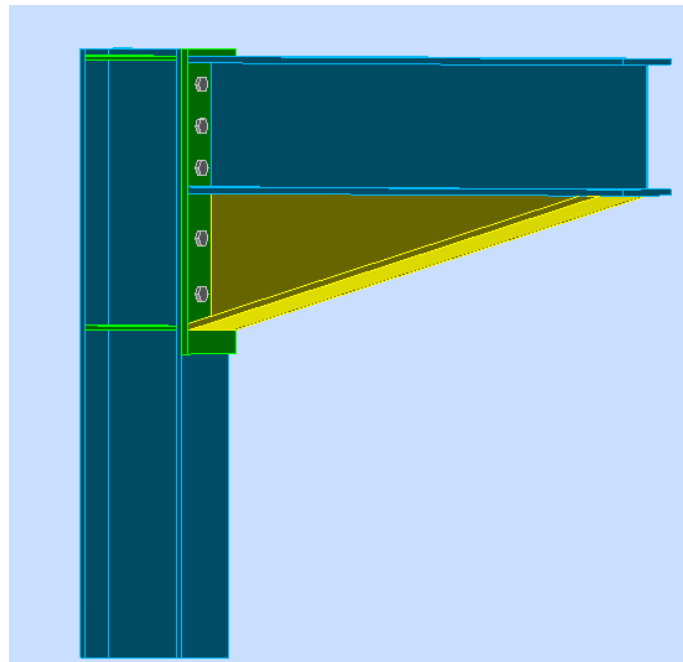
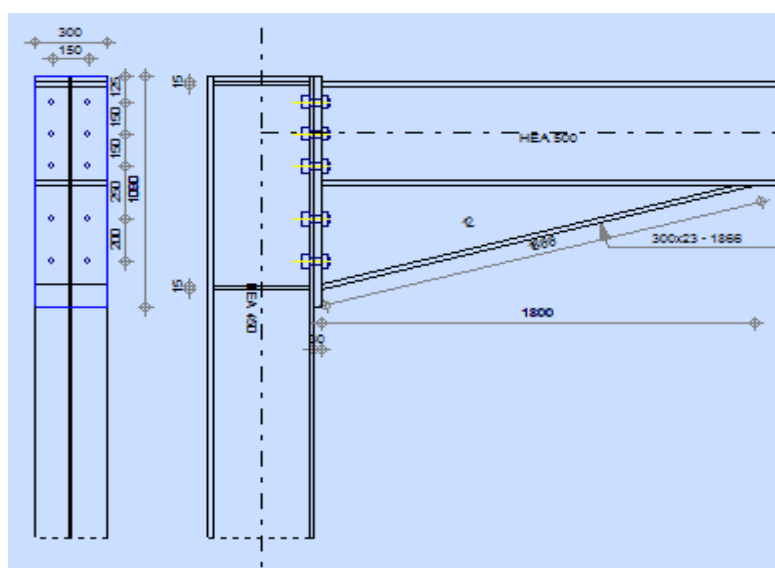
Les principaux modes d'exécution des assemblages sont :

- Les assemblages soudés ;
- Les assemblages boulonnés ;
- Les assemblages rivetés ;
- Les assemblages collés.

Qui correspondent à deux types de fonctionnement distincts : obstacle et / ou adhérence.

VII.4 Calcul des assemblages :**VII.4.1 Assemblage poteau- poutre (HEA450-HEA500) :**

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****Figure VII.2 Dessin technique de l'assemblage**

VII.4.1.1 Efforts sollicitant :

Les efforts sollicitant de l'assemblage sous la combinaison : 1,35G+1,5Q

$$M_{sd,max} = 67527 \text{ daN.m}$$

$$V_{sd,corresp} = 31446 \text{ daN}$$

VII.4.1.2 Soudure de la platine :

- **Cordon de soudure :**

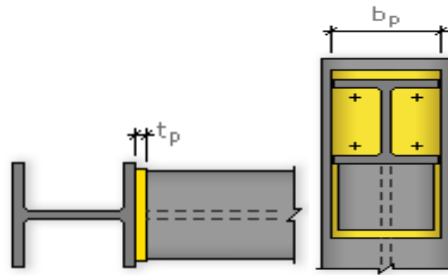
Epaisseur de la platine : $\text{ép} = 20 \text{ mm} \rightarrow a_s = 20 \text{ mm}$

Epaisseur de l'âme HEA 500 : $t_w = 12 \text{ mm} \rightarrow a_w = 12 \text{ mm}$

Epaisseur de semelle HEA 500 : $t_f = 23 \text{ mm} \rightarrow a_f = 12 \text{ mm}$

On prend une valeur commune: $a = 12 \text{ mm}$

- **Vérification de la soudure de la semelle a la traction :**



$$N_{sd} \leq F_{w,d}$$

$$N_{sd} = \frac{M_{sd}}{h} = \frac{67527}{0,500} = 135054 \text{ daN}$$

$$F_{w,rd} = \frac{a \times \sum l \times f_u}{\sqrt{2} \times \beta_w \times \gamma_{mw}}$$

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 $\sum l = 1368 \text{ mm}$

$$F_{w,rd} = \frac{12 \times 1368 \times 360}{\sqrt{2} \times \beta_w \times \gamma_{mw}} = 417883 \text{ daN}$$

$$F_{w,rd} = 417883 \text{ daN} > N_{sd} = 84680 \text{ daN} \quad \text{condition vérifier}$$

- 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 la semelle $\sum l = 1437\text{mm}$

$$F_{v,rd} = \frac{12 \times 1592 \times 360}{\sqrt{3} \times 0,8 \times 1,25} = 358409 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 31446 \text{ daN} < F_{v,rd} = 3584,09 \text{ daN}$$

VII.4.1.3 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 5 boulons de diamètre $\varnothing = 16 \text{ mm}$, classe 8.8 avec :

$$d_0 = \varnothing + 2 = 16 + 2 = 18 \text{ mm}$$

L'épaisseur la plus mince : $t = \min(t_f ; t_{\text{platine}}) = 11,5 \text{ mm}$

- 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) :

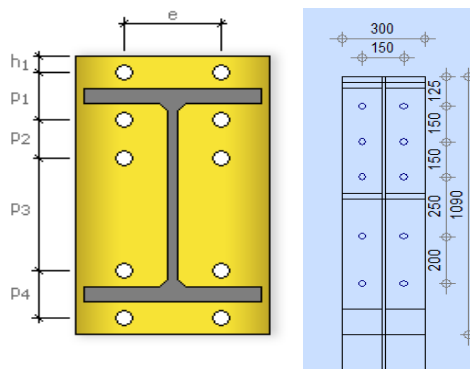


Figure VII.3 : Disposition constructive des boulons

$1,2 d_0 \leq h_1 \leq 12t$ Alors on prend $h_1 = 125$ mm.

$1,5 d_0 \leq e \leq 12t$ Alors on prend $e = 150$ mm.

VII.4.1.4 Vérification a la traction :

$$F_{t.sd} < F_{t.Rd}$$

$$F_{t.sd} = \frac{M_{sd} \times d_i}{\gamma_{mb}} = \frac{675,27 \times 0,16}{1,15} = 9395 \text{ daN}$$

$F_{t.sd} < F_{t.Rd}$ la condition est vérifiée

VII.4.1.5 Vérification au poinçonnement de la platine :

$$F_{t.Sd} \leq B_{p.Rd}$$

$$B_{p.Rd} = \frac{0,6 \times \pi \times d_m \times t_p \times f_u}{\gamma_{m2}} = \frac{0,6 \times 3,14 \times 24,58 \times 20 \times 360}{1,15} = 28993 \text{ daN}$$

$$B_{p.Rd} = 28993 \text{ daN} > F_{t.sd} = 9395 \text{ daN}$$

VII.4.1.6 Vérification de la pression diamétrale :

$$\frac{V_{sd}}{n} \leq F_{b,Rd}$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \times \alpha \times f_u \times d \times t}{\gamma_{mb}}$$

$$\text{Avec : } \alpha = \min \left(\frac{e1}{3d0} ; \frac{p1}{3d0} - \frac{1}{4} ; \frac{f_{ub}}{f_u} ; 1 \right) = \min (3,12 ; 2,52 ; 2,22 ; 1) = 1$$

$$\frac{v_{sd}}{n} = 3144 \text{ daN} < F_{b.Rd} = 25043 \text{ daN} \quad \text{condition vérifiée.}$$

VII.4.2 Assemblage poteau- poutre secondaire (HEA450 – IPE 220) :

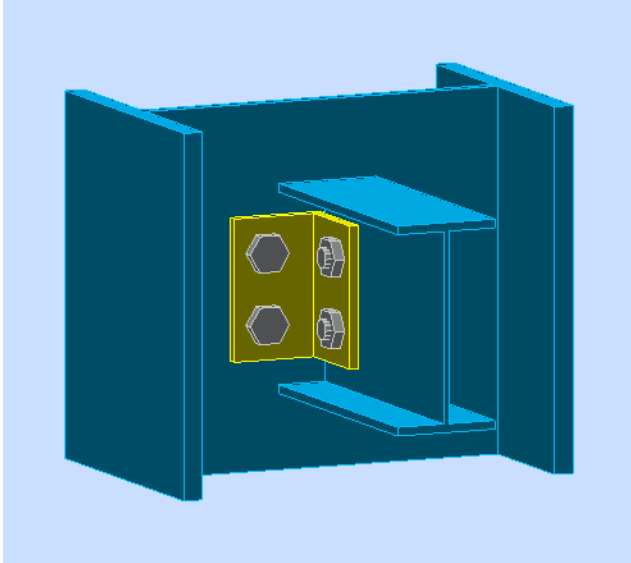


Figure VII.4 Assemblage poteau-poutre secondaire.

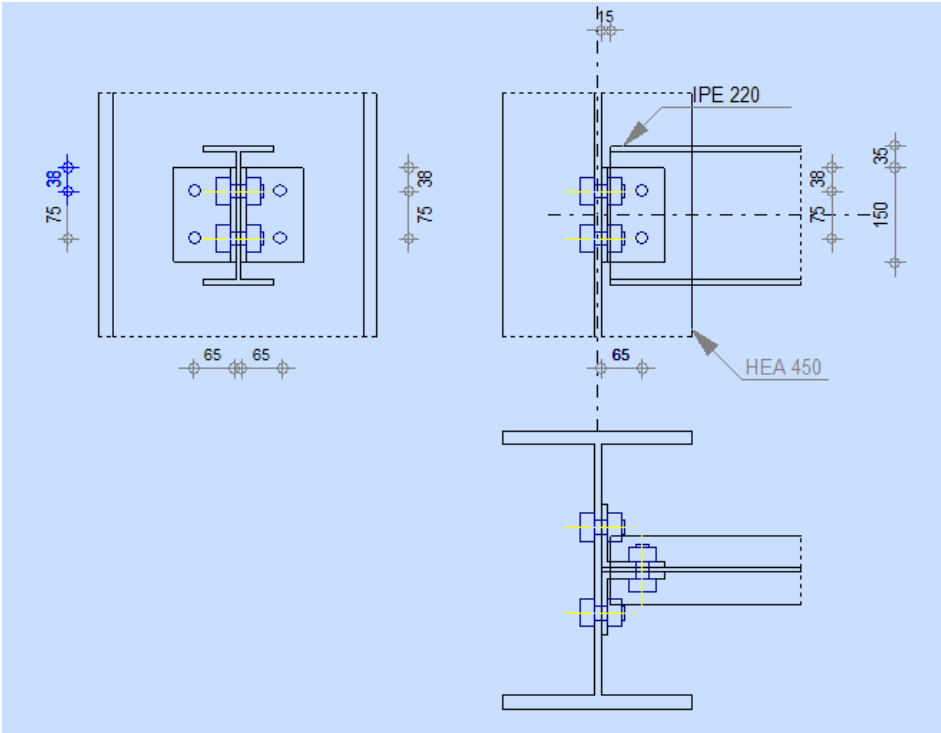


Figure VII.5 Dessin Technique de l'Assemblage

VII.4.2.1. Efforts sollicitant

Les efforts sollicitant de l'assemblage sous la combinaison G+Q+1.2Ey:

$$V_{sd} = 188.26 \text{ daN}$$

VII.4.2.2. Epaisseur de la cornière

- La hauteur de la cornière : 100 mm
- Le gousset est sollicité en cisaillement
- La longueur du plan de cisaillement $l = 100 \text{ mm}$
- Le diamètre de trou $d_0 = 24 \text{ mm}$

$$V_{sd} \leq V_{pl,Rd} = \frac{(l-3d_0) \times t \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{m2}}$$

$$t \geq V_{sd} \times \frac{\gamma_{m2}}{(l-3d_0) \times \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)} = 1882.6 \times \frac{1.25}{(100-3 \times 24) \times \left(\frac{235}{\sqrt{3}}\right)} = 0.62 \text{ mm}$$

On prend L 100×100×10

VII.4.2.3. Disposition constructive

L'assemblage est réalisé avec une file verticale de 2 boulons Ø22 classe 8.8, dans les deux côtes de la cornière.

$$t = \min(t_f; t_{\text{cornière}}) = \min(9; 10) = 9 \text{ mm}$$

$$d_0 = \emptyset + 2 = 24 \text{ mm}$$

- **Entraxes (p1)**

$$2,2 d_0 \leq p_1 \leq 14t \text{ Alors on prend } p_1 = 75 \text{ mm.}$$

- **Pinces (e1, e2)**

$$1,2 d_0 \leq e_1 \leq 12t \text{ Alors on prend } e_1 = 38 \text{ mm.}$$

$$1,5 d_0 \leq e_2 \leq 12t \text{ Alors on prend } e_2 = 38 \text{ mm.}$$

VII.4.2.4. Vérification au cisaillement :

$$V_{T,Sd} \leq F_{v,Rd}$$

$$F_{v,Rd} = 0.6 \times \frac{A_s \times f_{ub}}{\gamma_{mb}} = 0.6 \times \frac{303 \times 800}{1.25} = 11635.2 \text{ daN}$$

- **Cisaillement par effort tranchant (V_{sd})**

$$V'_{sd} = \frac{V_{sd}}{4} = \frac{188.26}{4} = 47.07 \text{ daN}$$

- **Cisaillement par moment ($V_{m,sd}$)**

$$V_{m,sd} = \frac{M_{sd}}{p1} = \frac{\frac{V_{sd}}{2} \times e2}{p1} = \frac{\frac{188.26}{2} \times 0.038}{0.075} = 47.69 \text{ daN}$$

- **Cisaillement total ($V_{T,sd}$)**

$$V_{T,sd} = \sqrt{(V'_{sd})^2 + (V_{m,sd})^2} = \sqrt{(47.07)^2 + (47.69)^2} = 67.01 \text{ daN}$$

$$V_{T,sd} = 67.01 \text{ daN} < F_{v,Rd} = 11635.2 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VII.4.2.5. Vérification de la pression diamétrale :

$$\frac{V_{sd}}{n} \leq F_{b,Rd}$$

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

$$\text{Avec : } \alpha = \min \left(\frac{e1}{3d0} ; \frac{p1}{3d0} - \frac{1}{4} ; \frac{f_{ub}}{f_u} ; 1 \right) = \min (0.53 ; 0.79 ; 2.22 ; 1) = 0.53$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2.5 \times 0.53 \times 360 \times 22 \times 9}{1.25} = 7555.68 \text{ daN}$$

$$V_{T,sd} = 67.01 \text{ daN} < F_{b,Rd} = 7555.68 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VII.4.3. Assemblage poutre – solive (IPE 500 – IPE 360) :

L'assemblage est réalisé à l'aide de deux cornières qui relie l'extrémité de la solive IPE360 avec l'âme de la poutre IPE500, avec une file verticale de deux boulons.



Figure VII.6. Assemblage poutre-solive.

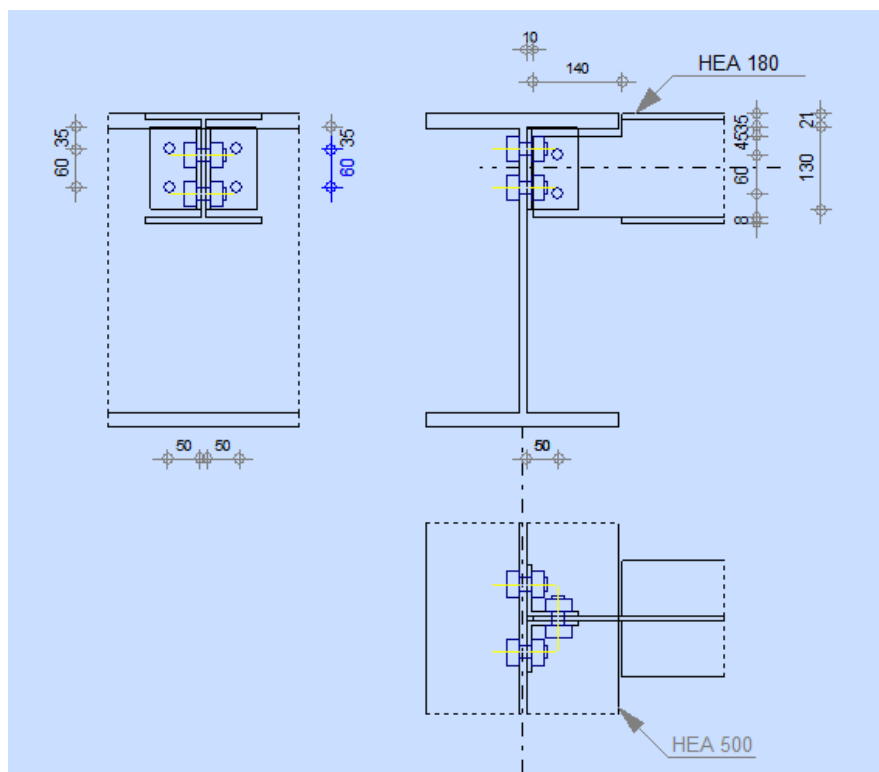


Figure VII.7. Dessin Technique de l'Assemblage

VII.4.3.1. Efforts sollicitant

Les efforts sollicitant de l'assemblage sous la combinaison 1.35 G + 1.5 Q :

$$V_{sd} = 3601.47 \text{ daN}$$

VII.4.3.2. Epaisseur de la cornière

- La hauteur de la cornière : 80 mm
- Le gousset est sollicité en cisaillement
- La longueur du plan de cisaillement $l = 80 \text{ mm}$
- Le diamètre de trou $d_0 = 22 \text{ mm}$

$$V_{sd} \leq V_{pl,Rd} = \frac{(l-2d_0) \times t \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{m2}}$$

$$t \geq V_{sd} \times \frac{\gamma_{m2}}{(l-2d_0) \times \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)} = 3601.47 \times \frac{1.25}{(80-2 \times 22) \times \left(\frac{235}{\sqrt{3}}\right)} = 9.21 \text{ mm}$$

On prend L 80×80×8

VII.4.3.3. Disposition constructive

L'assemblage est réalisé avec une file verticale de 2 boulons Ø20 classe 8.8, dans les deux côtes de la cornière.

$$t = \min(t_f ; t_{\text{cornière}}) = \min(9 ; 8) = 8 \text{ mm}$$

$$d_0 = \emptyset + 2 = 22 \text{ mm}$$

- **Entraxes (p_1)**

$$2,2 d_0 \leq p_1 \leq 14t \text{ Alors on prend } p_1 = 60 \text{ mm.}$$

- **Pinces (e_1, e_2)**

$$1,2 d_0 \leq e_1 \leq 12t \text{ Alors on prend } e_1 = 35 \text{ mm.}$$

$$1,5 d_0 \leq e_2 \leq 12t \text{ Alors on prend } e_2 = 45 \text{ mm.}$$

VII.4.3.4. Vérification au cisaillement :

$$V_{T,sd} \leq F_{v,Rd}$$

$$F_{v,Rd} = 0.6 \times \frac{A_s \times f_{ub}}{\gamma_{mb}} = 0.6 \times \frac{245 \times 800}{1.25} = 9408 \text{ daN}$$

- Cisaillement par effort tranchant (V_{sd})

$$V'_{sd} = \frac{V_{sd}}{4} = \frac{3601.47}{4} = 900.37 \text{ daN}$$

- Cisaillement par moment ($V_{m,sd}$)

$$V_{m,sd} = \frac{M_{sd}}{p_1} = \frac{\frac{V_{sd}}{2} \times e_2}{p_1} = \frac{\frac{3601.47}{2} \times 0.045}{0.06} = 1350.55 \text{ daN}$$

- Cisaillement total ($V_{T,sd}$)

$$V_{T,sd} = \sqrt{(V'_{sd})^2 + (V_{m,sd})^2} = \sqrt{(900.37)^2 + (1350.55)^2} = 1623.16 \text{ daN}$$

$$V_{T,sd} = 1623.16 \text{ daN} < F_{v,Rd} = 9408 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VII.4.3.5. Vérification de la pression diamétrale :

$$\frac{V_{sd}}{n} \leq F_{b,Rd}$$

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

$$\text{Avec : } \alpha = \min \left(\frac{e_1}{3d_0} ; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4} ; \frac{f_{ub}}{f_u} ; 1 \right) = \min (0.53 ; 0.66 ; 2.22 ; 1) = 0.53$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2.5 \times 0.53 \times 360 \times 20 \times 8}{1.25} = 6105.6 \text{ daN}$$

$$V_{T,sd} = 1623.16 \text{ daN} < F_{b,Rd} = 6105.6 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VII.4.4 Assemblage des contreventements :

VII.4.4.1. Contreventement en X (2UPN 220) :

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.

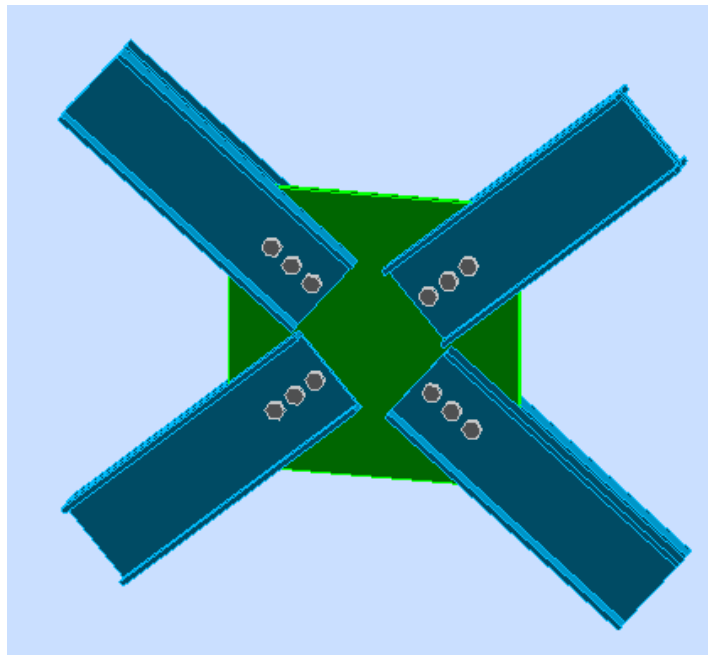


Figure VII.8 Assemblage contreventement X.

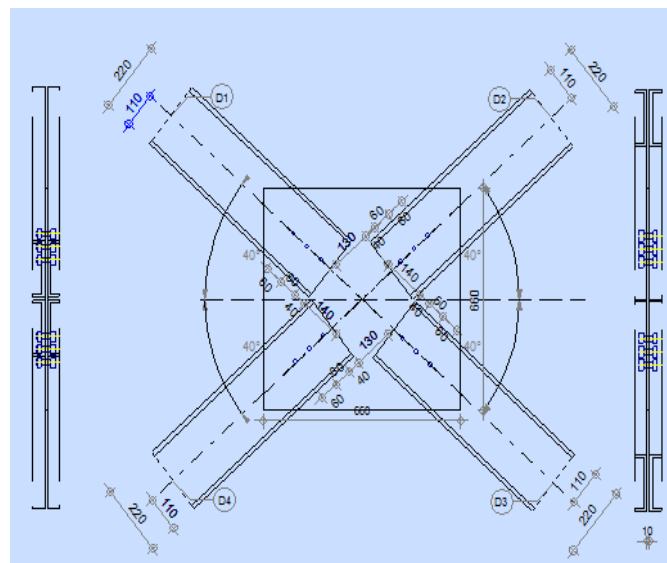


Figure VII.9 Dessin Technique de l'Assemblage

VII.4.4.1.1 Efforts sollicitant :

Les efforts sollicitant de l'assemblage sous la combinaison G+Q+1.2Ey :

$$N_{sd} = 21869 \text{ daN}$$

VII.4.4.1.2 Disposition constructive:

L'assemblage est réalisé avec une file de 3 boulons $\varnothing 16$ classe 8.8 dans chaque côté de la barre.

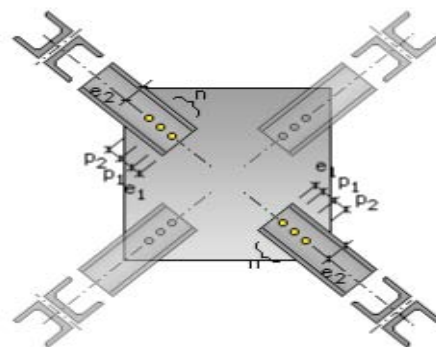


Figure VII.10 Disposition constructive des boulons

$$\begin{array}{llll} e_1 \geq 1,2d_0 & e_1 = 40 \text{ mm} & e_2 \geq 1,5d_0 & e_2 = 110 \text{ mm} \\ P_1 \geq 2,2d_0 & P_1 = 60 \text{ mm} & P_2 \geq 3d_0 & P_2 = 60 \text{ mm} \end{array}$$

VII.4.4.1.3 Vérification au cisaillement :

Condition à vérifier : $F_{v,sd} \leq F_{v,rd}$

Avec :

$$F_{v,rd} = \frac{f_{ub} \times A_s \times \alpha_v \times m \times n}{\gamma_{m2}} \quad \text{Tableau 6.5.3 CCM-97}$$

Lorsque le plan de cisaillement passe par la partie fileté du boulon :

$\alpha_v = 0,6$ Pour les classes de boulons : 4.6, 5.6 et 8.8.

$\alpha_v = 0,5$ Pour les classes de boulons : 4.8, 5.8, 6.8 et 10.9

Lorsque le plan de cisaillement passe par la partie non fileté du boulon :

$\alpha_v = 0,6$

$m=1$ nbr de plan de cisaillement

$$F_{v,rd} = \frac{800 \times 157 \times 0,6 \times 3}{1,25} = 18086,4 \text{ daN}$$

$$F_{v,sd} = \frac{N_{max}}{3} = \frac{218,69}{3} = 7289 \text{ daN} < 18086,4 \text{ daN} \quad \text{la condition est vérifiée.}$$

VII.4.4.1.4 Vérification de la pression diamétrale :

$$F_{b,Rd} = \frac{K_s \times \alpha \times d \times t \times f_u}{\gamma_{m2}} = \frac{2,5 \times 0,58 \times 360 \times 15 \times 22}{1,15} = 14979 \text{ daN} \quad \text{Tableau 6.5.3 CCM-97}$$

$$\text{Avec : } \alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; 1; \frac{f_{ub}}{f_u}\right) = \min(0,60; 0,58; 1; 2,22) = 0,58$$

$$K_1 = \min\left(2,8 \frac{e_1}{d_0} - 1,7; 1,4 - \frac{p_2}{d_0}; 2,5\right)$$

$$F_{b,Rd} = 11952 \text{ daN} > F_{v,sd} = 7554 \text{ daN}$$

VII.4.4.1.5 Vérification à la traction :

$$N_{PL,RD} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{37,40 \times 10^2 \times 235}{1,15} = 76426 \text{ daN}$$

$$\frac{N_{sd}}{3} = 7554 \text{ daN}$$

$$N_{PL,RD} = 76426 \text{ daN} > \frac{N_{max}}{3} = 7289 \text{ daN} \quad \text{condition vérifiée.}$$

Section nette :

$$N_{u,RD} = \frac{0,9 \times A_{net} \times f_u}{\gamma_{m2}}$$

$$\text{Avec : } A_{nette} = A - T \times d_0 = 3740 - (10 \times 18) = 3560 \text{ mm}^2$$

$$N_{u,RD} = \frac{0,9 \times 3560 \times 360}{1,25} = 92275 \text{ daN} > 7289 \text{ daN} \quad \text{condition vérifiée.}$$

Chapitre VIII

Etude des fondations

VIII.1.Introduction :

Les fondations sont l'interface entre le sol avec lequel elles se déplacent et la superstructure qui subit les forces d'inertie. Outre les charges verticales qu'elles transmettent ordinairement s'ajoute l'action du séisme. Cette dernière engendre sur les fondations des efforts :

- Horizontaux directs (effort tranchant, composante horizontale)
- Verticaux directs (composante verticale) -verticaux induits (moments de renversement)
- Des déplacements imposés (tassement différentiel, mouvements de sol) Le sol lui-même est susceptible de se déformer.

La fondation aussi comme rôles :

- Limiter les tassements différentiels éventuels
- Assurer l'encastrement de la structure dans le terrain
- L'exploitation des sous-sols.

VIII.2.Choix du type de fondation :

- Il existe plusieurs types de fondations On distingue :
- superficielles
- semi- profondes
- profondes.

Le type de fondation est choisi essentiellement selon les critères suivants :

- Charges transmises de la superstructure au sol.
- Distances entre les différents points d'appuis.
- Système structural adopté.
- le coût du projet.
- La résistance du sol.
- Le type de la structure.
- Le mode constructif de la structure.

Le choix porté sur le type de fondation, doit aussi satisfaire certains critères qui sont :

- La stabilité de l'ouvrage (rigidité).
- La facilité d'exécution (coffrage).
- L'économie.

VIII.3. Rapport géotechnique :

En cause de non disponibilité du rapport géotechnique la contrainte admissible du sol est prise égale à $\sigma_{sol}=2,00$ Bars.

VIII.4. Assemblage pied de poteaux encastrés :

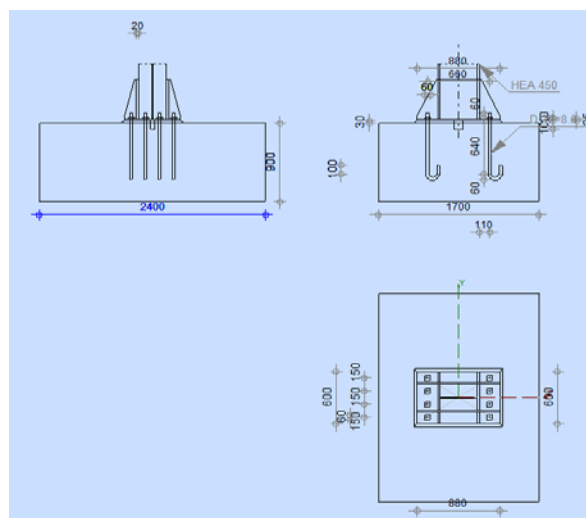


Figure VIII.1. Assemblage pied de poteau

La plaque en acier rectangulaire est soudée à la base du poteau par un cordon appliqué sur le contour de la section du profilé constituant le poteau .

Sollicitation maximale $1,35G+1,5Q$.

$$N_{sd} = 1840,31 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 45,66 \text{ KN}$$

VIII.4.1. Dimensionnement de la plaque d'assise :

A-Résistance du matériau de scellement :

$$f_j = \beta_j \times \alpha \times f_{cd}$$

- β_j : Coefficient relative à la liaison pris égal à 2/3
- α : Le facteur de concentration pris égal à 1,5

EC2-(1-1)...Figure 6.29

➤ f_{cd} : La résistance du béton à la compression égal à

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{25}{1,5} = 16,67 \text{ MPa}$$

$$f_j = 2/3 \times 1,5 \times 16,67 = 16,67 \text{ MPa}$$

B-L'effort de compression maximale à prendre en compte :

La plaque d'assise doit être dimensionnée de telle sorte à résister aux éventuels efforts de traction et de compression.

L'effort le plus défavorable à prendre en compte dans le dimensionnement est l'effort de compression $N_{c,sd} = 1840,31 \text{ KN}$.

C-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 :

$$A_{c0} = \max\left(\frac{1}{h \times b}\right) \times \left[\frac{N_{j,sd}}{f_j}\right]^2 ; \frac{N_{j,sd}}{f_j} = \max\left(\frac{1}{600 \times 880}\right) \times \left(\frac{1840310}{16,67}\right)^2 ; \left(\frac{1840310}{16,67}\right)$$

$$A_{c0} = 110396,52 \text{ mm}^2$$

D-Choix du type de la plaque d'assise :

$A_{c0} \geq 0.95 h \times b$ Adopter une plaque d'assise à projection étendue.

$A_{c0} < 0.95 h \times b$ Adopter une plaque d'assise à projection courte.

b : largeur de la plaque d'assise

h : longueur de la plaque d'assise

$A_{c0} < 0.95 \times 600 \times 880 = 501600 \text{ mm}^2 \rightarrow$ plaque d'assise à projection courte.

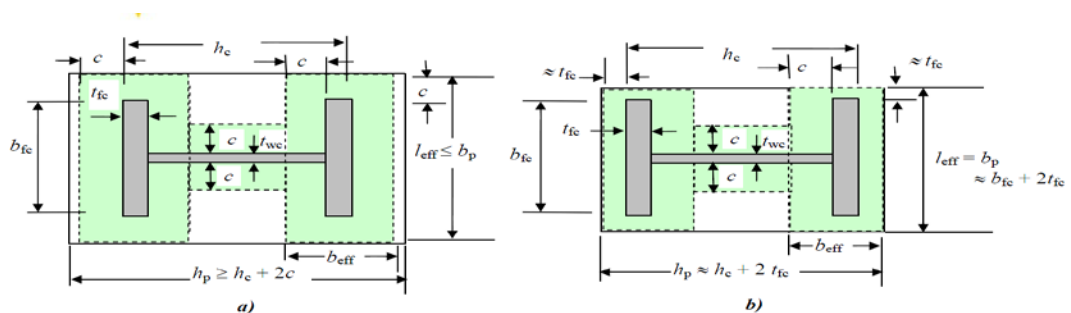


Figure VIII.2. Plaque d'assise à projection étendue (a) et à projection courte (b).

E-Détermination de la largeur d'appui additionnelle :

La valeur de la largeur d'appui additionnelle 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

plaque d'assise à projection courte

$$\left\{ \begin{array}{l} A = 2 \\ B = -b + t_w - h \\ C = \frac{N_{j,sd}}{2f_j} - (2b t_f + 4t_f^2 + 0.5 h t_w - t_f t_w) \end{array} \right\}$$

$$B = -880 + 12 - 600 = -1468$$

$$C = \frac{N_{j,sd}}{2f_j} - (2b t_f + 4t_f^2 + 0,5 h t_w - t_f t_w) = \frac{1840310}{2 \times 16,67} (2 \times 880 \times 21 + 4 \times 441 + 0,5 \times 600 \times 12 - 21 \times 12) = 13126,26$$

$$c = \frac{-880 - \sqrt{-1468^2 - 4 \times 2 \times 13126,26}}{4} = 51,67m \leq (h - 2t_f) / 2 = (600 - 2 \times 25) / 2 = 275$$

Les dimensions de la plaque d'assise a projection courte ce calculent comme suite

$$B_p \geq b + 2t_f = 880 + 2 \times 25 = 930 \text{ mm}$$

$$h_p \geq h + 2t = 600 + 2 \times 25 = 650 \text{ mm}$$

Ce qui donne

$$Ac_0 = 930 \times 650 = 604500 \text{ mm}^2 > 110396,52 \text{ mm}^2$$

F-Détermination de l'épaisseur de la plaque d'assise :

L'épaisseur de la plaque devra satisfaire aux conditions suivantes

$$t_p \geq t_{p,\min} = c \sqrt{\frac{3 \times f_j \times \gamma_{m0}}{f_y}} = 51,65 \times 0,47 = 24,77 \text{ mm}$$

Adopter une épaisseur de la plaque d'assise de : $t_p = 25 \text{ mm}$

VIII.4.1.1. Disposition constructive

L'assemblage est réalisé avec quatre files de 2 tiges d'encrage $\emptyset 20$ classe 8.8

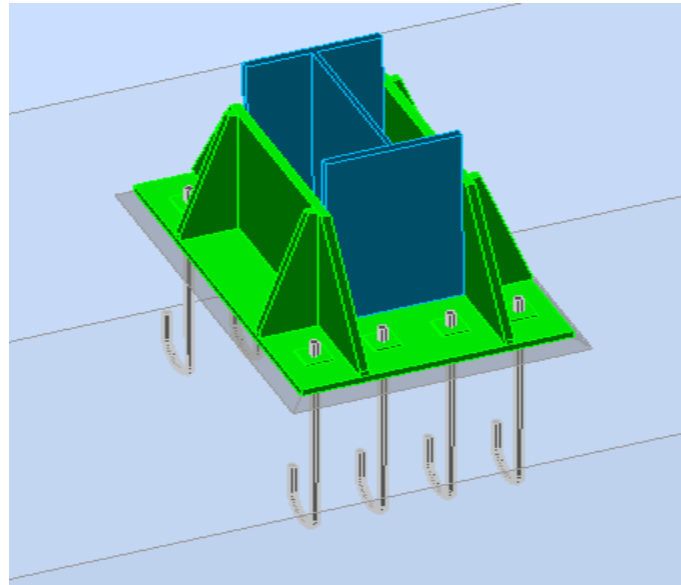


Figure VIII.3 : disposition constructive de Pied de poteau

$$t = t_p = 25\text{mm}$$

$$d_0 = 20 + 2 = 22 \text{ mm}$$

➤ **Entraxes (p1, p2)**

$2,2 d_0 \leq e_{v1} \leq 14t$ Alors on prend $p1 = 150 \text{ mm}$.

$p2 = 660 \text{ mm}$.

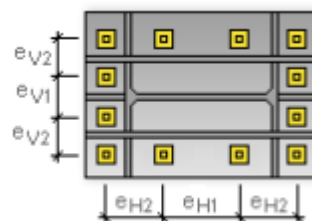


Figure VIII.4 : disposition constructive

A-Calcul de la largeur d'appuis additionnelle

$$c = t \left(\frac{f_y}{3 \times f_j \times \gamma_{m0}} \right)^{0,5} = 51,67\text{mm}$$

$$c < (h_c - 2t)/2 = (600 - 50)/2 = 275 \text{ mm}$$

Il n'y a pas de recouvrement des aires en comparaison pour les tronçons des deux semelles

B-Calcul de la section efficace

La plaque d'assise et de projection courte

$$A_{\text{eff}} = 2(b_{fc} + 2\beta c)(c + \beta c + t_f) + (h_c - 2c - 2t_f)(2c + t_w) = 2(300 + 2 \times 0,85)(51 + 0,85 + 21) + (440 - 2 \times 51,67 - 2 \times 21)(2 \times 51,67 + 12) = 111984,75 \text{ mm}^2$$

C-Calcul à l'effort axial

$$N_{sd} < N_{rd}$$

$$\text{Avec } N_{rd} = A_{\text{eff}} \times F_{jd} = 111984,75 \times 16,67 = 1866,78 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 1840,31 < 1866,78 \text{ KN} \quad \text{condition vérifiée}$$

D-Calcul de la plaque d'assise au moment fléchissant

- Calcul du moment résistant M_{rd} :

$$M_{rd} = \frac{t^2 \times f_y}{8 \times \gamma_{m0}} = \frac{625 \times 235}{6 \times 1.1} = 16,69 \text{ KN}$$

- Calcul du moment fléchissant

$$M_{sd} = \frac{c^2 / 2 \times N_{sd}}{A_{\text{eff}}} = 0,052 \text{ KN.m} < 16,69 \text{ KN}$$

Condition vérifiée

E-Resistance des tiges d'ancrage au cisaillement

$$F_{vrd} = F_{frd} + n_b \times F_{vbrd} \quad \text{EC3-(1-8)-6.2.2(7)}$$

Avec $F_{frd} = 0,2N_{sd}$: Resistance de calcul par frottement

$$F_{vbRd} = \frac{\alpha_{cb} \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{m2}} = \frac{\alpha_{cb} \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{m2}}$$

$$\alpha_{cb} = 0,44 - 0,0003 f_{yb} = 0.37 \quad 235 \text{ N/mm}^2 < f_{yb} < 640 \text{ N/mm}^2$$

n_b : Nombre de tige

Pour 8 tiges M20 en classe 8.8

$$A_s = 245 \text{ mm}^2 ; F_{ub} = 400 \text{ N/mm}^2 ; f_{yb} = 250 \text{ N/mm}^2$$

$$F_{frd} = 0,2(1840,31) = 368,06 \text{ KN}$$

$$F_{vbRd} = \frac{0,37 \times 400 \times 245}{1,25} = 29,008 \text{ KN}$$

$$F_{vrd} = 368,06 + 8 \times 29,008 = 600,124 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 45,63 \text{ KN} < F_{vrd} = 600,124 \text{ KN}$$

VII.4.2. Résistance des tiges d'ancrage

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 $l_b = 960 \text{ mm}$

f_{ck} : résistance du béton $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$

α : Facteur tenant compte de la forme de la tige : crochet →

$$\alpha = 0.7$$

$$F_{t,bond,Rd} = \frac{3.14 \times 20 \times 960 \times 0.36 \sqrt{25}}{1.5 \times 0.7} \times \frac{132 - 20}{100} = 115,752 \text{ KN}$$

$F_{t,Rd}$: Résistance de la tige à la traction

$$F_{t,Rd} = 0,9 \times \frac{A_s \times f_{ub}}{\gamma_{mb}} = 58,8 \text{ KN.}$$

$$F_{t,Rd,anchor} = F_{t,bond,Rd} = 58,8 \text{ daN}$$

VIII.4.3. Vérification de la soudure :

Soudure de la platine :

- **Cordon de soudure**

Epaisseur de la platine : $e_p = 25 \text{ mm} \rightarrow a_p = 8 \text{ mm}$

- **Distribution des efforts sur les différents cordons :**

a) cordon âme platine :

Chaque cordon reprend $V/2 = 45,63/2 = 22,81 \text{ KN}$

b) Vérification de la soudure de la semelle à 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 $\beta_w = 0.8$ et $\gamma_{mw} = 1.25$

longueur totale des cordons de soudure de la semelle $\sum l = 1068\text{mm}$

$$F_{w,rd} = \frac{8 \times 1068 \times 360}{\sqrt{2} \times 0.8 \times 1.25} = 2174,97\text{KN}$$

$F_{w,rd} = 2174,94\text{KN} > N_{sd} = 1840,31\text{KN}$ condition vérifier.

c) Vérification de la soudure de l'âme au cisaillement

$$V_{sd} \leq F_{v,rd}$$

$$F_{w,rd} = \frac{a \times \sum l \times f_u}{\sqrt{2} \times \beta_w \times \gamma_{mw}}$$

La nuance d'acier utilisé est S 235 donc $\beta_w = 0.8$ et $\gamma_{mw} = 1.25$

longueur totale des cordons de soudure de la semelle $\sum l = 688\text{mm}$

$$F_{w,rd} = \frac{8 \times 688 \times 360}{\sqrt{2} \times 0.8 \times 1.25} = 1401,08\text{KN}$$

$F_{w,rd} = 1401,08\text{KN} > V_{sd} = 45,63\text{KN}$ condition vérifier.

VIII.5: Calcul des semelles :**VIII.5.1 : Pré dimensionnement :**

$\bar{\sigma}_{sol} = 2 \text{ bar}$ La contrainte admissible du sol

La Détermination de A et B sont-elles que $\sigma_{3/4} = \bar{\sigma}_{sol}$

Donc on prendra A et B dans le même rapport qu'a et b soit

$$\frac{a}{b} = \frac{550}{550} = 1$$

a = b et A=B

D' où $S = A \times B = A^2$

$$\text{Et } \bar{\sigma}_{sol} \geq \frac{N_s}{S} + \frac{M \cdot y}{I} \quad \text{où } y = \frac{3}{4}$$

$$\text{Et } I = A \times \frac{A^3}{12} = \frac{A^4}{12}$$

$$0,2 \geq \frac{0,13}{A} + \frac{0,4 \cdot 3/4}{A^4/12}$$

$$0,2A^4 \geq 0,22A^2 + 3,6$$

$$0,2A^4 - 0,22A^2 - 3,6 \geq 0$$

On met $X=A^2$

$$\text{Alors} \quad 0,2X^2 - 0,13X - 3,6 \geq 0$$

$$X=3,65 \rightarrow A = \sqrt{3,81} = 1,91\text{m}$$

Donc on prend $A=B= 2 \text{ m}$

VIII.5.1.1 Hauteur de la semelle

Pour pouvoir d'une part utiliser la méthode des bielles et ne pas vérifier la section d'encastrement à l'effort tranchant, on prend

$$h \geq \frac{A-a}{4} = \frac{200-55}{4} = 36,2\text{cm}$$

On prend $h=45\text{cm}$ et $h_t=50\text{cm}$

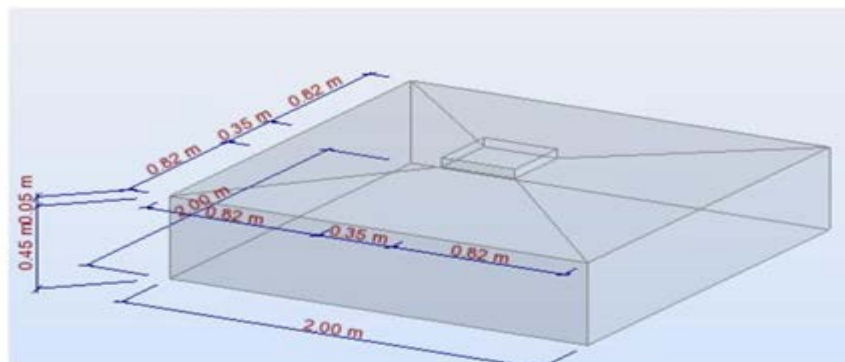


Figure VIII.6 Dimensions de la semelle

VIII.5.2. Détermination des armatures de la semelle :

➤ Ferrailage Suivant X :

- À ELU

Le cas $e_0 < A/6 = 2/6 = 0,33 \rightarrow \frac{M_{sd}}{N_{sd}} = 0,04$ **Calcul de M1**

$$M_u = (4 \cdot A + 0,35 \cdot a - 9 \cdot e_0) \times \left(\frac{\frac{A}{2} - 0,35b}{\frac{B}{2} - e_0} \right)^2 \times \frac{N_u}{27}$$

$$M_u = (4 \times 2 + 0,35 \times 0,55 - 9 \times 0,03) \times \left(\frac{\frac{2}{2} - 0,35 \times 0,55}{\frac{2}{2} - 0,03} \right)^2 \times \frac{1840,31}{27}$$

$$= 372,4 \text{ KN. m}$$

Avec : $z = 0,9d = 40,5 \text{ cm}$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e, 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$f_{t28} = 0,06f_{c28} + 0,6 = 2,1 \text{ MPa} \quad \eta = 1,6 \text{ H.A}$$

- À ELS :

$$M_s = (4 \cdot B + 0,35 \cdot b - 9 \cdot e_0) \times \left(\frac{\frac{B}{2} - 0,35b}{\frac{B}{2} - e_0} \right)^2 \times \frac{N_s}{27}$$

$$M_s = (4 \times 2 + 0,35 \times 0,55 - 9 \times 0,03) \times \left(\frac{\frac{2}{2} - 0,35 \times 0,55}{\frac{2}{2} - 0,03} \right)^2 \times \frac{1324,19}{27}$$

$$= 268,0 \text{ KN. m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{z \times f_{st}} = \frac{37,24}{z \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{372,4 \times 10^6}{405 \times 201,63} = 45,6 \text{ cm}^2 \quad (10T25)$$

➤ **Ferrailage Suivant Y :**

on a $A=B=2\text{m}$ donc le ferrailage suivant X= le ferrailage suivant Y.

➤ **Calcul de l'espacement**

$$S_t \geq \max(6\emptyset + 6\text{cm}; 15\text{cm}) \leq 30 \text{ cm}$$

$$S_t \geq \max(6 \times 2,5 + 6\text{cm}; 15\text{cm})$$

$$S_t = 20\text{cm} \quad \mathbf{10\emptyset 25}$$

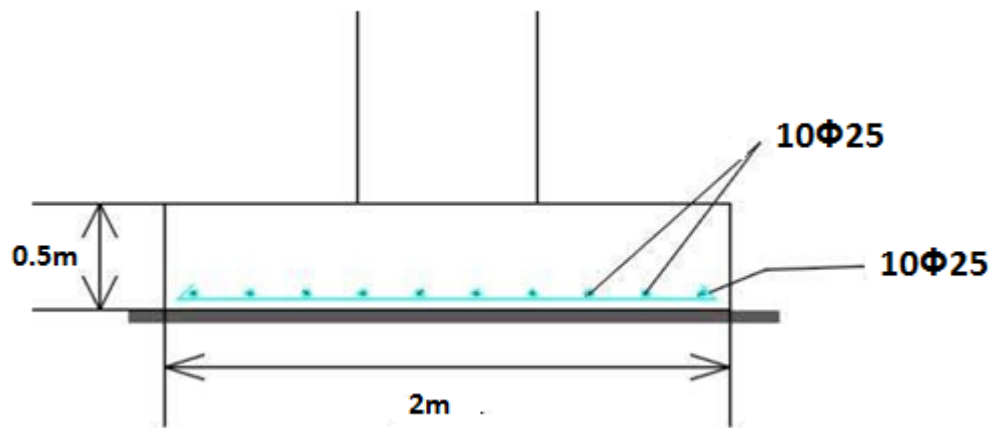


Figure VIII.7: Ferrailage des semelles

VIII.6 Calcul des longrines :

Les longrines ont pour rôle de relier les semelles entre elles, elles sont soumises à un effort de traction.

VIII.6.1.1 : Dimensionnement des longrines :

Selon le RPA99, pour un sol de type S3 les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont : 25 cm x 30 cm. On prend $S = 30 \times 30$ cm.

VIII.6.1.2 : Calcul du ferraillage :

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = \frac{N}{\alpha}$$

Avec :

α : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée, pour les sols S3, zone IIa ($\alpha = 12$)

Donc : $N = 1840,31$ KN $F = \frac{1840,31}{12} = 153,36$ KN ≥ 20 KN condition vérifiée

➤ **L'ELU :**

$$F = \frac{1840,31}{12} = 153,36 \text{ KN}$$

$$A_{st} = \frac{N}{\sigma_{st}} = 5,29 \text{ cm}^2.$$

➤ **L'ELS :**

$$➤ F = \frac{1324,19}{12} = 110,34 \text{ KN}$$

$$➤ A_{st} = \frac{N}{\sigma_{st}} = 3,80 \text{ cm}^2.$$

Le RPA99 exige une section minimale : $A_{min} = 0,6\% B = 0,6\%(30 \times 30) = 5,4 \text{ cm}^2$.

On prend $A_{st} 6T12 = 6,79 \text{ cm}^2$.

VIII.6.1.3 : Vérification de condition de non fragilité :

On doit vérifier que :

$$A_{st} \leq 0,23 b \times d \times \frac{f_c 28}{f_e} = 19,40 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VIII.6.1.4 : Calcul des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_{min}; \frac{b}{10}\right) \rightarrow \phi_t \leq \min\left(\frac{300}{35}; 12; \frac{300}{10}\right)$$

On prend $\phi_t = 8 \text{ mm}$ (Cadre + étrier).

$S_t \leq (20 \text{ cm}; 1,5 \phi_t) \rightarrow S_t \leq (20 \text{ cm}; 12)$ On prend $S_t = 10 \text{ cm}$.

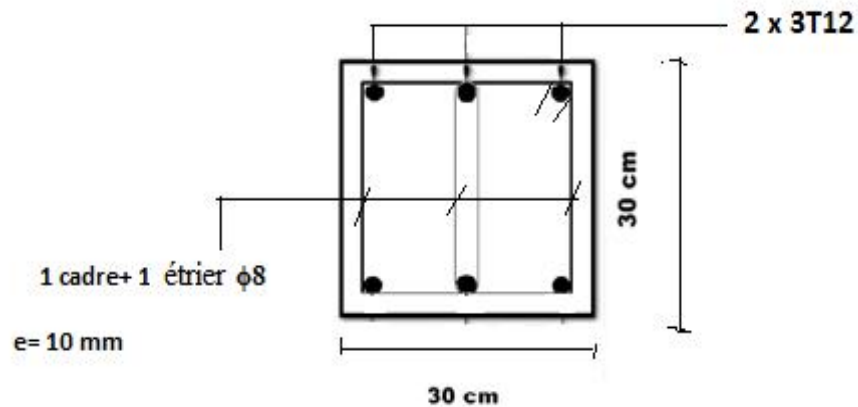


Figure VIII.8 : Disposition des cadres

Conclusion générale

Conclusion :

Notre projet de fin d'études nous a permis de donner un aperçu de la construction métallique et surtout de mettre en pratique les connaissances théoriques acquises tout au long de notre cursus en travaillant sur un projet réel.

Nous avons étudié les différentes étapes de la construction d'un bâtiment en tenant compte de l'étude climatique et du lieu d'implantation pour le choix des profilés. Le travail s'est aussi basé sur l'étude sismique des planchers et des contreventements.

Des efforts ont été déployés pour que cette étude puisse se faire mais ce travail, aussi accompli soit-il, ne saurait prétendre avoir résolu toutes les difficultés de la construction métallique. Toujours est-il qu'il constitue une expérience intéressante nous ayant permis d'élargir le champ de nos connaissances dans un vaste domaine qui est loin d'avoir livré tous ses secrets et, partant nous motive à aller encore plus de l'avant. Il est évident que la construction de l'homme, grâce à la formation continue, est un chantier ouvert permettant d'améliorer sans cesse le savoir de l'être humain et de développer ses compétences afin qu'il puisse innover et être toujours plus performant.

Par ailleurs, nous pensons que le contenu de ce projet serait plus consistant si on pouvait apporter plus de rigueur à l'évaluation des aspects sécuritaires, techniques et économiques.

Avant de clore notre mémoire, nous tenons sincèrement à témoigner notre gratitude à tous ceux qui, de près ou de loin, ont bien voulu nous apporter leurs aides et conseils pour la préparation de ce projet et souhaitons en même temps le développement et l'évolution de cette spécialité afin que les insuffisances et les difficultés actuelles soient dépassées dans un futur proche.

Références bibliographiques

Règles générales et règles pour les bâtiments « Eurocode 3, partie 1-1, calcul des structures en acier », Éditions Eyrolle, Paris, 1996

ENV 1994-1-1 « Conception et dimensionnement des structures mixte acier-béton » et Document d'Application Nationale – Partie 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments

Jean Morel, « Calcul Des Structures Métalliques Selon l'Eurocode 3 », Editionseyrolles, Paris, sixième tirage-2005

ENV 1993-1-1 «Calcul des structures en acier» et Document d'Application Nationale – Partie 1-1: Règles générales et règles pour les bâtiments

B.A.E.L 91 : béton arme aux états limite, troisième tirage, Eyrolles, 1997

Document Technique Réglementaire D.T.R-BC-2-48 ; REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES « RPA 99/ VERSION 2003 ».Le centre national algérien de recherche appliquée en génie parasismique, 2003, (Algérie) Document

Technique Réglementaire D.T.R-C-2-47 ; REGLEMENT NEIGE ET VENT RNV version 2013, ENERIB, (Algérie)

Document Technique Réglementaire 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)

Lahlou Dehmani « calcul des structures métalliques selon l'EC3 » 2009

Cours de 1^{er} année master

Mémoire :

- BAROUDI.A.N,BERREZOUG,R. Étude d'un Bâtiment en charpente métallique a usage d'habitation(R.D.C+4), Université ABOU BEKR BELKAID , (Algérie)(2017)
- EI MEZOUAR.A,GHALEM.A. Étude et dimensionnement d'un hall industriel a plusieurs versants, Université ABOU BEKR BELKAID , (Algérie)(2018)
- ABOUD.E,ADOUANE.B.E. Étude d'un Bâtiment en charpente métallique a usage d'habitation(R.D.C+5), Université ABDERRAHMANE MIRA, (Algérie)(2014)

Résistance des moyens d'assemblage

- Les caractéristiques géométriques des boulons qui sont indispensables pour dimensionner et réaliser un assemblage sont résumés dans le tableau suivant :

Désignation	M10	M12	M14	M16	M18	M20	M22	M24	M27	M30
d (mm)	10	12	14	16	18	20	22	24	27	30
d ₀ (mm)	11	13	15	18	20	22	24	26	30	33
A (mm ²)	78.5	113	154	201	254	314	380	452	573	707
A _s (mm ²)	58	84.3	115	157	192	245	303	353	459	561
d _m (mm)	18.3	20.5	23.7	24.6	29.1	32.4	34.5	38.8	44.2	49.6
<p>d : diamètre de la partie lisse (non fileté) de la tige du boulon, d₀ : diamètre nominale du trou (tolérance normalisée), A : section nominale du boulon (dans la partie non fileté), A_s : section résistante de la partie fileté du boulon, d_m : diamètre moyen entre le cercle circonscrit et le cercle inscrit de la tête du boulon.</p>										

- La désignation d'un boulon se fait par le diamètre (d en mm) de la partie non fileté du corps du boulon précédé de la lettre majuscule (**M**) : Par exemple, si **d=18mm**, le boulon est désigné par **M18**.

Les boulons sont produits en sept nuances d'aciers appelées (classes des boulons). Chaque classe donne une résistance limite élastique (f_{yb}) et une résistance ultime à la traction (f_{ub}).

Une classe est définie par deux nombres (**a.b**) sachant que $f_{yb} = 10.a.b$ et $f_{ub} = 100.a$ (N/mm²).

Les boulons de classes **8.8** et **10.9** sont appelés (boulons à Haute Résistance - **H.R.**).

Tableau 2.2- Caractéristiques mécaniques des boulons - Valeurs de f_{yb} et f_{ub}								
Classe	a . b	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9
f_{yb} (N/mm ²)	$f_{yb}=a.b. 10$	240	320	300	400	480	640	900
f_{ub} (N/mm ²)	$f_{ub}=a. 100$	400	400	500	500	600	800	1000

A- Positionnement des boulons

Les distances entre axes des boulons ainsi qu'entre axes des boulons et bords des pièces sont limitées par :

- des valeurs minimales pour faciliter la mise en place des boulons, pour permettre le passage des clés et pour éviter le déchirement des tôles (à la manière des timbres - poste).
- des valeurs maximales pour conserver un bon contact entre les pièces assemblées (ce qui augmente le frottement et limite le risque de corrosion), et pour éviter des assemblages trop longs.
- La disposition des boulons dans une pièce est réglementée par l'Eurocode 3 selon les figures suivantes :
 - Dans le cas d'un chargement statique prédominant :

Entraxes : $2.2 d_0 \leq p_1 \leq \text{Min} (14 t \text{ ou } 200 \text{ mm})$

$2.4 d_0 \leq p_2 \leq \text{Min} (14 t \text{ ou } 200 \text{ mm})$

$p_{1,0} \leq \text{Min} (14 t \text{ ou } 200 \text{ mm})$

$p_{1,i} \leq \text{Min} (28 t \text{ ou } 400 \text{ mm})$

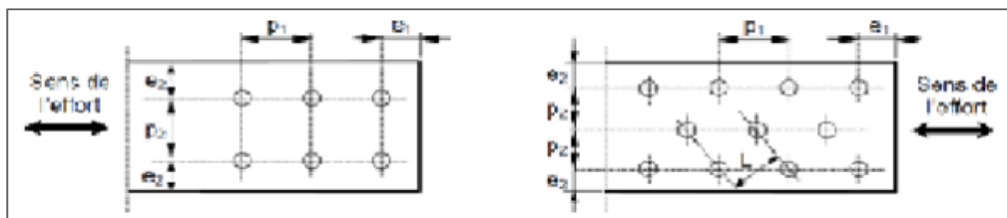


Figure 2.3. Pincés et entraxes

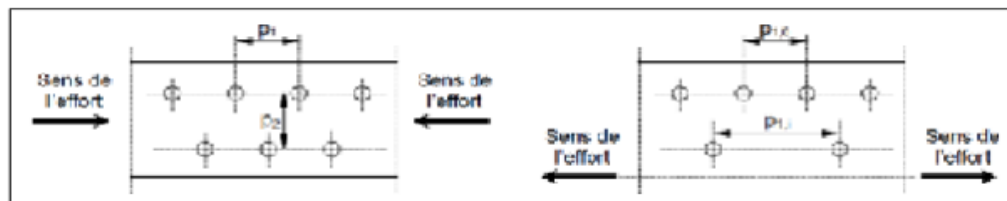


Figure 2.4. Entraxes pour trous en quinconce

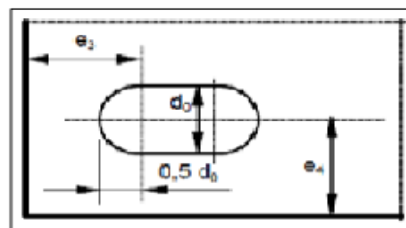


Figure 2.5. Pince longitudinale et pince transversale pour trous oblongs

- Pour les rangées de fixations en quinconce, un espacement minimum entre rangées $p_2=1.2 d_0$ peut être utilisé, à condition que la distance minimum, L , entre deux fixations quelconques (Fig.1.3) soit telle que $L \geq 2.4 d_0$ [3].

Pincés

- Pincés pour des piéces non exposées aux intempéries :
1.2 $d_0 \leq e_1$ ou e_2
 - Pincés pour des piéces exposées aux intempéries :
1.2 $d_0 \leq e_1$ ou $e_2 \leq 4 t + 40$ mm
 - Pincés pour trous oblongs :
1.5 $d_0 \leq e_3$ ou e_4
 - Dans le cas d'exigences de comportement à la fatigue, les pincés et entraxes minimums sont augmentés de la manière suivante :
1.5 $d \leq e_1$ ou e_2
2.5 $d \leq p_1$ ou p_2
- Les notations principales (Figures 2.3, 2.4 et 2.5) sont les suivantes :
 - d : diamètre nominal d'un boulon,
 - d_0 : diamètre nominal du trou,
 - p_1 : entraxe des fixations dans une rangée dans la direction de la transmission des efforts,
 - p_2 : entraxe, mesurée perpendiculairement à la direction de la transmission des efforts, entre des rangées de fixations adjacentes,
 - $p_{1,0}$: entraxe des fixations dans une rangée de rive d'une pièce tendue avec trous en quinconce dans la direction de la transmission des efforts (Fig. 2.4),
 - $p_{1,i}$: entraxe des fixations dans une rangée intérieure d'une pièce tendue avec trous en quinconce dans la direction de la transmission des efforts (Fig. 2.4),
- e_1 : pince longitudinale entre le centre d'un trou de fixation et le bord adjacent d'une pièce quelconque, mesurée dans la direction de l'effort transmis,
- e_2 : pince transversale entre le centre d'un trou de fixation et le bord adjacent d'une pièce quelconque, perpendiculairement à la direction de l'effort transmis,
- e_3 : distance entre l'axe d'un trou oblong et l'extrémité ou bord adjacent d'une pièce quelconque (Fig. 2. 5),
- e_4 : distance entre le centre de l'arrondi d'extrémité d'un trou oblong et l'extrémité ou bord adjacent d'une pièce quelconque (Fig. 2. 5),
- t : épaisseur de la pièce attachée extérieure la plus mince.

- Les exigences de l'EC 3 sont résumées dans le tableau ci-dessous :

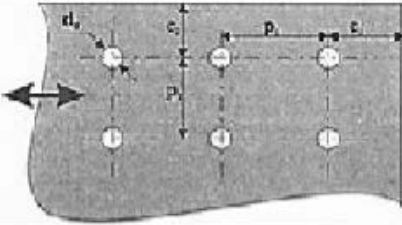
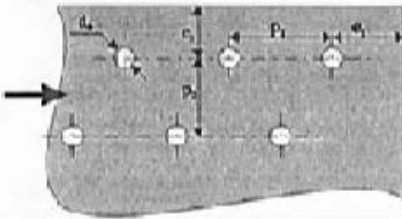
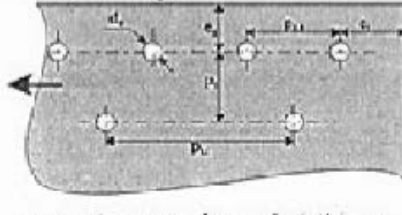
<p>Dispositions suivant une matrice régulière</p> 	$1,2 d_0 \leq e_1 < \text{Min} [2t; 150 \text{ mm}]$ $1,5 d_0 \leq e_2 < \text{Min} [2t; 150 \text{ mm}]$ $p_1 \geq 2,2 d_0$ $p_2 \geq 3 d_0$
<p>Dispositions en quinconce sollicitées en compression</p> 	$1,2 d_0 \leq e_1 < \text{Min} [2t; 150 \text{ mm}]$ $1,5 d_0 \leq e_2 < \text{Min} [2t; 150 \text{ mm}]$ $2,2 d_0 \leq p_1 \leq \text{Min} [4t; 200 \text{ mm}]$ $3 d_0 \leq p_2 \leq \text{Min} [4t; 200 \text{ mm}]$
<p>Dispositions en quinconce sollicitées en traction</p> <p>$p_{1,0}$: ne vaut que pour une rangée extrême (près des bords)</p>  <p>$p_{1,1}$: vaut pour toutes les rangées intérieures</p>	$1,2 d_0 \leq e_1 < \text{Min} [2t; 150 \text{ mm}]$ $1,5 d_0 \leq e_2 < \text{Min} [2t; 50 \text{ mm}]$ $2,2 d_0 \leq p_{1,0} \leq \text{Min} [4t; 200 \text{ mm}]$ $2,2 d_0 \leq p_{1,1} \leq \text{Min} [2t; 400 \text{ mm}]$ $3 d_0 \leq p_2 \leq \text{Min} [4t; 200 \text{ mm}]$

Figure 2.6. Disposition des boulons

La présente annexe fait partie de l'Avis Technique :
le respect des valeurs de calcul indiquées est une condition impérative de la validité de l'Avis.

Sont données ci-après les valeurs caractéristiques utiles à l'application de la méthode de dimensionnement et de vérification prescrite dans l'Avis Technique commun 3/05-436*01Add

A - CARACTERISTIQUES DES PROFILS HI-BOND 55

Les valeurs ci-dessous sont données pour un mètre de largeur de bac.

HI-BOND 55.750

Epaisseur nominale de la tôle		Section (cm ²)	Poids* (daN/m ²)	Position fibre neutre (cm)		Moment d'inertie I (cm ⁴)	Modules de résistance (cm ³)	
galvanisée	nue			v ₁	v _e		I/v ₁	I/v _e
0,75	0,71	11,183	9,56	2,75	2,75	57,544	20,925	20,925
0,88	0,84	13,231	11,23	2,75	2,75	68,080	24,756	24,756
1,00	0,96	15,121	12,83	2,75	2,75	77,805	28,292	28,292
1,20	1,16	18,271	15,30	2,75	2,75	94,015	34,187	34,187

HI-BOND 55.800

Epaisseur nominale de la tôle		Section (cm ²)	Poids* (daN/m ²)	Position fibre neutre (cm)		Moment d'inertie I (cm ⁴)	Modules de résistance (cm ³)	
galvanisée	nue			v ₁	v _e		I/v ₁	I/v _e
0,75	0,71	10,487	8,72	3,32	2,58	57,928	17,448	22,453
0,88	0,84	12,407	10,23	3,32	2,58	68,535	20,643	26,564
1,00	0,96	14,179	11,63	3,32	2,58	78,325	23,592	30,359
1,20	1,16	17,133	13,95	3,32	2,58	94,643	28,506	36,684

* Les poids correspondent aux tôles galvanisées et tiennent compte des recouvrements.

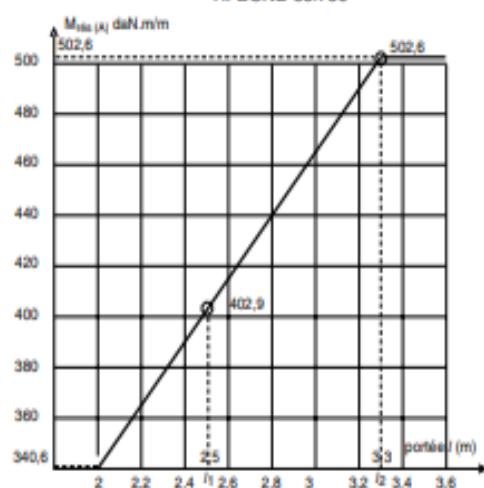
B - VERIFICATIONS EN PHASE DE MONTAGE ET DE COULAGE DU BETON

Pour l'application du § 2.32 de l'A.T. 3/05-436*01Add, les valeurs des moments résistants plastiques $M_{res(A)}$, $M_{res(B)}$ et des moments de cloquage M_c sont déduites en fonction de la portée l à partir des diagrammes ci-après, utilisables pour $l \geq 2,00$ m (correspondant à $0,8 \cdot l_1$) et données pour des tôles d'épaisseur nominale 0,75 mm.

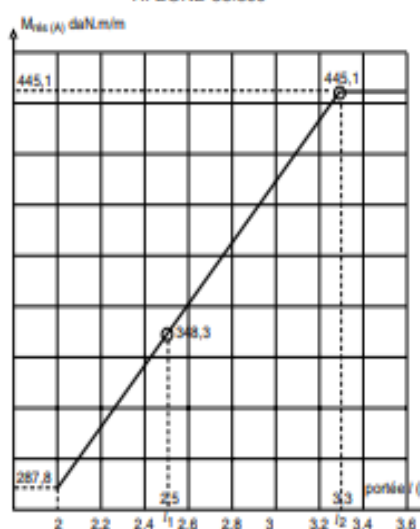
Pour les portées inférieures à $0,8 \cdot l_1$, les justifications sont menées conventionnellement pour une portée fictive de $0,8 \cdot l_1$.

Pour des épaisseurs de 0,88 mm, de 1,00 mm et de 1,20 mm, les valeurs lues sont à multiplier par 1,17 - 1,33 et 1,60 respectivement.

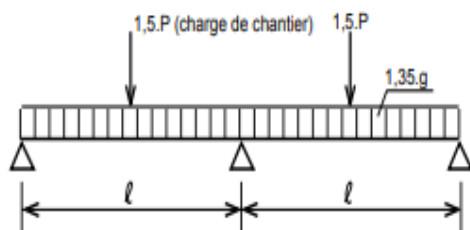
HI-BOND 55.750



HI-BOND 55.800

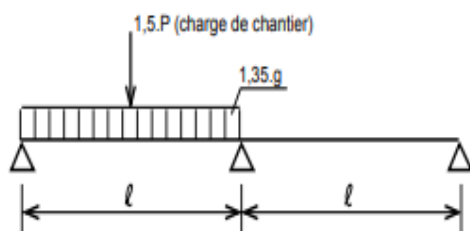


Cas de chargement (A)



$$M_{(A)} = 0,070 \cdot 1,35 \cdot g \cdot \ell^2 + 0,156 \cdot 1,50 \cdot P \cdot \ell$$

Cas de chargement (B)



$$M_{(B)} = 0,096 \cdot 1,35 \cdot g \cdot \ell^2 + 0,203 \cdot 1,50 \cdot P \cdot \ell$$

Moments résistants $M_{r(A)}$ et $M_{r(B)}$

Les valeurs à considérer des moments résistants sont données dans les Avis Techniques des procédés sous la forme de diagrammes en fonction de la portée et de coefficients tenant compte de l'épaisseur de tôle. Les Avis Techniques précisent les limites de portées entre lesquelles le diagramme est donné.

Lorsque la portée du projet est inférieure à la plus petite portée du diagramme ($0,8 \cdot \ell_1$), il est loisible de substituer à la portée du projet une portée fictive égale à $0,8 \cdot \ell_1$ et de conduire la vérification pour cette portée fictive.

2.323 Vérification d'intégrité en cas d'étaielement.

Cette vérification a pour objet d'éviter un cloquage éventuel irréversible au droit des étais. Elle est donc inutile pour les cas de pose sans étais.

Elle consiste à s'assurer de l'inégalité suivante :

$$0,125 \cdot 1,35 \cdot g \cdot \ell^2 + 0,1875 \cdot 1,5 \cdot P \cdot \ell \leq M_c$$

où

P vaut $50 \cdot \ell$ sans descendre en dessous de 100 daN ;

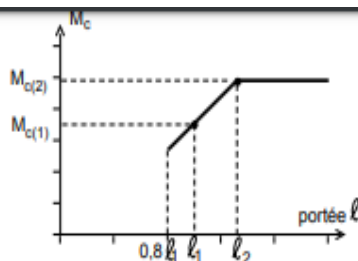
M_c est le moment de cloquage pour la portée ℓ considérée

Lors des essais n° 1 et 2 effectués selon la "méthode générale" visée ci-avant, on note la valeur des charges p_c et P_c , d'apparition du premier cloquage sur l'appui intermédiaire ; avec ces valeurs de charges, on calcule le moment de cloquage M_c correspondant :

$$M_{c(1)} = 0,125 \cdot p_c \cdot \ell_1^2 + 0,1875 \cdot P_c \cdot \ell_1$$

$$M_{c(2)} = 0,125 \cdot p_c \cdot \ell_2^2 + 0,1875 \cdot P_c \cdot \ell_2$$

Ces valeurs permettent de tracer le diagramme suivant :



Comme pour les $M_{\text{diag}(A)}$ et $M_{\text{diag}(B)}$ de la vérification de résistance, la courbe est extrapolée par prolongement de la droite jusqu'à une portée de $0,8 \cdot \ell_1$ et par une horizontale (plafonnement du moment) pour les portées supérieures à ℓ_2 .

Le diagramme de M_c en fonction de ℓ est donné dans chaque Avis Technique de procédé.

2.33 Vérifications en phase définitive du montage collaborant

2.331 Vérification de la collaboration tôle/béton

Cette vérification est effectuée à l'Etat Limite de Service selon la méthode "m" et "k" conduite selon les usages français (essais avec tôles huilées).

Elle consiste à respecter l'inégalité suivante concernant la contrainte de cisaillement de glissement entre tôle et béton :

$$T_{\text{solicitant}} \leq T_{\text{résistant}}$$

avec

$$T_{\text{solicitant}} = VS/(b \cdot z_{\text{é}})$$

où

VS = l'effort tranchant sollicitant développé en service, après prise du béton, dans la section considérée ;

b = la largeur considérée de plancher ;

$z_{\text{é}} =$ le bras de levier élastique, pris égal à $dp \cdot x/3$;

avec également

$$T_{\text{résistant}} = m \cdot \rho \cdot h/Lg + k$$

où

m et k sont des coefficients déterminés à la suite d'essais et donnés dans les Avis Techniques de procédés ;

ρ est le rapport de la section de la tôle à la section utile du béton $b \cdot dp$,

dp étant la distance du centre de gravité de la tôle à la fibre supérieure du plancher ;

h est l'épaisseur totale du plancher ;

Lg est définie ci-après.

Remarque importante : la formule donnant $T_{\text{résistant}}$ n'est valable que si les charges appliquées en surface du plancher sont supérieures aux charges suspendues (accrochées en sous-face).

Définition de L_g : cas de travées isostatiques

La détermination expérimentale de "m" et de "k" étant réalisée sur travées isostatiques, la vérification indiquée ci-avant doit prendre en compte pour Lg la valeur de la portée d'une travée sur deux appuis simples.

Dans le cas de distribution quelconque des charges (charges concentrées), on considère une portée fictive ℓ valant $4 \cdot \ell_1$ ou ℓ_2 est la longueur du diagramme rectangulaire équivalent d'effort tranchant

$$\ell_s = \frac{\text{surface sous la courbe du diagramme réel des efforts tranchants}}{\text{effort tranchant à l'appui}}$$

Définition de L_g : cas de travées continues

Il est admis que l'expression de $T_{\text{résistant}}$ peut continuer à être appliquée en prenant pour Lg la portée entre les points de moments nuls (longueur de la zone de moment positif), les efforts tranchants VS à considérer étant ceux évalués en ces points.

Pour HI-BOND 55.800 :

Epaisseur (mm)	0.75	0.75	1.00	1.00
Bac	Standard	Pré-percé	Standard	Pré-percé
Largeur d'appui	160	160	75	160
M_0 (kN.m/m)	3.0	2.9	5.2	5.2
α	-0.005	-0.01	-0.008	-0.008
Mmax	3.1	3.1	5.4	5.4
Rmax	21.6	21.8	38.0	38.0

Les valeurs de calcul pour des largeurs comprises entre 75 et 160mm ainsi que pour les épaisseurs 0.88 et 1.00mm peuvent être obtenues par interpolation linéaire.

-Vérification du moment positif en travée :

Conformément aux prescriptions du §1.1.2.2.2 du CPT 3730_V2, on doit vérifier que $M_{e,d}(ELU) \leq M_{r,d}$

Cette vérification doit être réalisée conformément aux prescriptions du §1.1.2.2.2 du CPT 3730_V2 à partir des valeurs de calcul $M_{r,d}$ suivantes :

Caractéristique	Epaisseur de la tôle (mm)	$M_{r,d}$ (kN.m/m)	
		55.750	55.800
Moment résistant en travée $M_{r,d}$ pour les bacs	0.75	4.4	3.6
	0.88	5.8	5.0
	1.00	7.0	6.3
	1.20	9.1	8.5

-Vérification de l'appui d'extrémité :

Conformément aux prescriptions du §1.1.2.2.3 du CPT 3730_V2, on doit vérifier que $V_{e,d}(ELU) \leq V_{r,d}$

Cette vérification doit être réalisée conformément aux prescriptions du §1.1.2.2.3 du CPT 3730_V2 à partir des valeurs de calcul $V_{r,d}$ suivantes :

- Tôles standard 55.750 : $V_{r,d} = 29.60$ kN/m (Valeur obtenue pour une largeur d'appui de 50mm et une tôle d'épaisseur 0.75mm)
- Tôles pré-percées 55.750 : $V_{r,d} = 27.85$ kN/m (Valeur obtenue pour une largeur d'appui de 50mm et une tôle d'épaisseur 0.75mm)
- Tôles standard 55.800 : $V_{r,d} = 26.07$ kN/m (Valeur obtenue pour une largeur d'appui de 50mm et une tôle d'épaisseur 0.75mm)
- Tôles pré-percées 55.750 : $V_{r,d} = 24.01$ kN/m (Valeur obtenue pour une largeur d'appui de 50mm et une tôle d'épaisseur 0.75mm)

Ces valeurs sont extrapolables à des profondeurs d'appui et des épaisseurs de tôles supérieures à celles de l'essai.

3. Vérifications de résistance dans le domaine post-élastique :

Vérifications sur appui définitifs :

Conformément aux prescriptions du §1.1.2.3 du CPT 3730_V2, on doit dans un premier temps vérifier les 3 critères suivants :

- $M_{e,ser}(ELU) \leq M_{max}$
- $R_{e,ser}(ELU) \leq R_{max}$
- $M_{e,ser}(ELU) \leq M_0 + \alpha \cdot R_{e,ser}(ELU)$

Additif commun aux avis techniques de procédés de planchers à bacs métalliques collaborants.

1. Remarque préliminaire

Cette annexe reprend le texte de l'additif commun aux avis techniques de procédés de planchers à bacs métalliques collaborants. Il décrit la méthode de dimensionnement des planchers utilisant ce procédé.

2. AVIS

L'Avis ne vaut que pour les procédés couverts par un Avis Technique. Il indique, dans le Cahier des Prescriptions Techniques, les conditions de conception et de calcul communes à tous les planchers de cette famille.

2.1 Domaine d'emploi

Il est le même que celui accepté par le Groupe dans le cadre de l'Avis Technique.

2.2 Appréciation de l'aptitude à l'emploi

Stabilité

La stabilité est normalement assurée pour les montages tôle-béton de ces planchers lorsqu'ils sont dimensionnés et vérifiés conformément aux conditions de conception et de calcul ci-après, sous réserve des particularités éventuellement précisées dans les Avis Techniques des procédés et des autres conditions indiquées dans ces Avis.

2.3 Cahier des Prescriptions Techniques

2.3.1 Conditions de conception et de calcul

2.3.1.1 Définition de la portée

La portée L des planchers, à considérer dans les vérifications indiquées ci-après, est ainsi définie :

- si les appuis sont des murs ou des poutres en béton, la portée L est la distance entre les nus intérieurs des appuis ;
- si les appuis sont des murs en maçonnerie de petits éléments, la portée L est la distance entre les points situés à 2,5 cm en recul des nus intérieurs de ces murs ;
- si les appuis sont des solives métalliques, la portée L est la distance entre axes des solives ; elle peut être la distance entre nus intérieurs des solives s'il est justifié que leur rigidité en torsion le permet.

La portée l à considérer pour les vérifications en phase de coulage est celle indiquée ci-avant délimitée le cas échéant par l'axe des files d'étails éventuelles.

Le terme « portée » se réfère à quatre grandeurs différentes selon le type de vérification :

- la portée L du plancher soumise au chargement (distance entre appuis réels ou assimilés)
- la portée [$L_g = 4.L_s$], éventuellement modifiée par rapport à L , déduite des diagrammes de sollicitations pour les justifications de la collaboration entre la tôle et le béton,
- la portée ℓ (graphisme avec sa boucle) à considérer pour les justifications au moment du coulage qui fait intervenir la présence éventuelle des étails.

La grandeur à prendre en compte est précisée à chaque vérification.

Remarque : Les symboles suivants sont également utilisés pour des grandeurs précisées à chaque vérification :

- L_g désigne une portée se substituant à L pour les justifications de la collaboration entre la tôle et le béton
- L_s représente la quantité de base, utile pour la détermination de l_g
- L_p est la position d'une charge localisée par rapport à l'appui le plus proche

2.3.2 Vérifications en phase de montage et de coulage du béton

2.3.2.1 Vérification du fléchissement des tôles

Le fléchissement des tôles sous le poids mort du béton ne doit pas dépasser pas 1/240ème de la portée entre appuis et files d'étails. Pour cette vérification, on tient compte du supplément de poids mort dû à l'épaisseur complémentaire de béton entraînée par le fléchissement du bac (pour cette prise en compte, on peut simplement ajouter une surépaisseur fictive de béton, uniformément répartie, valant $0,7.f$, f étant le fléchissement à mi-portée déterminé sans la surépaisseur).

Ce fléchissement à la pose peut être évalué par l'expression suivante :

$$f = k_f \frac{5gl^4 \cdot 10^6}{384EI}$$

f étant la flèche en cm

avec

ℓ = portée entre appuis et/ou étails éventuels, (en mètres)

;

g = poids mort du plancher calculé conformément à l'Avis Technique du procédé (en daN/m²).

E = 210 000MPa

I = moment d'inertie en section totale d'un mètre de largeur de tôle donné dans l'Annexe Valeur d'utilisation (en cm⁴).

K_f = coefficient fonction du nombre de travées entre appuis et étails éventuels.

valant :

1 pour 1 travée

0,41 pour 2 travées égales

0,52 pour 3 travées égales

0,49 pour 4 travées égales.

2.3.2.2 Vérification de la sécurité du personnel de pose

On doit s'assurer de la sécurité en phase de montage. Cette vérification doit être menée conformément au document intitulé "Méthode générale d'essai des bacs-aciers utilisés en planchers, en vue de leur justification de résistance en phase de montage - Méthodologie d'essai et principe de dimensionnement" publié dans les Cahiers du CSTB - livraison 268 d'avril 1986.

Le moment fléchissant sollicitant conventionnel en travée doit être inférieur ou égal au moment résistant du profilé utilisé pour la portée considérée. Cette vérification doit être faite pour la travée partielle la plus grande.

Moment sollicitant

Le moment fléchissant sollicitant conventionnel doit être vérifié pour les deux cas de chargement (A) et (B) ci-après où g est le poids du plancher tel que défini plus avant et où l'intensité de la charge de chantier P est égale à $50 \cdot l$ (l étant la portée partielle en mètres), sans être inférieure à 100 daN.

S_x = pas des armatures transversales

d'autre part :

$$V_{u,x} / l_c \cdot z_c \leq 0,03 \cdot f_{ct28}$$

où

l_c est la longueur de la ligne de moindre résistance (voir schéma).

Commentaires :

- la première vérification (règle des coutures généralisée) suppose que la conception des armatures transversales est telle que l'ancrage de celles-ci soit total de part et d'autre du plan horizontal de largeur b_{sup} . Ceci est obtenu notamment si les armatures transversales de couture sont soudées à des barres filantes, par des soudures dont la résistance à la traction dans le sens des brins est au moins égale à la résistance de chaque brin.
- Lorsque ces armatures transversales sont réalisées en continu sous forme de grecques, l'ancrage de part et d'autre du plan horizontal à coudre dépend des hauteurs ancrées de boucle, du diamètre du fil constitutif et de la nuance de l'acier. Il en résulte que la capacité résistante de ces grecques dans leur rôle de couture est variable en fonction des paramètres énumérés ci-avant et l'expression donnant $\tau_{u,x}$ doit prendre en compte cette capacité résistante qui peut être réduite : des indications peuvent être trouvées à ce sujet, par analogie, dans le tableau figurant à l'article I.A. 107,21 du titre I du CPT "PLANCHERS".
- l'effort tranchant sollicitant $V_{u,S}$ est déterminé en tenant compte de toutes les charges appliquées y compris le poids propre quelle que soit la disposition d'étaielement. Il est admis d'évaluer l'effort tranchant sollicitant à la distance $h/2$ de l'appui.

La valeur de l'effort tranchant sollicitant aux appuis les plus sollicités de travées égales soumises à des charges réparties

$$V_{u,x} = \frac{L}{2} \cdot [k_1 \cdot 1,35(g + g_1) + k_2 \cdot 1,50q]$$

Schéma statique	k1	k2
	1	1
	1,21	1,21
	1,17	1,20

2.334 Justifications relatives à la flexion

Dans l'évaluation des moments sollicitants, il est tenu compte des continuités éventuelles des planchers.

Les moments sur appuis sont évalués à partir des équations de la résistance des matériaux pour les poutres continues à inertie constante en admettant une minoration pour cause de redistribution d'effort par fissuration (allongements / raccourcissements des matériaux plus importants sur appui qu'en travée).

Le coefficient de minoration pris usuellement et forfaitairement est de 0,85 (15% de minoration). Il est pris en compte pour l'établissement des tables de sollicitations de calcul présentées ici dans le cas de travées égales sous charges réparties.

Les moments en travées résultent alors des équations de l'équilibre appliquées à chaque travée pour les cas de charge considérés.

2.335 Justifications relatives à la flexion sous moments positifs

La justification est apportée à l'Etat Limite Ultime.

Elle consiste à vérifier l'inégalité suivante :

$$M_{u,S} \leq M_{u,R}$$

avec

$M_{u,S}$: Moment sollicitant évalué sous l'effet de toutes les charges appliquées.

Moments positifs sollicitants (à l'ELU) en travées égales soumises à des charges uniformément réparties

$$M_{u,S} = \frac{L^2}{8} \left[K_1 \cdot 1,35(g + g_1) + K_2 \cdot 1,50q \right]$$

Schéma statique	K_1	K_2
	1	1
	0,62	0,80
travées extérieures	0,69	0,84
travée intérieure	0,25	0,63
	0,67	0,83
travées extérieures	0,40	0,70
travées intérieures		

avec également

$M_{u,R}$ = moment résistant de la section lorsque la tôle est entièrement plastifiée

$$M_{u,R} = N_p \cdot (d_p - 0,5 \cdot x)$$

où

N_p = $A_s \cdot f_s / \gamma_s$ en l'absence d'armatures longitudinales

Dans le cas de mise en œuvre de barres d'armatures convenablement enrobées et ancrées, N_p est l'effort de plastification de l'ensemble des aciers sollicités en traction.

d_p est la hauteur utile du plancher

x est la hauteur du bloc de contrainte de compression du béton non supérieure à 0,8 fois l'épaisseur de béton au dessus du profilé (à défaut N_p est réduit à l'effort de plastification d'une épaisseur de béton égale à $0,8 \cdot h_c$).

$$x = \eta_p / b \cdot \sigma$$

où

b est la largeur de la section transversale considérée

$$\eta_p = 0,85 \cdot f_{ct28} / \gamma_s$$

Justifications relatives à la flexion sous moments négatifs

La justification est apportée à l'Etat Limite Ultime.

Elle consiste à vérifier l'inégalité suivante :

$$M_{u,S} \leq M_{u,R}$$

avec

$M_{u,S}$: Moment sollicitant sur appuis évalué sous l'effet de toutes les charges appliquées.

Moments négatifs sollicitants (ELU) pour des travées égales soumises à des charges uniformément réparties

$$M_{u,S} = \frac{L^2}{8} \left[K'_1 \cdot 1,35(g + g_1) + K'_2 \cdot 1,50q \right]$$

t l'épaisseur de la tôle

10.1.3.6 Vérification à l'effort tranchant vertical (ruine type III)

La résistance à l'effort tranchant V_{Rd} d'une dalle mixte sur une largeur égale à la distance entre les axes des nervures, doit être déterminée conformément à l'EN 1992-1-1, 6.2.2.

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c} = \text{Max}[0,15.k(100\rho_L f_{ck})^{1/3}; v_{\min}] b_w \cdot d$$

$$k = \text{Min}[1 + \sqrt{\frac{200}{d}}; 2,0] \quad \text{avec } d \text{ en mm}$$

$$\rho_L = \text{Min}\left(\frac{A_{sl}}{b_w \cdot d}; 0,02\right) \quad A_{sl} = \text{section d'armatures longitudinales à l'intérieur de la largeur considérée } b_w$$

$$v_{\min} = 0,035 k^{3/2} \sqrt{f_{ck}}$$

$b_w = b_o$ = largeur moyenne des nervures de béton (largeur minimale pour profil de tôle rentrant)

f_{ck} en MPa

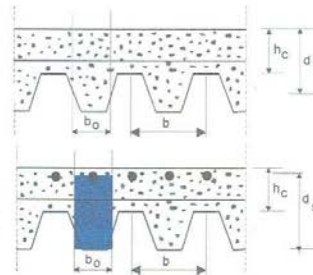
$V_{Rd,c}$ en Newtons.

Cas de la flexion positive (appui d'extrémité) :

$d = d_p$ = distance entre la fibre comprimée et le CG des armatures tendues

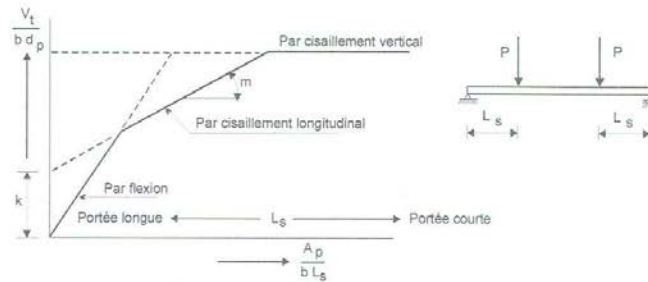
Cas de la flexion négative (appui intérieur) :

$d = d_s$ = distance entre la fibre comprimée et le CG des armatures tendues



10.1.3.7 Relation entre le mode de ruine et la portée

En fait, selon la portée de la poutre, il est possible d'observer l'un des trois modes de ruine définis auparavant sur le même diagramme que celui de la méthode m-k.



10.1.4 Vérification de la dalle mixte à l'état limite de service

10.1.4.1 Contrôle de la fissuration du béton

(1) Il convient de vérifier la largeur des fissures dans les régions de moment fléchissant négatif des dalles continues conformément à l'EN 1992-1-1, 7.3.

(2) Lorsque des dalles continues sont calculées comme simplement appuyées, il convient que l'aire de l'armature anti-fissuration située au-dessus des nervures ne soit pas inférieure à 0,2 % de l'aire du

ANNEXE-14

C - VERIFICATIONS EN PHASE DEFINITIVE DU MONTAGE COLLABORANT

Collaboration tôle / béton (§ 2.33.1 de l'A.T. 3/05-436*01Add)

Les valeurs de "m" et de "k" sont données dans le système d'unités : longueur en cm, force en daN.

	Types de bac			
	55.750		55.800	
	m	k	m	k
Pour tous les cas	$m_1 = 1490$	$k_1 = 1,031$	$m_1 = 2291$	$k_1 = 0,345$
Cas de charges statiques	$m_2 = 1490$	$k_2 = 1,031$	$m_2 = 98$	$k_2 = 1,008$
Cas de charges dynamiques faibles	$m_3 = 301$	$k_3 = 1,031$	$m_3 = 78$	$k_3 = 0,806$

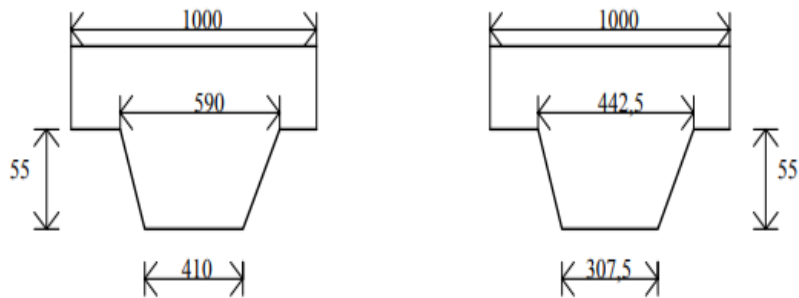
Cisaillement des nervures (§ 2.33.3 de l'A.T. 3/05-436*01Add)

$b_0 = 59$ cm pour 1 m de largeur de plancher, pour HI-BOND 55-750

$b_0 = 44,25$ cm pour 1 m de largeur de plancher, pour HI-BOND 55-800

Moments négatifs sur appuis de continuité (§ 2.33.6 de l'A.T. 3/05-436*01Add)

Forme de la nervure équivalente en béton



Profil HI BOND 55-750

Profil HI BOND 55-800

En raison de la décroissance de la largeur de la zone comprimée vers les fibres les plus comprimées, la contrainte de calcul du béton comprimé est affectée par le coefficient 0,8 (art. A. 4.3.42 des Règles BAEL 91).

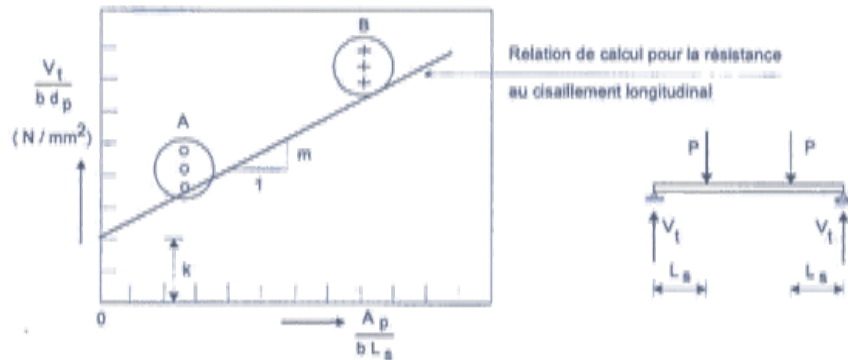
Flèches actives

Pour l'application des formules donnant les valeurs de λ à porter dans les équations de calcul de l'inertie fictive, les valeurs à considérer du rapport b_0/b sont :

0,50 pour les profilés HI BOND 55-750

0,38 pour les profilés HI BOND 55-800

Cette formule nécessite donc la détermination des coefficients m et k par des essais standardisés dont les résultats sont reportés sur un diagramme non dimensionnel. On détermine alors la droite caractéristique à partir de la valeur minimale de chaque groupe d'essais et d'une réduction forfaitaire de 10 %.



Les valeurs m et k , dépendent donc du type de tôle profilée et des dimensions de la section de la dalle, sont en principe fournies par les fabricants de tôles profilées.

Pour les dimensionnements, il convient de prendre pour valeur de L_s :

- $L/4$ pour une charge uniforme appliquée sur la totalité de la travée ;
- la distance entre la charge appliquée et l'appui le plus proche pour deux charges égales et disposées symétriquement ;
- pour d'autres dispositions de charges, y compris une combinaison de charges ponctuelles asymétriques et réparties, il convient d'effectuer une évaluation basée sur des résultats d'essais ou sur le calcul approché suivant : on prend la portée de cisaillement égale au moment maximal divisé par l'effort tranchant maximal sur l'appui relatif à la travée considérée.

Lorsque la dalle mixte est calculée comme continue, il est permis d'utiliser une portée isostatique

équivalente pour la détermination de la résistance. Il convient de prendre la longueur de portée égale à :

- $0,8L$ pour les travées intermédiaires ;
- $0,9L$ pour les travées de rive.