

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche
Scientifique

Université Abou Bakr Belkaid - Tlemcen

Faculté de Technologie, Département de Génie Civil



Mémoire d'Obtention du Diplôme de
MASTER en Génie civil Option construction métallique et mixte.

Thème :

ETUDE D'UN BATIMENT EN CHARPENTE METALLIQUE A
USAGE D'HABITATION (R.D.C + 14+ sous-sol) A Oran

Présenté le 24 juin 2018 par :

Tlemsani Younes

Berrahal Walid

Devant le jury composé de :

Mr Bedjaoui Mohammed Chakib

président

Mr Kdroussi Belkacem

examineur

Dr Benadla Zahira

examinatrice

Dr Ras Abdelouahab

encadreur

Dédicace

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

Mes très chers parents, que je ne remercierai jamais assez pour tous ce qu'ils ont fait pour moi et sans eux je ne serais pas arrivé là où j'en suis aujourd'hui

*Toute la famille **BERRAHAL WALID, TLEMSANI YOUNES.***

Mon cher ami, mon binôme TLEMSANI YOUNES avec qui j'ai partagé des moments difficiles ainsi que des moments de joie tout au long de mon cursus.

A mes amis et mes collègues de la promotion de génie civil 2017-2018 plus particulièrement la promotion de la construction métallique chacun par son nom.

A tous mes professeurs à qui je témoigne leur soutien, leur générosité et à qui je dois un profond respect et une grande considération.

Et en dernier lieu, un grand merci à toutes celles et tous ceux qui d'une manière ou d'une autre m'ont aidé et soutenu.

BERRAHAL WALID

Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

A ma Chère mère et mon cher père qui m'ont toujours soutenue dans ma vie par leur encouragement continu, que DIEU les garde pour moi.

*A mon binôme qui est avant tout mon ami intime **BERREHAL WALID**, qui a su être un bon ami dans tous les moments de joie ou de malheur.*

A tous mes amis proches et camarades de génie civil en particulier ma promotion de la construction métallique, c'était un plaisir d'avoir partagé ces dernières années avec eux.

A tous mes professeurs qui m'ont formé et aidé avec leurs exigences et conseils, sans eux je ne serais pas arrivé à ce niveau.

A tous ceux qui, de loin ou de près, m'ont aidé et soutenu.

TLEMSANI YOUNES

REMERCIEMENT

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

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

Veillez, trouver ici l'expression de notre respect.

Nos profonds respects et remerciements aux membres du jury pour avoir pris la peine d'examiner le manuscrit.

On voudrait aussi remercier tous les professeurs qui ont contribué à notre formation.

Nos remerciements vont également à tous ceux qui nous ont apporté de l'aide et de l'encouragement. Qu'ils trouvent ici l'expression de notre profonde gratitude.

المخلص

هذا المشروع هو دراسة هيكل معدني مكون من طابق سفلي و14 طابق للاستخدام السكني بمدينة وهران ولاية وهران اعداد هذا المشروع تم على أولا تقييم الحمولات الرياح والثلوج. لوثيقة تقنية نظامية «RNV version 2013» تم دراسة السقيفة المركبة وفقا للوثيقة التقنية النظامية, L'EUROCODE4 بعد ذلك قمنا بدراسة ديناميكية للمبنى وفقا لوثيقة تقنية نظامية RPA 99(version 2003) تم حساب قياسات الاجزاء الرئيسية و الثانوية للمبنى و حساب الاجماع وفقا للوثيقة تقنية نظامية " CCM97 " و بعد ذلك تمت الدراسة البنية التحتية للمبنى وفقا للوثيقة تقنية نظامية CBA 93 DTR fondation.

كلمات مفتاحية: الهيكل الحديدي، قانون المضاد للزلازل 99، قانون التصميم الحديدي 97

Résumé

Ce projet consiste à étudier la structure d'un bâtiment R+14 étages à usage résidentiel en charpente métallique à wilaya d'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 ».

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 14 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 "RNV99 v 2013", after, the study of the mixed floor according to "L'EUROCODE 4 ", the dynamic study according to " RPA99 v 2003 ", then the dimensioning of the various elements (principal and secondary) and the study of the assemblies according to the " CCM97 ", and subsequently the study of the Infrastructure according to the "

Key words: Metal frame, RPA 99(version2003), CCM97, RNV 99 (version 2013, DTR B.C.2.2. eurocode3, eurocode 4.

Table des matières

CHAPITRE I : Présentation et évaluation des charges
I.1 Introduction	1
I.2 Présentation du projet :	2
I.2.1 Données géométriques du projet :	2
I.2.2 Localisation et données concernant le site	2
I.2.3 Matériaux utilisés :	3
I.2.4 LES ELEMENTS STRUCTUREAUX	4
I.2.5 Règlements techniques :	5
I.2.6 Logiciels utilisés	5
I.3 INTRODUCTION.....	6
I.4 CHARGES PERMANENTES	6
I.4.1 Les planchers	6
I.5 Charge d'exploitation :	9
I.6 CHARGE CLIMATIQUE	9
I.6.1 Charge de neige	9
I.6.2 Charge du vent.....	10
I.6.3 Remarque :	29
I.6.4 Conclusion :	29
CHAPITRE II:Pré dimensionnements des éléments structuraux	30
II.1 Introduction	31
II.2 PRE DIMENSIONNEMENT DES SOLIVES :	32
II.2.1 Les solives :	32
II.2.2 Vérification de la flèche (poids propre inclus).....	34
II.2.3 Vérification de la résistance (moment fléchissant) (ELU) :	35
II.2.4 Vérification de résistance et du cisaillement (effort tranchant) :	36
II.2.5 Pré dimensionnement des poutres :	38
II.2.6 Le poteau	45
CHAPITRE III : Etude du plancher mixte	51
III.1 Introduction	52
III.2 CALCUL DU PLANCHER MIXTE :	52
III.2.1 Vérification à l'état limite ultime.....	53
III.2.2 Vérification à l'état limite de service.....	54

III.2.3 Plancher terrasse	55
III.2.4 Etude des connecteurs :	59
III.2.5 Calcul du ferrailage.....	62
III.3 CALCUL DE L'ACROTERE	62
III.3.1 Introduction.....	62
III.3.2 Calcul au séisme :	62
III.3.3 Calculs des sollicitations.....	63
III.3.4 Armature des sollicitations :	65
III.3.5 Armature en flexion composée	65
III.3.6 Armature de répartition.....	66
CHAPITRE IV : Etude sismique	67
IV.1 Introduction	68
IV.2 PRINCIPE DE LA METHODE MODALE SPECTRALE.....	68
IV.3 Critères de classification par le RPA99 version2003	68
IV.3.1 Classification de l'ouvrage	68
IV.4 ANALYSE DYNAMIQUE DE LA STRUCTURE.....	69
IV.4.1 Modélisation de la structure	69
IV.4.2 Spectre de réponse de calcul :	69
IV.4.3 Analyse modale	70
IV.5 VERIFICATION DE LA STRUCTURE	72
IV.5.1 Vérification de la période fondamentale de la structure	72
IV.5.2 Vérification de la force sismique à la base	73
IV.5.3 Vérification des déplacements.....	74
CHAPITRE V : Dimensionnement des éléments structuraux et secondaires	76
V.1 Introduction :	77
V.2 DIMENSIONNEMENT DES POUTRES :	77
V.2.1 Poutre de rive de la terrasse	77
V.2.2 Poutre intermédiaire de la terrasse	78
V.2.3 Poutre principale d'étage courant	79
V.2.4 Poutre de rive étage courant.....	80
V.2.5 Poutre principale en console pour terrasse.....	81
V.2.6 Poutre principale en console d'étage courant	82
V.2.7 Poutres principal parking	83

V.2.8	Poutres de rive parking	84
V.2.9	Poutres secondaires.....	85
V.3	DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX	86
V.3.1	Tronçon du S .SOL :	86
V.4	DIMENSIONNEMENT DES CONTREVENTEMENTS :	90
V.4.1	Contreventement en V	90
V.5	DIMENSIONNEMENT DES ESCALIERS.....	93
V.5.1	Conception :.....	93
V.5.2	Le nombre de marches (m)	94
V.5.3	Longueur de la volée (LV).....	94
V.5.4	Dimensionnement des éléments porteurs.....	94
V.5.5	Cornière de marche :	94
V.5.6	Limon	96
CHAPITRE VI	: Etude des assemblages	100
VI.1	INTRODUCTION	101
VI.2	ROLE DES ASSEMBLAGES	101
VI.3	Calcul des assemblages :	101
VI.3.1	Assemblage poteau- poutre (HEB600-IPE270):	101
VI.3.2	Assemblage poteau – poutre secondaire (HEA 280 – IPE 220).....	106
VI.3.3	Assemblage poutre – solive (IPE 270 – IPE 100)	108
VI.3.4	Assemblage poteau – poteau (HEA 450 – HEA 450)	110
VI.3.5	Assemblage des contreventements V inversé.....	113
CHAPITRE VII	: Fondation.....	116
VII.1	INTRODUCTION	117
VII.2	CHOIX DE TYPE DE FONDATION	117
VII.3	Assemblage du pied de poteau :	117
VII.3.1	Introduction :	118
VII.3.2	Efforts sollicitant.....	118
VII.3.3	Résistance du matériau de scellement :	118
VII.3.4	La résistance de calcul à la traction.....	120
VII.3.5	Résistance des tiges d’ancrage	120
VII.3.1	Vérification a la flexion du pied de poteau encastré	122
VII.3.2	Vérification au cisaillement :	123

VII.3.3 Vérification de la pression diamétrale.....	123
VII.3.4 Soudure de la platine :	123
VII.3.5 Vérification de la soudure de l'âme au cisaillement	125
VII.4 CALCUL DES FONDATIONS	126
VII.4.1 Radier général	126
VII.4.2 Voile périphérique.....	140

Liste des figures

Figure I-1 : vue de haut "Google earth"	3
Figure I-2 : Plancher étage courant.....	6
Figure I-3: Plancher terrasse inaccessible.....	7
Figure I-4 : Cloisons de répartition.....	8
Figure I-5 : Cloisons de façade	8
Figure I-6: Schéma d'acrotère	8
Figure I-7 : Organigramme pour la détermination des pressions dues au vent	11
Figure I-8 : Vent sur les deux côtés de la structure	11
Figure I-9: Hauteur de référence.....	14
Figure I-10 : Valeurs de C_{pe} 10 sur les zones de la paroi verticale (direction V1, V3).....	19
Figure I-11 : Valeurs de C_{pe} 10 sur les zones de la paroi verticale (direction V1, V3).....	19
Figure I-12 : Valeurs de C_{pe} 10 suivant les zones de la toiture (direction V1, V3).....	21
Figure I-13 : Pression du vent (V1, V3) A', B'	24
Figure I-14 : Pressions du vent (V1, V3) D, E, F, G, H, I.	25
Figure I-15 : Pression de vent (V2, V4) A, B, C.	27
Figure I-16 : Pressions du vent (V2, V4) D, E, F, G, H, I.	28
Figure II-2 : Solive uniformément chargée sur plusieurs appuis.....	33
Figure II-1 : Espacement et longueur des solives	33
Figure II-3 : Poutre principale uniformément chargée sur 7 appuis.....	40
Figure II-4: Surface reprise par le poteau le plus sollicité.....	45
Figure III-1: Plancher mixte acier-béton	52
Figure III-2: Dimensions de la tôle nervurée HI Bond 55.	53
Figure III-3: Distance entre solive	53
Figure III-4: Largeur efficace de la dalle.....	55
Figure III-5: Goujons à tête soudée avec le profilé	59

Figure III-6 : Les dimensions d'un connecteur	59
Figure III-7 : Dimension de la tôle profilée et connecteur.....	60
Figure III-8 : Espacement entre connecteurs	61
Figure III-9:Schéma statique de l'acrotère	62
Figure III-10: Charges sur l'acrotère	63
Figure III-11 : Disposition des armatures dans l'acrotère	66
Figure IV-1: Spectre de réponse suivant X.....	71
Figure IV-2: Spectre de réponse suivant Y.....	71
Figure IV-3: Les 3 premiers mode de vibration	72
Figure V-1: Constitution de volée	93
Figure V-2: Descente des charges sur escalier	97
Figure V-3: Charge équivalente.....	97
Figure VI-1: Assemblage poteau poutre	101
Figure VI-2:Assemblage poteau-poutre secondaire	106
Figure VI-3: Assemblage poutre solive	108
Figure VI-4 : Joint poteau-poteau.....	110
Figure VI-5:Assemblage contreventement	113
Figure VII-1: Ancrage pied de poteau	117
Figure VII-2 : parametre des mécanismes	121
Figure VII-3:Longueur d'allongement du boulon d'ancrage.	122
Figure VII-4:Distribution de la contrainte sous le radier.....	131
Figure VII-5:Schéma statique du ferrailage du radier.	139
Figure VII-6:Schéma d'un voile périphérique.....	140
Figure VII-7 : Schéma statique du ferrailage du voile périphérique	145

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I-1:Caractéristique des nuances d’acier selon CCM97	3
Tableau I-2 : Charges permanente plancher étage courant	6
Tableau I-3 : Charge permanente plancher terrasse inaccessible	7
Tableau I-4 : Charge permanente plancher parking au s-sol	7
Tableau I-5 : Charge permanente des cloisons	7
Tableau I-6: Charge permanente des escaliers (volée)	8
Tableau I-7 : Charge permanente escaliers (paliers).....	8
Tableau I-8: Calcul du coefficient dynamique	12
Tableau I-9 : Valeurs du coefficient de rugosité sur V1 et V3	16
Tableau I-10 : Valeurs du coefficient de rugosité sur V2 et V4	16
Tableau I-11: Valeurs du coefficient topographique suivant V1	16
Tableau I-12 : Valeurs du coefficient de topographie sur V2.....	17
Tableau I-13 : Valeurs de l’intensité de turbulence sur V1	17
Tableau I-14 : Valeurs de l’intensité de turbulence sur V2	17
Tableau I-15 : Valeurs du coefficient d’exposition sur V1	18
Tableau I-16 : Valeurs du coefficient d’exposition sur V2	18
Tableau I-17: Valeurs de la pression dynamique sur V1.....	18
Tableau I-18 : Valeurs de la pression dynamique sur V2.....	18
Tableau I-19 : Valeurs de $C_{pe, 10}$ suivant les zones de la paroi verticale (direction V1).	19
Tableau I-20 : Valeurs $C_{pe, 10}$ suivant les zones de la paroi verticale (direction V2).	20
Tableau I-21 : Valeurs de $C_{pe, 10}$ suivant les zones de la toiture (direction V2, V4).	21
Tableau I-22 : Valeurs de q_j suivant les zones de la paroi verticale (direction V1, V3).	22
Tableau I-23 : Valeurs de q_j suivant les zones de la paroi verticale (direction V1, V3).	22
Tableau I-24 : Valeurs de q_j suivant les zones de la paroi verticale (direction V1, V3).	23

Tableau I-25 : Valeurs de q_j suivant les zones de la paroi verticale (direction V1, V3).	23
Tableau I-26 : Valeurs de q_j suivant les zones de la paroi verticale (direction V1, V3).	23
Tableau I-27 : Valeurs de q_j suivant les zones de la paroi verticale (direction V1, V3).	23
Tableau I-28 : Valeurs de q_j suivant les zones de la toiture (direction V1, V3).	24
Tableau I-29 : Valeurs de q_j suivant les zones de la paroi verticale (direction V2, V4).	25
Tableau I-30 : Valeurs de q_j suivant les zones de la paroi verticale (direction V2, V4).	26
Tableau I-31 : Valeurs de q_j suivant les zones de la paroi verticale (direction V2, V4).	26
Tableau I-32 : Valeurs de q_j suivant les zones de la paroi verticale (direction V2, V4).	26
Tableau I-33 : Valeurs de q_j suivant les zones de la paroi verticale (direction V2, V4).	26
Tableau I-34 : Valeurs de q_j suivant les zones de la paroi verticale (direction V2, V4).	27
Tableau I-35 : Valeurs de q_j suivant les zones de la toiture (direction V2, V4).	27
Tableau II-1 : Limites recommandées pour les flèches verticales	32
Tableau II-2 : Caractéristiques du profilé IPE180	34
Tableau II-3 : Vérification de la flèche de la solive	36
Tableau II-4: Vérification des sollicitations sur les solives.	36
Tableau II-5 : Caractéristique du profilé IPE 200.....	37
Tableau II-6 : Vérification de la flèche de la solive	37
Tableau II-7 : Vérification des sollicitations sur les solives	37
Tableau II-8 : Vérification de la flèche de la solive	37
Tableau II-9 : Vérification des sollicitations sur les solives.	37
Tableau II-10 : Vérification de la flèche de la solive.....	38
Tableau II-11 : Vérification des sollicitations sur les solives.	38
Tableau II-12 : Caractéristique du profilé IPE 240.....	38
Tableau II-13 : Charges permanentes et d'exploitations	39
Tableau II-14 : Caractéristiques du profilé IPE330	39
Tableau II-15 : Vérification de la flèche des poutres.....	41

Tableau II-16 : Vérification des sollicitations sur les poutres	41
Tableau II-17 : Caractéristique du profilé IPE 500.....	42
Tableau II-18 : Vérification de la flèche de la poutre	42
Tableau II-19 : Vérification des sollicitations sur les poutres	42
Tableau II-20 : Caractéristique du profilé IPE 400.....	42
Tableau II-21 : Vérification de la flèche des poutres.....	42
Tableau II-22 : Vérification des sollicitations sur les poutres.	43
Tableau II-23 : Vérification de la flèche des poutres.....	43
Tableau II-24 : Vérification des sollicitations sur les poutres.	43
Tableau II-25 : Caractéristique du profilé IPE 300.....	43
Tableau II-26 : Vérification de la flèche des poutres.....	43
Tableau II-27 : Vérification des sollicitations sur les poutres.	44
Tableau II-28 : Caractéristique du profilé IPE 360.....	44
Tableau II-29 : Vérification de la flèche des poutres.....	44
Tableau II-30 : Vérification de la flèche des poutres.....	44
Tableau II-31 : Vérification de la flèche des poutres.....	44
Tableau II-32 : Vérification des sollicitations sur les poutres.	45
Tableau II-33:Les charges reprises par les poteaux	46
Tableau II-34 : Vérification des sollicitations sur les poteaux en tenant compte des effets d'instabilité.....	49
Tableau II-35:Caractéristique du profilé HEA400	49
Tableau II-36:Caractéristique du profilé HEA300	49
Tableau II-37:Caractéristique du profilé HEA220	50
Tableau II-38:Caractéristique du profilé HEA450	50
Tableau III-1:Caractéristiques du bac d'acier Hi-bond 55.	53
Tableau III-2: Vérification de la position de l'axe neutre	56

Tableau IV-1 : Période site ferme S_2	70
Tableau IV-2: Valeur du facteur de qualité	70
Tableau IV-3: Valeurs des modes propres.....	72
Tableau IV-4: Les forces sismiques suivant les deux sens.....	74
Tableau IV-5: Comparaison de V_{dyn} avec $80\% V_t$	74
Tableau IV-6: Déplacements résultants suivant X	75
Tableau IV-7: Déplacements résultants suivant Y	75
Tableau V-1: Valeur des charges sous combinaison $G + Q + Ex$	77
Tableau V-2: Valeur des charges sous combinaison $G + Q + Ex$	78
Tableau V-3 : Valeur des charges sous combinaison $G + Q + Ex$	79
Tableau V-4: Valeur des charges sous combinaison $G + Q + Ex$	80
Tableau V-5: Valeur des charges sous combinaison $1.35G + 1.5Q$	81
Tableau V-6: Valeur des charges sous combinaison $1.35G + 1.5Q$	82
Tableau V-7: Valeur des charges sous combinaison $1.35G + 1.5Q$	83
Tableau V-8: Valeur des charges sous combinaison $1.35G + 1.5Q$	84
Tableau V-9: Valeur des charges sous combinaison $G + Q + Ey$	85
Tableau V-10 : Valeur des charges sous combinaison $G + Q + 1.2Ey$	86
Tableau V-11: Efforts et moments sollicitant sur les poteaux.....	90
Tableau V-12: Résistance et déplacement des poteaux	90
Tableau V-13: Valeur des charges sismiques	91
Tableau V-14: Variation des paramètres de constitution.....	94
Tableau V-15: Les charges appliquées sur l'escalier	94
Tableau V-16: Caractéristiques de la cornière L60x60x6	95
Tableau VI-1: Différentes distances entre l'extrémité et les boulons.....	103
Tableau VII-1: Paramètre de ferrailage a l'ELS	135
Tableau VII-2: Paramètre de ferrailage a l'RPA.....	136

Tableau VII-3: Paramètre de ferrailage a l'ELU	137
Tableau VII-4 : Paramètre de ferrailage a l'ELU	138
Tableau VII-5: Paramètre de ferrailage a l'RPA	139

LISTE DES NOTATIONS

Les charges

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

S : Surcharge climatique de la neige.

W : Surcharge climatique du vent.

Les caractéristiques d' un profiles en I ou H

b : la longueur de la semelle

d : la hauteur de l'âme.

h : Hauteur du profilé.

t_w : Epaisseur de l'âme de profile.

t_f : Epaisseur de la semelle de profile.

Majuscules latines

A : Section brute d'une pièce.

A_{net} : Section nette d'une pièce.

A_w : Section de l'âme.

A_v : Aire de cisaillement.

C_t : Coefficient de topographie.

C_r : Coefficient de rugosité.

C_e : Coefficient d'exposition.

C_d : Coefficient dynamique.

D : Déplacement de l'isolateur FPS

E : Module d'élasticité longitudinale.

F : Force en général.

G : Module d'élasticité transversale.

I : Moment d'inertie.

K_0 : Coefficient de flambement.

K_t : Facteur de terrain.

K_p : La rigidité post-élastique de l'isolateur FPS

K_e : La rigidité élastique de l'isolateur FPS

K_v : La rigidité verticale de l'isolateur FPS

K_{eff} : La rigidité effective de l'isolateur FPS

M : Moment de flexion.

M_{sd} : Moment fléchissant sollicitant.

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

M_{pl} : Moment plastique.

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

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

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

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

N_{sd} : Effort normal sollicitant.

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

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

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

R : Coefficient de comportement de la structure.

T : La période propre

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

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

V_m : Vitesse moyenne du vent

W_{pl} : Module de résistance plastique.

W : Poids de la structure.

Minuscules latines

f : La flèche.

f_y : Limite d'élasticité.

h : Hauteur d'une pièce.

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

l_f : Longueur de flambement.

t : Épaisseur d'une pièce.

Z : Hauteur au-dessus du sol.

Z_0 : Paramètre de rugosité.

Z_{eq} : Hauteur équivalente.

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 : L'amortissement effectif de l'isolateur FPS

β_w : Facteur de corrélation.

γ_M : Coefficient partiel de sécurité.

λ : Élancement.

λ_{LT} : Élancement de déversement.

α : Facteur d'imperfection.

τ : Contrainte limite de cisaillement en élasticité.

ε : Coefficient de réduction élastique de l'acier.

σ_a : Contrainte de l'acier.

σ_b : Contrainte du béton.

ξ : Pourcentage d'amortissement critique.

η : Facteur de correction d'amortissement.

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques.

μ : Coefficient de forme de la charge de neige.

δ : Décrément logarithmique d'amortissement

Indices

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*.

y : Sens *y*.

Introduction générale

Pour n'importe quel projet de construction, il existe divers procédés de conception et de réalisation selon les besoins et les capacités : construction en béton armé, en béton précontraint, charpente en bois ou charpente métallique.

Dans le cadre de notre formation de master en Génie Civil à l'Université Abou Bekr Belkaid « Tlemcen », nous sommes amenés, à l'issue de notre cursus, à réaliser un projet de fin d'études (P.F.E.). Le but de ce projet est de regrouper l'ensemble des connaissances techniques pour une étude générale d'un bâtiment métallique de R+14 étage + sous-sol situé à ORAN et plus exactement dans un endroit appelé Plateau.

Dans le présent mémoire nous allons essayer d'appliquer toutes les connaissances acquises durant notre cursus sur un projet réel, l'application de la réglementation technique en vigueur et les logiciels de calcul disponibles. L'objectif principal sera de comprendre et de compléter les informations déjà acquises dans le cours de charpente métallique, ensuite viendra le second but qui est de présenter un travail satisfaisant en vue d'obtenir le diplôme de master.

CHAPITRE I :

Présentation et évaluation des charges

Chapitre I Présentation et évaluation des charges

I.1 Introduction

Cette étude consiste à étudier un bâtiment en charpente métallique **R+14** à usage d'habitation. Il se situe d'une commune d'Oran dans la wilaya d'Oran.

D'une manière rigoureuse nous allons essayer de suivre une méthode de calcul simple de chaque partie de la structure en tenant compte de l'effet sur la réponse globale de la structure.

Ce projet est élaboré en plusieurs étapes, en premier lieu l'évaluation des charges et surcharges, l'étude climatique (vent, neige, frottement) selon le « RNV99 v 2013 » et l'étude sismique et dynamique selon le « RPA99 v 2003 », ensuite l'étude de la dalle mixte selon « L'EUROCODE 4 », 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 « BAEL91 ». A la fin une simulation par logiciel « robot analyse »

Chapitre I Présentation et évaluation des charges

I.2 Présentation du projet :

- Ce projet de fin d'étude consiste à étudier un bâtiment **R+14** en charpente métallique à usage d'habitation. Il se situe à ORAN et plus exactement dans un endroit appelé Plateau.
- L'ossature est formée d'une structure en charpente métallique (poteaux, poutres) et de
- Dalle mixtes collaborant (acier – béton)

I.2.1 Données géométriques du projet :

Suivant la vue en plan, les dimensions de la structure sont :

- Longueur totale 18.55 m
- Largeur totale 17.45 m
- Hauteur totale 57.15 m > 48 m
- Hauteur de s/sol 3.30 m
- Hauteur du réez-de –chaussée 3.81 m
- Hauteur des étages 3.81 m
- Type de terrasse : plat inaccessible
- Surface occupée 323.6975 m²

I.2.2 Localisation et données concernant le site

Le projet en question est un bâtiment, implantée à plateau wilaya d'Oran dont

- Altitude 160 m
- Contrainte admissible du sol 2.2 bars
- Zone de neige par commune zone B.
- Zone de vent zone II
- Zone sismique zone IIa



Figure I-1 : vue de haut "Google earth"

I.2.3 Matériaux utilisés :

I.2.3.1 Acier

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

Tableau I-1:Caractéristique des nuances d'acier selon CCM97

Nuance d'acier	Épaisseur(mm)			
	$t \leq 40 \text{ mm}$		$40\text{mm} < t \leq 100 \text{ mm}$	
	$F_y \text{ (N/mm}^2\text{)}$	$F_u \text{ (N/mm}^2\text{)}$	$F_y \text{ (N/mm}^2\text{)}$	$F_u \text{ (N/mm}^2\text{)}$
Fe360	235	360	215	340
Fe430	275	340	255	410
Fe510	355	510	355	490

Chapitre I Présentation et évaluation des charges

Nous avons utilisé l'acier dû à des caractéristiques comme suit :

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

I.2.3.2 Le béton :

Le béton présente les caractéristiques suivantes :

- La résistance caractéristique à la compression : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.
- La résistance caractéristique à la traction : $f_{t28} = 0,06 f_{c28} + 0,6 = 2,1 \text{ MPa}$
- Masse volumique : $\rho = 2500 \text{ Kg/m}^3$.
- Module d'élasticité longitudinale : $E = 305000 \text{ MPa}$ selon CBA93

I.2.4 LES ELEMENTS STRUCTUREAUX

I.2.4.1 Les poteaux

Les poteaux sont des éléments structuraux qui transmettent les charges verticales des planchers aux fondations. Les moyens de transmettre ces charges verticales sont liés au système structural particulier utilisé pour la conception de l'ossature et sont généralement des profilés en I ou en H.

I.2.4.2 Les poutres

La poutre constitue l'élément structural horizontal de base de toute construction ; elle franchit la portée comprise entre ses deux appuis et transmet principalement par flexion les charges qui lui sont appliquées. Les poutres métalliques, que l'on peut réaliser à partir d'une grande diversité de formes et de sections structurales, peuvent souvent être dimensionnées en invoquant à peine plus que la théorie élémentaire de la flexion.

Ces éléments sont souvent constitués partir de profilés en I ou en H.

I.2.4.3 Plancher courant

Les plancher courant constituent l'élément structural horizontal, Pour cette construction on a choisi des planchers mixtes à dalle collaborant dont la composition est illustrée sur la figure (I.4).

- Les bacs aciers sont de type Hi bond 55 .
- L'épaisseur totale de la dalle BA y compris l'onde est de 10 cm.
- Les planchers reposent sur un ensemble de poutres et solives métalliques.

La liaison entre la dalle, le bac en acier collaborant et la structure porteuse est assurée par des connecteurs.

Chapitre I Présentation et évaluation des charges

Les dalle mixtes à dalle collaborant étant la solution la plus économique et la plus judicieuse techniquement.

I.2.4.4 Plancher terrasse

Il est identique aux planchers courants sauf que le versant est incliné par une pente. La partie supérieure comporte des couches supplémentaires (isolation thermique, gravier de protection, étanchéité de protection)

I.2.4.5 Les contreventements

Systèmes de contreventements assureront le rôle de stabiliser la structure face aux efforts du vent et spécialement du séisme.

On a mis en disposition deux systèmes de contreventements en X et en V pour garder l'aspect architectural de la structure vue la présence de beaucoup d'ouvertures, et pour ne pas gêner l'exploitation du bâtiment.

I.2.4.6 Les assemblages

Les assemblages entre les éléments principaux peuvent être classés de manière commode en :

- ❖ Assemblages poutre – poutre,
- ❖ Assemblages poutre-poteau,
- ❖ Pieds de poteaux,
- ❖ Assemblages des élément de contreventement,

Deux types de connecteurs sont utilisés dans les assemblages, les soudures et les boulons.

I.2.4.7 Les escaliers :

Les escaliers sont des structures accessoires qui permettent l'accès aux différents niveaux du bâtiment. Ils sont en structure métallique, les marchés en tôle, revêtues avec du béton et du carrelage.

Pour chaque étage les escaliers se composent de deux volets de marches portées par un limon.

I.2.5 Règlements techniques :

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

I.2.6 Logiciels utilisés

1. SAP2000 V14.
2. Autocad 2016
3. ROBOT 2014

Chapitre I Présentation et évaluation des charges

I.3 INTRODUCTION

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

I.4 CHARGES PERMANENTES

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

I.4.1 Les planchers

Le plancher sera mixte collaborant en béton armé de 10cm d'épaisseur et repose sur un coffrage perdu (HI-bond 55).

I.4.1.1 Plancher d'étage courant

Tableau I-2 : Charges permanente plancher étage courant

Type	Charge permanente (daN/m^2)
Revêtement carrelage $ép=2cm$	20
Mortier de pose $ép=2cm$	20
Lit de sable	34
Dalle de compression $ép=10cm$	250
Tôle nervuré Hi Bond 55	13
Faux plafond	10

$G_{étage}=347da/m^2$

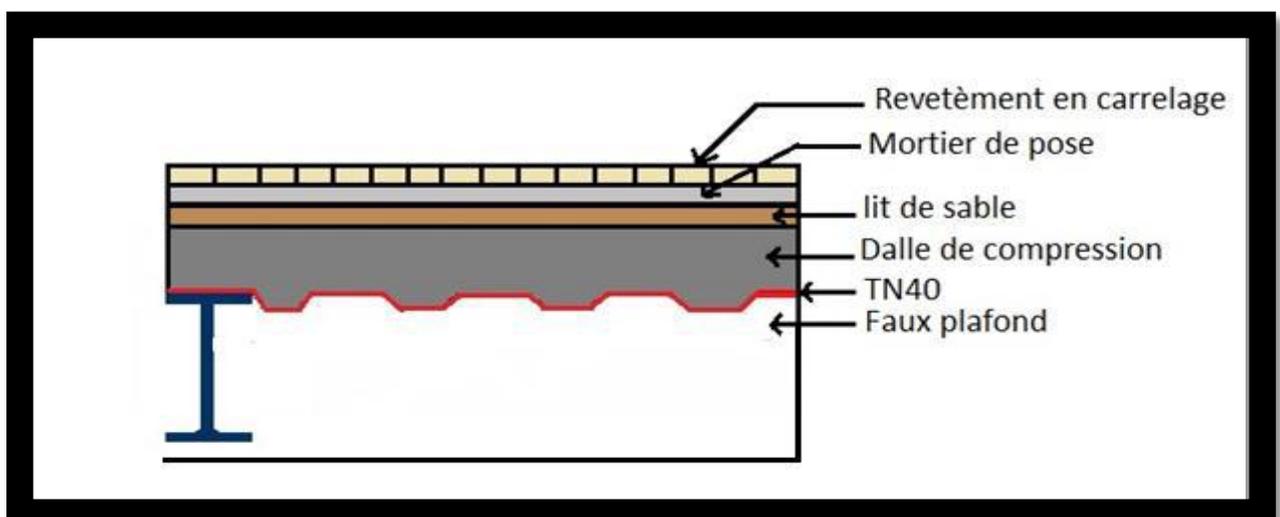


Figure I-2 : Plancher étage courant

Chapitre I Présentation et évaluation des charges

I.4.1.2 Plancher de terrasse (inaccessible)

Tableau I-3 : Charge permanente plancher terrasse inaccessible

Type	Charge permanente daN/m^2
Étanchéité multicouche $ép=2cm$	12
Protection d'étanchéité+ papier Kraft	50
Isolation thermique de liège	16
Dalle de compression $ép=10cm$	220
Tôle nervuré Hi Bond 55	11
Faux plafond	10
Béton de pente	220

$G_{ter}=539daN/m^2$

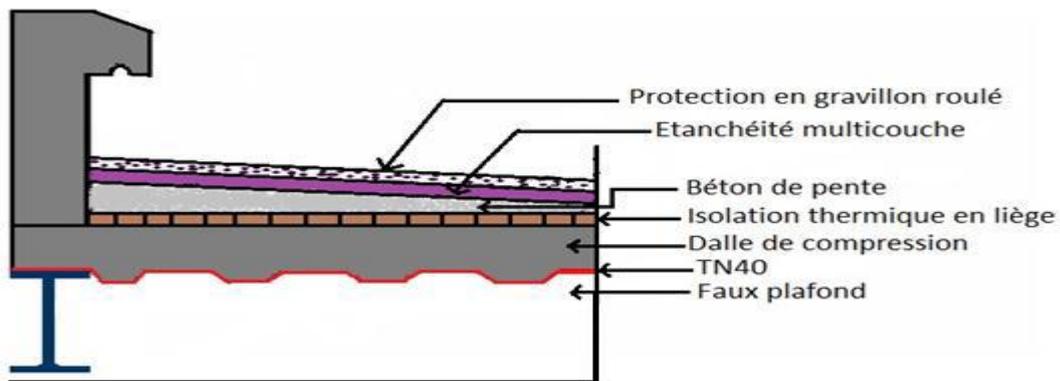


Figure I-3: Plancher terrasse inaccessible

I.4.1.3 Plancher parking :

Tableau I-4 : Charge permanente plancher parking au s-sol

Type	Charge permanente daN/m^2
Chape en asphalte $ép=2$ à $2.5 cm$	50
Isolation thermique (bloc de liège) $ép=4cm$	16
Mortier de pose $ép=2cm$	40
Poids de la dalle $ép=10cm$	250
Hi Bond 55	13
Faux plafond	10

$G_{park}=379daN/m^2$

I.4.1.4 Les cloisons

Tableau I-5 : Charge permanente des cloisons

Type	Charge permanente daN/m^2
Cloisons de répartition $ép=10cm$	90
Cloisons de façade double paroi $ép=15$	135
Enduit mortier	18
Enduit plâtre	10

$G_{cloIs}=253daN/m^2$

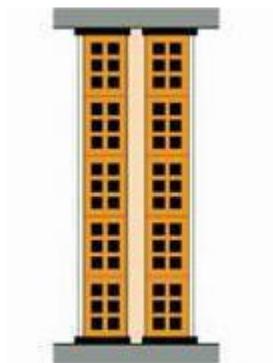


Figure I-5 : Cloisons de façade

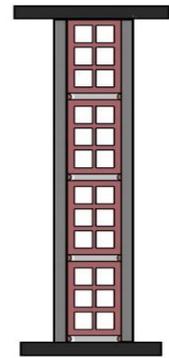


Figure I-4 : Cloisons de répartition

I.4.1.5 Les escaliers

Tableau I-6: Charge permanente des escaliers (volée)

Type : volée	Charge permanente daN/m^2
Tôle striée $\acute{e}p=5mm$	45
Mortier de pose $\acute{e}p=2cm$	36
Revêtement carrelage $\acute{e}p=2cm$	40

$$G_{volée} = 121 daN/m^2$$

Tableau I-7 : Charge permanente escaliers (paliers)

Type : palier	Charge permanente daN/m^2
Hi Bond 55	13
Dalle béton $\acute{e}p=8cm$	200
Mortier de pose $\acute{e}p=2cm$	36
Revêtement carrelage $\acute{e}p=2cm$	40

$$G_{palier} = 289 daN/m^2$$

I.4.1.6 L'acrotère :

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

$$\text{Le poids propre de l'acrotère : } (0.069 \times 2500) = 172.5 daN/ml$$

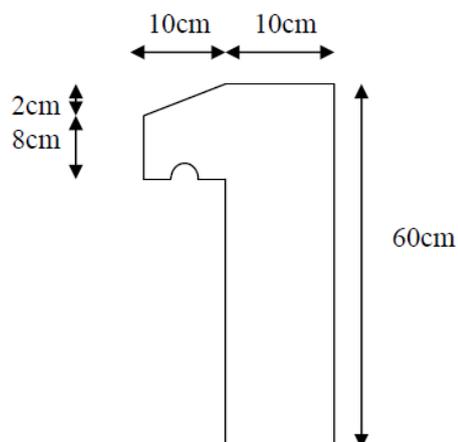


Figure I-6: Schéma d'acrotère

Chapitre I Présentation et évaluation des charges

I.5 Charge d'exploitation :

Les charges d'exploitation notées « Q », correspondent aux mobiliers et aux personnes qui habitent ou fréquentent l'immeuble. Pour cela il y a des normes qui fixent les valeurs des charges en fonction de la destination de l'ouvrage et qui sont inscrits dans le règlement technique (DTR BC 2.2 charges permanentes et charges d'exploitation).

✓ Plancher terrasse inaccessible	100 daN/m ²
✓ Plancher étage courant	150 daN/m ²
✓ Escalier	250 daN/m ²
✓ Balcon	350 daN/m ²
✓ Poids de l'essieu	750 daN
✓ Charge de poinçonnement (crique).....	250daN

I.6 CHARGE CLIMATIQUE

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

I.6.1 Charge de neige

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

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

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

S_k : est la charge de neige sur le sol, donnée au paragraphe 4 (RNV99 version 2013), en fonction de l'altitude et la zone de neige.

μ : est un coefficient d'ajustement des charges, en fonction de la forme de la toiture, appelé coefficient de forme et donnée au paragraphe 6 (RNV99 version 2013).

I.6.1.1 Charge de neige au sol (S_k)

Notre bâtiment situé à la wilaya d'ORAN c'est-à-dire en zone de neige : zone B et une altitude d'environ 160 m.

$$S_k = \frac{0.04 \times H + 10}{100} = \frac{0.04 \times 160 + 10}{100} = 0.164 \text{ KN/m}^2$$

I.6.1.2 Coefficient d'ajustement (μ)

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

$$\mu = 0,8$$

Chapitre I Présentation et évaluation des charges

I.6.1.3 Charge de neige (S) (N/m^2)

$$S = 0,8 \times 0,164 = 0,1312 \text{ KN/m}^2 \qquad S = 13,12 \text{ daN/m}^2$$

I.6.2 Charge du vent

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

Les actions du vent appliquées aux parois dépendent de :

La direction.

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

Données relatives au site

Le site du projet se trouve dans la wilaya d'Oran dont :

- Catégorie du terrain *IV*
- Zone du vent I (ANNEXE.1. RNV99)
- $q_{réf} = 37,5 \text{ daN/m}^2$ (Tableau 2.3. RNV99)

$$\left. \begin{array}{l} K_T = 0,234 \\ Z_0 = 1 \text{ m} \\ Z_{min} = 10 \text{ m} \\ \xi = 0,67 \end{array} \right\} \text{ (Tableau 2.4. RNV99)}$$

Chapitre I Présentation et évaluation des charges

L'organigramme suivant représente le travail à effectuer afin de déterminer les pressions dues

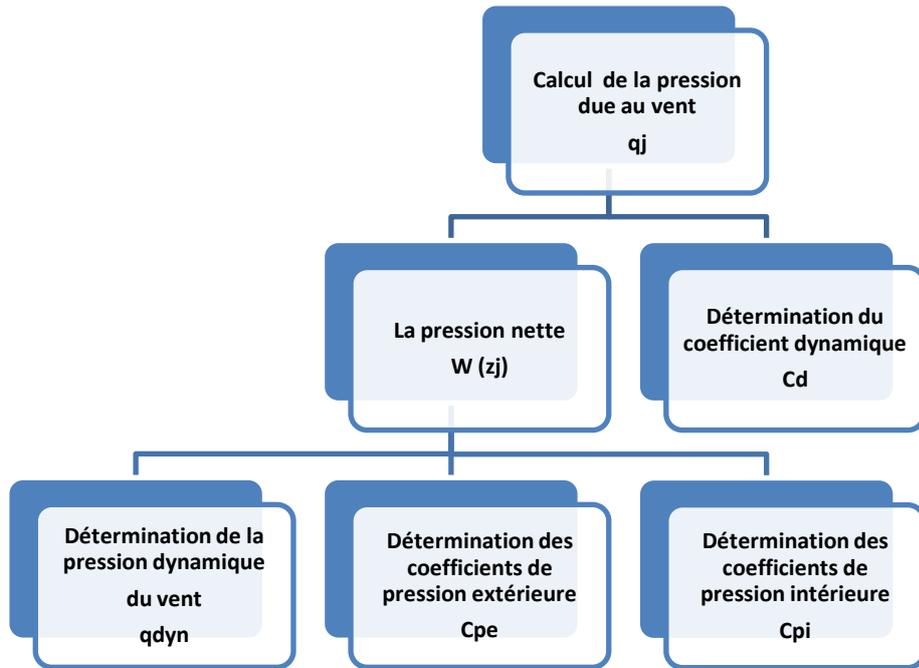


Figure I-7 : Organigramme pour la détermination des pressions dues au vent

au vent :

I.6.2.1 Détermination de la pression due au vent :

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

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

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

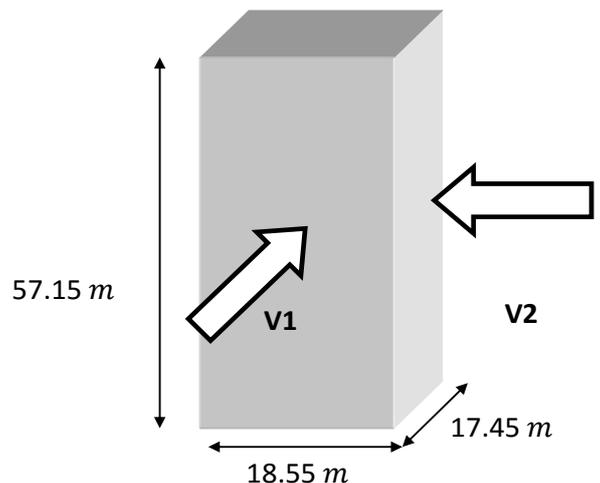


Figure I-8 : Vent sur les deux côtés de la structure

Chapitre I Présentation et évaluation des charges

I.6.2.2 Coefficient dynamique (Cd) :

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

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

Tableau I-8: Calcul du coefficient dynamique

Paramètre	Formule analytique	Référence	Résultat $v1$ b = 18.55	Résultat $v2$ b = 17.45
$L_i(Zeq)$	$L_i(Zeq) = 300 \times \left(\frac{z}{200}\right)^\varepsilon$	Cf. § 3.3.1 formule 3.3a	92.043	92.043
Q^2	$Q^2 = \frac{1}{1 + 0.9 \times \left(\frac{(b+h)}{li(zeq)}\right)^{0.63}}$	Cf. § 3.3.1 formule 3.2	0.566	0.59
$n_{1,x}$	$n_{1,x} = \frac{46}{h}$	Cf. § 3.3.4.2 formule 3.14	0.804	0.804
δ	$\delta = \delta_s + \delta_a = 0$	Cf. § 3.3.2 formule 3.9 tableau 3.1	0.08	0.08
$V_m(Zeq)$	$V_m(Zeq) = C_r(Zeq) + C_t(Zeq) + V_{réf}$	Cf. annexe 2	24.95	24.95
N_x	$N_x = \frac{n_{1,x} \times li(zeq)}{V_m(zeq)}$	Cf. § 3.3.2 formule 3.6	2.966	2.966

Chapitre I Présentation et évaluation des charges

R_N	$R_N = \frac{6.8 \times N_x}{(1 + 10.2 \times N_{x(z_{eq})})^{\frac{5}{3}}}$	Cf. § 3.3.2 formule 3.5	0.065	0.065
η	$\eta_h = \frac{4.6 \times N_x \times h}{L_i(z_{eq})}$	Cf. § 3.3.2 formule 3.8a	8.471	8.471
	$\eta_b = \frac{4.6 \times N_x \times b}{L_i(z_{eq})}$	Cf. § 3.3.2 formule 3.8b	2.749	2.586
R_h	$R_H = \left(\frac{1}{\eta_h}\right) - \left(\frac{1}{2 \times \eta_h^2}\right) \times (1 - e^{-2\eta_h})$	Cf. § 3.3.2 formule 3.7a	0.111	0.111
R_h	$R_h = \left(\frac{1}{\eta_b}\right) - \left(\frac{1}{2 \times \eta_b^2}\right) \times (1 - e^{-2\eta_b})$	Cf. § 3.3.2 formule 3.7b	0.2827	0.31188
R^2	$R^2 = \frac{\pi^2}{2 \times \delta} \times R_N \times R_h \times R_b$	Cf. § 3.3.2 formule 3.4	0.1256	0.1387
v	$v = n_{1,x} \times \sqrt{\frac{R^2}{Q^2 + R^2}} \geq 0.08$	Cf. § 3.3.3 formule 3.12	0.344	0.3522
G	$G = \sqrt{2 \times \ln(600 \times v)} + \frac{0.6}{\sqrt{2 \times \ln(600 \times v)}}$	Cf. § 3.3.3 formule 3.11	3.4486	3.4554
$I_V(Z_{eq})$	$I_V(Z_{eq}) = \frac{1}{C_t(Z_{eq}) \times \ln\left(\frac{Z_{eq}}{Z_0}\right)}$	Cf. § 2.4.6 formule 2.5a	0.2531	0.2531
C_d	$C_d = \frac{1 + 2 \times g \times I_V(Z_{eq}) \times \sqrt{Q^2 \times R^2}}{1 + 7 \times I_V(Z_{eq})}$	Cf. § 3.3 formule 3.1	0.87	0.888

I.6.2.3 Pression dynamique (q_{dyn}) :

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

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

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

I.6.2.4 Hauteur de référence z_e :

Selon le RNV99 version 2013 (cf. chapitre 2 § 2.3.2)

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

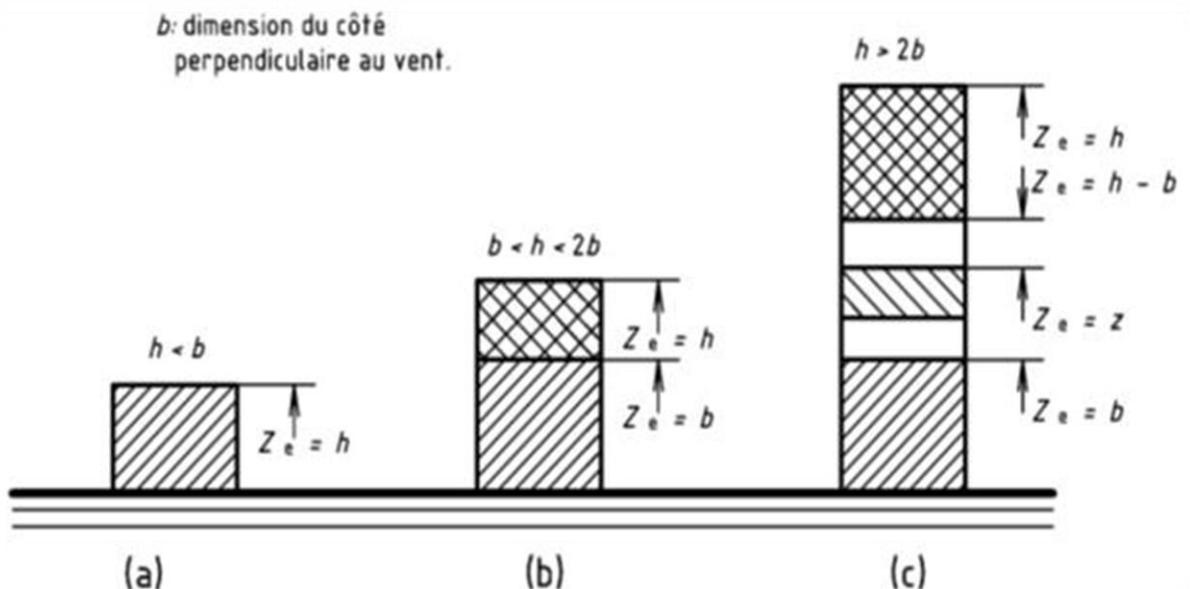


Figure I-9: Hauteur de référence

Chapitre I Présentation et évaluation des charges

- La direction V1 du vent ($b = 18.55 \text{ m}$) :

$$h = 57.15 \text{ m} > 2 \times b = 2 \times 18.55 \text{ m} = 37.1 \text{ m } \text{cas}(c)$$

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

- 1) Une partie inférieure s'élevant du sol jusqu'à une hauteur égale à b .
- 2) Une partie intermédiaire, entre la partie inférieure et la partie supérieure, divisée en un nombre suffisant de bandes horizontales de hauteur maximale b .
- 3) Une partie supérieure s'étendant vers le bas, depuis le sommet, sur une hauteur égale à b .

- La direction V2 du vent ($b = 17.45 \text{ m}$) :

$$h = 57.15 \text{ m} > 2 \times b = 2 \times 17.45 \text{ m} = 34.9 \text{ m } \text{cas}(c)$$

Même cas de vent

I.6.2.5 Coefficient de rugosité (C_r) :

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

$$C_r = \begin{cases} K_T \times \ln^2\left(\frac{Z_{min}}{Z_0}\right) & \text{Pour } Z_e < Z_{min} \\ K_T \times \ln^2\left(\frac{Z}{Z_0}\right) & \text{Pour } Z_{min} < Z_e < 200m \end{cases}$$

alors

$$C_r = K_T \times \ln^2\left(\frac{Z}{Z_0}\right) \quad \text{Pour } Z_{min} < Z_e < 200m$$

$$C_r = 0.234 \times \ln^2\left(\frac{18.55}{1}\right) = 0.6833$$

Chapitre I Présentation et évaluation des charges

Les valeurs de C_r sont obtenues dans les tableaux :

Tableau I-9 : Valeurs du coefficient de rugosité sur V1 et V3

Tronçons (m)	Hauteur de référence Z_e (m)	Coefficient de rugosité C_r
0 – 18.55	18.55	0.6833
18.55 – 23.5625	23.5625	0.7393
23.2625 – 28.575	28.575	0.7844
28.575 – 33.5875	33.5875	0.8223
33.5875 – 38.6	38.6	0.8548
38.6 – 57.15	57.15	0.9466

Tableau I-10 : Valeurs du coefficient de rugosité sur V2 et V4

Tronçons	Hauteur de référence Z_e (m)	Coefficient de rugosité C_r
0 – 17.45	17.45	0.669
17.45 – 23.0125	23.0125	0.7338
23.0125 – 28.575	28.575	0.7844
28.575 – 34.1375	34.1375	0.8261
34.1375 – 39.7	39.7	0.8614
39.7 – 57.15	57.15	0.9466

I.6.2.6 Intensité de turbulence (C_T) :

$$C_t(Z) = \begin{cases} 1 & \text{Pour } \phi < 0.05 \\ C_T(Z_{eq}) & \left\{ \begin{array}{l} C_t(Z) = 1 + s_{max} \times \left(1 - \frac{|x|}{K_{red} \times L}\right) \times e^{-\alpha \left(\frac{z}{L}\right)} \text{ Pour } \phi \geq 0.05 \end{array} \right. \end{cases}$$

Les valeurs de C_t sont obtenues dans les tableaux :

Tableau I-11: Valeurs du coefficient topographique suivant V1

Tronçon	Hauteur de référence Z_e (m)	Coefficient de topographie C_T
0 – 18.55	18.55	1.127
18.55 – 23.5625	23.5625	1.124
23.5625 – 28.575	28.575	1.121
28.575 – 33.5875	33.5875	1.118
33.5875 – 38.6	38.6	1.115
38.6 – 57.15	57.15	1.10

Chapitre I Présentation et évaluation des charges

Tableau I-12 : Valeurs du coefficient de topographie sur V2

Tronçons	Hauteur de référence Z_e (m)	Coefficient de topographie C_T
0 – 17.45	17.45	1.1280
17.45 – 23.0125	23.0125	1.1245
23.0125 – 28.575	28.575	1.1211
28.575 – 34.1375	34.1375	1.1177
34.1375 – 39.7	39.7	1.1145
39.7 – 57.15	57.15	1.049

I.6.2.7 Intensité de turbulence (I_V) :

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

$$I_V(Z_{\text{éq}}) \begin{cases} \frac{1}{C_T \times \ln\left(\frac{Z_e}{Z_0}\right)} & \text{Pour } Z_e > Z_{\min} \\ \frac{1}{C_T \times \ln\left(\frac{Z_{\min}}{Z_0}\right)} & \text{Pour } Z_e \leq Z_{\min} \end{cases}$$

Tableau I-13 : Valeurs de l'intensité de turbulence sur V1

Tronçon (m)	Hauteur de référence Z_e (m)	Intensité de turbulence I_V
0 – 18.55	18.55	0.303
18.55 – 23.5625	23.5625	0.281
23.5625 – 28.575	28.575	0.266
28.575 – 33.5875	33.5875	0.254
33.5875 – 38.6	38.6	0.245
38.6 – 57.15	57.15	0.224

Tableau I-14 : Valeurs de l'intensité de turbulence sur V2

Tronçons (m)	Hauteur de référence Z_e (m)	Intensité de turbulence I_V
0 – 17.45	17.45	0.31
17.45 – 23.0125	23.0125	0.2835
23.0125 – 28.575	28.575	0.2660
28.575 – 34.1375	34.1375	0.2534
34.1375 – 39.7	39.7	0.2437
39.7 – 57.15	57.15	0.2237

I.6.2.8 Coefficient d'exposition (C_e) :

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

$$C_e = C_t^2(Z_e) \times C_r^2(Z_e) \times (1 + 7 \times I_V(Z_e))$$

Chapitre I Présentation et évaluation des charges

I.6.2.9 Les valeurs de C_e sont obtenus dans les tableaux :

Tableau I-15 : Valeurs du coefficient d'exposition sur V1

Tronçons (m)	Hauteur de référence Z_e (m)	Coefficient d'exposition C_e
0 – 18.55	18.55	1.850
18.55 – 23.5625	23.5625	2.048
23.5625 – 28.575	28.575	2.21
28.575 – 33.5875	33.5875	2.347
33.5875 – 38.6	38.6	2.523
38.6 – 57.15	57.15	2.784

Tableau I-16 : Valeurs du coefficient d'exposition sur V2

Tronçons (m)	Hauteur de référence Z_e (m)	Coefficient d'exposition C_e
0 – 17.45	17.45	1.8052
17.45 – 23.0125	23.0125	2.0321
23.0125 – 28.575	28.575	2.2132
28.575 – 34.1375	34.1375	2.3647
34.1375 – 39.7	39.7	2.4939
39.7 – 57.15	57.15	2.8068

I.6.2.10 Valeur de la pression dynamique (q_{dyn}) :

Les valeurs de $q_{dyn} = 435 \text{ N/m}^2$ sont obtenus dans les tableaux :

Tableau I-17: Valeurs de la pression dynamique sur V1.

Tronçons (m)	Z_e (m)	C_t	C_r	I_V	C_e	q_{dyn} (N/m ²)
0 – 18.55	18.55	1.127	0.6833	0.303	1.850	804.75
18.55 – 23.5625	23.5625	1.124	0.7393	0.281	2.048	890.88
23.5625 – 28.575	28.575	1.121	0.7844	0.266	2.212	962.59
28.575 – 33.5875	33.5875	1.118	0.8223	0.254	2.347	1020.945
33.5875 – 38.6	38.6	1.115	0.8548	0.245	2.523	1097.04
38.6 – 57.15	57.15	1.10	0.9466	0.224	2.784	1211.04

Tableau I-18 : Valeurs de la pression dynamique sur V2.

Tronçons (m)	Z_e (m)	C_t	C_r	I_V	C_e	q_{dyn} (N/m ²)
0 – 17.45	17.45	1.1280	0.669	0.31	1.8052	785.268
17.45 – 23.0125	23.0125	1.1245	0.7338	0.2835	2.0321	883.963
23.0125 – 28.575	2.575	1.1211	0.7844	0.2660	2.2132	962.742
28.575 – 34.1375	34.1375	1.1177	0.8261	0.2534	2.3647	1028.645
34.1275 – 39.7	39.7	1.1145	0.8614	0.2437	2.4939	1084.847
39.7 – 57.15	57.15	1.10	0.9466	0.224	2.8068	1220.958

I.6.2.11 Coefficient de pression extérieur (C_{pe}) :

➤ Direction V1 du vent (b = 18.55 m) :

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

Chapitre I Présentation et évaluation des charges

- **Parois verticales**

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

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 18.55m \\ d = 17.45m \quad e = \min(b, 2 \times h) \quad e = \min(18.55 m ; 2 \times 57.15 m) = 18.55m \\ h = 57.15m \end{array} \right.$$

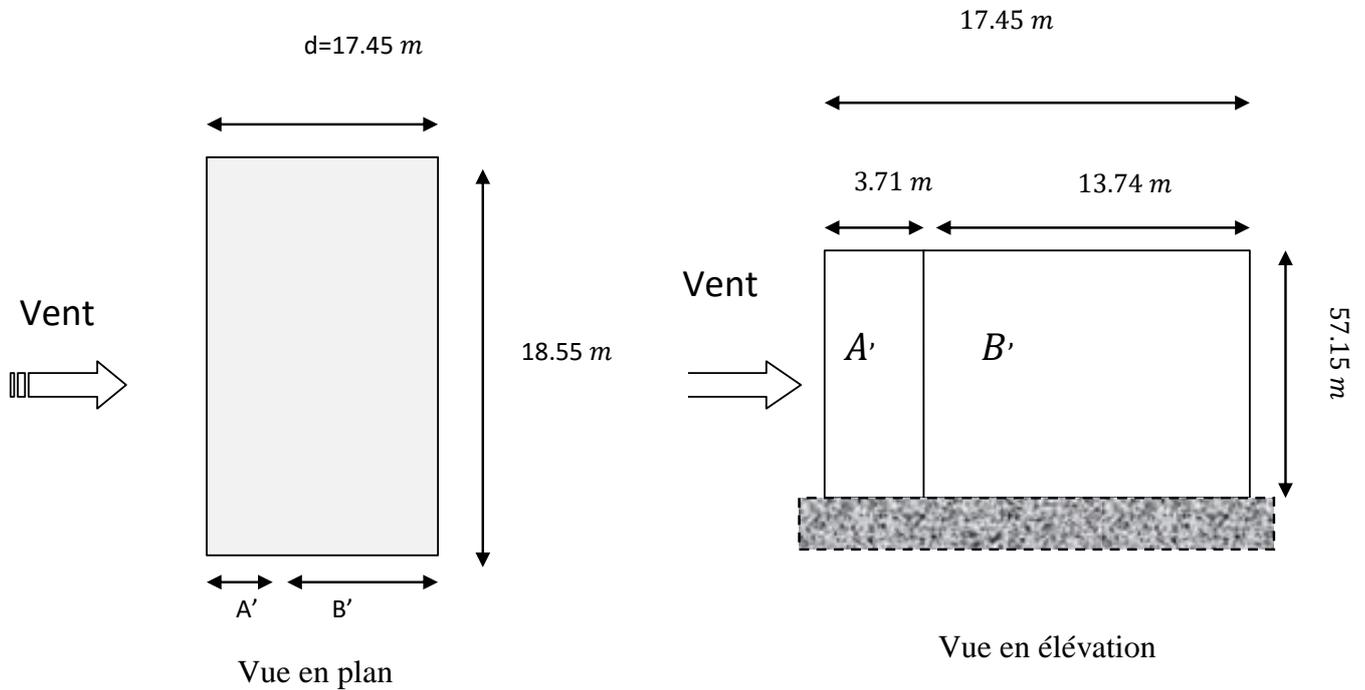


Figure I-10 : Valeurs de $C_{pe.10}$ sur les zones de la paroi verticale (direction V1, V3)

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

Tableau I-19 : Valeurs de $C_{pe.10}$ suivant les zones de la paroi verticale (direction V1).

A	B,	D	E
-0.1	-0.8	+0.8	-0.3

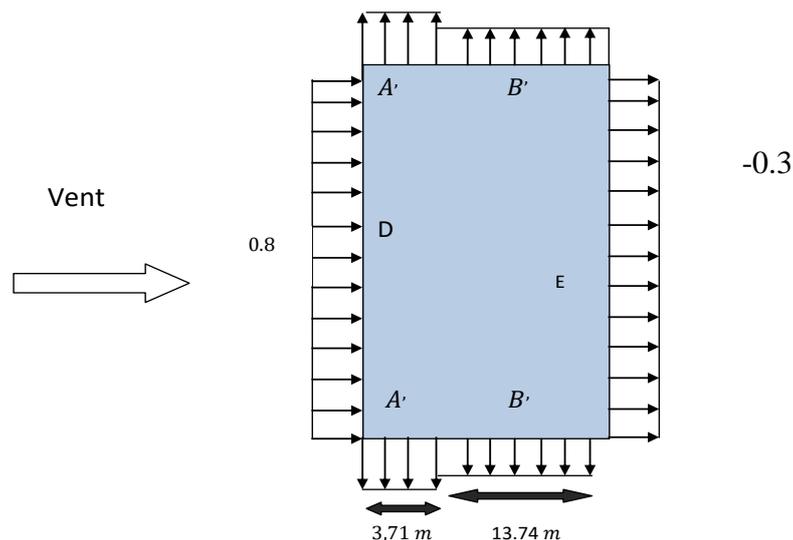


Figure I-11 : Valeurs de $C_{pe.10}$ sur les zones de la paroi verticale (direction V1, V3)

Chapitre I Présentation et évaluation des charges

➤ Direction V2 du vent (b = 17.45 m) :

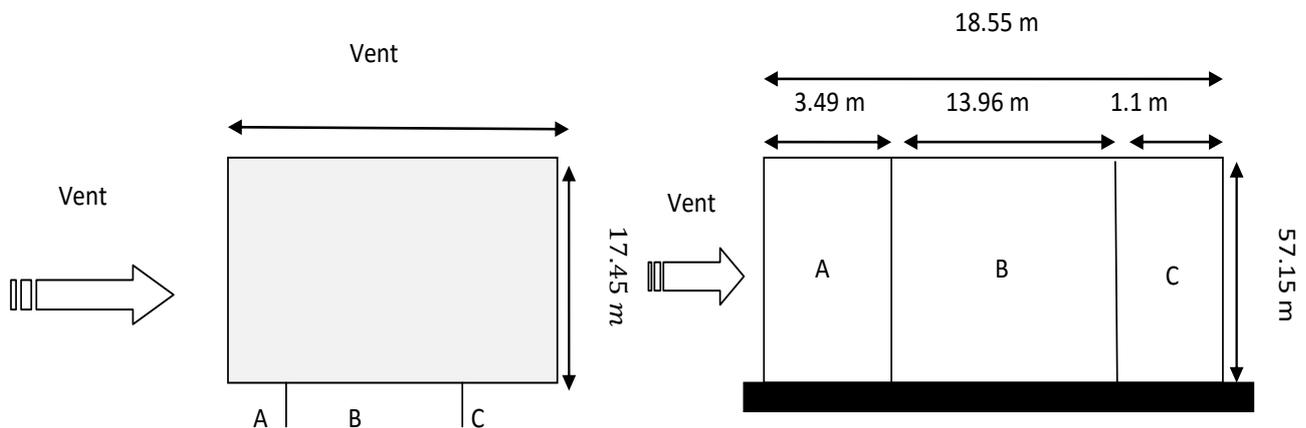
Pour un vent dont la direction V2 et V4, les coefficients de pression du vent sont présentés ci-dessus.

• Parois vertical :

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

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

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 17.45 \text{ m} \\ d = 18.55 \text{ m} \\ h = 57.15 \text{ m} \end{array} \right. \quad e = \min(b; 2 \times h) \quad e = \min(17.45 \text{ m}; 114.3 \text{ m}) = 17.45 \text{ m}$$



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

Tableau I-20 : Valeurs $C_{pe.10}$ suivant les zones de la paroi verticale (direction V2).

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

• Pour 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 5.2 (RNV99 version 2013).

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

Dans notre cas $\frac{h_p}{h} = \frac{0.6}{57.15} = 0.01$ ou h_p La hauteur de l'acrotère ($h_p = 0.6 \text{ m}$).

Les valeurs de $C_{pe.10}$ sont obtenues par l'interpolation linéaire entre les valeurs

Chapitre I Présentation et évaluation des charges

$hp/h = 0$ (sans acrotère) et $hp/h = 0.025$.

Tableau I-21 : Valeurs de $C_{pe.10}$ suivant les zones de la toiture (direction V2, V4).

F	G	H	I
$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$
-1.72	-1.16	-0.7	± 0.2

$$e = \min(b; 2 \times h)$$



$$e = \min(18.55 \text{ m}; 114.3 \text{ m}) = 18.55 \text{ m}$$

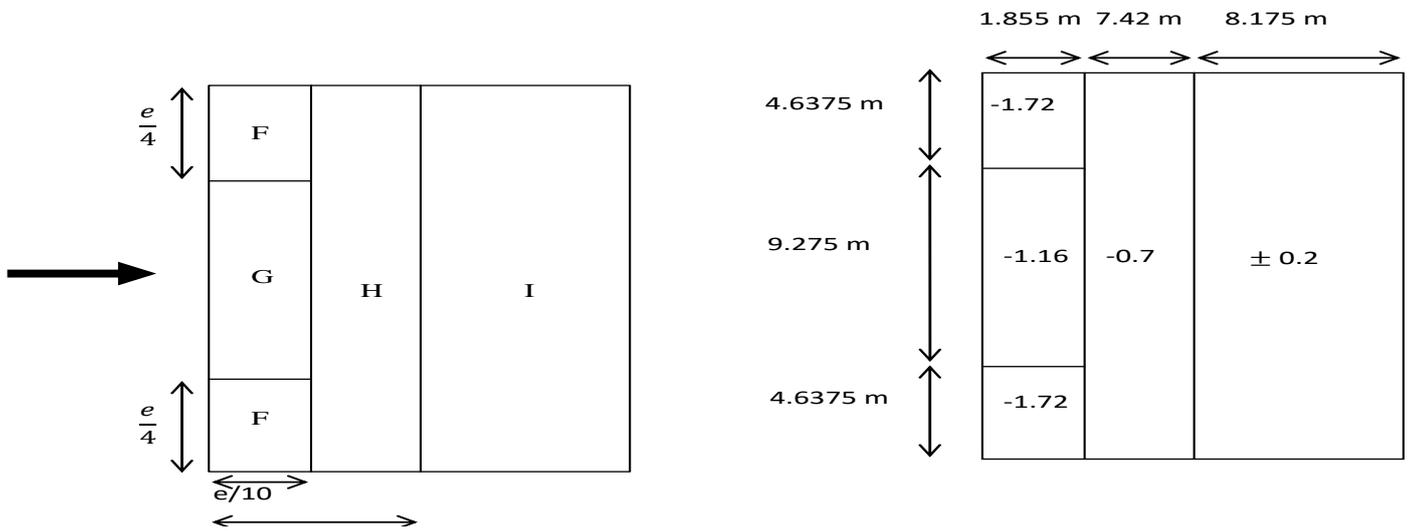
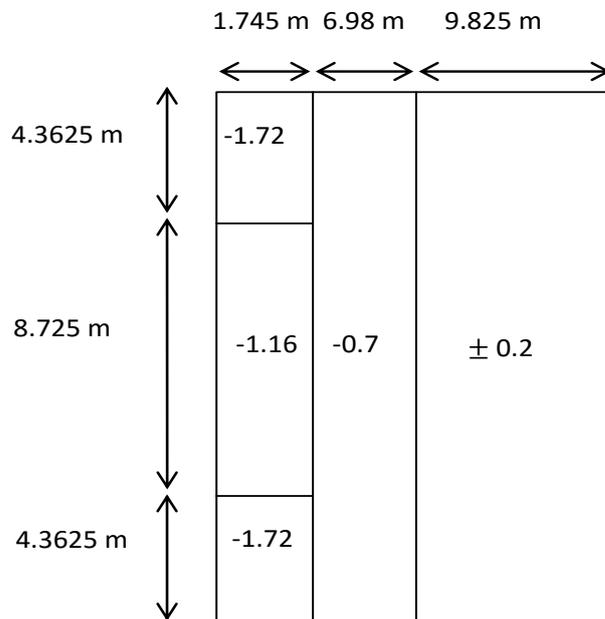


Figure I-12 : Valeurs de $C_{pe.10}$ suivant les zones de la toiture (direction V1, V3).

$$e = \min(b; 2 \times h)$$



$$e = \min(17.45 \text{ m}; 114.3 \text{ m}) = 18.55 \text{ m}$$



Chapitre I Présentation et évaluation des charges

I.6.2.12 Coefficient de pression intérieur (C_{pi}) :

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

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

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

I.6.2.1 Valeurs de la pression due au vent (q_j) :

$$q_j = C_d \times q_{dyn}(Z_j) \times (C_{pe} - C_{pi})$$

- C_d : le coefficient dynamique de la construction
- q_{dyn} : est la pression dynamique du vent calculée à la hauteur Z_j relative à l'élément de surface j .
- C_{pe} : est le coefficient de pression extérieure.
- C_{pi} : est le coefficient de pression intérieure

➤ **Direction V1, V3 du vent ($b = 18.55$ m) :**

✓ **Paroi verticale :**

- **1^{er} Tronçon : 0 à 18.55 m**

Tableau I-22 : Valeurs de q_j suivant les zones de la paroi verticale (direction V1, V3).

Zone	C_d	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	q_p	q_j
A'	1	-1	0.35	-1.35	80.475	-108.64
B'	1	-0.8	0.35	-1.15	80.475	-92.54
D	1	+0.8	0.35	+0.45	80.475	36.21
E	1	-0.3	0.35	-0.65	80.475	-52.3

- **2^{ème} Tronçon : 18.55 m à 23.5628 m**

Tableau I-23 : Valeurs de q_j suivant les zones de la paroi verticale (direction V1, V3).

Zone	C_d	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	q_p	q_j
A'	1	-1	0.35	-1.35	89.088	-120.27
B'	1	-0.8	0.35	-1.15	89.088	-102.45
D	1	+0.8	0.35	+0.45	89.088	40.08
E	1	-0.3	0.35	-0.65	89.088	-57.90

Chapitre I Présentation et évaluation des charges

- **3^{ème} Tronçon : 23.5628m a 28.575 m**

Tableau I-24 : Valeurs de q_j suivant les zones de la paroi verticale (direction V1, V3).

Zone	C_d	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - c_{pi}$	q_p	q_j
A'	1	-1	0.35	-1.35	96.259	-129.94
B'	1	-0.8	0.35	-1.15	96.259	-110.69
D	1	+0.8	0.35	+0.45	96.259	43.31
E	1	-0.3	0.35	-0.65	96.259	-62.57

- **4^{ème} Tronçon : 28.575 a 33.5875 m**

Tableau I-25 : Valeurs de q_j suivant les zones de la paroi verticale (direction V1, V3).

Zone	C_d	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - c_{pi}$	q_p	q_j
A'	1	-1	0.35	-1.35	102.094	-137.82
B'	1	-0.8	0.35	-1.15	102.094	-117.20
D	1	+0.8	0.35	+0.45	102.094	45.94
E	1	-0.3	0.35	-0.65	102.094	-66.36

- **5^{ème} Tronçon : 33.5875 m a 38.6 m**

Tableau I-26 : Valeurs de q_j suivant les zones de la paroi verticale (direction V1, V3).

Zone	C_d	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - c_{pi}$	q_p	q_j
A'	1	-1	0.35	-1.35	109.710	-148.10
B'	1	-0.8	0.35	-1.15	109.710	-126.17
D	1	+0.8	0.35	+0.45	109.710	49.37
E	1	-0.3	0.35	-0.65	109.710	-71.316

- **6^{ème} Tronçon : 38.6 a 57.15 m**

Tableau I-27 : Valeurs de q_j suivant les zones de la paroi verticale (direction V1, V3).

Zone	C_d	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	q_p	q_j
A'	1	-1	0.35	-1.35	121.104	-163.49
B'	1	-0.8	0.35	-1.15	121.104	-139.27
D	1	+0.8	0.35	+0.45	121.104	54.49
E	1	-0.3	0.35	-0.65	121.104	-78.72

Chapitre I Présentation et évaluation des charges

✓ Toiture :

Tableau I-28 : Valeurs de q_j suivant les zones de la toiture (direction V1, V3).

Zone	C_d	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	q_p	q_j
F	1	-1.72	0.35	-2.07	122.09	-252.72
G	1	-1.16	0.35	-1.51	122.09	-184.36
H	1	-0.7	0.35	-1.05	122.09	-128.19
I	1	± 0.2	0.35	-0.55/-0.15	122.09	-67.14

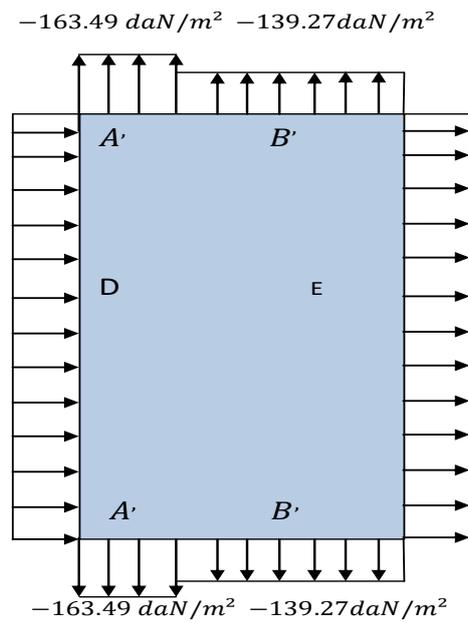


Figure I-13 : Pression du vent (V1, V3) A', B'

Chapitre I Présentation et évaluation des charges

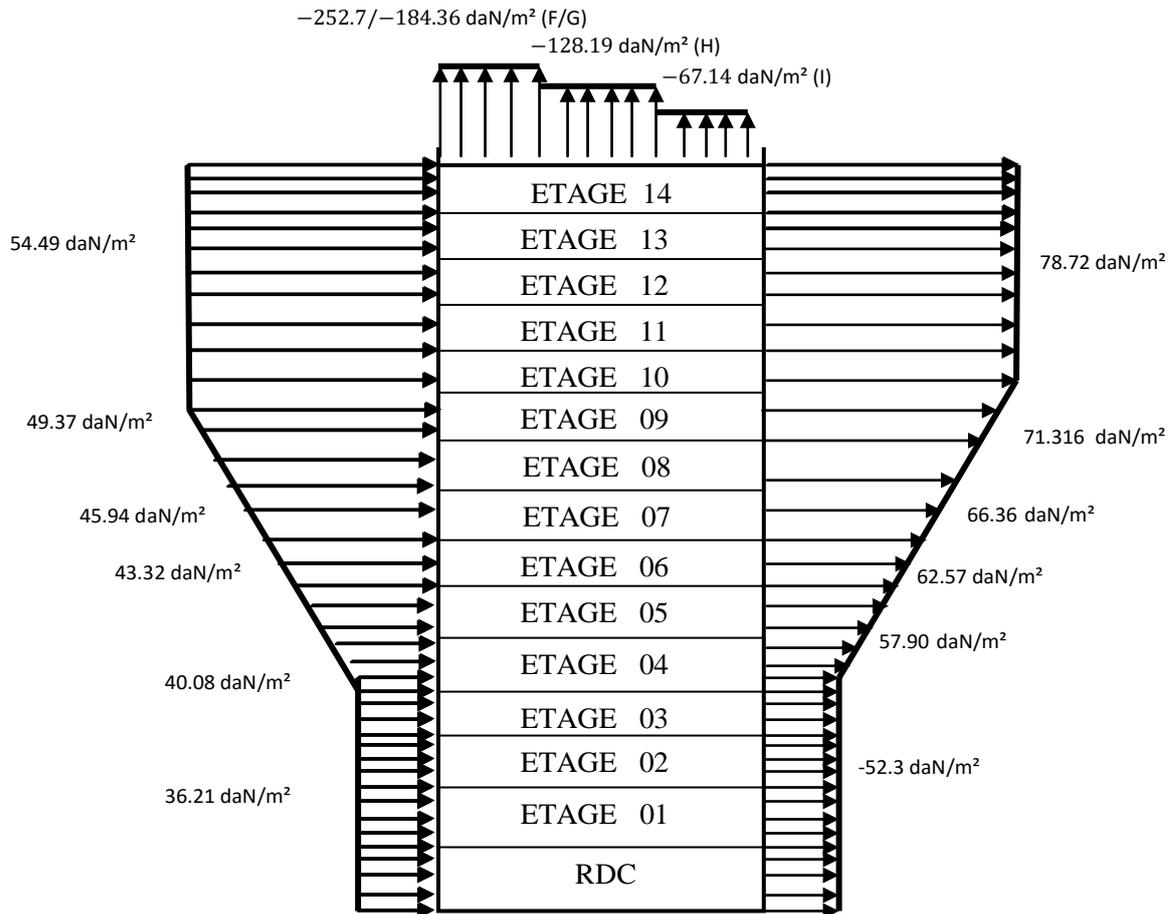


Figure I-14 : Pressions du vent (V1, V3) D, E, F, G, H, I.

➤ **Direction V2, V4 du vent (b = 17.45 m) :**

✓ **Paroi verticale**

• **1^{er} Tronçon : 0 - 17.45 m**

Tableau I-29 : Valeurs de q_j suivant les zones de la paroi verticale (direction V2, V4).

Zone	C_d	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	q_p	q_j
A	1	-1.0	0.35	-1.35	78.5268	-106.011
B	1	-0.8	0.35	-1.15	78.5268	-90.30
C	1	-0.5	0.35	-0.85	78.5268	-66.74
D	1	+0.8	0.35	0.45	78.5268	35.33
E	1	-0.3	0.35	-0.65	78.5268	-51.044

Chapitre I Présentation et évaluation des charges

✓ 2^{ème} Tronçon : 17.45 a 23.1028 m

Tableau I-30 : Valeurs de q_j suivant les zones de la paroi verticale (direction V2, V4).

Zone	C_d	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	q_p	q_j
A	1	-1.0	0.35	-1.35	88.3963	-119.34
B	1	-0.8	0.35	-1.15	88.3963	-101.65
C	1	-0.5	0.35	-0.85	88.3963	-75.14
D	1	+0.8	0.35	0.45	88.3963	39.77
E	1	-0.3	0.35	-0.65	88.3963	-57.45

• 3^{ème} Tronçon : 23.1028 a 28.575 m

Tableau I-31 : Valeurs de q_j suivant les zones de la paroi verticale (direction V2, V4).

Zone	C_d	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	q_{dyn}	q_j
A	1	-1.0	0.35	-1.35	96.2742	-129.97
B	1	-0.8	0.35	-1.15	96.2742	-110.72
C	1	-0.5	0.35	-0.85	96.2742	-81.83
D	1	+0.8	0.35	0.45	96.2742	43.32
E	1	-0.3	0.35	-0.65	96.2742	-62.57

• 4^{ème} Tronçon : 28.0125 a 34.1378 m

Tableau I-32 : Valeurs de q_j suivant les zones de la paroi verticale (direction V2, V4).

Zone	C_d	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	q_{dyn}	q_j
A	1	-1.0	0.35	-1.35	102.8645	-138.87
B	1	-0.8	0.35	-1.15	102.8645	-118.29
C	1	-0.5	0.35	-0.85	102.8645	-87.43
D	1	+0.8	0.35	0.45	102.8645	46.28
E	1	-0.3	0.35	-0.65	102.8645	-66.56

• 5^{ème} Tronçon : 34.1378 a 39.7 m

Tableau I-33 : Valeurs de q_j suivant les zones de la paroi verticale (direction V2, V4).

Zone	C_d	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	q_{dyn}	q_j
A	1	-1.0	0.35	-1.35	108.4847	-146.45
B	1	-0.8	0.35	-1.15	108.4847	-124.75
C	1	-0.5	0.35	-0.85	108.4847	-92.21
D	1	+0.8	0.35	0.45	108.4847	48.81
E	1	-0.3	0.35	-0.65	108.4847	-70.51

Chapitre I Présentation et évaluation des charges

- 6^{eme} Tronçon : 39.7 a 57.15 m

Tableau I-34 : Valeurs de q_j suivant les zones de la paroi verticale (direction V2, V4).

Zone	C_d	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	q_{dyn}	q_j
A	1	-1.0	0.35	-1.35	122.09558	-164.83
B	1	-0.8	0.35	-1.15	122.09558	-140.41
C	1	-0.5	0.35	-0.85	122.09558	-103.78
D	1	+0.8	0.35	0.45	122.09558	54.94
E	1	-0.3	0.35	-0.65	122.09558	-79.36

- ✓ Toiture :

Tableau I-35 : Valeurs de q_j suivant les zones de la toiture (direction V2, V4).

Zone	C_d	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	q_p	q_j
F	1	-1.72	0.35	-2.07	122.09	-252.72
G	1	-1.16	0.35	-1.51	122.09	-184.36
H	1	-0.7	0.35	-1.05	122.09	-128.19
I	1	± 0.2	0.35	-0.55/-0.15	122.09	-67.14

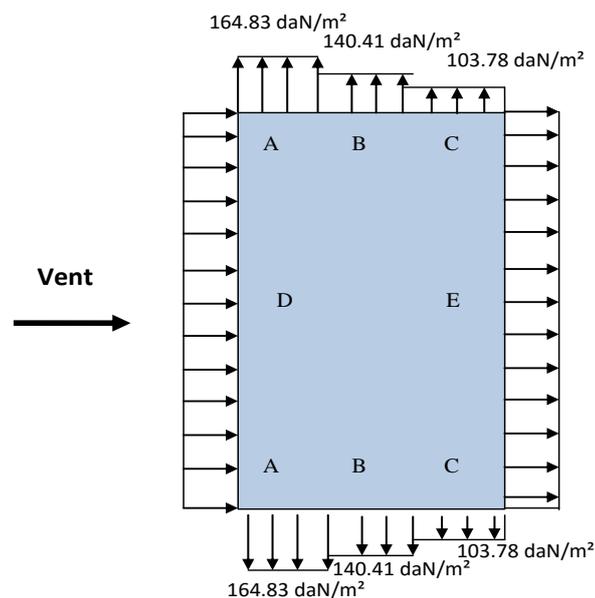


Figure I-15 : Pression de vent (V2, V4) A, B, C.

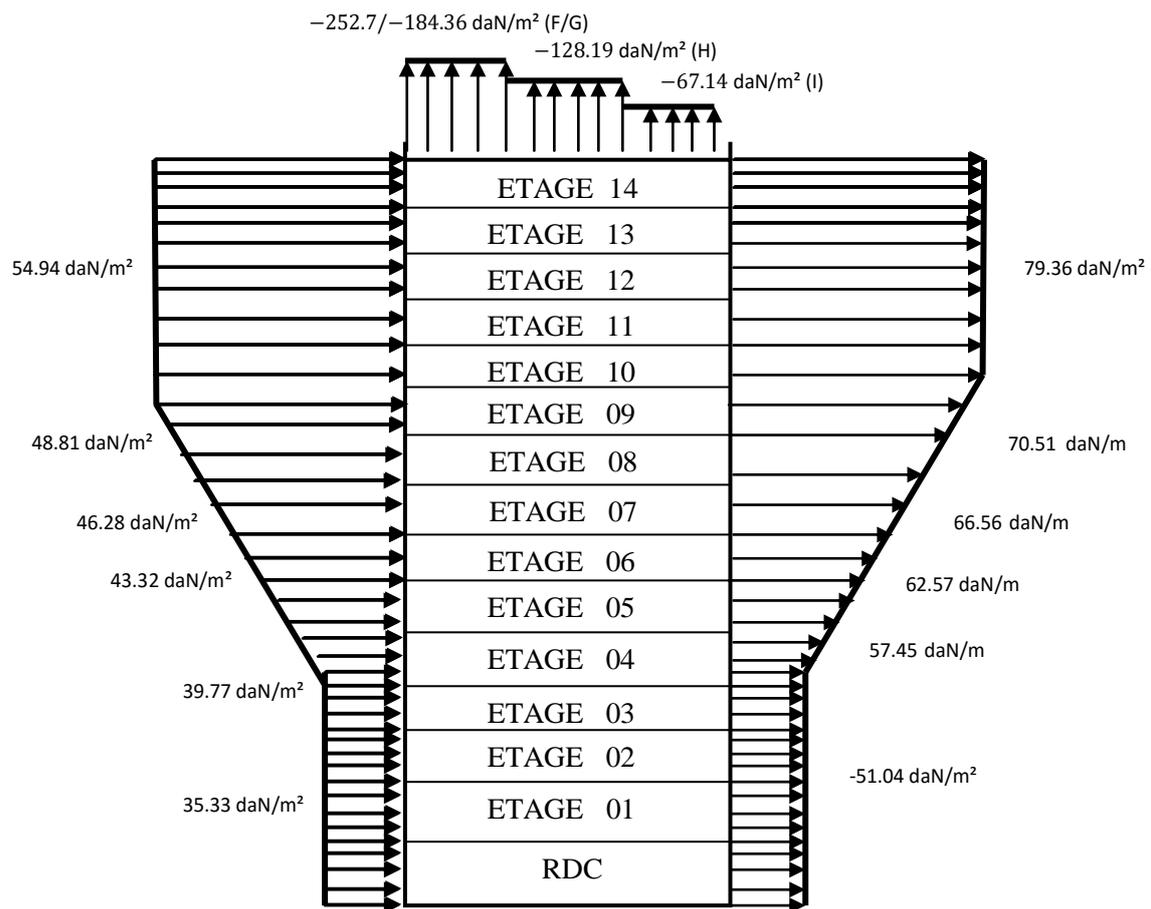


Figure I-16 : Pressions du vent (V2, V4) D, E, F, G, H, I.

Chapitre I Présentation et évaluation des charges

I.6.3 Remarque :

Dans ce cas, le calcul de frottement ne sera pas indispensable à cause de la lourdeur de bâtiment.

I.6.4 Conclusion :

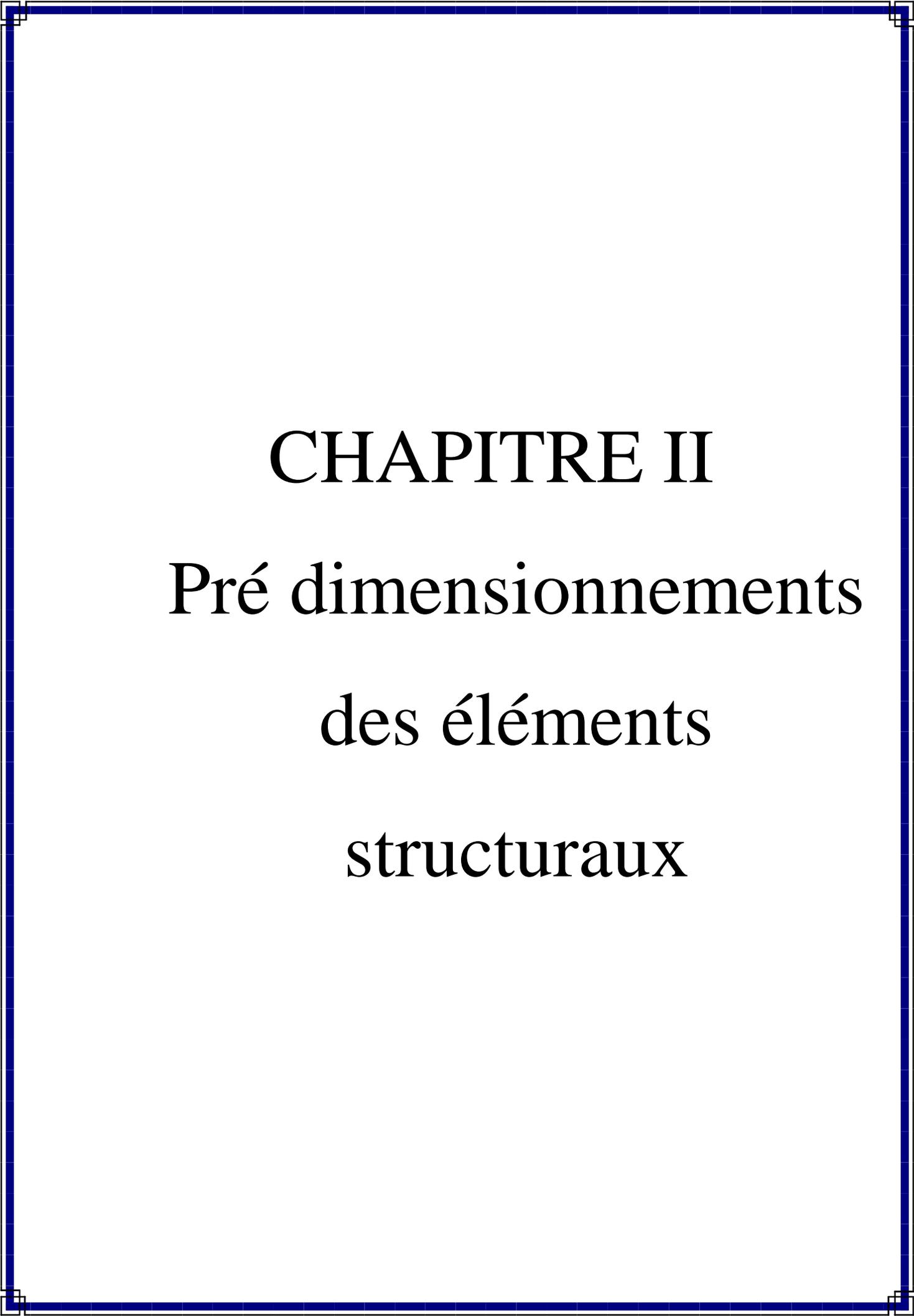
Dans ce chapitre, nous avons fournis les principes généraux et procédures pour déterminer les charges agissantes sur la structure étudiée (la charge permanente, la surcharge d'exploitation et surcharge climatique). Les résultats trouvés seront utilisés dans les chapitres prochains qui concernent le dimensionnement les éléments de la structure.

Effet de la variation de la température

On doit tenir compte des effets de la dilatation thermique chaque fois qu'ils risquent d'engendrer des efforts anormaux dans les éléments de la charpente métallique et de produire des désordres dans les appuis et dans les éléments exposés à l'air libre (variation plus élevé de gradient thermique).

Pour le cas étudié, on n'a pas pris en compte l'effet de la température à cause des justifications suivantes :

- la longueur minimale pour laquelle on doit tenir compte de l'effet thermique est de 50m. La longueur de notre bâtiment est de 18.55 m largement inférieur à 50 m.



CHAPITRE II

Pré dimensionnements des éléments structuraux

II.1 Introduction

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

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

Le règlement CCM97 [3] a pour objet la codification du dimensionnement par le calcul et les vérifications des structures des bâtiments à ossature en acier. Ce document :

- Ne traite pas directement l'exécution des travaux de construction en acier.
- Ne définit que des exigences relatives à la résistance mécanique, à l'aptitude au service et à la durabilité des structures.
- Il ne traite pas les exigences relatives à la sécurité parasismique.
- Il ne traite pas les exigences relatives à la protection anti-feu.
- Classification des sections transversales selon le CCM97

Pour les besoins de calcul le CCM97 a proposé quatre classes de sections transversales qui sont définies comme suit :

- **Classe 1**

Sections transversales pouvant former une rotule plastique avec la capacité de rotation requise pour une analyse plastique.

- **Classe 2**

Sections transversales pouvant développer leur moment de résistance plastique, mais avec une capacité de rotation limitée.

- **Classe 3**

Sections transversales dont la contrainte calculée dans la fibre extrême comprimée de l'élément en acier peut atteindre la limite d'élasticité, mais dont le voilement local est susceptible d'empêcher le développement du moment de résistance plastique.

- **Classe 4**

Sections transversales dont la résistance au moment fléchissant ou à la compression doit être déterminée avec prise en compte explicite des effets de voilement local.

❖ **Coefficient partiel de sécurité**

Le coefficient partiel de sécurité γ_M pour les matériaux doit être prise égal aux valeurs suivantes :

Section de classe (1, 2,3)		$\gamma_{M0} = 1.1$
Section de classe (4)		$\gamma_{M1} = 1.1$
Cas des états limites ultimes des éléments		$\gamma_{M1} = 1.10$

❖ **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 II-1 : Limites recommandées pour les flèches verticales

Conditions	flèche dans l'état final δ_{Vmax}
Toitures 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 δ_{Vmax} peut nuire à l'aspect du bâtiment	$\frac{L}{250}$

II.2 PRE DIMENSIONNEMENT DES SOLIVES :

II.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 déterminé par l'équation suivante :

$$0.7 \text{ m} \leq \text{Entraxe} \leq 1.5 \text{ m}$$

Langueur de la poutre principale $L_{max} = 5.5 \text{ m}$

Donc :
$$\text{Entraxe} = \frac{5.5}{4} = 1.375 \text{ m}$$

Avec le nombre de la solive égale : 3

Comme les longueurs ne sont pas les mêmes on va prendre le cas le plus défavorable,

C'est-à-dire la plus longue portée $L = 1.375 \text{ m}$

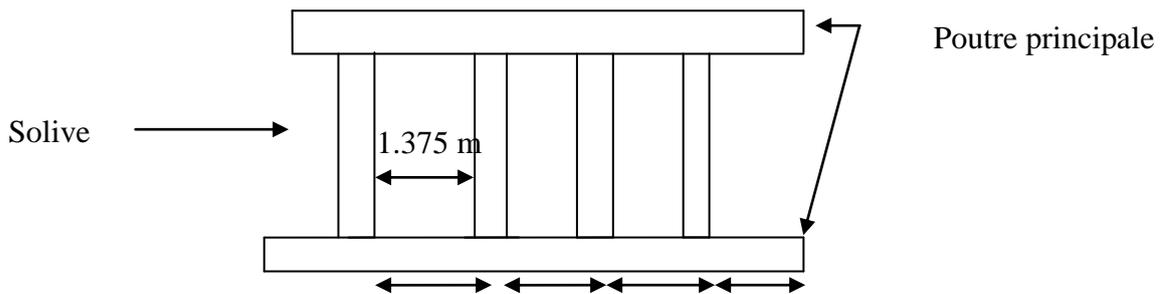


Figure II-1 : Espacement et longueur des solives

II.2.1.1 Solives du plancher courant :

Vérification de la condition de flèche (ELS) :

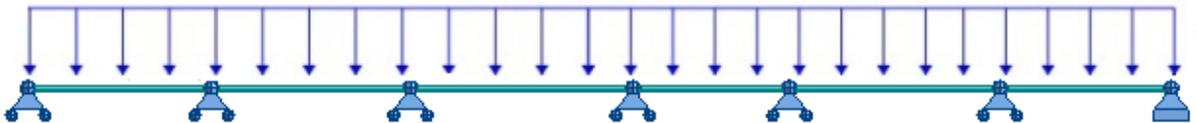


Figure II-2 : Solive uniformément chargée sur plusieurs appuis

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

Selon l'abaque de MAQUART (Annexe B) la flèche la plus défavorable est de :

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

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

La solive est sollicitée par les charges suivantes :

- ✓ $G = 374 \text{ daN /m}^2$
- ✓ $Q = 150 \text{ daN/m}^2$
- ✓ $Q_{ELS} = G + Q = 374+150= 497 \text{ daN/m}^2$
- ✓ $q = Q_{ELS} \times 1.375 = 497 \times 1.375 \text{ daN /ml}$
- ✓ $q = 683.37 \text{ daN /ml}$

$$I_y \geq \frac{0.485 \times 5 \times 683.37 \times 5.25^3 \times 250}{384 \times 21 \times 10^9} \implies I_y \geq 743.42 \text{ cm}^4$$

Donc on choisit : IPE 180

Tableau II-2 : Caractéristiques du profilé IPE180

Profil	poids	section	Dimension					Caractéristiques					
	P Kg	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
IPE 180	18.8	23.9	180	91	8	5.3	146	1317	100.9	146.3	34.60	7.42	2.05

II.2.2 Vérification de la flèche (poids propre inclus)

$$f \leq \delta_{v \max} \implies \delta_{v \max} = \frac{L}{250} = \frac{5.25}{250} = 0.021 \text{ m} = 2.10 \text{ cm}$$

On ajoute le poids propre du profilé choisit : $Pp = 18.8 \text{ kg/m} = 18.8 \text{ daN/m}^2$

La charge sera : $Q_{ELS} = G + Pp = 702.17 \text{ daN/ml}$

$$f = \frac{0.485 \times 5 \times 5.25^4 \times 702.17}{384 \times 21 \times 10^9 \times 13.17 \times 10^{-6}} = 0.012 \text{ m} = 1.20 \text{ cm}$$

$$f = 0.012 \text{ m} < \delta_{v \max} = 0.021 \text{ m} \quad \text{CV}$$

Classe du profilé IPE 180

➤ Classe de l'âme fléchie

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

$$\frac{146}{5.3} = 27.54 \leq 72 \quad \Longrightarrow \quad \text{L'âme est de 1.}$$

➤ La semelle comprimée de classe 1

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

$$\frac{\frac{91}{2}}{8} = 5.6875 \leq 10 \quad \Longrightarrow \quad \text{La semelle est de classe 1.}$$

Donc la section du profilé global est de classe 1

II.2.3 Vérification de la résistance (moment fléchissant) (ELU) :

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

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

$$M_{sd} = 0.857 M_0 = 0.857 \frac{Q_{ELU} \times L^2}{8}$$

Avec :

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

Donc :

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

$$Q_{ELU} = 1.35 \times [18.8 + (347 \times 1.375)] + 1.5 \times (150 \times 1.375)$$

$$Q_{ELU} = 978.87 \text{ daN/ml}$$

Alors :

$$M_{sd} = 0.857 \frac{978.87 \times 5.25^2}{8} = 2890.24 \text{ daN.m}$$

$$M_{plyrd} = \frac{W_{pl,y}}{\gamma_{m0}} \times f_y \quad \Longrightarrow \quad M_{plyrd} = \frac{166.4 \times 10^3}{1.1} \times 235 = 3546.36 \text{ daN.m}$$

$$M_{plyrd} = 3546.36 \text{ daN.m} > M_{sd} = 2890.24 \text{ daN.m} \quad \text{CV}$$

II.2.4 Vérification de résistance et du cisaillement (effort tranchant) :

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

$$V_{sd} = \frac{Q_{ELU} \times L}{2} = \frac{978.87 \times 5.25}{2} = 2569.53 \text{ daN}$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{m0} \times \sqrt{3}}$$

- $A_v = A - 2btf + (tw + 2r) tf$
 $A_v = 1125 \text{ mm}^2$
- $V_{pl,rd} = \frac{1125 \times 235}{1.1 \times \sqrt{3}} = 139397.7273 \text{ N}$
- $0.5 \times V_{pl,rd} = 6969.886 \text{ daN} > V_{sd} = 2569.53 \text{ daN} \quad \text{CV}$

Le profilé **IPE180** répond à toutes les conditions de règlement **CCM97** concernant la vérification de résistance et la vérification de la flèche.

Remarque : la procédure de calcul de la solive ci-dessus est la même pour les autres solives. Le calcul des solives est récapitulé dans les tableaux suivants :

II.2.4.1 Solives console étages courants :

Tableau II-3 : Vérification de la flèche de la solive

Eléments	Profilés	Longueur (m)	Entre axe (m)	Q_{ELS} (daN/ml)	Q_{ELU} (daN/ml)	Fleche (m)	δv_{max} (m)
S.Console étages courants	IPE200	2.5	1.375	705.775	983.73	0.0084	0.01

Tableau II-4: Vérification des sollicitations sur les solives.

Eléments	Profilés	Classe de profilé	M_{sd} (daN.m)	M_{plyrd} (daN.ml)	V_{sd} (daN/)	$0,5 V_{pl,rd}$ (daN)
S.console étages courants	IPE200	I	3074.1562	4712.8181	2459.325	8673.63

Tableau II-5 : Caractéristique du profilé IPE 200

Profil	poids	section	Dimension					Caractéristiques					
	P Kg	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

II.2.4.2 Solive terrasse

Tableau II-6 : Vérification de la flèche de la solive

Eléments	Profilés	Longueur (m)	Entre axe (m)	Q _{ELS} (daN/ml)	Q _{ELU} (daN/ml)	Fleche (m)	δ _{v max} (m)
Solive terrasse	IPE200	5.25	1.375	901.025	1237	0.0105	0.02625

Tableau II-7 : Vérification des sollicitations sur les solives

Eléments	Profilés	Classe de profilé	M _{sd} (daN.m)	M _{ply,rd} (daN.ml)	Vsd (daN/)	0,5 V _{pl,rd} (daN)
Solive terrasse	IPE200	I	3652.43	4712.36	7143.67	8634.01

II.2.4.3 Solives console terrasse

Tableau II-8 : Vérification de la flèche de la solive

Eléments	Profilés	Longueur (m)	Entre axe (m)	Q _{ELS} (daN/ml)	Q _{ELU} (daN/ml)	Fleche (m)	δ _{v max} (m)
S.console terrasse	IPE200	2.5	1.375	878.625	1237.00	0.0107	0.0125

Tableau II-9 : Vérification des sollicitations sur les solives.

Eléments	Profilés	Classe de profilé	M _{sd} (daN.m)	M _{ply,rd} (daN.ml)	Vsd (daN/)	0,5 V _{pl,rd} (daN)
S.console terrasse	IPE200	I	3865.625	4712.8181	3092.5	8673.636

II.2.4.4 Solive parking

Tableau II-10 : Vérification de la flèche de la solive

Eléments	Profilés	Longueur (m)	Entre axe (m)	Q_{ELS} (daN/ml)	Q_{ELU} (daN/ml)	Fleche (m)	$\delta_{v\ max}$ (m)
S. parking	IPE240	6	1.2	1050	3487.5	$f_1 = 0.009$ $f_2 = 0.006$ $f = 0.015$	0.021

Tableau II-11 : Vérification des sollicitations sur les solives.

Eléments	Profilés	Classe de profilé	M_{sd} (daN.m)	$M_{ply,rd}$ (daN.ml)	V_{sd} (daN/)	$0,5 V_{pl,rd}$ (daN)
S.parking	IPE240	I	$M_{sd1} = 2744.4$ $M_{sd2} = 3570$ $M_{sd} = 6314.4$	7840.45	$V_{sd1} = 2306.23$ $V_{sd2} = 1050$ $V_{sd} = 3365.23$	11833.315

Tableau II-12 : Caractéristique du profilé IPE 240

Profil	poids	section	Dimension					Caractéristiques					
	P Kg	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
IPE240	30.7	39.1	240	120	9.8	6.2	190.4	3892	283.6	366.6	73.92	9.97	2.69

II.2.5 Pré dimensionnement des poutres :

II.2.5.1 Poutre principale de rive terrasse :

En fonction de l'espacement qui existe entre les solives cette poutre sera sollicitée par 3 charges ponctuelles.

$$f \leq \delta_{v\ max} \implies 0.485 f_0 = 0.485 \times \frac{5qL^4}{384 EI_y} \leq \frac{L}{250}$$

Tableau II-13 : Charges permanentes et d'exploitations

Chargement	Chargement linéaire
$G_{solive} = \frac{G + pp}{\text{entraxe solive}} \times n_s = 74.66 \text{ daN/m}^2$	$G_{total} = (539 + 74.66) \times 2.626 = 1610.85 \text{ daN/ml}$
$G = 1610.85 \text{ daN/ml}$	
$Q = 100 \text{ daN/ml}$	$Q_{total} = 100 \times 2.626 = 262.5 \text{ daN/ml}$
$Q = 262.5 \text{ daN/ml}$	
ELU	ELS
$Q_{ELU} = 1.35 (G + PP) + 1.5Q$	$Q_{ELS} = G + Q$
$Q_{ELU} = 1.35 (1612.85 + PP) + 1.5 (262.5)$	$Q_{ELS} = 262.5 + 1610.85 = 1873.35 \text{ daN/ml}$

$$I_y \geq \frac{0.519 \times 6^3 \times 5 \times Q_{ELS} \times 200}{384 \times E} \implies I_y \geq \frac{0.519 \times 6^3 \times 5 \times 1873.35 \times 200}{384 \times 21 \times 10^9} = 2604.29 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 2604.29 \text{ cm}^4$$

Tableau II-14 : Caractéristiques du profilé IPE330

Profil	poids	section	Dimension					Caractéristiques					
	P Kg	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
IPE330	49.1	62.6	330	160	11.5	7.5	271	11770	788.1	804.3	153.7	13.71	3.55

II.2.5.1.1 Vérification de la flèche (poids propre inclus) :

La flèche doit satisfaire la condition suivante :

$$f \leq \delta_{v \max} \quad \text{Avec} \quad \delta_{v \max} = \frac{L}{250}$$

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

On ajoute le poids propre du profilé choisit : $P_p = 42.2 \text{ Kg/m} = 42.2 \text{ daN/ml}$ La charge sera :

$$Q_{ELS} = q + pp = 1873.35 + 49.1 = 1922.45 \text{ daN/ml}$$

$$f = 0.519 \frac{5 \times 1922.45 \times 6^4}{384 \times 21 \times 10^9 \times 83.56 \times 10^{-6}} = 0.0068 \text{ m} \leq \frac{L}{250} = 0.03 \text{ mCV}$$

La classe de la section transversale (IPE330)

Classe du profilé IPE 330

➤ Classe de l'âme fléchie

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

$$\frac{271}{7.5} = 36.133 \leq 70L' \text{ âme est de classe 1.}$$

➤ Classe de la semelle comprimée

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

$$\frac{160}{11.5} = 6.956 \leq 10 \quad \text{La semelle est de classe 1.}$$

Donc la section du profilé global est de classe 1

II.2.5.1.2 Vérification vi a vis moment fléchissant

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

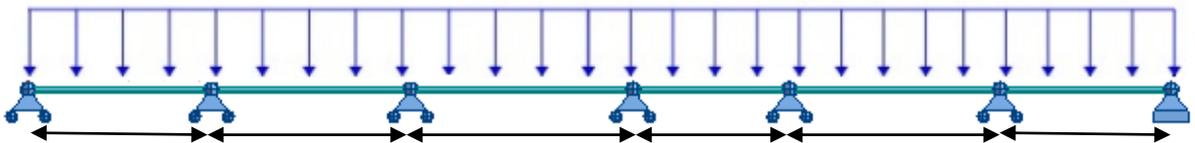


Figure II-3 : Poutre principale uniformément chargée sur 7 appuis.

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

$$M_{sd} = 0.8 M_0 = 0.8 \frac{q \times L^2}{8}$$

Donc

$$Q_{ELU} = 1.35 (G + PP) + 1.5Q \implies Q_{ELU} = 1.35 (1610.85 + 49.1) + 1.5 (262.5) = 2634.68 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{ELU} = 2634.68 \text{ daN/ml}$$

$$M_{sd} = 0.8 \frac{2634.68 \times 6^2}{8} = 9484.857 \text{ daN.m}$$

$$M_{ply.Rd} = \frac{W_{pl.y}}{\gamma_{m0}} \times f_y = \frac{804.3 \times 10^3}{1.1} \times 235 = 17182.77 \text{ daN.m}$$

$$M_{ply.Rd} = 17182.77 \text{ daN.m} > M_{sd} = 9484.857 \text{ daN.m CV.}$$

Chapitre II Pré Dimensionnement des éléments structuraux

II.2.5.2 Vérification au cisaillement (effort tranchant) :

On doit vérifier que : $V_{sd} \leq 0.5V_{pl,Rd}$

$$V_{sd} = 1.1 \times p = 1.1 \times q \times l \quad \text{Et} \quad V_{plrd} = \frac{0.58 \times f_y \times A_v}{\gamma_{m0}}$$

Avec

$$A_v = A - 2 b t_f + (t_w + 2 r) t_f = 3081 \text{ mm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} V_{sd} = 1.1 \times 2625.36 \times 6 = 17388.88 \text{ daN} \\ V_{plrd} = \frac{0.58 \times 235 \times 3081}{1.1} = 38176.39 \text{ daN} \end{array} \right.$$

$$0.5V_{plrd} = 19088.19 \text{ daN} > V_{sd} = 17388.88 \text{ daN} \quad \text{CV}$$

Le profilé IPE 330 répond à toutes les conditions de règlement CCM97 concernant la vérification de résistance et la vérification de la flèche.

II.2.5.3 Poutre intermédiaire de la terrasse :

Tableau II-15 : Vérification de la flèche des poutres.

Eléments	Profilés	Longueur (m)	Entre axe (m)	Q_{ELS} (daN/ml)	Q_{ELU} (daN/ml)	Flèche (m)	$\delta_{v \max}$ (m)
P .intermédiaire de terrasse	IPE500	6	1.2	3020.9	4794.357	0.0037	0.03

Tableau II-16 : Vérification des sollicitations sur les poutres

Eléments	Profilés	Classe de profilé	M_{sd} (daN.m)	$M_{ply.rd}$ (daN.m)	V_{sd} (daN)	$0,5 V_{pl,rd}$ (daN)
P .intermédiaire de terrasse	IPE500	I	17260.17	46871.81	31643..64	37092.18

Tableau II-17 : Caractéristique du profilé IPE 500

Profil	poids	section	Dimension					Caractéristiques					
	P Kg	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
IPE 500	90.7	116	500	200	16	10.2	426	48200	2142	2194	335.9	20.43	4.31

II.2.5.4 Poutre consol terrasse :

Tableau II-18 : Vérification de la flèche de la poutre

Eléments	Profilés	Longueur (m)	Entre axe (m)	Q _{ELS} (daN/ml)	Q _{ELU} (daN/ml)	Fleche (m)	δ _{v max} (m)
P .consol terrasse	IPE400	2.5	1.2	5824.16	8176.30	0.0058	0.03

Tableau II-19 : Vérification des sollicitations sur les poutres

Eléments	Profilés	Classe de profilé	M _{sd} (daN.m)	M _{ply,rd} (daN.ml)	V _{sd} (daN/)	0,5 V _{pl,rd} (daN)
P .consol terrasse	IPE400	I	25550.94	27922.27	20440.75	26448.39

Tableau II-20 : Caractéristique du profilé IPE 400

Profil	poids	section	Dimension					Caractéristiques					
	P Kg	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
IPE 400	66.3	84.5	400	180	13.5	8.5	331	23130	1318	1307	229.0	16.55	3.95

II.2.5.5 Poutre intermédiaire étage courant :

Tableau II-21 : Vérification de la flèche des poutres

Eléments	Profilés	Longueur (m)	Entre axe (m)	Q _{ELS} (daN/ml)	Q _{ELU} (daN/ml)	Fleche (m)	δ _{v max} (m)
P. inter étage courant	IPE 400	6	4.775	2738.68	3804.65	0.004	0.024

Tableau II-22 : Vérification des sollicitations sur les poutres.

Eléments	Profilés	Classe de profilé	M_{sd} (daN.m)	$M_{ply.rd}$ (daN.ml)	V_{sd} (daN/)	$0,5 V_{pl,rd}$ (daN)
P. inter étage courant	IPE 400	I	13696.74	27922.27	25110.69	25454.59

II.2.5.6 Poutre de rive étage courant

Tableau II-23 : Vérification de la flèche des poutres

Eléments	Profilés	Longueur (m)	Entre axe (m)	Q_{ELS} (daN/ml)	Q_{ELU} (daN/ml)	Fleche (m)	δv_{max} (m)
P. de rive étage courant	IPE 300	6	2.625	1511.3	2099.31	0.0075	0.024

Tableau II-24 : Vérification des sollicitations sur les poutres.

Eléments	Profilés	Classe de profilé	M_{sd} (daN.m)	$M_{ply.rd}$ (daN.ml)	V_{sd} (daN/)	$0,5 V_{pl,rd}$ (daN)
P. de rive étage courant	IPE 300	I	7557.52	13416.35	13855.45	15922.32

Tableau II-25 : Caractéristique du profilé IPE 300.

Profil	poids	section	Dimension					Caractéristiques					
	P Kg	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
IPE 300	42.2	53.8	300	150	10.7	7.1	248.6	8356	604	628	125	12.5	3.35

II.2.5.7 Poutre console étage courant

Tableau II-26 : Vérification de la flèche des poutres.

Eléments	Profilés	Longueur (m)	Entre axe (m)	Q_{ELS} (daN/ml)	Q_{ELU} (daN/ml)	Fleche (m)	δv_{max} (m)
P. console étage courant	IPE 360	2.5	5.975	4596.07	6518.38	0.006	0.01

Tableau II-27 : Vérification des sollicitations sur les poutres.

Eléments	Profilés	Classe de profilé	M_{sd} (daN.m)	$M_{ply,rd}$ (daN.ml)	V_{sd} (daN/)	$0,5 V_{pl,rd}$ (daN)
P. console étage courant	IPE 360	I	20369.94	21769.54	16295.95	23920.65

Tableau II-28 : Caractéristique du profilé IPE 360.

Profil	poids	section	Dimension					Caractéristiques					
	P Kg	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
IPE 360	57.1	72.2	360	170	12.7	8	298.6	16270	1043	1019	191	15	3.79

II.2.5.8 Poutre principal de parking

Tableau II-29 : Vérification de la flèche des poutres.

Eléments	Profilés	Longueur (m)	Entre axe (m)	Q_{ELS} (daN/ml)	Q_{ELU} (daN/ml)	Fleche (m)	δv_{max} (m)
p. inter de parking	IPE330	6	1.2	1350	2298.35	f ₁ =0.008 f ₂ =0.003 f = 0.011	0.03

Tableau II-30 : Vérification de la flèche des poutres.

Eléments	Profilés	Classe de profilé	M_{sd} (daN.m)	$M_{ply,rd}$ (daN.ml)	V_{sd} (daN/)	$0,5 V_{pl,rd}$ (daN)
p. inter de parking	IPE330	1	M _{sd1} = 11408.6 M _{sd2} = 2400 M _{sd} = 13808.6	17176.36	V _{sd1} =15493.17 V _{sd2} = 1050 V _{sd} = 16543.1	19082

II.2.5.9 Poutre de rive (parking) :

Tableau II-31 : Vérification de la flèche des poutres.

Eléments	Profilés	Longueur (m)	Entre axe (m)	Q_{ELS} (daN/ml)	Q_{ELU} (daN/ml)	Fleche (m)	δv_{max} (m)
p. rive de parking	IPE300	6	1.2	1350	1263.49	f ₁ =0.006 f ₂ =0.004 f = 0.01	0.03

Tableau II-32 : Vérification des sollicitations sur les poutres.

Eléments	Profilés	Classe de profilé	M_{sd} (daN.m)	$M_{ply,rd}$ (daN.ml)	V_{sd} (daN/)	$0,5 V_{pl,rd}$ (daN)
p. rive de parking	IPE300	1	$M_{sd1} = 5076.52$ $M_{sd2} = 2400$ $M_{sd} = 7476.52$	13416.32	$V_{sd1}=11633.7$ $V_{sd2}= 1050$ $V_{sd} = 12466.3$	15922.3

II.2.6 Le poteau

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

On considère que le poteau est encastré à la base et encastré à la tête.

La flèche doit satisfaire la condition suivante :

$$\left\{ \begin{array}{l} f \leq \delta_v \max \\ \delta_v \max = L/250 \\ f = \frac{q \times L^4}{8 \times E \times I_y} \end{array} \right.$$

Par considération le poteau le plus sollicité c'est celui qui porte la plus grande surface d'action de charge de vent (la direction (\vec{V}_2, \vec{V}_4)). b= 17.45 m

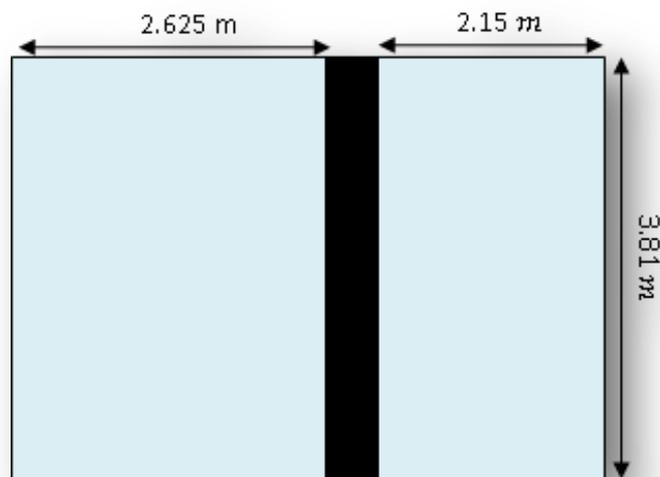


Figure II-4: Surface reprise par le poteau le plus sollicité.

La charge du vent est de $V = 79.30 \text{ daN/m}^2$

$$q = 79.30 \times \left(\frac{6}{2} + \frac{5.95}{2} \right) = 473.82 \text{ daN/ml}$$

$$I_y \geq \frac{q \times L^3 \times 250}{8 \times E} \quad \longrightarrow \quad I_y \geq \frac{473.82 \times 3.81^3 \times 250}{8 \times 21 \times 10^9} = 3.89959 \times 10^{-5} m^4$$

$$I_y \geq 3899.59 cm^4$$

Donc les poteaux doivent être au minimum HEA220 avec $I_y = 1673 cm^4$

II.2.6.1 Vérification de la condition de résistance (ELU) :

Pour la vérification de résistance de section, on calcule les poteaux à la compression simple. Pour la raison d'économie la hauteur du bâtiment est décomposée en 4 tronçons.

La hauteur des poteaux est de $h = 3.81 m$.

Le poteau le plus sollicité c'est celui qui porte une surface :

$$S = (3+2.975) \times (2.15 + 2.625) = 28.53 m^2.$$

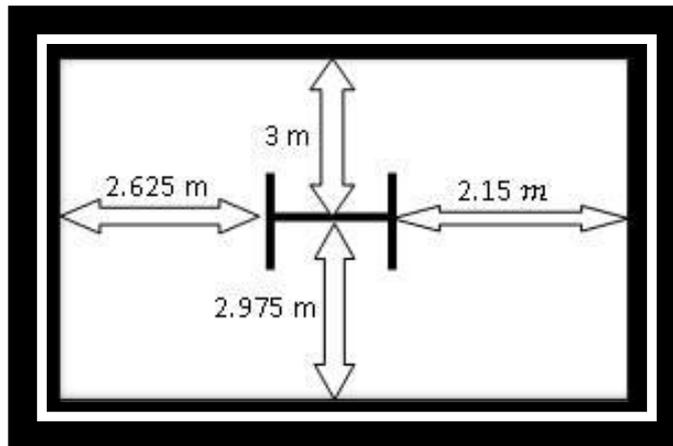


Figure III.5. Surface reprise par le poteau le plus sollicité

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

Tableau II-33: Les charges reprises par les poteaux

Les charges (daN)		Terrasse	Etages courants
La charge permanente G	Plancher	15377.67	9899.91
	Poutre	834.2	712.725
	solive	855.68	718.16
$G_{total} \times section$		2853	11330.795
$Q_{total} \times section$		2853	4299.8

- Tronçon du RDC a 4^{ème} étages :

Chargement :

➤ **Charges permanentes**

$$G_{total} = G_{Planc\ herTer} + G_{slvter} + G_{poutreter} + 14 (G_{planc\ heEC} + G_{poutreEC} + G_{slvEC})$$

$$G_{total} = 175698.68 \text{ daN} .$$

➤ **Charges d'exploitation**

$$Q_{total} = Q_{Planc\ herTer} + 14 Q_{Planc\ herEC}$$

$$Q_{total} = 63050.2 \text{ daN}$$

➤ **Section du poteau :**

$$N_{sd} \leq N_{pl.Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma M_0}$$

$$N_{sd} = 1.35 \times G + 1.5 \times Q$$

$$N_{sd} = 1.35 \times 175698.68 + 1.5 \times 63050.2 = 331768.518 \text{ daN}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma M_0}{f_y} = \frac{331768.518 \times 1.1}{235}$$

$$A \geq 15529.5902 \text{ mm}^2$$

Donc on choisit : HEA 400 avec $A = 15900 \text{ mm}^2$.

➤ **Effort sollicitant avec poids propre inclus**

On ajoute le poids propre du profilé choisit : $q_{p.p} = 125 \times 3.81 = 476.25 \text{ daN}$

La charge sera :

$$N_{sd} = 331768.518 + (1.35 \times 5 \times 476.25) = 334983.2055 \text{ daN}$$

II.2.6.2 Vérification à la compression :

➤ **Classe du profilé HEA 400**

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

$$\frac{298}{11} = 27.09 \leq 33 \text{ L'âme est de classe 1.}$$

➤ **Classe de la semelle comprimée**

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

$$\frac{300/2}{19} = 7.89 \leq 10 \quad \text{La semelle est de classe 1.}$$

Donc la section du profilé HEA400 global est de classe 1.

Calcul de l'effort résistant

$$N_{sd} \leq N_{PLRd} = \chi \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

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

$$\bar{\lambda} = \left[\frac{\lambda}{\lambda_1} \right] \times (\beta)^{0.5} \quad \text{Avec :} \quad \left\{ \begin{array}{l} \lambda = \frac{l_f}{i_z} = \frac{0.5 \times 3.81}{7.43 \times 10^{-2}} = 25.95 \\ \text{Avec } l_f = 0.5 \times \text{lavec (ENC - ENC)} \\ \lambda_1 = 93.9 \times \varepsilon_{avece} = \left[\frac{235}{f_y} \right]^{0.5} = 1 \end{array} \right.$$

$$\bar{\lambda} = 0.27 \geq 0.2 \quad \text{Donc il y a un risque de flambement du poteau.}$$

Donc la formule :

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

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

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{d} = \frac{390}{298} = 1.3 > 1.2 \\ t_f = 19 \text{ mm} < 40 \text{ mm} \end{array} \right.$$

Donc la courbe de flambement est b \rightarrow $\alpha = 0.34$

$$\phi = 0.5 \times [1 + 0.34 \times (0.27 - 0.2) + 0.27^2] = 0.54$$

$$\chi = \frac{1}{0.54 + [0.54^2 - 0.27^2]^{0.5}} = 0.463$$

$$N_{PLRd} = 0.99 \times 1 \times 15900 \times \frac{235}{1.1} = 336285 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 334983.2055 \text{ daN} \leq N_{PLRd} = 336285 \text{ daN} \quad \Longrightarrow \quad \text{CV.}$$

Le profilé HEA 400 répond à toutes les conditions de CCM97 concernant la vérification de la résistance.

Remarque :

La procédure de calcul du poteau ci-dessus est la même pour les autres poteaux.

Le calcul des poteaux est récapitulé dans le tableau II-34

Tableau II-34 : Vérification des sollicitations sur les poteaux en tenant compte des effets d'instabilité.

Tronçons	profilés	Classe	N_{sd} (daN)	χ	$N_{PI,Rd}$ (daN)
Du RDC au 4 ^{ème}	HEA 400	Class I	334983.2055	0.99	336285
Du 5 ^{ème} au 10 ^{ème}	HEA 300	Class I	223752.38	0.99	237937.5
Du 11 ^{ème} au 14 ^{ème}	HEA 220	Class I	92901.332	0.94	129126.09
S.SOL	HEA450	Class I	351980.74	0.99	376470

Tableau II-35:Caractéristique du profilé HEA400

Profil	poids	section	Dimension					Caractéristiques					
	P Kg	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
HEA400	125	159	390	300	19	11	298	45070	8564	2562	872.9	16.84	7.34

Tableau II-36:Caractéristique du profilé HEA300

Profil	poids	section	Dimension					Caractéristiques					
	P Kg	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
HEA300	88.3	112.5	290	300	14	8.5	208	18260	6310	1383	641.2	12.74	7.49

Tableau II-37:Caractéristique du profilé HEA220

Profil	poids	Section	Dimension					Caractéristiques					
	P Kg	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
HEA220	64.30	28.5	200	100	8.5	5.6	159	1943	142.4	220.6	44.61	8.26	2.24

Tableau II-38:Caractéristique du profilé HEA450

Profil	poids	section	Dimension					Caractéristiques					
	P Kg	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
HEA450	22.4	28.5	200	100	8.5	5.6	159	1943	142.4	220.6	44.61	8.26	2.24

CHAPITRE III : Etude du plancher mixte

III.1 Introduction

Les structures des planchers sont constituées d'ossatures plus lourdes, recevant des platelages de forte inertie, nécessaires pour reprendre des fortes charges (surcharges d'exploitations, de bureaux,...) pouvant atteindre plusieurs tonnes au m^2 .

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

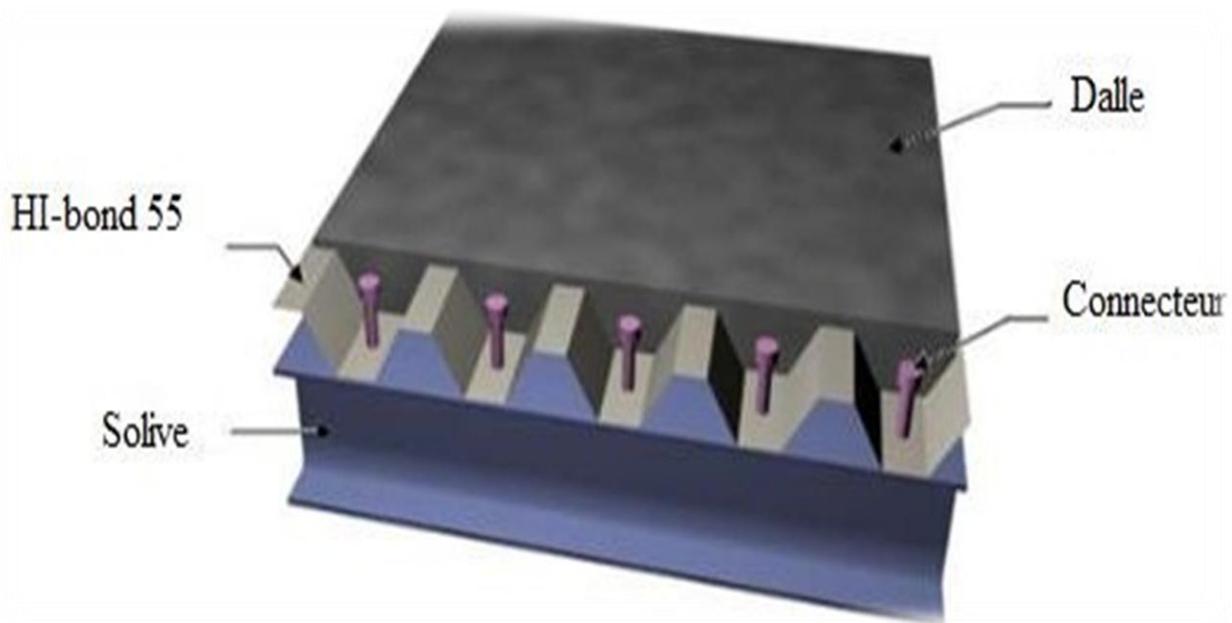


Figure III-1:Plancher mixte acier-béton

III.2 Calcul de dalle mixte:

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

Phase de construction : c'est pour la vérification de la tôle profilée lors du bétonnage.

Phase finale : c'est la vérification de la dalle mixte après durcissement du béton.

Caractéristiques de la tôle nervurée

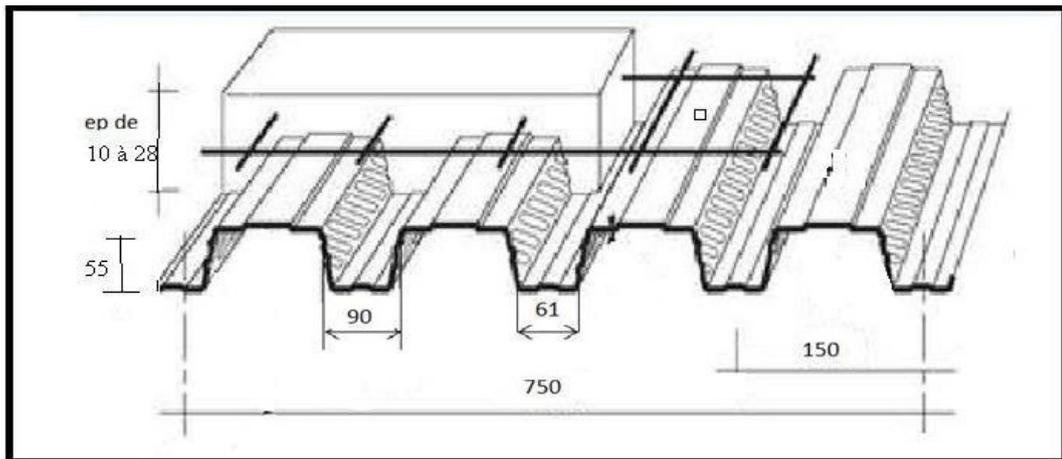


Figure III-2:Dimensions de la tôle nervurée HI Bond 55.

Tableau III-1:Caractéristiques du bac d’acier Hi-bond 55.

Hauteur des nervures (mm)	Espacement des nervures (mm)	Largeur utiles du bac (mm)	Epaisseur de tôle (mm)	Poids propre (daN/m ²)	Contrainte de rupture (MPa)	Contrainte élastique f_y (MPa)	$M_{PL.Rd}$ (daN.m)
55	150	750	1	11	400	160	316

III.2.1 Vérification à l’état limite ultime

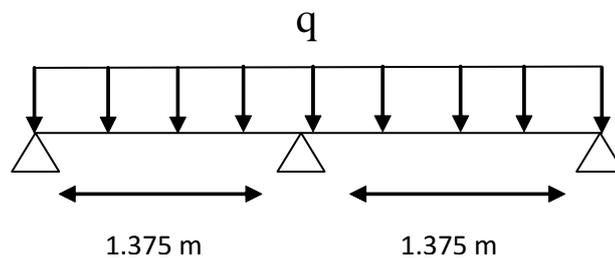


Figure III-3: Distance entre solive

On vérifier que : $M_{sd} \leq M_{PL.Rd}$

➤ Charges permanentes

$$G_{dalle\ beton} = 2500 \times 0.1 \times 1.375 = 343.75\ daN/ml$$

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

$$G_{total} = 354.75\ daN/ml$$

➤ **Surcharge d'exploitation (chantier)**

$$Q = 150 \times 1.375 = 206.250 \text{ daN/ml}$$

Alors :

$$Q_{ELU} = 1.35 G + 1.5 Q$$

$$Q_{ELU} = 1.35 \times 343.75 + 1.5 \times 206.250 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{ELU} = 773.4375 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 0.875 \times M_0 = 0.857 \times \frac{Q \times L^2}{8}$$

$$M_{sd} = 0.875 \times \frac{773.4375 \times 1.375^2}{8} \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 156.64 \text{ daN.m}$$

$$M_{PL.Rd} = 316 \text{ daN} \geq M_{sd} = 156.64 \text{ daN.m} \quad \text{CV}$$

III.2.2 Vérification à l'état limite de service

Cette vérification consiste à étudier le comportement de la tôle et à vérifier la résistance sous son poids propre et sous le poids du béton frais. Pour cela on doit vérifier que : $f_{max} \leq f_{adm}$

Pour trouver les flèches d'une poutre continue, on utilise l'abaque de MAQUART (ANNEXE B). On prend la flèche maximum de la travée simple considérée comme isostatique, puis on applique les coefficients donnés ci-dessous pour trouver les flèches de la poutre.

$$\text{Avec} \quad f_0 = \frac{5 \times q \times L^4}{384 \times E \times I_{eff}}$$

$$Q_{ELS} = G + Q$$

$$Q_{ELS} = 354.75 + 206.25 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{ELS} = 561 \text{ daN/ml}$$

On prend la flèche la plus défavorable

$$\begin{cases} f_0 = 0.485 \times f_0 = 0.485 \times \frac{5 \times 561 \times 1.37^4}{384 \times 21 \times 10^9 \times 50.3 \times 10^{-8}} = 0.001 \text{ m} \\ f_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{1.375}{250} = 0.0055 \text{ m} \end{cases}$$

Alors $f_0 = 0.001m \leq f_{adm} = 0.0055 \text{ m}$ CV

➤ **Phase finale**

Pour obtenir l'effet mixte souhaité c'est-à-dire une collaboration parfaite entre l'acier et le béton, il faut que la liaison entre la poutre et la dalle soit réalisée de façon à transmettre les efforts rasants et à limiter les glissements qui se développent à l'interface.

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

III.2.3 Plancher terrasse

Pour le plancher terrasse l'épaisseur de la dalle est de 10 cm et le profile IPE 200

III.2.3.1 Vérification de la section mixte

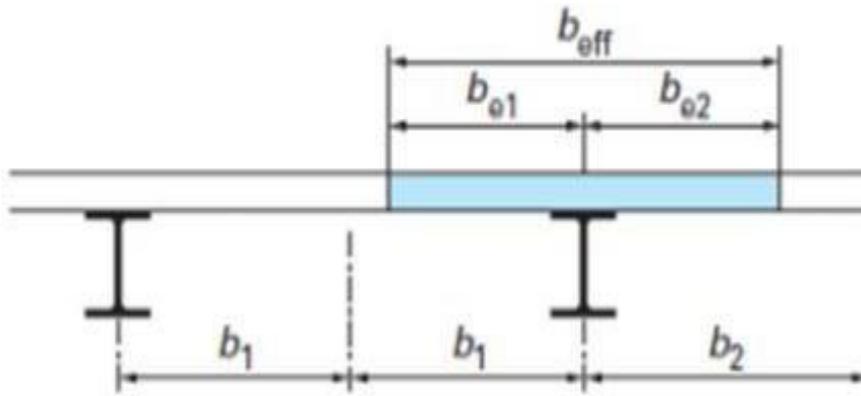


Figure III-4: Largeur efficace de la dalle.

Largeur efficace de la dalle

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

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

L_0 : La portée de la poutre $L_0 = 5.25 \text{ m}$

$$b_1 = b_2 = 0.6875 \text{ m}$$

$$b_{e1} = b_{e2} = \min \left(\frac{5.25}{8} ; 0.6875 \right)$$

$$b_{e1} = b_{e2} = 0.65625 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } b_{eff} = 2 \times b_{e1} = 2 \times 0.65625$$

$$b_{eff} = 1.3125 \text{ m}$$

➤ **Charges permanentes**

$$G_{solive} = 22.4 \text{ daN/ml}$$

$$G_{\text{étage}} = 539 \times 1.3125 = 707.4375 \text{ daN/ml}$$

$$G_{\text{total}} = G_{solive} + G_{\text{étage}}$$

$$G_{\text{total}} = 707.4375 + 22.4$$

$$G_{\text{total}} = 729.8375 \text{ daN/ml}$$

➤ **Surcharge d'exploitation**

$$Q = 100 \times 1.3125 = 131.25 \text{ daN/ml}$$

➤ **Position de l'axe neutre**

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

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

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

Tableau III-2: Vérification de la position de l'axe neutre

$F_c > F_a$	$F_c < F_a$	$F_a - F_c \leq 2bt_f f_y / \gamma_a$	$F_a - F_c > 2bt_f f_y / \gamma_a$
Axe neutre plastique dans dalle	Axe neutre plastique dans poutre	axe neutre plastique dans semelle	Axe neutre plastique dans âme

Avec :

➤ $h_c = 100 \text{ mm}$

➤ $f_{cK} = 25 \text{ MPa}$

➤ $f_y = 235 \text{ MPa}$

➤ $\gamma_c = 1.5$

➤ $\gamma_m = 1.1$

$A_a =$ Section du profilé IPE 200 : $A_a = 2850 \text{ mm}^2$

Alors :

$$\left\{ \begin{array}{l} F_c = 1312.5 \times 100 \times (0.85 \times \frac{25}{1.5}) \\ F_c = 185937.5 \text{ daN} \\ F_a = 2850 \times \frac{235}{1.1} \\ F_a = 60886.36 \text{ daN} \end{array} \right.$$

$F_a = 60886.36 daN < F_c = 185937.5 daN$ Donc l'axe neutre se situe dans la dalle.

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

$$Z = \frac{F_a}{b_{eff} \times 0.85 \times \frac{f_{cK}}{\gamma_c}} \leq h_c$$

$$Z = \frac{60886.36}{1312.5 \times 0.85 \times \frac{25}{1}} = 32.74 \text{ mm} \leq h_c = 100 \text{ mm}$$

III.2.3.2 Vérification vis-à-vis du moment fléchissant

$$M_{sd} \leq M_{PL.Rd}$$

Le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

$$M_{PL.Rd} = F_a \times (0.5 \times h_a + h_c + h_p - 0.5 \times Z)$$

Avec :

h_a : Hauteur de profilé IPE200

h_p : Hauteur des nervures.

h_c : Épaisseur de la dalle en béton.

Alors

$$M_{PL.Rd} = 60886.36 \times (0.5 \times 0.12 + 0.1 + 0.055 - \frac{0.03274}{2})$$

$$M_{PL.Rd} = 14437.98 daN.m$$

$$M_{sd} = \frac{q_{ELU} \times L^2}{8}$$

$$q_{ELU} = 1.35 \times g + 1.5 \times q$$

$$q_{ELU} = (1.35 \times 561 + 1.5 \times 100) \times 1.3125$$

$$q_{ELU} = 1151.91 daN.ml$$

$$M_{sd} = \frac{1151.91 \times 5.25^2}{8}$$

$$M_{sd} = 3968.68 daN.m$$

$$M_{PL.Rd} = 14437.98 daN.m \geq M_{sd} = 3968.68 daN.m \quad CV$$

III.2.3.3 Vérification vis-à-vis du cisaillement

$$V_{sd} \leq 0.5 \times V_{PL.Rd}$$

$$V_{sd} = \frac{q \times L}{2}$$

$$V_{sd} = \frac{1151.91 \times 5.25}{2}$$

$$V_{sd} = 3023.76 \text{ daN}$$

$$V_{PL.Rd} = 0.58 \times \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$V_{PL.Rd} = 0.58 \times \frac{14 \times 10^2 \times 235}{1.1} = 173472.72 \text{ N}$$

$$0.5 \times V_{PL.Rd} = 8673.63 \text{ daN}$$

$$0.5 \times V_{PL.Rd} = 8673.63 \text{ daN} \geq V_{sd} = 3023.76 \text{ daN} \quad \text{CV}$$

III.2.3.4 Vérification de la condition de flèche

$$f_{adm} \leq f_{max} \quad \text{Avec} \quad f_{adm} = \frac{L}{250} \quad \text{Et} \quad f_{max} = \frac{5 \times q_{ELS} \times L^4}{384 \times E \times I_h}$$

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

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

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

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

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

$E_{cm} = 30500 \text{ MPa}$ pour un béton de classe C25/C30

$$n = \frac{210000}{30500/2} = 13.77$$

$$I_h = 1943 \times 10^4 + 2850 \times (287.74 - 100)^2 + \frac{1312.5 \times 100}{13.77} \left(\frac{100^2}{12} + \left(32.74 - \frac{100}{2} \right)^2 \right)$$

$$I_h = 130 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$Q_{ELS} = Q + G$$

$$Q_{ELS} = 131.25 + 707.43 \text{ daN}$$

$$Q_{ELS} = 838.6875 \text{ daN}$$

Donc
$$f_{max} = \frac{5 \times 838.6875 \times 5.25^4}{384 \times 21 \times 10^9 \times 171 \times 10^{-6}} = 0.003 \text{ m} = 0.30 \text{ cm} < 2.1 \text{ cm}$$

$$f_{adm} = \frac{5.25}{250} = 0.021 \text{ m} \geq f_{max} = 0.003 \text{ m} \quad \text{CV}$$

III.2.4 Etude des connecteurs :

III.2.4.1 Définition

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

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

Vérification des connecteurs avec les caractéristiques suivants :

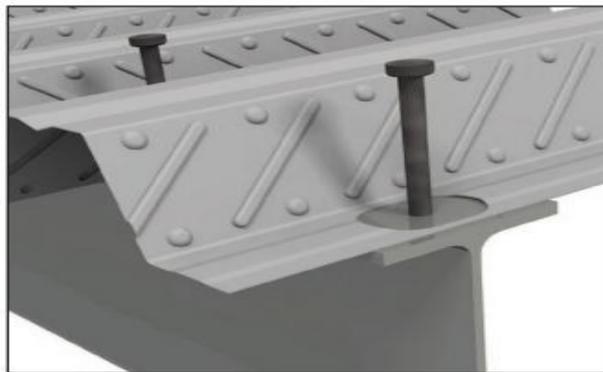


Figure III-5:Goujons à tête soudée avec le profilé

$d = 16 \text{ mm}$

$h = 80 \text{ mm}$

acier S235

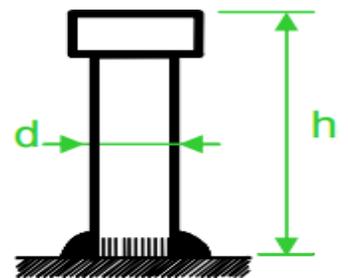


Figure III-6 : Les dimensions d'un connecteur

III.2.4.2 Résistance du connecteur isolé

Résistance du goujon en cisaillement :

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

γ_v : Le coefficient partiel de sécurité pour les connecteurs est pris égal à 1,25

d : Diamètre du fut du goujon

f_u : Résistance ultime en traction de l'acier du goujon égale à 430 MPa

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

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

α : Facteur correctif

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

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

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

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

$K_{t,max}$: Limite supérieure pour le facteur k égal à 0.85 (ANNEXE B Tableau 6.2)

N_r : Nombre de goujons dans une nervure pris égal à 1

b_0 : 75.5 mm

h_p = 55 mm

h_{sc} = 80 mm

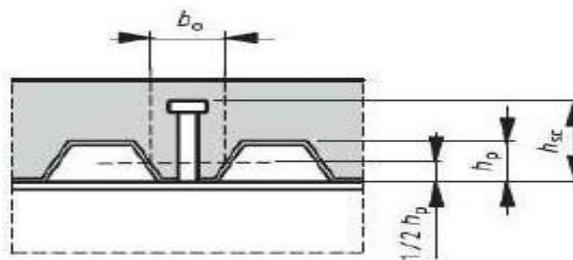


Figure III-7 : Dimension de la tôle profilée et connecteur.

Alors

$$K = \frac{0.7}{\sqrt{1}} \times \frac{75.5}{55} \left(\frac{100}{55} - 1 \right) = 0.43 \leq K_{t,max} = 0.85$$

$$P_{rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.8 \times 0.43 \times 430 \times \left(\frac{3.14 \times 16^2}{4} \right)}{1.25} = 2378.03 \text{ daN} \\ \frac{0.29 \times 0.43 \times 1 \times 16^2 \times \sqrt{25 \times 30500}}{1.25} = 2230.05 \text{ daN} \end{array} \right.$$

$$P_{rd} = 2230.05 \text{ daN}$$

Nombre de connecteurs :

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

Avec

n : Le nombre de connecteurs

V_l : Effort de cisaillement longitudinal avec :

$$V_l = \min[F_a ; F_c] = \min[60886.36 \text{ daN} ; 185937.5 \text{ daN}] = 60886.36 \text{ daN}$$

P_{rd} : Résistance d'un connecteur isolé

$$n = \frac{60886.36}{2230.05} = 27$$

On prend 27 connecteurs pour chaque solive

III.2.4.3 Espacement des connecteurs

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



Figure III-8 : Espacement entre connecteurs

$$S = \frac{l}{n+1} = \frac{5.25}{27+1} = 0.187 \text{ m} = 18.7 \text{ cm}$$

On prend un espacement de 15 cm

III.2.5 Calcul du ferrailage

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

$$\rho = \frac{A_s}{b \times h_c} \geq 0.2\%$$

$$A_s \geq 0.004 \times b \times h_c$$

$$A_s \geq 0.002 \times 1000 \times 80$$

$$A_s \geq 160 \text{ mm}^2$$

On choisit $\emptyset 10$, maillage de 100mm $\Rightarrow A_s = 785 \text{ mm}^2$

III.3 CALCUL DE L'ACROTÈRE

III.3.1 Introduction

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

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

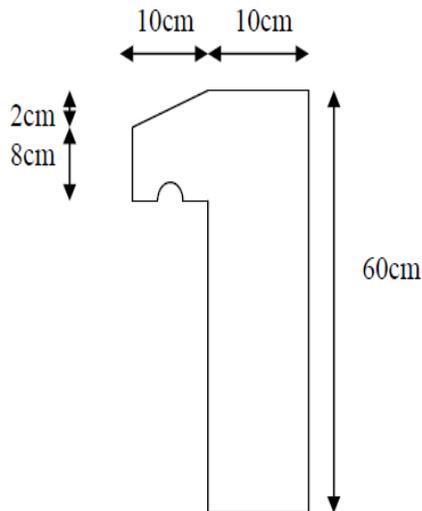


Figure III-9: Schéma statique de l'acrotère

III.3.2 Calcul au séisme :

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

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$$

$A = 0.10$: Coefficient d'accélération (zone, groupe de tableau selon 1B selon le tableau 1 du RPA)

$C_p = 0.8$: Coefficient d'accélération (selon le tableau 1 du RPA)

$W_p = \text{poids propre}_{acrotère} = 172.5 \text{ daN/ml}$

Alors

$$F_p = 4 \times 0.10 \times 0.8 \times 172.5$$

$$F_p = 55.20 \text{ daN/ml}$$

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

III.3.3 Calculs des sollicitations

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

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

A: A l'ELU

$$N_u = 1.35 G_{acrotère}$$

$$M_u = 1.5 \times Q \times h$$

$$\left\{ \begin{array}{l} N_u = 1.35 \times 172.5 = 232.875 \text{ daN/ml} \\ M_u = 1.5 \times 100 \times 0.6 = 90 \text{ daN.m} \end{array} \right.$$

Excentricité du 1^{ère} ordre :

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} + e_0$$

$$e_1 = \frac{90}{232.875} + 2$$

$$e_1 = 0.41 \text{ cm}$$

Avec

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

Excentricité du 2^{ème} ordre :

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^3}{10^4 \times b} \times (2 + \alpha \times \varphi)$$

Avec

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

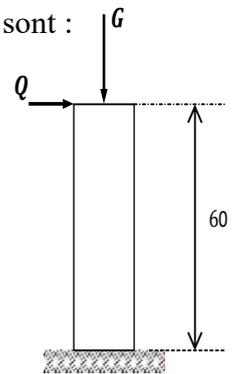


Figure III-10: Charges sur l'acrotère

$$e_2 = \frac{3 \times 1.2^3}{10^4 \times 0.1} \times (2 + 0.63 \times 0.2)$$

$$e_2 = 0.0092 \text{ m}$$

Sollicitations corrigées pour le calcul en flexion composée :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_u = 232.875 \text{ daN/ml} \\ M_u = N_u \times (e_1 + e_2) \\ e_0 = e_1 + e_2 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} N_u = 232.875 \text{ daN/ml} \\ M_u = 97.621 \text{ daN.m} \\ e_0 = 0.41 + 0.0092 = 0.4192 \text{ m} \end{array} \right.$$

Sollicitations ramenées au centre de gravité des aciers tendus :

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

B:A l'ELS

$$N_s = 172.5 \text{ KN}$$

$$M_s = Q \times H = 100 \times 0.6 = 60 \text{ KN}$$

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

Sollicitations ramenées au centre de gravité des aciers tendus :

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

III.3.4 Armature des sollicitations :

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

Moment réduit du référence :

$$\mu_r = \frac{0.8 \times h}{d} (1 - 0.4 \times \frac{h}{d})$$

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

Moment réduit agissant :

$$\mu_u = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$\mu_u = \frac{0.0011}{1 \times 0.09^2 \times 14.16} = 0.010$$

avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14.16 \text{ MPa} \\ d = 0.9 \times h = 0.09 \text{ m} \end{array} \right.$$

Dans ce cas : $\mu_u < \mu_r \implies$ Section à simple armatures

Donc

$$A_{st} = \frac{M_{uA}}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{0.0011}{0.09 \times 348}$$

$$A_{st} = 0.351 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Avec

$$\left\{ \begin{array}{l} Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = d \times (1 - 0.4 \times 0.012) = 0.09 \text{ m} \\ \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_u}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.012}) = 0.012 \\ \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

III.3.5 Armature en flexion composée

Section minimale

$$A_{min} = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{4}{\text{Périmétrr}} = 3.74 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ \frac{0.2 \times B}{100} = 2 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{array} \right.$$

$$A_{min} = 3.74 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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

III.3.6 Armature de répartition

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

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

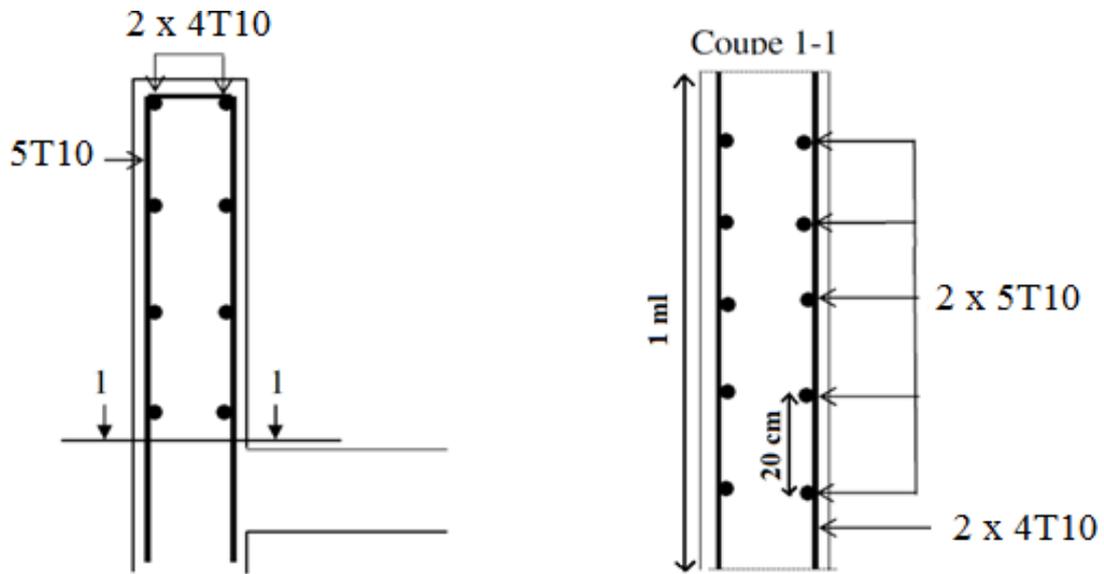


Figure III-11 : Disposition des armatures dans l'acrotère

CHAPITRE IV :

Etude sismique

IV.1 Introduction

Les actions sismiques sur un bâtiment sont des actions dynamiques complexes, elles se manifestent par des mouvements essentiellement horizontaux imposés aux fondations. Les constructions résistent à ces mouvements par des forces d'inertie dûes à leur masse qui s'opposent aux mouvements. Ce qui entraîne bien entendu des efforts dans les structures. Le but de l'étude sismique est la détermination des efforts induits et leur distribution dans le système de stabilité. Dans cette partie l'analyse se fera dans les deux sens:

Sens X : perpendiculaire à la façade principale (ossature contreventée par palées)

Sens Y : parallèle à la façade principale (portiques auto stables ductiles). La détermination de la réponse de la structure et son dimensionnement peuvent se faire par les méthodes suivantes (RPA99 V2003) :

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

On choisit la méthode d'analyse modale spectrale.

IV.2 PRINCIPE DE LA METHODE MODALE SPECTRALE

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

IV.3 Critères de classification par le RPA99 version2003

IV.3.1 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 d'habitation, il est considéré comme ouvrage de grande importance (bâtiment à usage d'habitation collective ou à usage de bureaux dont la hauteur dépasse 48m) (§3.2 RPA99 V2003)

Selon le rapport géotechnique relatif à cet ouvrage, on est en présence d'un sol de catégorie S2

IV.4 ANALYSE DYNAMIQUE DE LA STRUCTURE

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

IV.4.1 Modélisation de la structure

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

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

IV.4.2 Spectre de réponse de calcul :

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

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

Avec

A : coefficient d'accélération de zone donné suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

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

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Quand $\xi = 5\%$ (acier dense), on a $\eta = 1$ (Tableau 4.2 valeur de $\xi\%$ RPA99 V2003).

T1 et **T2** : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site :

Site ferme **S₂** (Tableau 4.7 RPA99 V2003)

Tableau IV-1 : Période site ferme S2

T₁ (sec)	T₂ (sec)
0.15	0.40

- **R** : Coefficient de comportement global de la structure

Il est donné par le tableau (4.3 RPA99 V2003) en fonction du système de contreventement tel que défini en (§3.4 RPA99 V2003)

- **Q** : Facteur de qualité donné par la formule suivante (Tableau 4.4) :

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

Tableau IV-2: Valeur du facteur de qualité

Critère q »	P_q	
	sui vant X	sui vant Y
1. Conditions minimales sur les files de Contreventement	0	0
2. Redondance en plan	0	0
3. Régularité en plan	0	0
4. Régularité en élévation	0.05	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0.05	0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0.1
	Q_X = 1.15	Q_Y = 1.15

IV.4.3 Analyse modale

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

Le spectre est caractérisé par les données suivantes :

- Zone sismique **Ila**
- Groupe d'usage **1B** (ouvrages de grande importance).
- Site ferme (**S₂**)
- Pourcentage d'amortissement ($\xi = 5 \%$).
- Coefficient de comportement (**R = 3**).
- Facteur de qualité (**Q = 1.15**) sui vant X.
- Facteur de qualité (**Q = 1.15**) sui vant Y.

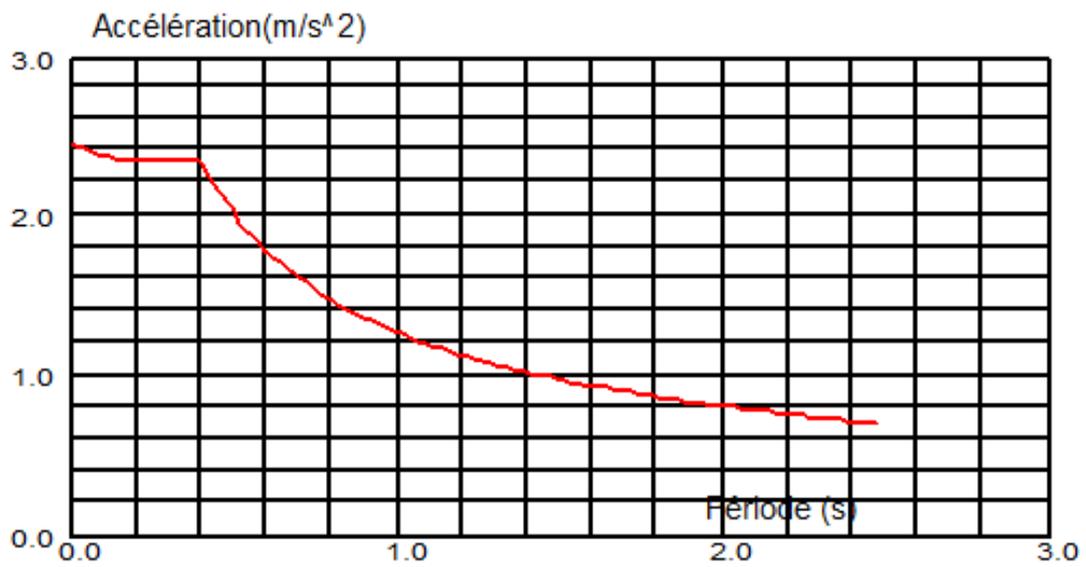


Figure IV-1: Spectre de réponse suivant X

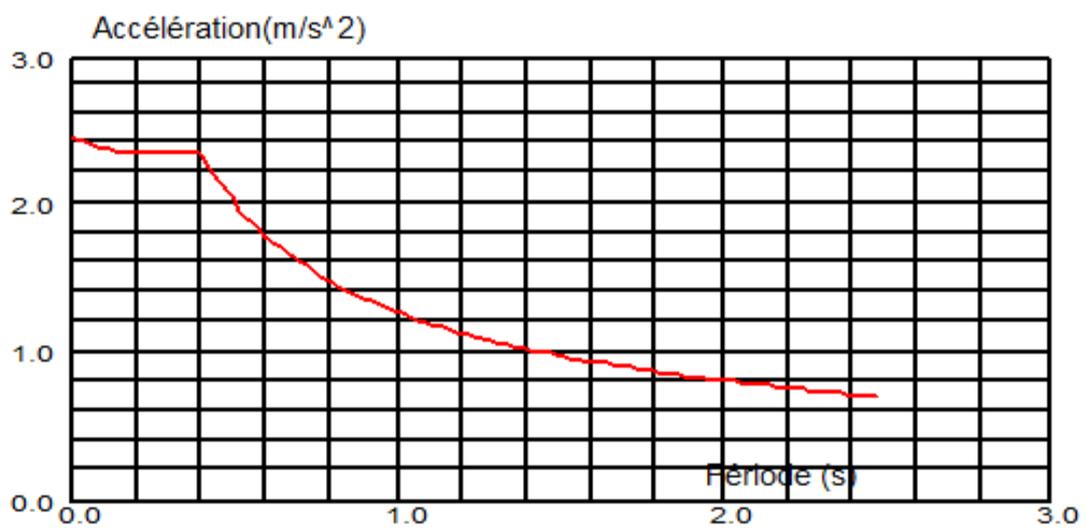


Figure IV-2: Spectre de réponse suivant Y

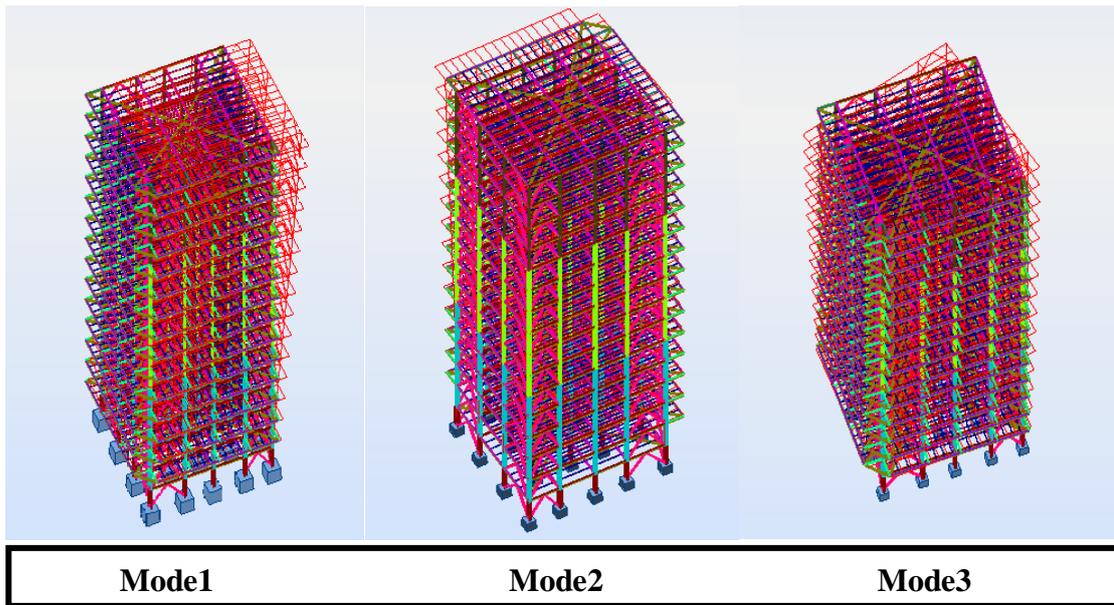


Figure IV-3: Les 3 premiers mode de vibration

Tableau IV-3: Valeurs des modes propres

Mode	Période (s)
1	1.26
2	1.11
3	0.65

IV.5 VERIFICATION DE LA STRUCTURE

IV.5.1 Vérification de la période fondamentale de la structure

La période fondamentale obtenue par le logiciel: $T = 1.26s$

La période empirique est donnée par la formule suivante : $T = C_T \times h_N^{\frac{3}{4}}$

- h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu’au dernier niveau (N): $h_N = 57.15m$

C_T : Coefficient donné en fonction du système de contreventement et du type de remplissage

Alors : $T = 0.05 \times 57.15^{\frac{3}{4}} \implies C_T = 0,05$ (tableau 4.6 RPA99 V2003)

Donc $T = 1.26 < T + 30\%$ $T = 1.3 \times 1.039 = 1.35 s$

La condition est vérifiée, la période T est inférieur a plus de 30% du T_{emp}

IV.5.2 Vérification de la force sismique à la base

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

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

- A : Coefficient d'accélération de zone A = 0,20
- D : Facteur d'amplification dynamique moyen

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

- T_2 : Période caractéristique associée à la catégorie du site ($T_2 = 0.40s$).
- η : Facteur de correction d'amortissement. $\eta = 1$

$$D = 2.5 \times 1 \times \left(\frac{0.4}{1.43}\right)^{\frac{2}{3}} = 1.07$$

Q : Facteur de qualité ($Q_x = 1.15$; $Q_y = 1.15$)

R : Coefficient de comportement global de la structure donnée en fonction du système de contreventement (R = 3).

W : Poids total de la structure (calculée par ROBOT) $W = 3341148.23 daN$

Donc

$$V_x = \frac{0.2 \times 1.07 \times 1.15}{3} \times 3341148.23 = 274085.52 daN$$

$$V_y = \frac{0.2 \times 1.07 \times 1.15}{3} \times 3341148.23 = 274085.52 daN$$

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

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

Tableau IV-4:Les forces sismiques suivant les deux sens.

	GLOBAL F_X (daN)	GLOBAL F_Y (daN)
E_X	313091.78	12835.59
E_Y	12835.59	301310.24

$$V_{Xdyn} = \sqrt{F_X^2 + F_Y^2} = 313854.77 \text{ daN}$$

$$V_{Ydyn} = \sqrt{F_X^2 + F_Y^2} = 301583.5 \text{ daN}$$

Tableau IV-5:Comparaison de V_{dyn} avec 80% V_t .

	V_t (daN)	V (daN)	80% V (daN)	$V_t > 80\% V$
V_X	313854.77	274085.52	219268.416	Vérifiée
V_Y	301583.5	274085.52	219268.416	Vérifiée

IV.5.3 Vérification des déplacements

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

$$\delta K = R \times \delta_{eK}$$

δK : Déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

R : Coefficient de comportement.

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

$$\Delta K = \delta K - \delta K_{-1}$$

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

Tableau IV-6: Déplacements résultants suivant X

Niveau	δ_{eK} cm	δK	ΔK	$H_{\text{étage}} / 100$	$\Delta K < H_{\text{étage}} / 100$
s. sol	0.34	1.02	1.02	3.81	c. vérifié
RDC	0.99	2.97	1.95	3.81	c. vérifié
1 ^{ère} étage	1.7	5,1	2.13	3.81	c. vérifié
2 ^{ème} étage	2,48	7.44	2.34	3.81	c. vérifié
3 ^{ème} étage	3,3	9.9	2.46	3.81	c. vérifié
4 ^{ème} étage	4,16	12.48	2.58	3.81	c. vérifié
5 ^{ème} étage	5,34	16.02	3.54	3.81	c. vérifié
6 ^{ème} étage	6.55	19.65	3.63	3.81	c. vérifié
7 ^{ème} étage	7,76	23.28	3.63	3.81	c. vérifié
8 ^{ème} étage	8.98	26.94	3.66	3.81	c. vérifié
9 ^{ème} étage	10.18	30.54	3.6	3.81	c. vérifié
10 ^{ème} étage	11.36	34.02	3.54	3.81	c. vérifié
11 ^{ème} étage	12.58	37.74	3.66	3.81	c. vérifié
12 ^{ème} étage	13.75	41.25	3.51	3.81	c. vérifié
13 ^{ème} étage	14.83	44.49	3.24	3.81	c. vérifié
14 ^{ème} étage	15.8	47.4	2.91	3.81	c. vérifié

Tableau IV-7: Déplacements résultants suivant Y

Niveau	δ_{e-k} cm	δK	ΔK	$H_{\text{étage}} / 100$	$\Delta K < H_{\text{étage}} / 100$
S. sol	0,75	2.25	2.25	3.81	c. vérifié
RDC	1.88	5.64	3.39	3.81	c. vérifié
1 ^{ère} étage	3,06	9.18	3.54	3.81	c. vérifié
2 ^{ème} étage	4.27	12.81	3.63	3.81	c. vérifié
3 ^{ème} étage	9.45	16.74	3.66	3.81	c. vérifié
4 ^{ème} étage	6.73	20.19	3.72	3.81	c. vérifié
5 ^{ème} étage	8.02	14.03	3.72	3.81	c. vérifié
6 ^{ème} étage	9.3	27.9	3.79	3.81	c. vérifié
7 ^{ème} étage	10.59	31.77	3.79	3.81	c. vérifié
8 ^{ème} étage	11.85	35.55	3.70	3.81	c. vérifié
9 ^{ème} étage	13.09	39.27	3.72	3.81	c. vérifié
10 ^{ème} étage	14.29	42.87	3.6	3.81	c. vérifié
11 ^{ème} étage	15.46	46.38	3.51	3.81	c. vérifié
12 ^{ème} étage	16.55	49.65	3.27	3.81	c. vérifié
13 ^{ème} étage	17.5	52.5	2.85	3.81	c. vérifié
14 ^{ème} étage	18.46	55.38	2.88	3.81	c. vérifié

CHAPITRE V :

Dimensionnement des
éléments
structuraux et
secondaires

Chapitre V Dimensionnement des éléments structuraux et secondaires

V.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.

V.2 DIMENSIONNEMENT DES POUTRES :

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

V.2.1 Poutre de rive de la terrasse

Pour les poutres principales de rive de terrasse, on a utilisé des profilés en IPE 270. D'après le Logiciel Autodesk Robot, on prend les valeurs de charges les plus importantes sous la combinaison la plus défavorable qui est $G + Q + E_x$ avec :

Tableau V-1: Valeur des charges sous combinaison $G + Q + E_x$

$M_{sd} (daN.m)$	$V_{sd} (daN)$
807.07	3520.55

V.2.1.1 Classe du profilé IPE 270

➤ Classe de l'âme fléchie

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

$$\frac{219.6}{6.6} = 33.27 \leq 72 \quad \Rightarrow \quad \text{L'âme est de I.}$$

➤ Classe de la semelle comprimée

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

$$\frac{135}{10.2} = 6.61 \leq 10 \quad \Rightarrow \quad \text{La semelle est de classe I.}$$

Donc la section du profilé global est de classe I.

V.2.1.2 Vérification du cisaillement

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

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{m0} \times \sqrt{3}} \quad \text{Avec} \quad A_v = 22.14 \cdot 10^2 \text{ mm}^2$$

Chapitre V Dimensionnement des éléments structuraux et secondaires

$$V_{pl,Rd} = \frac{22.14 \times 10^2 \times 235}{1.1 \times \sqrt{3}} = 274334.72 \text{ N}$$

$$0.5 \times V_{pl,Rd} = 13716.736 \text{ daN} > V_{sd} = 3520.55 \text{ daN} \quad \text{CV}$$

V.2.1.3 Vérification du moment fléchissant

On doit vérifier que : $M_{sd} \leq M_{Ply.Rd}$

$$M_{Ply.Rd} = \frac{W_{Pl.y}}{\gamma_{m0}} \times f_y \quad \Longrightarrow \quad M_{Ply.Rd} = \frac{428.9 \times 10^3}{1.1} \times 235 = 9162.86 \text{ daN.m}$$

$$M_{Ply.Rd} = 9162.86 \text{ daN.m} > M_{sd} = 807.07 \text{ daN.m} \quad \text{CV}$$

Le profilé IPE270 répond à toutes les conditions de CCM97 concernant la vérification de résistance.

V.2.2 Poutre intermédiaire de la terrasse

Pour les poutres principales intermédiaires de terrasse, on a tiré des profilés en IPE 270. D'après le Logiciel Autodesk Robot, on prend les valeurs des charges les plus importantes sous la combinaison la plus défavorable qui est $G + Q + E_x$ avec

Tableau V-2: Valeur des charges sous combinaison $G + Q + E_x$

$M_{sd} \text{ (daN.m)}$	$V_{sd} \text{ (daN)}$
901.61	3933.28

V.2.2.1 Classe du profilé IPE 270

➤ Classe de l'âme fléchie

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

$$\frac{219.6}{6.6} = 33.27 \leq 72 \quad \Longrightarrow \quad \text{L'âme est de I.}$$

➤ Classe de la semelle comprimée

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

$$\frac{135}{10.2} = 6.61 \leq 10 \quad \Longrightarrow \quad \text{La semelle est de classe I.}$$

Donc la section du profilé global est de classe I.

Chapitre V Dimensionnement des éléments structuraux et secondaires

V.2.2.2 Vérification du cisaillement

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

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{m0} \times \sqrt{3}} \quad \text{Avec} \quad A_v = 22.14 \times 10^2 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{22.14 \times 10^2 \times 235}{1.1 \times \sqrt{3}} = 274334.72 \text{ N}$$

$$0.5 \times V_{pl,Rd} = 13716.736 \text{ daN} > V_{sd} = 3933.28 \text{ daN} \quad \text{CV}$$

V.2.2.3 Vérification du moment fléchissant

On doit vérifier que : $M_{sd} \leq M_{Ply.Rd}$

$$M_{Ply.Rd} = \frac{W_{Pl.y}}{\gamma_{m0}} \times f_y \quad \Longrightarrow \quad M_{Ply.Rd} = \frac{428.9 \times 10^3}{1.1} \times 235 = 9162.86 \text{ daN.m}$$

$$M_{Ply.Rd} = 9162.86 \text{ daN.m} > M_{sd} = 901.61 \text{ daN.m} \quad \text{CV}$$

Le profilé IPE270 répond à toutes les conditions de CCM97 concernant la vérification de résistance.

V.2.3 Poutre principale d'étage courant

Pour les poutres principales de rive d'étage courant, on a tiré des profilés en IPE 270. D'après le Logiciel Autodesk Robot, on prend les valeurs des charges les plus importantes sous la combinaison la plus défavorable qui est $G + Q + E_x$ avec :

Tableau V-3 : Valeur des charges sous combinaison $G+Q+E_x$

$M_{sd} \text{ (daN.m)}$	$V_{sd} \text{ (daN)}$
539.69	2589.83

V.2.3.1 Classe du profilé IPE 270

➤ Classe de l'âme fléchie

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

$$\frac{219.6}{6.6} = 33.2 \leq 72 \quad \Longrightarrow \quad \text{L'âme est de I.}$$

Classe de la semelle comprimée

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

$$\frac{135}{10.2} = 6.61 \leq 10 \quad \Longrightarrow \quad \text{La semelle est de classe I.}$$

Donc la section du profilé global est de classe I.

Chapitre V Dimensionnement des éléments structuraux et secondaires

V.2.3.2 Vérification du cisaillement

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

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{m0} \times \sqrt{3}} \quad \text{Avec} \quad A_v = 22.14 \times 10^2 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{22.14 \times 10^2 \times 235}{1.1 \times \sqrt{3}} = 274334.72 \text{ N}$$

$$0.5 \times V_{pl,Rd} = 13716.736 \text{ daN} > V_{sd} = 2589.83 \text{ daN} \quad \text{CV}$$

V.2.3.3 Vérification du moment fléchissant

On doit vérifier que : $M_{sd} \leq M_{Ply.Rd}$

$$M_{Plyrd} = \frac{W_{Pl,y}}{\gamma_{m0}} \times f_y \quad \Longrightarrow \quad M_{Plyrd} = \frac{428.9 \times 10^3}{1.1} \times 235 = 9162.86 \text{ daN.m}$$

$$M_{Plyrd} = 9162.86 \text{ daN.m} > M_{sd} = 539.69 \text{ daN.m} \quad \text{CV}$$

Le profilé IPE270 répond à toutes les conditions de CCM97 concernant la vérification de résistance.

V.2.4 Poutre de rive étage courant

Pour les poutres principales intermédiaires d'étage courant, on a tiré des profilés IPE 270. D'après le Logiciel Autodesk Robot, on prend les valeurs des charges les plus importantes sous la combinaison la plus défavorable qui est $G + Q + E_x$ avec :

Tableau V-4: Valeur des charges sous combinaison $G + Q + E_x$

$M_{sd} \text{ (daN.m)}$	$V_{sd} \text{ (daN)}$
587.55	2560.44

V.2.4.1 Classe du profilé IPE 270

➤ Classe de l'âme fléchie

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

$$\frac{219.6}{6.6} = 33.27 \leq 72 \quad \Longrightarrow \quad \text{L'âme est de I.}$$

➤ Classe de la semelle comprimée

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

$$\frac{135}{10.2} = 6.61 \leq 10 \quad \Longrightarrow \quad \text{La semelle est de classe I.}$$

Donc la section du profilé global est de classe I.

Chapitre V Dimensionnement des éléments structuraux et secondaires

V.2.4.2 Vérification du cisaillement

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

$$V_{pl,Rd} = \frac{Av \times f_y}{\gamma_{m0} \times \sqrt{3}} \quad \text{Avec} \quad Av = 22.14 \times 10^2 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{22.14 \times 10^2 \times 235}{1.1 \times \sqrt{3}} = 274334.72 \text{ N}$$

$$0.5 \times V_{pl,Rd} = 13716.736 \text{ daN} > V_{sd} = 2560.44 \text{ daN} \quad \text{CV}$$

V.2.4.3 Vérification du moment fléchissant

On doit vérifier que : $M_{sd} \leq M_{ply,Rd}$

$$M_{ply,Rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} \implies M_{ply,Rd} = \frac{428.9 \times 10^3}{1.1} \times 235 = 9162.86 \text{ daN.m}$$

$$M_{ply,Rd} = 9162.86 \text{ daN.m} > M_{sd} = 587.55 \text{ daN.m} \quad \text{CV}$$

Le profilé IPE270 répond à toutes les conditions de CCM97 concernant la vérification de résistance.

V.2.5 Poutre principale en console pour terrasse

Pour les poutres principales en console pour terrasse, on a tiré des profilés en IPE 120. D'après le Logiciel Autodesk Robot, on prend les valeurs des charges les plus importantes sous la combinaison la plus défavorable qui est $1.35G + 1.5Q$ avec :

Tableau V-5: Valeur des charges sous combinaison $1.35G + 1.5Q$

$M_{sd} \text{ (daN.m)}$	$V_{sd} \text{ (daN)}$
42.92	34.53

V.2.5.1 Classe du profilé IPE 120

➤ Classe de l'âme fléchie

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

$$\frac{93.4}{4.4} = 21.22 \leq 72 \implies \text{L'âme est de I.}$$

➤ Classe de la semelle comprimée

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

$$\frac{64}{6.3} = 5.07 \leq 10 \implies \text{La semelle est de classe I.}$$

Donc la section du profilé global est de classe I.

Chapitre V Dimensionnement des éléments structuraux et secondaires

V.2.5.2 Vérification du cisaillement

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

$$V_{pl,Rd} = \frac{Av \times f_y}{\gamma_{m0} \times \sqrt{3}} \quad \text{Avec} \quad Av = 6.31 \times 10^2 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{6.31 \times 10^2 \times 235}{1.1 \times \sqrt{3}} = 78186.63 \text{ N}$$

$$0.5 \times V_{pl,Rd} = 3909.33 \text{ daN} > V_{sd} = 34.33 \text{ daN} \quad \text{CV}$$

V.2.5.3 Vérification du moment fléchissant

On doit vérifier que : $M_{sd} \leq M_{Ply.Rd}$

$$M_{PlyRd} = \frac{W_{Pl,y}}{\gamma_{m0}} \times f_y \quad \Longrightarrow \quad M_{PlyRd} = \frac{60.73 \times 10^3}{1.1} \times 235 = 1297.41 \text{ daN.m}$$

$$M_{PlyRd} = 1297.41 \text{ daN.m} > M_{sd} = 42.92 \text{ daN.m} \quad \text{CV}$$

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

V.2.6 Poutre principale en console d'étage courant

Pour les poutres principales en console d'étage courant, on a tiré des profilés en IPE 220. D'après le Logiciel Autodesk Robot, on prend les valeurs des charges les plus importantes sous la combinaison la plus défavorable qui est 1.35 G + 1.5 Q avec :

Tableau V-6: Valeur des charges sous combinaison 1.35G + 1.5Q

$M_{sd} \text{ (daN.m)}$	$V_{sd} \text{ (daN)}$
108.42	86.37

V.2.6.1 Classe du profilé IPE 220

➤ Classe de l'âme fléchie

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

$$\frac{177.6}{5.9} = 30.15 \leq 72 \quad \Longrightarrow \quad \text{L'âme est de I.}$$

➤ Classe de la semelle comprimée

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

$$\frac{110}{9.2} = 5.95 \leq 10 \quad \Longrightarrow \quad \text{La semelle est de classe I.}$$

Donc la section du profilé global est de classe I.

Chapitre V Dimensionnement des éléments structuraux et secondaires

V.2.6.2 Vérification du cisaillement

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

$$V_{pl,Rd} = \frac{Av \times f_y}{\gamma_{m0} \times \sqrt{3}} \quad \text{Avec} \quad Av = 15.88 \times 10^2 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{15.88 \times 10^2 \times 235}{1.1 \times \sqrt{3}} = 19676.76 \text{ N}$$

$$0.5 \times V_{pl,Rd} = 9838.381 \text{ daN} > V_{sd} = 86.37 \text{ daN} \quad \text{CV}$$

V.2.6.3 Vérification du moment fléchissant

On doit vérifier que : $M_{sd} \leq M_{ply,Rd}$

$$M_{ply,Rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} \quad \Longrightarrow \quad M_{ply,Rd} = \frac{285.4 \times 10^3}{1.1} \times 235 = 6097.1818 \text{ daN.m}$$

$$M_{ply,Rd} = 6097.1818 \text{ daN.m} > M_{sd} = 108.42 \text{ daN.m} \quad \text{CV}$$

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

V.2.7 Poutres principal parking

Pour les poutres secondaires, on a tiré des profilés en IPE 270. D'après le Logiciel Autodesk Robot, on prend les valeurs des charges les plus importantes sous la combinaison la plus défavorable qui est 1.35G + 1.5Q avec :

Tableau V-7: Valeur des charges sous combinaison 1.35G + 1.5Q

$M_{sd} \text{ (daN.m)}$	$V_{sd} \text{ (daN)}$
626.13	2731.56

V.2.7.1 Classe du profilé IPE 270

➤ Classe de l'âme fléchie

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

$$\frac{219.6}{6.6} = 33.27 \leq 72 \quad \Longrightarrow \quad \text{L'âme est de I.}$$

➤ Classe de la semelle comprimée

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

$$\frac{135}{10.2} = 6.61 \leq 10 \quad \Longrightarrow \quad \text{La semelle est de classe I.}$$

Donc la section du profilé global est de classe I.

Chapitre V Dimensionnement des éléments structuraux et secondaires

V.2.7.2 Vérification du cisaillement

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

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{m0} \times \sqrt{3}} \quad \text{Avec} \quad A_v = 22.14 \times 10^2 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{22.14 \times 10^2 \times 235}{1.1 \times \sqrt{3}} = 274334.72 \text{ N}$$

$$0.5 \times V_{pl,Rd} = 13716.736 \text{ daN} > V_{sd} = 2731.56 \text{ daN} \quad \text{CV}$$

V.2.7.3 Vérification du moment fléchissant

On doit vérifier que : $M_{sd} \leq M_{ply,Rd}$

$$M_{ply,Rd} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m0}} \implies M_{ply,Rd} = \frac{428.9 \times 10^3}{1.1} \times 235 = 9162.86 \text{ daN.m}$$

$$M_{ply,Rd} = 9162.86 \text{ daN.m} > M_{sd} = 626.13 \text{ daN.m} \quad \text{CV}$$

Le profilé IPE270 répond à toutes les conditions de CCM97 concernant la vérification de résistance.

V.2.8 Poutres de rive parking

Pour les poutres secondaires, on a tiré des profilés en IPE 270. D'après le Logiciel Autodesk Robot, on prend les valeurs des charges les plus importantes sous la combinaison la plus défavorable qui est 1.35G + 1.5Q avec :

Tableau V-8: Valeur des charges sous combinaison 1.35G + 1.5Q

$M_{sd} \text{ (daN.m)}$	$V_{sd} \text{ (daN)}$
348.36	1517.55

V.2.8.1 Classe du profilé IPE 270

➤ Classe de l'âme fléchie

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

$$\frac{219.6}{6.6} = 33.27 \leq 72 \implies \text{L'âme est de I.}$$

➤ Classe de la semelle comprimée

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

$$\frac{135}{10.2} = 6.61 \leq 10 \implies \text{La semelle est de classe I.}$$

Donc la section du profilé global est de classe I.

Chapitre V Dimensionnement des éléments structuraux et secondaires

V.2.8.2 Vérification du cisaillement

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

$$V_{pl,rd} = \frac{Av \times f_y}{\gamma_{m0} \times \sqrt{3}} \quad \text{Avec} \quad Av = 22.14 \times 10^2 \text{mm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{22.14 \times 10^2 \times 235}{1.1 \times \sqrt{3}} = 274334.72 \text{ N}$$

$$0.5 \times V_{pl,rd} = 13716.736 \text{ dN} > V_{sd} = 1517.55 \text{ daN} \quad \text{CV}$$

V.2.8.3 Vérification du moment fléchissant

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

$$M_{plyrd} = \frac{W_{ply}}{\gamma_{m0}} \times f_y \quad \Longrightarrow \quad M_{plyrd} = \frac{428.9 \times 10^3}{1.1} \times 235 = 9162.13 \text{ daN.m}$$

$$M_{plyrd} = 9162.13 \text{ daN.m} > M_{sd} = 348.36 \text{ daN.m} \quad \text{CV}$$

V.2.9 Poutres secondaire

Pour les poutres secondaires, on a tiré des profilés en IPE 240. D'après le Logiciel Autodesk Robot, on prend les valeurs des charges les plus importantes sous la combinaison la plus défavorable qui est $G + Q + E_y$ avec :

Tableau V-9: Valeur des charges sous combinaison G+Q+E_y

$M_{sd} \text{ (daN.m)}$	$V_{sd} \text{ (daN)}$
140.12	0

V.2.9.1 Classe du profilé IPE 240

Classe de l'âme fléchie

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

$$\frac{190.4}{6.2} = 30.70 \leq 72 \quad \Longrightarrow \quad \text{L'âme est de I.}$$

➤ Classe de la semelle comprimée

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

$$\frac{120}{9.8} = 6.12 \leq 10 \quad \Longrightarrow \quad \text{La semelle est de classe I.}$$

Donc la section du profilé global est de classe I.

Chapitre V Dimensionnement des éléments structuraux et secondaires

V.2.9.2 Vérification du cisaillement

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

$$V_{pl,rd} = \frac{Av \times f_y}{\gamma_{m0} \times \sqrt{3}} \quad \text{Avec} \quad Av = 19.14 \times 10^2 \text{mm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{19.14 \times 10^2 \times 235}{1.1 \times \sqrt{3}} = 237162 \text{ N}$$

$$0.5 \times V_{pl,rd} = 11858.1 \text{ daN} > V_{sd} = 0 \text{ daN} \quad \text{CV}$$

V.2.9.3 Vérification du moment fléchissant

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

$$M_{plyrd} = \frac{W_{pl,y}}{\gamma_{m0}} \times f_y \quad \Longrightarrow \quad M_{plyrd} = \frac{366.6 \times 10^3}{1.1} \times 235 = 7831.90 \text{ daN.m}$$

$$M_{plyrd} = 7831.90 \text{ daN.m} > M_{sd} = 140.12 \text{ daN.m} \quad \text{cv}$$

V.3 DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX

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

D'après le Logiciel Autodesk Robot, on prend les valeurs des charges les plus importantes pour les poteaux du :

V.3.1 Tronçon du S.SOL :

Pour ce tronçon on a tiré des profilés en HEB600

On prend les valeurs des charges les plus importantes sous la combinaison la plus défavorable qui est $G + Q + 1.2E_y$ avec :

Tableau V-10 : Valeur des charges sous combinaison $G+Q+1.2E_y$

$M_{y.sd} \text{ (daN.m)}$	$M_{z.sd} \text{ (daN.m)}$	$N_{sd} \text{ (daN)}$
6035.98	6213.02	536661.04

V.3.1.1 Classe du profilé HEB 600

Classe du profilé HEB 600

➤ Classe de lame

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

$$\frac{486}{15.5} = 31.35 \leq 33$$

L'âme est de classe I.

Chapitre V Dimensionnement des éléments structuraux et secondaires

➤ Classe de la semelle comprimée

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

$$\frac{300/2}{30} = 5 \leq 10$$

La semelle est de classe I.

Donc la section du profilé HEB400 global est de classe I.

V.3.1.2 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 $\bar{\lambda}_{LT} \geq 0.4$

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

Section transversales de classe 1 $\implies \beta_W = 1$

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

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

$$\lambda_{LT} = \frac{K \times L \times \left(\frac{W_{PLY}^2}{I_W \times I_Z} \right)^{0.25}}{\sqrt{C} \times \left[\left(\frac{K}{K_W} \right)^2 + \frac{(K \times L)^2 \times G \times I_t}{\pi^2 \times E \times I_W} \right]^{0.25}}$$

Avec C1 = 3.093 selon le diagramme de moment et le facteur de longueur effective K

$$\lambda_{LT} = \frac{0.5 \times 3300 \times \left(\frac{6425 \times 10^3}{10970 \times 10^9 \times 13530 \times 10^4} \right)^{0.25}}{\sqrt{3.093} \times \left[\left(\frac{0.5}{0.5} \right)^2 + \frac{(0.5 \times 3300)^2 \times 81000 \times 667.2 \times 10^4}{3.14^2 \times 210000 \times 10970 \times 10^9} \right]^{0.25}} = 12.04$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{12.04}{93.9} = 0.12$$

$\bar{\lambda}_{LT} = 0.12 \leq 0.4$ Donc il est inutile de prendre en compte le déversement

➤ La vérification de la section sera comme suite :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_y \times M_{y,sd}}{W_{PLY} \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_z \times M_{z,sd}}{W_{Plz} \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}}$$

Calcul χ_{min} :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{L f_y / i_y}{93.9 \times \varepsilon} = \frac{0.5 \times 3300 / 251.7}{93.9 \times 1} = 0.06 \leq 0.2 \\ \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{L f_z / i_z}{93.9 \times \varepsilon} = \frac{0.5 \times 3300 / 70.8}{93.9 \times 1} = 0.24 > 0.2 \end{array} \right.$$

Chapitre V Dimensionnement des éléments structuraux et secondaires

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

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

$$\phi_Z = 0.5 \times [1 + 0.34 \times (0.24 - 0.2) + 0.24^2] = 0.5356$$

Avec $\alpha = 0.34$ le facteur d'imperfection qui correspond à la courbe de flambement b

$$\chi_{min} = \chi_Z = \frac{1}{\phi + [\phi^2 - \bar{\lambda}^2]^{0.5}} = \frac{1}{0.53 + [0.53^2 - 0.24^2]^{0.5}}$$

$$\chi_{min} = \chi_Z = 0.99$$

Calcul de K_y et K_z :

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y}{\chi_y \times A \times f_y} \times N_{sd}$$

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

$$\mu_y = 0.06 \times (2 \times 2.15 - 4) + \frac{(6425 \times 10^3 - 5701 \times 10^3)}{W_{ely}} = 0.144$$

$$\text{Donc : } K_y = 1 - \frac{0.144}{1 \times 270 \times 10^2 \times 235} \times 536661.04$$

$$K_y = 0.98$$

$$K_z = 1 - \frac{\mu_z}{\chi_z \times A \times f_y} \times N_{sd}$$

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

$$\mu_z = 0.24 \times (2 \times 2.15 - 4) + \frac{(1391 \times 10^3 - 902 \times 10^3)}{902 \times 10^3} = 0.614$$

$$\text{Donc : } K_z = 1 - \frac{0.614}{0.99 \times 270 \times 10^2 \times 235} \times 536661.04$$

$$K_z = 0.475$$

β_{My} et β_{Mz} : Facteurs de moment uniforme équivalent.

Alors, d'après la détermination de la valeur K_y et χ_{min} et K_z

$$\frac{536661.04}{0.99 \times 270 \times 10^2 \times \frac{235}{1.1}} + \frac{0.98 \times 6035.98 \times 10^4}{6425 \times 10^3 \times \frac{235}{1.1}} + \frac{0.475 \times 6213.02 \times 10^4}{1391 \times 10^3 \times \frac{235}{1.1}} = 0.98$$

V.3.1.3 Vérification du cisaillement

On doit vérifier que $V_{sd} \leq 0.5 V_{pl,rd}$

$$V_{pl,rd} = \frac{Av \times f_y}{\gamma_{m0} \times \sqrt{3}}$$

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

$$Av = 110.8 \times 10^2 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{110.8 \times 10^2 \times 235}{1.1 \times \sqrt{3}} = 1372912.727 \text{ N}$$

$$0.5 \times V_{pl,rd} = 68645.63 \text{ daN} > V_{sd} = 3683.44 \text{ daN} \quad \text{CV}$$

Le profilé HEB 600 répond à toutes les conditions de CCM97 concernant la vérification de résistance.

V.3.1.4 Vérification Déplacement horizontal :

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

$$\Delta \leq \Delta_{ad}$$

$$\Delta_{ad} = \frac{h}{400} = \frac{330}{400} = 0.825 \text{ cm}$$

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

σ_f : La contrainte à la flexion

$$\sigma_f = \frac{M_{y,sd}}{W_{ply}} = \frac{6035.98}{6425 \times 10^{-6}} = 9.394 \times 10^5 = 9.39 \text{ MPa}$$

h : Hauteur du poteau

H : Hauteur du profil du poteau

$$K = \frac{l_{y,poutre}}{l_{poutre}} \times \frac{h_{poteau}}{I_{y,poteau}} = \frac{5789.78}{600} \times \frac{330}{71041} = 0.045$$

Alors

$$\Delta = \frac{\sigma_f \times h^2}{3 \times 10000 \times H} \times \left(1 + \frac{1}{2 \times K}\right) = 0.047$$

$$\Delta \leq \Delta_{ad}$$

Chapitre V Dimensionnement des éléments structuraux et secondaires

Remarque : la procédure de calcul du poteau ci-dessus est la même pour les autres poteaux. Le calcul des poteaux est récapitulé dans les tableaux.

Tableau V-11: Efforts et moments sollicitant sur les poteaux

Tronçon	Profilés	Classe	N_{sd} (daN)	$M_{y, sd}$ (daN.m)	$M_{z, sd}$ (daN.m)	V_{sd} (daN)
Du 11 au 14	HEA 200	1	80925,33	18,47	-9,73	-68,52
Du 5 au 10	HEA 340	1	262070,33	-1076,19	2953,61	1492,08
Du RDC au 4	HEB 550	1	489955,20	-5268,10	6163,96	3164,81
SOUS SOL	HEB 600	1	536661,04	-6035,98	6213,02	3683,44

Tableau V-12: Résistance et déplacement des poteaux

Tronçon	Profilés	λ_{LT}	$\bar{\lambda}_z$	χ_{min}	RATIO	$0.5 V_{pl, rd}$ (daN)	Δ (cm)	Δ_{ad} (cm)
Du 11 au 14	HEA 200	0.213	0.37	0.91	0.59	36429.36	0.134	0.825
Du 5 au 10	HEA 340	0.248	0.27	0.96	0.98	74880.25	0.112	0.825
Du RDC au 4	HEB 550	0.314	0.28	0.97	0.99	127770.96	0.058	0.825
SOUS SOL	HEB 600	0.359	0.25	0.98	0.99	132026.015	0.047	0.825

V.4 DIMENSIONNEMENT DES CONTREVENTEMENTS :

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

- Transmettre les efforts horizontaux
- Limiter les déformations,
- Contribuer à augmenter la stabilité de la structure et de ses éléments.
- Pour ce cas ont un seul type de contreventement
Contreventement en V

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

V.4.1 Contreventement en V

Pour ce type de contreventement on a tiré des profilés :

Chapitre V Dimensionnement des éléments structuraux et secondaires

- **Suivant y :**
 - 2UPN 220 avec L = 4.35 m
- **Suivant x :**
 - 2UPN220 avec L = 4.7 m

D'après le Logiciel Autodesk Robot, on prend les valeurs des charges les plus importantes sous la combinaison la plus défavorable qui est :

Tableau V-13: Valeur des charges sismiques

Suivant y	$G + Q + 1.2 EY$	Nsd	141359.99 daN
Suivant x	$G + Q + 1.2 EX$	Nsd	124681.63 daN

V.4.1.1 Vérification à la compression

- **Suivant Y :**

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

$$N_{pl.Rd} = \frac{\chi \times \beta_A A \times f_y}{\gamma_{M1}}$$

on a le profil de classe 1 lorsque il est soumis à la compression : $\beta_A = 1$

- **Calcul élancement λ**

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{4.35 \times 10^3}{8.6 \times 10} = 51.17$$

$$\lambda_z = \frac{l_f}{i_z} = \frac{4.35 \times 10^3}{12.4 \times 10} = 35.08$$

$$\lambda = \max(\lambda_y; \lambda_z) = 51.17$$

l_f : Longueur de flambement art – art.

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

$$\lambda_1 = 93.9 \times \left(\frac{235}{f_y}\right)^{0.5} = 93.9 \times \left(\frac{235}{235}\right)^{0.5} = 1$$

Alors

$$\bar{\lambda} = \left(\frac{51.17}{93.9}\right) \times 1 = 0.54 > 0.2$$

On peut conclure qu'il y a risque de flambement.

$$\chi = \frac{1}{\phi + (\phi^2 + \bar{\lambda}^2)^{0.5}}$$

$$\phi = 0.5 \times (1 + \alpha \times (\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2) = 0.5 \times (1 + 0.49 \times (0.54 - 0.2) + 0.54^2)$$

$$\phi = 0.73$$

$$\chi = \frac{1}{0.73 + (0.73^2 - 0.54^2)^{0.5}} = 0.83 < 1$$

$$N_{pl.Rd} = \frac{0.83 \times 1 \times 37.4 \times 10^2 \times 2 \times 235}{1.1} = 141854.5 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 141359.99 \text{ daN} \leq N_{pl.Rd} = 141854.5 \text{ daN} \quad \text{CV}$$

➤ **Suivant X :**

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

$$N_{pl.Rd} = \frac{\chi \times \beta_A A \times f_y}{\gamma_{M1}}$$

on a le profil de classe 1 lorsque il est soumis à la compression : $\beta_A = 1$

- **Calcul élancement λ**

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{4.7 \times 10^3}{8.6 \times 10} = 54.65$$

$$\lambda_z = \frac{l_f}{i_z} = \frac{4.7 \times 10^3}{12.4 \times 10} = 37.9$$

$$\lambda = \max(\lambda_y; \lambda_z) = 54.65$$

l_f : Longueur de flambement art – art.

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

$$\lambda_1 = 93.9 \times \left(\frac{235}{f_y}\right)^{0.5} = 93.9 \times \left(\frac{235}{235}\right)^{0.5} = 1$$

Alors

$$\bar{\lambda} = (54.65) \times 1 = 0.58 > 0.2$$

On peut conclure qu'il y a risque de flambement.

$$\chi = \frac{1}{\phi + (\phi^2 + \bar{\lambda}^2)^{0.5}}$$

$$\phi = 0.5 \times (1 + \alpha \times (\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2) = 0.5 \times (1 + 0.49 \times (0.58 - 0.2) + 0.58^2)$$

$$\phi = 0.76$$

$$\chi = \frac{1}{0.76 + (0.76^2 - 0.58^2)^{0.5}} = 0.79 < 1$$

$$N_{pl.Rd} = \frac{0.79 \times 1 \times 40 \times 10^2 \times 2 \times 235}{1.1} = 135018.18 \text{ daN}$$

Chapitre V Dimensionnement des éléments structuraux et secondaires

$$N_{sd} = 124681.63 \text{ daN} \leq N_{pl.Rd} = 135018.18 \text{ daN} \quad \text{CV}$$

V.4.1.2 Vérification à la traction

➤ Suivant y

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

$$N_{pl.Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{2 \times 37.4 \times 10^2 \times 235}{1.1} = 159800 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 141359.99 \text{ daN} \leq N_{pl.Rd} = 159800 \text{ daN}$$

➤ Suivant x

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

$$N_{pl.Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{2 \times 37.4 \times 10^2 \times 235}{1.1} = 159800 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 124681.63 \text{ daN} \leq N_{pl.Rd} = 183727.27 \text{ daN}$$

V.5 DIMENSIONNEMENT DES ESCALIERS

V.5.1 Conception :

Un escalier se compose d'un certain nombre de marches dont la marche s'appelle l'embranchement et la longueur de marche s'appelle giron (g), la hauteur de marche s'appelle contre marche.

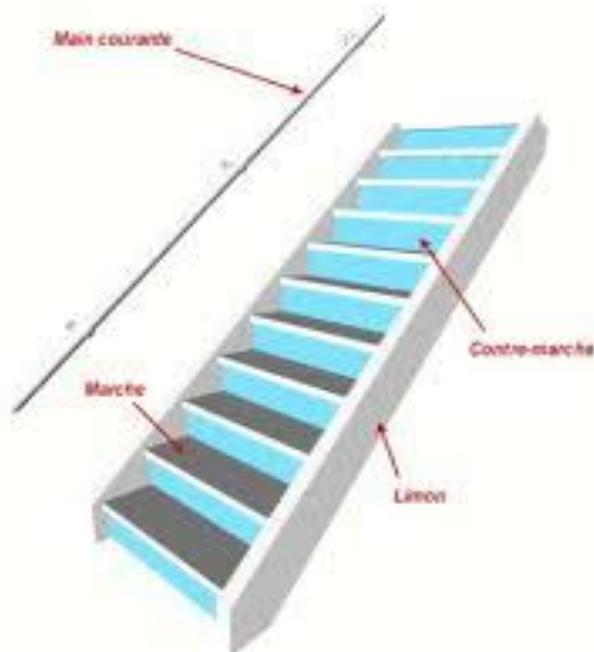


Figure V-1: Constitution de volée

Chapitre V Dimensionnement des éléments structuraux et secondaires

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

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

Tableau V-14: Variation des paramètres de constitution

h	g
$14 \text{ cm} \leq h \leq 20 \text{ cm}$	$22 \text{ cm} \leq g \leq 30 \text{ cm}$

Hauteur d'étage 3,125 m

Alors

$$h = 20 \text{ cm}$$

$$g = 25 \text{ cm}$$

$$59 \text{ cm} \leq (25 + 2 \times 20) \leq 66 \text{ cm}$$

$$59 \text{ cm} \leq 65 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm}$$

V.5.2 Le nombre de marches (m)

$$n = \frac{H}{h} = n = \frac{2.20}{0.20} = 11$$

$$m = n - 1 = 11 - 1 = 10$$

n : Le nombre de contre marche

V.5.3 Longueur de la volée (LV)

$$\alpha = \tan^{-1} \left(\frac{H}{L} \right) = \tan^{-1} \left(\frac{2.20}{2.75} \right) = 38.65$$

$$L_v = \left(\frac{H}{\sin(\alpha)} \right) = \left(\frac{2.20}{\sin(38.65)} \right) = 3.52 \text{ m}$$

V.5.4 Dimensionnement des éléments porteurs

Tableau V-15: Les charges appliquées sur l'escalier

Volée (G) (daN/ml)	Palier (G)(daN/ml)	Charge d'exploitation (daN/ml)
121	289	250

V.5.5 Cornière de marche :

Les marches sont fabriquées par des tôles striées et des cornières dont $L = 1\text{m}$. On modélise la marche comme une poutre simplement appuyée.

Chapitre V Dimensionnement des éléments structuraux et secondaires

V.5.5.1 Condition de flèche :

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

$$f \leq \delta_{max}$$

$$\delta_{max} = L/250 = 220/250 = 0.88 \text{ cm}$$

$$f = \frac{5 \times q \times l^4}{384 \times E \times I_y}$$

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

$$q = (G + Q) \times g = (121 + 250) \times 0.25 = 92.75 \text{ daN}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times 92.75 \times 2.2^3 \times 250}{384 \times 21 \times 10^9} = 15.30 \text{ cm}^4$$

$$I_y \geq 15.30 \text{ cm}^4$$

On prend L60x60x5 avec $I_y = 19.37 \text{ cm}^4$

Tableau V-16:Caractéristiques de la cornier L60x60x6

Profil	poids	section	Dimension					Caractéristiques					
	P Kg	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
L60x60x5	4.57	28.5	200	100	8.5	5.6	159	1943	142.4	220.6	44.61	8.26	2.24

V.5.5.2 Vérification de la flèche (poids propre inclus)

La charge sera : $G_{ELS} = q + P_p = 92.74 + 4.57 = 97.31 \text{ daN/m}$

$$f = \frac{5 \times 97.31 \times 2.2^4}{384 \times 21 \times 10^9 \times 19.37 \times 10^{-8}} = 0.07 < 0.88 \quad \text{CV}$$

V.5.5.3 Classe de la cornière

$$\frac{h}{t} < 15 \varepsilon \quad \longrightarrow \quad \frac{60}{5} = 12 < 15 \varepsilon$$

$$\frac{b+h}{2 \times t} < 11.5 \varepsilon \quad \longrightarrow \quad \frac{120}{2 \times 10} = 12 < 11.5 \varepsilon$$

Chapitre V Dimensionnement des éléments structuraux et secondaires

V.5.5.4 Vérification de la résistance (moment fléchissant) :

➤ (ELU)

Donc, la cornière est de classe 2 mais en calcul autant que class 3.

On ajoute le poids propre du profilé choisit : $P_p = 4.57 \text{ daN/ml}$

La charge sera: $q_u \times 1.35 P_p$

$$q_{ELU} = [1.35 \times (121) + 4.57 + 1.5 \times 250] \times 0.25$$

$$q_{ELU} = 140.75 \text{ daN/ml}$$

$$M_{sd} = \frac{q \times L^2}{8} = \frac{140.75 \times 2.2^2}{8} = 85.15 \text{ daN.m}$$

$$M_{PLy} = \frac{W_{PL,y}}{\gamma_{M0}} \times f_y = \frac{4.45 \times 10^3}{1.1} \times 235 = 95.06 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 85.15 \text{ daN.m} \leq M_{PLy} = 95.06 \text{ daN.m}$$

Cornières L 60 x60x5 pour les marches.

V.5.5.5 Vérification du cisaillement

On doit vérifier que : $V_{sd} \leq 0.5V_{PL,Rd}$

$$V_{sd} = \frac{q \times L}{2} = \frac{140.75 \times 2.2}{2} = 154.82 \text{ daN}$$

$$V_{PL,Rd} = 0.58 \times \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{M0}} \quad \Longrightarrow \quad A_v = 60 \times 5 = 300 \text{ mm}^2$$

$$V_{PL,Rd} = 0.58 \times \frac{300 \times 235}{1.1} = 37172.7 \text{ N}$$

$$0.5V_{PL,Rd} = 18586.35 \text{ daN} \geq V_{sd} = 154.82 \text{ daN} \quad \text{CV}$$

V.5.6 Limon

V.5.6.1 Chargement

➤ Charge permanente

$$G_{volée} = 121 \text{ daN}$$

$$G_{palier} = 286 \text{ daN}$$

➤ Charge d'exploitation :

$$Q = 250 \text{ daN}$$

➤ Chargement à l'ELS :

$$\text{Sur volée} \quad Q_1 = \frac{2.2}{2} \times (121 + 250) \times \cos(38.65) = 318.79 \text{ daN}$$

Chapitre V Dimensionnement des éléments structuraux et secondaires

Sur palier $Q_2 = \frac{2.2}{2} \times (286 + 250) = 589.1 \text{ daN}$

➤ Chargement à l'ELU

Sur volée $Q_1 = [1.35 \times (121 \times \frac{2.2}{2}) + 1.5 \times (250 \times \frac{2.2}{2})] \times \cos(38.65) = 462.48 \text{ daN}$

Sur palier $Q_2 = [1.35 \times (286 \times \frac{2.2}{2}) + 1.5 \times (250 \times \frac{2.2}{2})] = 837.21 \text{ daN}$

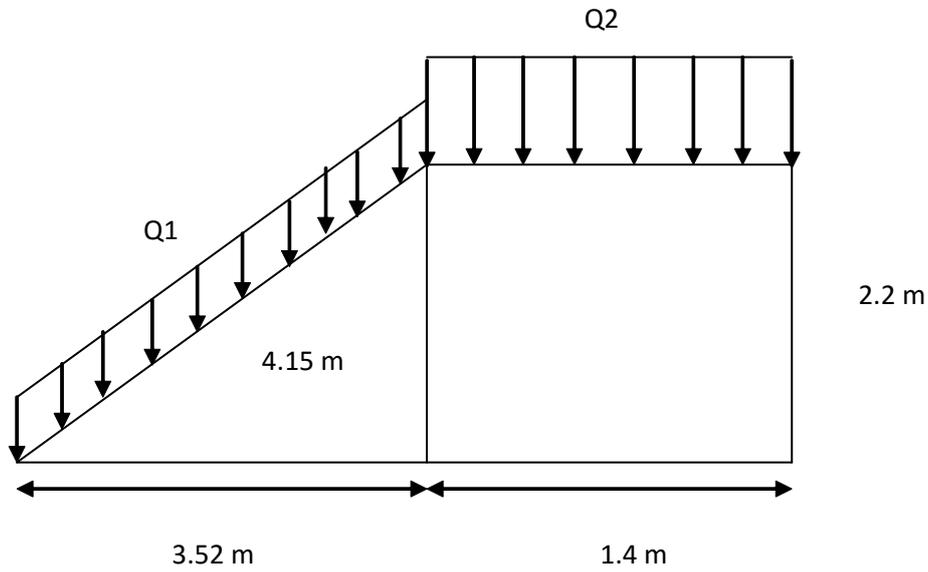


Figure V-2: Descente des charges sur escalier

➤ La charge équivalente

$$Q_{eq-ELS} = \frac{(Q_1 \times L_1) + 5(Q_2 \times L_2)}{(L_1 + L_2)} = Q_{eq-ELS} = \frac{(318.75 \times 4.15) + (589.1 \times 1.4)}{(4.15 + 1.4)} = 386.94 \text{ daN}$$

$$Q_{eq-ELU} = \frac{(Q_1 \times L_1) + 5(Q_2 \times L_2)}{(L_1 + L_2)} = Q_{eq-ELU} = \frac{(462.48 \times 4.15) + (837.21 \times 1.4)}{(4.15 + 1.4)} = 557 \text{ daN}$$

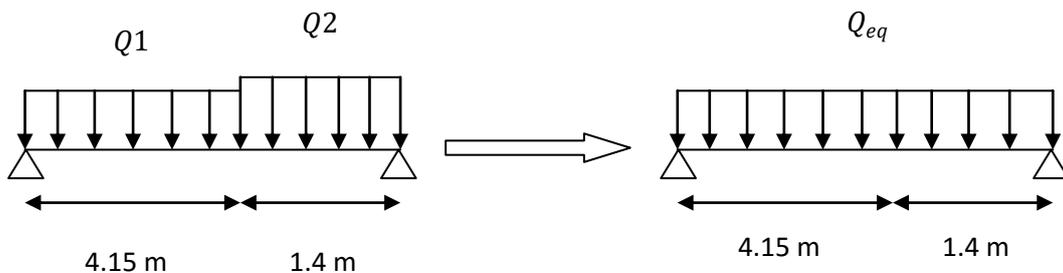


Figure V-3: Charge équivalente

Condition de flèche

La flèche doit satisfaire la condition suivante :

$$f \leq \delta_{\max}$$

$$\delta_{\max} = \frac{L}{250} = \frac{555}{250} = 0.022$$

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

$$I_y \geq \frac{5 \times 386.94 \times 5.55^3}{384 \times 21 \times 10^9}$$

$$I_y \geq 1025 \text{ cm}^4$$

Donc on choisit : UPN 180 avec $I_y = 1350 \text{ cm}^4$

➤ Vérification de la flèche (poids propre inclus)

On ajoute le poids propre du profilé choisit : $P_p = 22 \text{ daN/ml}$

La charge sera : $Q_{eq-ELS} = Q_{eq} + P_p = 386.94 + 22 = 408.94 \text{ daN/ml}$

$$f = \frac{5 \times q \times L^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 408.94 \times 5.55^4}{384 \times 21 \times 10^9 \times 1350 \times 10^{-8}} = 0.017 \text{ m}$$

➤ Vérification de la résistance

Classe du profilé UPN 180

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

$$\frac{d}{t_w} \leq 72 \implies \text{L'âme est de classe I.}$$

Classe de la semelle comprimée

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

$$\frac{b/2}{t_f} \leq 10 \implies \text{La semelle est de classe I}$$

Donc la section du profilé global est de classe I.

Vérification du cisaillement

On doit vérifier que : $V_{sd} \leq 0.5 V_{PL,Rd}$

$$V_{sd} = \frac{Q_{eq-ELU}}{2} \times L = \frac{520.02}{2} \times 5.5 = 1443.05 \text{ daN}$$

Chapitre V Dimensionnement des éléments structuraux et secondaires

$$V_{PL.Rd} = \frac{0.58 \times f_y \times A_v}{\gamma_{M0}} \quad \text{Avec} \quad A_v = 15.1 \times 10^2 \text{ mm}^2$$

$$V_{PL.Rd} = \frac{0.58 \times 235 \times 15.1 \times 10^2}{1.1} = 18710.2 \text{ daN}$$

➤ Vérification du moment fléchissant

$$V_{sd} = 1443.05 \text{ daN} \leq 0.5 V_{PL.Rd} = 9355.13 \text{ daN}$$

On doit vérifier que : $M_{sd} \leq M_{PLy.Rd}$

$$M_{sd} = \frac{Q_{eq-ELS}}{8} \times L^2 = \frac{520.02}{8} \times 5.5^2 = 2002.23 \text{ daN.m}$$

$$M_{PLy.Rd} = \frac{W_{EL.y}}{\gamma_{M0}} \times f_y = \frac{179 \times 10^3}{1.1} \times 235 = 3824.09 \text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = 2002.23 \text{ daN.m} \leq M_{PLy.Rd} = 3824.09 \text{ daN.m}$$

Le profilé UPN 180 répond à toutes les conditions de CCM97 concernant la vérification de résistance et la vérification de la flèche.

CHAPITRE VI :

Etude des assemblages

VI.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.

Un mauvais assemblage peut mettre en cause le fonctionnement global de la structure. Les assemblages sont des ensembles constitués de plusieurs composants :

- Les abouts des éléments structurels attachés
- Les pièces accessoires de liaison.
- Les organes de fixation proprement dits assurant la solidarisation effective entre les composants en présence.

Les dessins techniques et autres détails sont représentés dans l'ANNEXE C.

VI.2 ROLE DES ASSEMBLAGES

Pour conduire les calculs selon les schémas classiques de la résistance des matériaux, il ya lieu de distinguer, parmi les assemblages :

- ❖ Les assemblages articulés qui transmettent uniquement les efforts normaux et les efforts tranchants.
- ❖ Les assemblages rigides qui transmettent en outre les divers moments.

Les principaux modes d'assemblage :

- Le rivetage
- Le boulonnage
- Le soudage
- Le collage

VI.3 Calcul des assemblages :**VI.3.1 Assemblage poteau- poutre (HEA 340-IPE270):**

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 effectuées sur l'aile du poteau, permettent de solidariser les deux éléments assemblés.

VI.3.1.1 Efforts sollicitant

Les efforts sollicitant de l'assemblage sous la combinaison $G + Q + 1.2 EX$

$$V_{sd} = 3933.28 \text{ daN}$$

$$M_{sd} = 901.61 \text{ daN.m}$$

VI.3.1.2 Soudure de la platine

➤ **Cordon de soudure**

Epaisseur de la platine : $\epsilon_p = 10 \text{ mm}$ \longrightarrow $a_{min} = 3 \text{ mm} \leq a \leq a_{max} = 7 \text{ mm}$

Epaisseur de la semelle IPE 270 : $t_f = 10 \text{ mm}$ \longrightarrow $a_{min} = 3 \text{ mm} \leq a \leq a_{max} = 8 \text{ mm}$

Epaisseur de l'âme IPE 270 : $t_w = 7 \text{ mm}$ \longrightarrow $a_{min} = 3 \text{ mm} \leq a \leq a_{max} = 5 \text{ mm}$

On prend une valeur commune: $a = 5 \text{ mm}$

➤ **Vérification de la soudure de la semelle a la traction**

$$N_{sd} \leq F_{w,rd}$$

$$N_{sd} = \frac{M_{sd}}{h} = \frac{901.61}{0.27} = 3339.29 \text{ daN}$$

$$F_{w,rd} = \frac{a \times \sum L \times f_u}{\sqrt{2} \times \beta_w \times \gamma_{mw}}$$

La nuance d'acier utilisé est S 235 donc

$$\left\{ \begin{array}{l} \beta_w = 0.8 \\ \gamma_{mw} = 1.25 \end{array} \right\}$$

La longueur totale des cordons de soudure de la semelle $\sum L = 273.6$

Donc

$$F_{w,rd} = \frac{5 \times 273.6 \times 360}{\sqrt{2} \times 0.8 \times 1.25} = 34823.59 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 3339.29 \text{ daN} \leq F_{w,rd} = 34823.59 \text{ daN}$$

➤ **Vérification de la soudure de l'âme au cisaillement**

$$V_{sd} \leq F_{v,rd}$$

$$F_{v,rd} = \frac{a \times \sum L \times f_u}{\sqrt{2} \times \beta_w \times \gamma_{mw}}$$

La nuance d'acier utilisé est S 235 donc

$$\left\{ \begin{array}{l} \beta_w = 0.8 \\ \gamma_{mw} = 1.25 \end{array} \right\}$$

La longueur totale des cordons de soudure de l'âme $\sum L = 499.2$

$$F_{v,rd} = \frac{5 \times 499.2 \times 360}{\sqrt{2} \times 0.8 \times 1.25} = 63537.78 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 3933.28 \text{ daN} \leq F_{v,rd} = 63537.78 \text{ daN}$$

VI.3.1.3 Disposition constructive

Pour des raisons pratiques, on évite toujours la mise en œuvre dans un même assemblage des boulons de diamètres différents.

On prend deux files de 3 boulons Ø16 classe 8.8 HR avec :

Tableau VI-1: Différentes distances entre l'extrémité et les boulons

h_1	h_2	h_3
205 mm	140 mm	75 mm

h_i : est la distance entre le boulon et l'axe de la semelle comprimée.

L'épaisseur la plus mince : $t = \min(t_f; t_{platine}) = \min(10.2; 10) = 10 \text{ mm}$

$$d_0 = \varnothing + 2 = 18 \text{ mm}$$

➤ **Entraxes ($p_1 ; p_2$)**

$$2.2 \times d_0 \leq p_1 \leq 14 \times t \text{ Alors en prend } p_1 = 65 \text{ mm}$$

$$3 \times d_0 \leq p_2 \leq 14 \times t \text{ Alors en prend } p_2 = 70 \text{ mm}$$

➤ **Princes ($e_1 ; e_2$)**

$$1.2 \times d_0 \leq e_1 \leq 12 \times t \text{ Alors en prend } e_1 = 70 \text{ mm}$$

$$1.5d_0 \leq e_2 \leq 12 \times t \text{ Alors en prend } e_2 = 28 \text{ mm}$$

VI.3.1.4 Calcul de la hauteur de la partie comprimée

$$X = t_f \times \sqrt{\frac{b}{t_w}} = 10.2 \times \sqrt{\frac{135}{6.6}} = 46.13 \text{ cm} < 50 \text{ cm}$$

L'axe neutre se trouve au-dessous de la dernière rangée de boulons ce qu'il fait que tous les boulons travaillent à la traction.

VI.3.1.5 Vérification a la traction

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

Avec : $F_{t,sd}$ l'effort de traction du boulon le plus sollicité

$$F_{t,sd} = \frac{M_{sd} \times h_1}{2 \times \sum h_i^2} = \frac{901.61 \times 0.205}{2 \times (0.075^2 + 0.14^2 + 0.205^2)} = 523.85 \text{ daN}$$

$$F_{p,rd} = 0.7 \times A_S \times f_{ub} = 0.7 \times 157 \times 800 = 8792 \text{ daN}$$

$$F_{t.Sd} = 523.85 \text{ daN} \leq F_{p.Rd} = 8792 \text{ daN}$$

VI.3.1.6 Vérification au poinçonnement de la platine

$$F_{t.Sd} \leq B_{P.Rd}$$

$$B_{P.Rd} = \frac{0.6 \times \pi \times d_m \times t_p \times f_u}{\gamma_{mb}} = \frac{0.6 \times \pi \times d_m \times t_p \times f_u}{\gamma_{mb}} = 9934.469 \text{ daN}$$

$$F_{t.Sd} = 711.34 \text{ daN} \leq B_{P.Rd} = 9934.469 \text{ daN}$$

VI.3.1.7 Vérification au glissement

$$\frac{V_{sd}}{n} \leq F_{s.Rd}$$

$$F_{s.Rd} = \frac{K_s \times n \times \mu \times F_{p.Rd}}{\gamma_{ms}}$$

$K_s = 1$ trou nominal

$n = 1$ un plan de glissement

$\mu = 0.4$ Coefficient de frottement (sablé et peint)

$$F_{s.Rd} = \frac{1 \times 1 \times 0.4 \times 8792}{1.1} = 3197.09 \text{ daN}$$

$$\frac{V_{sd}}{6} = 655.54 < F_{s.Rd} = 3197.09 \text{ daN}$$

VI.3.1.8 Vérification de la résistance de l'âme du poteau dans la zone tendue

$$F_v \leq F_{t.Rd}$$

$$F_{t.Rd} = t_w \times p_1 \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = 7 \times 65 \times \frac{235}{1.1} = 9720.45 \text{ daN}$$

$$F_v = \frac{M_{sd}}{h - t_f} = \frac{901.61}{0.205 - 0.011} = 4647.47 \text{ daN}$$

$$F_v = 4647.47 \text{ daN} \leq F_{t.Rd} = 9720.45 \text{ daN}$$

VI.3.1.9 Vérification de la résistance de l'âme du poteau dans la zone comprimée

$$N_{sd} \leq F_{c.Rd}$$

$$F_{c.Rd} = \frac{k_c \rho b_{eff} t_{w.c} f_y}{\gamma_{m1} \sqrt{\left(1 + 1.3 \left(\frac{b_{eff}}{h}\right)^2\right)}}$$

$$\text{➤ } b_{eff} = t_{fb} + 2\alpha_p \sqrt{2} + 5(t_{fc} + r_c) + 2t_p$$

$$\text{➤ } b_{eff} = 10 + 2 \times 7.07 \sqrt{2} + 5(17 + 27) + 220 = 290 \text{ mm}$$

$$\sigma_{s,sd} \leq 0.7 \times f_y K_c = 1$$

$$\sigma_{s,sd} > 0.7 \times f_y K_c = 1.7 - \frac{\sigma_{s,sd}}{f_y}$$

$\sigma_{s,sd}$: Contrainte normale de compression dans l'âme du poteau dû à l'effort de compression et au moment fléchissant

$$\sigma_{s,sd} = \frac{V_{sd}}{A_c} + \frac{M_{sd} \times Z_{max}}{I_y} = \frac{39332.8}{6434} + \frac{9016.1 \times 110}{5409.7 \times 10^4} = 81.01 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{s,sd} = 81.01 \text{ MPa} \leq 0.7 \times 235 = 164.5 \text{ MPa} \implies K_c = 1$$

$$\bar{\lambda}_p \leq 0.72 \implies \rho = 1$$

$$\bar{\lambda}_p > 0.72 \implies \rho = (\bar{\lambda}_p - 0.2) / \bar{\lambda}_p^2$$

$$\bar{\lambda}_p = 0.932 \sqrt{\frac{b_{eff} \times d_{wc} \times f_y}{E \times t_{wc}^2}} = 0.932 \sqrt{\frac{290 \times 242 \times 235}{210000 \times 10^2}} = 0.88$$

$$\bar{\lambda}_p = 0.88 > 0.72 \implies \rho = 0.88 - 0.2 / 0.88^2 = 0.87$$

$$F_{c,Rd} = \frac{1 \times 0.87 \times 290 \times 10 \times 235}{1.1 \sqrt{1 + 1.3 \left(\frac{290}{330}\right)^2}} = 38075.8 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = \sum N_i$$

$$\begin{aligned} \text{➤ } N_1 &= \frac{M_{sd} \times h_1}{\sum h_i^2} = \frac{901.61 \times 0.205}{0.205^2 + 0.14^2 + 0.075^2} = 2748 \text{ daN} \\ \text{➤ } N_2 &= \frac{M_{sd} \times h_2}{\sum h_i^2} = \frac{901.61 \times 0.14}{0.205^2 + 0.14^2 + 0.075^2} = 1876.95 \text{ daN} \\ \text{➤ } N_3 &= \frac{M_{sd} \times h_3}{\sum h_i^2} = \frac{901.61 \times 0.075}{0.205^2 + 0.14^2 + 0.075^2} = 1005.51 \text{ daN} \end{aligned}$$

$$\text{➤ } N_{sd} = 2748 + 1876.95 + 1005.51 = 5630.46 \text{ daN}$$

$$\text{➤ } N_{sd} = 5630.46 \text{ daN} \leq F_{c,Rd} = 38075.8 \text{ daN} \quad \text{CV}$$

La résistance de l'âme du poteau en compression est faible en comparaison avec l'effort agissant, il faut donc prévoir un raidisseur.

VI.3.1.10 Vérification de la résistance de l'âme du poteau dans la zone cisailée

$$F_v \leq V_{Rd}$$

$$V_{Rd} = \frac{0.58 \times f_y \times A_v}{\gamma_{m0}} = \frac{0.58 \times 235 \times 2067}{1.1} = 35697.13 \text{ daN}$$

$$F_v = \frac{M_{sd}}{h - t_f} = \frac{901.61}{0.205 - 0.017} = 4647.47 \text{ daN}$$

$$F_v = 4647.47 \text{ daN} \leq V_{Rd} = 35697.13 \text{ daN}$$

VI.3.2 Assemblage poteau – poutre secondaire (HEA 220– IPE 240)

Cet assemblage est réalisé avec boulonnage de l’âme de la poutre secondaire avec la platine soudée perpendiculairement avec l’âme du poteau.

VI.3.2.1 Efforts sollicitant

Les efforts sollicitant de l’assemblage sous la combinaison 1.35G + 1.5Q

$$V_{sd} = 106.76 \text{ daN}$$

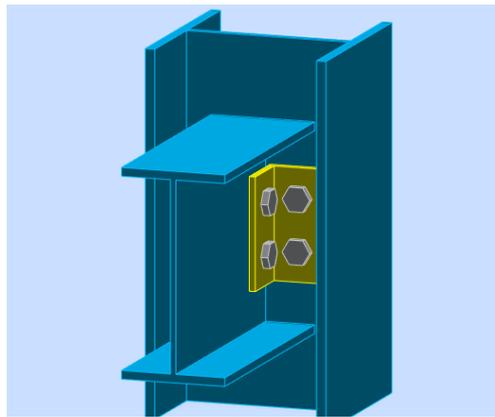


Figure VI-2:Assemblage poteau-poutre secondaire

VI.3.2.2 Epaisseur de la cornière

- La hauteur de la cornière : $h = 70 \text{ mm}$
- La cornière est sollicitée en cisaillement
- La longueur du plan de cisaillement $l = 130 \text{ mm}$
- Le diamètre de trou $d_0 = 18\text{mm}$

$$V_{sd} = 106.76 \text{ daN} \leq V_{pl,Rd} = \frac{(l-3 \times d_0) \times t \times \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{m2}} = 2876.35 \text{ daN}$$

$$t \geq V_{sd} \times \frac{\gamma_{m2}}{(l - 3 \times d_0) \times \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}$$

$$t \geq 106.76 \times \frac{1.25}{(80-3 \times 9) \times \left(\frac{235}{\sqrt{3}}\right)} = 0.12\text{mm}$$

On prend L 70X70X7

VI.3.2.3 Disposition constructive

L'assemblage est réalisé avec une file verticale de 2 boulons Ø16 classe 8.8 dans chaque côté.

$$t = \min(t_w ; t_{corniere}) = \min(6 ; 7) = 6 \text{ mm}$$

$$d_0 = \emptyset + 2 = 18 \text{ mm}$$

➤ Entraxes (p_1)

$$2.2 \times d_0 \leq p_1 \leq 14t \quad \text{alors on prend } p_1 = 60 \text{ mm}$$

➤ Pincés (e_1, e_2)

$$1.2 \times d_0 \leq e_1 \leq 12t \text{ Alors on prend } e_1 = 35 \text{ mm}$$

$$1.5 \times d_0 \leq e_2 \leq 12t \text{ Alors on prend } e_2 = 35 \text{ mm}$$

VI.3.2.4 Vérification au cisaillement

$$V_{T.Sd} \leq F_{v.Rd}$$

$$F_{v.Rd} = 0.6 \times \frac{A_s \times f_{ub}}{\gamma_{mb}} = 0.6 \times \frac{157 \times 800}{1.25} = 6028.8 \text{ daN}$$

VI.3.2.5 Cisaillement par effort tranchant V_{sd}

$$V'_{sd} = \frac{V_{sd}}{4} = \frac{106.76}{4} = 26.69 \text{ daN}$$

VI.3.2.6 Cisaillement par moment $V_{m.Sd}$

$$V_{m.Sd} = \frac{M_{sd}}{p_1} = \frac{\frac{V_{sd} \times e_2}{2}}{p_1} = \frac{\frac{106.76}{2} \times 30}{30} = 53.38 \text{ daN}$$

VI.3.2.7 Cisaillement total $V_{T.Sd}$

$$V_{T.Sd} = \sqrt{(V'_{sd})^2 + (V_{m.Sd})^2} = \sqrt{26.69^2 + 53.38^2} = 59.68 \text{ daN}$$

$$V_{T.Sd} = 59.68 \text{ daN} \leq F_{v.Rd} = 6028.8 \text{ daN}$$

VI.3.2.8 Vérification de la pression diamétrale

$$V_{T.Sd} \leq F_{b.Rd}$$

$$F_{b.Rd} = \frac{2.5 \times \alpha \times f_u \times d \times t}{\gamma_{mb}}$$

Avec

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3 \times d_0}; \frac{p_1}{3 \times d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right) = \min(0.92; 0.86; 1.11; 1) = 0.86$$

$$F_{b.Rd} = \frac{2.5 \times 65 \times 360 \times 16 \times 5}{1.25} = 4492.8 \text{ daN}$$

$$V_{T.Sd} = 59.68 \text{ daN} \leq F_{b.Rd} = 4492.8 \text{ daN}$$

VI.3.3 Assemblage poutre – solive (IPE 270 – IPE 100)

L'assemblage est réalisé à l'aide de deux cornières qui relient l'extrémité de la solive IPE100 avec l'âme de la poutre IPE270, avec une file verticale de deux boulons.

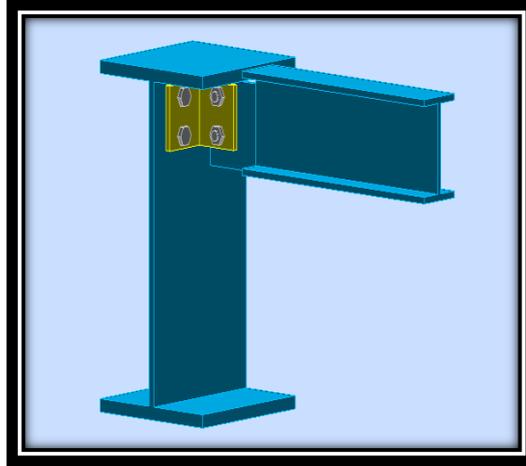


Figure VI-3: Assemblage poutre solive

VI.3.3.1 Efforts sollicitant

Les efforts sollicitant de l'assemblage sous la combinaison 1.35 G + 1.5 Q :

$$V_{sd} = 20.86 \text{ daN}$$

VI.3.3.2 Epaisseur de la cornière

La hauteur de la cornière : $h = 40 \text{ mm}$

Le gousset est sollicité en cisaillement

La longueur du plan de cisaillement $l = 50 \text{ mm}$

Le diamètre de trou $d_0 = 13 \text{ mm}$

$$V_{sd} = 20.86 \text{ daN} \leq V_{pl.Rd} = \frac{(1-2 d_0) \times t \times \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{m2}} = 1389.33 \text{ daN}$$

On prend : L 40X40X4

VI.3.3.3 Disposition constructive

L'assemblage est réalisé avec une file verticale de 2 boulons Ø12 classe 8.8, dans les deux côtes de la cornière.

$$t = \min(t_f; t_{\text{cornier}}) = \min(5; 4) = 4 \text{ mm}$$

$$d_0 = \emptyset + 1 = 13 \text{ mm}$$

➤ Entraxes p_1

$$2.2 \times d_0 \leq p_1 \leq 14 \times t \text{ Alors on prend } p_1 = 25 \text{ mm}$$

➤ Princes (e_1 ; e_2)

$$1.2 \times d_0 \leq e_1 \leq 12 \times t \text{ Alors on prend } e_1 = 13 \text{ mm}$$

$$1.5 \times d_0 \leq e_2 \leq 12 \times t \text{ Alors on prend } e_2 = 25 \text{ mm}$$

VI.3.3.4 Vérification au cisaillement

$$V_{T.Sd} \leq F_{v.Rd}$$

$$F_{v.Rd} = 0.6 \times \frac{A_s \times f_{ub}}{\gamma_{mb}} = 0.6 \times \frac{37 \times 400}{1.25} = 710.4 \text{ daN}$$

➤ Cisaillement par effort tranchant V_{Sd}

$$V'_{Sd} = \frac{V_{Sd}}{4} = \frac{20.86}{4} = 5.215 \text{ daN}$$

➤ Cisaillement par moment $V_{m.Sd}$

$$V_{m.Sd} = \frac{M_{Sd}}{p_1} = \frac{\frac{V_{Sd}}{2} \times e_2}{p_1} = \frac{\frac{20.86}{2} \times 25}{25} = 10.43 \text{ daN}$$

➤ Cisaillement total $V_{T.Sd}$

$$V_{T.Sd} = \sqrt{(V'_{Sd})^2 + (V_{m.Sd})^2} = \sqrt{5.215 \text{ daN}^2 + 10.43 \text{ daN}^2} = 11.66 \text{ daN}$$

Alors

$$V_{T.Sd} = 11.66 \text{ daN} \leq F_{v.Rd} = 710.4 \text{ daN}$$

VI.3.3.5 Vérification de la pression diamétrale

$$\frac{V_{Sd}}{n} \leq F_{b.Rd}$$

$$F_{b.Rd} = \frac{2.5 \times \alpha \times f_u \times d \times t}{\gamma_{mb}}$$

Avec

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3 \times d_0}; \frac{p_1}{3 \times d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right) = \min(0.48; 0.67; 1.11; 1) = 0.48$$

$$F_{b.Rd} = \frac{2.5 \times \alpha \times f_u \times d \times t}{\gamma_{mb}} = 138.24 \text{ daN}$$

Alors

$$V_{T.Sd} = 11.66 \text{ daN} \leq F_{b.Rd} = 138.24 \text{ daN}$$

VI.3.4 Assemblage poteau – poteau (HEA 450 – HEA 450)

L’assemblage est fait à l’aide de couvre joints avec deux files verticales de boulons. Deux couvre-joints qui assurent la liaison entre les âmes et deux autres qui relient les extrémités des semelles des poteaux successives.

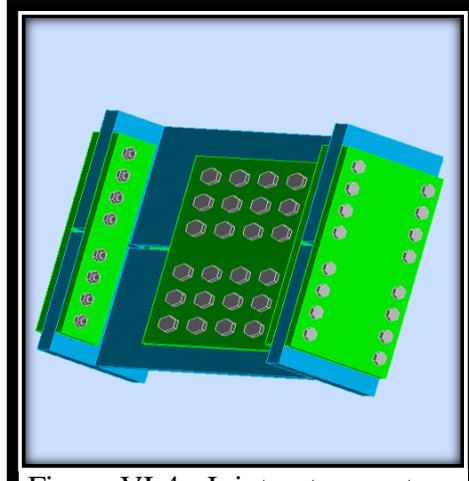


Figure VI-4 : Joint poteau-poteau

VI.3.4.1 Efforts sollicitant

Les efforts sollicitant de l’assemblage sous la combinaison G + Q + 1.2 EX :

$$V_{sd} = 9060.45 \text{ daN}$$

$$M_{sd} = 18102.55 \text{ daN.m}$$

VI.3.4.2 Couvre joint de l’âme

VI.3.4.2.1 Epaisseur du couvre joint

- La dimension du couvre joint : $550 \times 300 \text{ mm}^2$
- Le couvre joint est sollicité en cisaillement
- La longueur du plan de cisaillement $l = 360 \text{ mm}$
- Le diamètre de trou $d_0 = 18 \text{ mm}$

$$V_{sd} \leq V_{pl.Rd} = \frac{(l-2 d_0) \times t \times \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{m2}}$$

$$t \geq V_{sd} \times \frac{\gamma_{m2}}{(l-2 d_0) \times \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)} = 9060.45 \times \frac{1.25}{(360-2 \times 18) \times \left(\frac{235}{\sqrt{3}}\right)} = 2.57 \text{ mm}$$

On prend : $t=10 \text{ mm}$

VI.3.4.2.2 Disposition constructive

L’assemblage est réalisé avec deux files de 8 boulons $\varnothing 16$ classe 8.8 HR.

$$t = \min(t_w ; t_{cj}) = \min(16 ; 10) = 10 \text{ mm}$$

$$d_0 = \varnothing + 2 = 18 \text{ mm}$$

➤ **Entraxes $p_1 ; p_2$**

$$2.2 \times d_0 \leq p_1 \leq 14 \times t \text{ Alors on prend } p_1 = 55 \text{ mm}$$

$$3 \times d_0 \leq p_2 \leq 14 \times t \text{ Alors on prend } p_2 = 65 \text{ mm}$$

➤ **Pinces ($e_1 ; e_2$)**

$$1.2 \times d_0 \leq e_1 \leq 12 \times t \text{ Alors on prend } e_1 = 50 \text{ mm}$$

$$1.5 \times d_0 \leq e_2 \leq 12 \times t \text{ Alors on prend } e_2 = 40 \text{ mm}$$

VI.3.4.2.3 Vérification au glissement

$$\frac{V_{Sd}}{n} \leq F_{S.Rd}$$

$$F_{S.Rd} = \frac{K_s \times n \times \mu \times F_{p.Rd}}{\gamma_{ms}}$$

- ✓ $K_s = 1$ trou nominal
- ✓ $n = 1$ un plan de glissement
- ✓ $\mu = 0.3$ coefficient de frottement (brossé)

$$F_{p.Rd} = 0.7 \times A_s \times f_{ub} = 0.7 \times 157 \times 800 = 8792 \text{ daN}$$

$$F_{S.Rd} = \frac{1 \times 1 \times 0.3 \times 8792}{1.1} = 2397.81 \text{ daN}$$

$$\frac{V_{Sd}}{n} = 566.27 \text{ daN} \leq F_{S.Rd} = 2397.81 \text{ daN}$$

VI.3.4.3 Couvre joint de la semelle

VI.3.4.3.1 Epaisseur du couvre joint

La dimension du couvre joint : $470 \times 295 \text{ mm}^2$

Le couvre joint est sollicité à la traction

La longueur du plan de traction $l = 295 \text{ mm}$

Le diamètre de trou $d_0 = 22 \text{ mm}$

$$N_{sd} = \frac{M_{sd}}{h} = \frac{18102.55}{0.6} = 30170.91 \text{ daN}$$

$$N_{sd} \leq N_{u.Rd} = \frac{t \times (l - 2 \times d_0) \times f_y}{\gamma_{m2}}$$

$$t \geq N_{sd} \times \frac{\gamma_{m2}}{(1-2 \times d_0) \times f_y} = 301709.1 \times \frac{1.25}{(295-2 \times 22) \times 235} = 6.39 \text{ mm}$$

On prend $t = 15 \text{ mm}$

VI.3.4.3.2 Disposition constructive

L'assemblage est réalisé avec deux files de 4 boulons $\emptyset 20$ classe 8.8 HR.

$$t = \min(t_f; t_{c_j}) = \min(30; 15) = 15 \text{ mm}$$

$$d_0 = \emptyset + 2 = 22 \text{ mm}$$

➤ Entraxes p_1

$$2.2 \times d_0 \leq p_1 \leq 14 \times t \text{ Alors on prend } p_1 = 65 \text{ mm}$$

$$3 \times d_0 \leq p_2 \leq 14 \times t \text{ Alors on prend } p_2 = 65 \text{ mm}$$

➤ Princes ($e_1; e_2$)

$$1.2 \times d_0 \leq e_1 \leq 12 \times t \text{ Alors on prend } e_1 = 50 \text{ mm}$$

VI.3.4.3.3 Vérification au glissement

$$\frac{V'_{sd}}{n} \leq F_{S.Rd}$$

$$V'_{sd} = \frac{M_{sd}}{h} = 30170.91 \text{ daN}$$

$$F_{S.Rd} = \frac{K_s \times n \times \mu \times F_{p.Rd}}{\gamma_{ms}}$$

- ✓ $K_s = 1$ trou nominal
- ✓ $n = 1$ un plan de glissement
- ✓ $\mu = 0.3$ coefficient de frottement (brossé)

$$F_{p.Rd} = 0.7 \times A_s \times f_{ub} = 0.7 \times 245 \times 800 = 13720 \text{ daN}$$

$$F_{S.Rd} = \frac{1 \times n1 \times 0.3 \times 13720}{1.1} = 3741.81 \text{ daN}$$

$$\frac{V'_{sd}}{16} = 1885.625 \text{ daN} \leq F_{S.Rd} = 3741.81 \text{ daN}$$

VI.3.5 Assemblage des contreventements V inversé

VI.3.5.1 Efforts sollicitant

Les efforts sollicitant de l'assemblage sous la combinaison G + Q + 1.2 EX :

$$N_{sd} = 80057.81 \text{ daN}$$

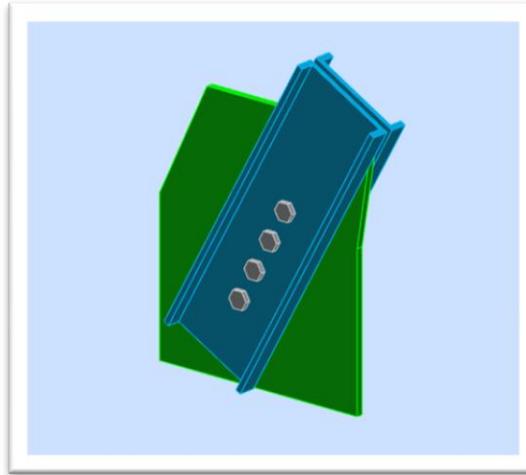


Figure VI-5:Assemblage contreventement

Epaisseur du gousset

- La dimension du gousset : gousset supérieur $500 \times 600 \text{ mm}^2$
- Le gousset est sollicité en compression
- La longueur du plan de compression $l = 500 \text{ mm}$
- Le diamètre de trou $d_0 = 24 \text{ mm}$

$$N_{sd} \leq N_{u,Rd} = \frac{t(l - 2 \times d_0) \times f_y}{\gamma_{m2}}$$

$$t \geq 80057.81 \times \frac{1.1}{(500 - 24) \times 235} = 8.29 \text{ mm}$$

On prend : $t = 15 \text{ mm}$

VI.3.5.2 Vérification de la soudure gousset à la traction

$$N_{sd} \leq F_{w,rd} = \frac{a \times \Sigma l \times f_u}{\sqrt{2} \times \beta_w \times \gamma_{mw}}$$

La nuance d'acier utilisé est S 235 donc : $\beta_w = 0.8$

$$\gamma_{mw} = 1.25$$

La longueur totale des cordons de soudure de la semelle : $\Sigma l = 1200 \text{ mm}$

$$F_{w,d} = \frac{17 \times 1200 \times 360}{\sqrt{2} \times 0.8 \times 1.25} = 519299.22 \text{ daN}$$

$N_{sd} = 206274,50 \text{ daN} < F_{w,d} = 519299.22 \text{ daN}$ Condition vérifiée.

Soudure du gousset

Cordon de soudure

- Epaisseur du gousset : $ép = 16 \text{ mm} \rightarrow a_{min} = 6 \text{ mm} \leq a \leq a_{max} = 15 \text{ mm}$
- Epaisseur de l'âme HEA 240 : $t_f = 16.5 \text{ mm} \rightarrow a_{min} = 4 \text{ mm} \leq a \leq a_{max} = 11.5 \text{ mm}$
- Epaisseur de la semelle IPE 270 : $t_f = 10.2 \text{ mm} \rightarrow a_{min} = 3 \text{ mm} \leq a \leq a_{max} = 8 \text{ mm}$
- Epaisseur du contreventement : $t = 15 \text{ mm} \rightarrow a_{min} = 4 \text{ mm} \leq a \leq a_{max} = 10 \text{ mm}$

On prend : $a = 8 \text{ mm}$

VI.3.5.3 Disposition constructive

L'assemblage est réalisé avec une file de 4 boulons $\emptyset 22$ classe 10.9 dans chaque côté de la barre.

$$t = \min(t_w ; t_{\text{gousset}}) = \min(18 ; 25) = 18 \text{ mm}$$

$$d_0 = \emptyset + 2 = 24 \text{ mm}$$

➤ Entraxes (p1)

$$2,2 d_0 \leq p_1 \leq 14t \text{ Alors on prend } p_1 = 80 \text{ mm.}$$

➤ Pinces (e1)

$$1,2 d_0 \leq e_1 \leq 12t \text{ Alors on prend } e_1 = 150 \text{ mm.}$$

$$1.5 d_0 \leq e_2 \leq 12t \text{ Alors on prend } e_2 = 110 \text{ mm}$$

VI.3.5.4 Vérification au cisaillement

$$\frac{V_{sd}}{2} \leq n F_{v,d} \text{ Avec } n \text{ le nombre de boulons } n = 4$$

$$4 \times F_{v,d} = 4 \times 0.6 \times \frac{A_s \times f_{ub}}{\gamma_{mb}} = 4 \times 0.6 \times \frac{303 \times 1000}{1.25} = 46540.8 \text{ daN}$$

$$\frac{N_{sd}}{2} = 40028.9 \text{ daN} < 4 \times F_{v,d} = 46540.8 \text{ daN}$$

VI.3.5.5 Vérification de la pression diamétrale

$$\frac{V_{sd}}{n} \leq F_{b,d}$$

$$F_{b,r,d} = \frac{2.5 \times \alpha \times f_u \times d \times t}{\gamma_{mb}}$$

$$\text{Avec : } \alpha = \min \left(\frac{e_1}{3 \times d_0}; \frac{p_1}{3 \times d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right) = \min (0.97; 0.86; 2.77; 1) = 0.86$$

$$F_{b,d} = \frac{2.5 \times 0.86 \times 360 \times 22 \times 15}{1.25} = 20433.6 \text{ daN}$$

$$\frac{V_{sd}}{4} = 20014.45 \text{ daN} < F_{b,d} = 20433.6 \text{ daN} \text{ Condition vérifiée}$$

CHAPITRE VII :

Fondation

VII.1 INTRODUCTION

Les fondations d'une construction sont faites pour transmettre toutes les sollicitations de la superstructure au sol, elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage car elle assure la stabilité générale de la structure.

Le calcul va se faire au début sur les pieds de poteaux en déterminant tous les dimensions et paramètres, ensuite l'étude de l'infrastructure qui demande la reconnaissance géologique et géotechnique du terrain, car l'étude des fondations et leurs dimensions dépendent des caractéristiques physiques et mécaniques de sol.

VII.2 CHOIX DE TYPE Du FONDATION

Le choix du type de fondation s'effectue en respectant deux critères essentiels à savoir :

- Stabilité totale du bâtiment.
- Solution économique et facile à réaliser.
- Type de construction.
- Caractéristique du sol.
- Charge apportée par structure.

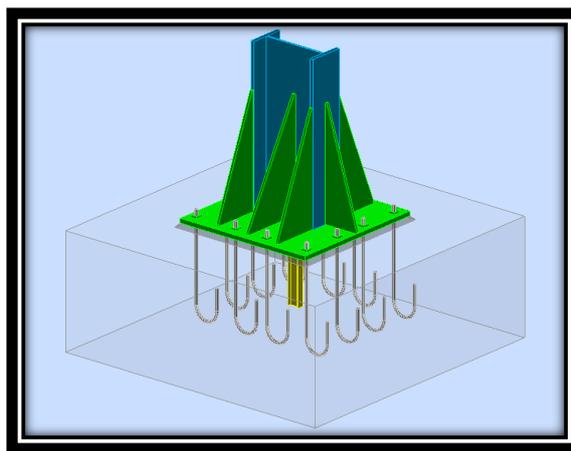
VII.3 Ancrage du pied de poteau :

Figure VII-1: Ancrage pied de poteau

VII.3.1 Introduction :

Les poteaux sont élargis à leur base par les platines soudées, toutes reposent sur le sol par l'intermédiaire d'un massif en béton, auquel il est ancre par des boulons de scellement, le but est de transmettre les sollicitations appliquées à la construction, aux fondations.

VII.3.2 Efforts sollicitant

Effort axiale centré $N_{sd} = 635256.21 daN$

Effort tranchant $V_{sd} = 13448.19 daN$

Moment fléchissant $M_{sd} = 26841.2 daN.m$

VII.3.3 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

$$\alpha = \sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}} = 1,5$$

Car les dimensions de la semelle est inconnue EC2-(1-1)...Figure 6.29

f_{cd} : La résistance du béton à la compression égal à $f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{25}{1,5} = 16.67 MPa$

$$f_j = \frac{2}{3} \times 1.5 \times 16.67 = 16.67 MPa$$

f_{cd} : La résistance du béton à la compression égal à $f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{25}{1,5} = 16.67 MPa$

Estimation de l'aire de la plaque d'assise :

Une estimation de l'aire requise de la plaque d'assise est donnée par la plus grande des deux valeurs suivantes :

$$A_{c0} = \max \left(\frac{1}{h \times b} \times \left[\frac{N_{j,Sd}}{f_j} \right]^2; \frac{N_{j,Sd}}{f_j} \right) = \max \left(\frac{1}{300 \times 600} \times \left[\frac{635256.21}{16.67} \right]^2; \frac{635256.21}{16.67} \right)$$

$$A_{c0} = 806778.26 mm^2$$

Choix du type de la plaque d'assise :

- $A_{c0} \geq 0.95 h \times b \rightarrow$ Adopter une plaque d'assise à projection étendue.

- $A_{c0} < 0.95 h \times b \rightarrow$ Adopter une plaque d'assise à projection courte.

$A_{c0} > 0.95 \times 300 \times 600 = 171000 mm^2 \rightarrow$ Adopter une plaque d'assise à projection étendue

Les dimensions en plan adéquates pour la plaque d'assise à une projection étendue sont choisies comme suite :

H : la hauteur de la section HEB600 → $H = 600 \text{ mm}$

B : la base de la section IPE300 → $B = 300 \text{ mm}$

$$b_p \geq b_{fc} + (2tf) \rightarrow b_p \geq 150 + (2 \times 30) = 360 \text{ mm}$$

$$h_p \geq h_c + (2tf) \rightarrow b \geq 600 + (2 \times 30) = 660 \text{ mm}$$

On prend :

$$\begin{cases} b_p = 1200 \text{ mm} \\ h_p = 1200 \text{ mm} \end{cases}$$

$$A_{c0} = 1200 \times 1200 = 1440000 \text{ mm}^2 \geq 806778.26 \text{ mm}^2 \quad \text{CV}$$

Détermination de la largeur d'appui additionnel:

En posant : $t = 35 \text{ mm}$ comme épaisseur de la plaque d'assise.

$$c = t \sqrt{\frac{f_y}{3f_{jd} \gamma_{M0}}}$$

$$c = t \sqrt{\frac{f_y}{3f_{jd} \gamma_{M0}}} = 35 \sqrt{\frac{235}{3.16,67 \times 1,1}} = 72.33 \text{ mm}$$

$$c = 72.33 \text{ mm} \leq (h - 2t_f) / 2 = (600 - 2 \times 30) / 2 = 270 \text{ mm}$$

Entraxes (p1, p2)

2,2 $d_0 \leq p_1 \leq 14t \rightarrow 79,2 \leq p_1 \leq 490$ Alors on prend $p_1 = 300 \text{ mm}$.

2,4 $d_0 \leq p_2 \leq 14t \rightarrow 86,4 \leq p_2 \leq 490$ Alors on prend $p_1 = 380 \text{ mm}$.

Pinces (e1, e2)

1,2 $d_0 \leq e_1 \leq 12t \rightarrow 43,2 \leq e_1 \leq 420$ Alors on prend $e_1 = 300 \text{ mm}$.

1,2 $d_0 \leq e_2 \leq 12t \rightarrow 43,2 \leq e_2 \leq 420$ Alors on prend $e_2 = 350 \text{ mm}$.

Dimensionnement des tiges d'ancrage

L'ancrage est réalisé par 12 tiges

On prend : $\phi = 27 \text{ mm}$

$$r = 3\phi ; l_1 = 20\phi , \quad l_2 = 2\phi$$

$$r = 81 \text{ mm} ; l_1 = 540 \text{ mm} ; l_2 = 54 \text{ mm}$$

$$F_{c.Rd} = l_{eff} \cdot b_{eff} \cdot f_j \cdot d$$

$$l_{eff} = b_p = 1200 \text{ mm}$$

$$b_{eff} = \left(\frac{1200 - 600}{2} \right) + 30 + 72.33 = 402.33 \text{ mm}$$

$$F_{c,Rd} = 1200 \times 402.33 \times 16,67 = 804820.932 \text{ daN}$$

VII.3.4 La résistance de calcul à la traction

Pour déterminer la résistance de l'assemblage à la traction provoquée par les efforts de soulèvement on modélise ce dernier par un tronçon en T équivalent tendu de l'âme. Cette résistance correspondra à la plus petite des résistances des modes de ruines de ce dernier.

VII.3.5 Résistance des tiges d'ancrage

La résistance de calcul des boulons d'ancrage $F_{t,Rd,anc hor}$ 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 $F_{t,bond,Rd}$.

$$F_{t,Rd,anc hor} = \min(F_{t,bond,Rd} ; F_{t,Rd})$$

Où :

$F_{t,bond,Rd}$: Résistance de l'adhérence de la tige avec le béton

$$F_{t,bond,Rd} = \frac{\pi d l_b f_{bd}}{\alpha}$$

$$f_{bd} = \frac{0,36 \sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} \frac{132 - d}{100}$$

$$f_{bd} = \frac{0,36 \sqrt{25}}{1,5} \frac{132 - 27}{100} = 1.26$$

d : Diamètre de la tige $d = 27 \text{ mm}$

l_b : L'encrage dans le béton $l_b = 650 \text{ mm}$

f_{ck} : Résistance du béton $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$

α : Facteur tenant en compte la forme de la tige : crochet $\rightarrow \alpha = 0.7$

$$F_{t,bond,Rd} = \frac{\pi \times 33 \times 650 \times 1,26}{0,7} = 9924.29 \text{ daN}$$

$F_{t,Rd}$: Résistance de la tige à la traction

$$F_{t,Rd} = 0.9 \times \frac{A_s \times f_{ub}}{\gamma_{mb}} = 0.9 \times \frac{459 \times 400}{1.5} = 11016 \text{ daN}$$

$$F_{t,Rd,anc hor} = F_{t,bond,Rd} = 9924.29 \text{ daN}$$

Vérification de la présence d'un effet de levier

Calculs de la longueur efficace : L_{eff} EC3-1.8 –tableau 6.6

Mécanisme circulaire

Mécanisme non circulaire

$$l_{eff, cp} = \min \begin{cases} 2\pi m_x \\ \pi m_x + w \\ \pi m_x + 2e \end{cases} \quad l_{eff, nc} = \min \begin{cases} 4m_x + 1,25e_x \\ 2m_x + 0,625e_x + w/2 \\ 2m_x + 0,625e_x + e \\ b_p/2 \end{cases}$$

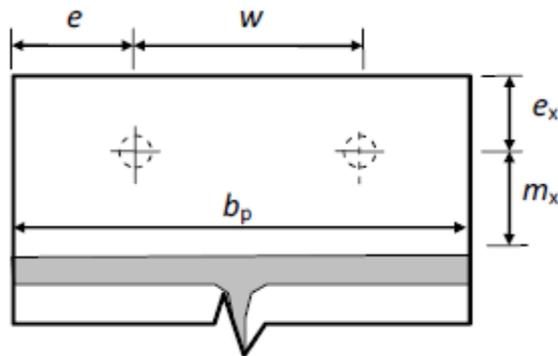


Figure VII-2 : parametre des mecanismes

$$W = 380mm ; e = 70mm, e_x = 100mm ; m_x = 200mm$$

$$l_{eff, cp} = \min \begin{cases} 1256.63 \text{ mm} \\ 1008 \text{ mm} \\ 768.31 \text{ mm} \end{cases} \quad l_{eff, nc} = \min \begin{cases} 925 \text{ mm} \\ 652.5 \text{ mm} \\ 532.5 \text{ mm} \\ 600 \text{ mm} \end{cases}$$

$$l_{eff, cp} = 532.5 \text{ mm}$$

L_b : Longueur d'allongement du boulon d'ancrage EC3-1.8-tableau6.2

$$L_b = 8 d + e_m + t_p + t_{wa} + 0.5 k$$

- ❖ t_{wa} : Epaisseur de la rondelle $t_{wa} = 5 \text{ mm}$
- ❖ k : Epaisseur de l'écrou $k = 0.8 d$
- ❖ e_m : Epaisseur de mortier de calage $e_m = 30 \text{ mm}$

$$L_b = 8 \times 27 + 30 + 35 + 5 + 0.5 \times 0.8 \times 27 = 296.8 \text{ mm}$$

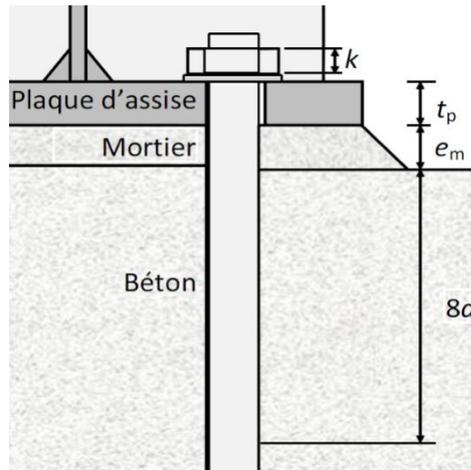


Figure VII-3:Longueur d’allongement du boulon d’ancrage.

L_b : Longueur limite d’allongement du boulon d’ancrage

$$l_b = \frac{8.8 \text{ m} \times A_s}{l_{\text{eff},1} t_p^3} = \frac{8.8 \times 200^3 \times 459}{532.5 \times 35^3} = 1415.34 \text{ mm} < L_b$$

VII.3.1 Vérification a la flexion de pied de poteau encastré

VII.3.1.1 Calcul de l’excentricité

$$e = \frac{Msd}{Nsd} = 42.25 \text{ mm}$$

Détermination de bras de levier : Z6.2.8.1- EC3- 1.8

- $Z_c = 317 \text{ mm}$
- $Z_t = 530 \text{ mm}$

$$Z = Z_c + Z_t = 847 \text{ mm}$$

On a $Nsd \leq 0$ et $Z_c \leq e$

{ Côté gauche comprimé
 { Côté droit tendu

➔ $Z = Z_c + Z_t = 530 + 317 = 847 \text{ mm}$

$$M_{rd} = \min \left[\frac{-F_{c,Rd} \times Z}{\frac{Z_t}{e} - 1}; \frac{-F_{c,Rd} \times Z}{\frac{E_{c,n}}{e+1}} \right]$$

$$M_{rd} = \min \left[\frac{-804820 \times 847}{\frac{317}{42.25+1}}; \frac{804820 \times 847}{\frac{530}{42.25-1}} \right]$$

$$M_{rd} = \min[93005.58 daN; 53055.48 daN] \rightarrow M_{rd} = 53055.48 daN.m$$

$$\frac{M_{sd}}{M_{rd}} = 0.50 < 1 \quad \text{Condition vérifiée}$$

VII.3.2 Vérification au cisaillement :

VII.3.2.1 Résistance de calcul au glissement

$$F_{f,rd} = C_{f,d} \times N_{c,ed} \dots \dots \dots \text{EC3-(1-8)-6.2.2(6)}$$

$C_{f,d}$: Coefficient de frottement pour mortier de ciment : $C_{f,d} = 0,3$

$N_{c,ed}$: Effort de compression

$$F_{f,rd} = 0,3 \times 635256.21 = 190576.863 daN$$

VII.3.2.2 Résistance au cisaillement d'un boulon d'ancrage :

$$F_{vb,rd} = \frac{\alpha_{bc} \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{M2}} \dots \dots \dots \text{EC3-(1-8)-6.2.2(7)}$$

$$\alpha_{bc} = 0,44 - 0,0003 f_{yb} = 0.37$$

$$F_{vb,rd} = \frac{0.37 \times 400 \times 459}{1.25}$$

$$F_{vb,rd} = 5434.56 daN$$

$$F_{v,rd} = F_{f,rd} + n F_{vb,rd}$$

n : nombre de boulons = 12

$$F_{v,rd} = 255790.72 daN > F_{v,sd} = 63873 daN \text{ Condition vérifiée}$$

VII.3.3 Vérification de la pression diamétrale

$$\frac{V_{sd}}{n} \leq F_{b,Rd} = \frac{2.5 \times \alpha \times f_u \times d \times t}{\gamma_{mb}}$$

Avec : $\alpha = \min \left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right) = 1$

$$F_{b,Rd} = \frac{2.5 \times 1 \times 360 \times 27 \times 35}{1.25} = 68040 daN$$

$$\frac{63873.89}{8} = 5322.82 daN < F_{b,Rd} = 68040 daN \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VII.3.4 Soudure de la platine :

VII.3.4.1 Cordon de soudure :

Epaisseur de la platine : $ep = 30 mm$

Gorge assemblant l'âme-platine (a_w) :

Epaisseur la plus mince entre l'âme et la platine :

$$t_{min} = \min(t_w ; e) = \min(7,1 ; 30) = 7,1 \text{ mm}$$

$$2 \text{ mm} \leq a_w \leq 5,5 \text{ mm}$$

On adopte pour $a_w = 5 \text{ mm}$

Gorge assemblant semelle-platine (a_f) :

Epaisseur la plus mince entre l'âme et la platine :

$$t_{min} = \min(t_f ; e) = \min(16 ; 35) = 16 \text{ mm}$$

$$a_w = 12 \text{ mm}$$

On adopte pour $a_f = 5 \text{ mm}$

VII.3.4.2 Distribution des efforts sur les différents cordons :

a) cordon âme platine :

Chaque cordon reprend $V/2 = 2443,31/2 = 12241,65 \text{ daN}$

$$L_w = h - 2t_f - 2r = 300 - 2 \times 10,7 - 2 \times 15 = 248,6 \text{ mm}$$

b) cordon semelle platine :

$$L_f = 2b + 2(b - 2r - t_w) = 2 \times 150 + 2 \times (150 - 2 \times 15 - 7,1) = 525,8 \text{ mm}$$

VII.3.4.3 Vérification de la soudure de la semelle à la traction:

$$N_{sd} \leq F_{w,rd}$$

$$N_{sd} = \frac{M_{sd}}{h} = \frac{26841,2}{0,6} = 44735,33 \text{ daN}$$

$$F_{w,rd} = \frac{a \times \sum l \times f_u}{\sqrt{2} \times \beta_w \times \gamma_{mw}}$$

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 $\sum l = 1288 \text{ mm}$

$$F_{w,rd} = \frac{12 \times 1288 \times 360}{\sqrt{2} \times 0,8 \times 1,25} = 393445,52 \text{ daN}$$

$N_{sd} = 44735,33 \text{ daN} < F_{w,rd} = 393445,52 \text{ daN}$ Condition vérifiée.

VII.3.5 Vérification de la soudure de l'âme au cisaillement

$$V_{sd} \leq F_{v,rd}$$

$$F_{v,rd} = \frac{a \times \sum l \times f_u}{\sqrt{3} \times \beta_w \times \gamma_{mw}}$$

La nuance d'acier utilisé est S 235 donc $\begin{cases} \beta_w = 0.8 \\ \gamma_{mw} = 1.25 \end{cases}$

La longueur totale des cordons de soudure de l'âme $\sum l = 1080$ mm

$$F_{v,rd} = \frac{12 \times 1080 \times 360}{\sqrt{3} \times 0,8 \times 1,25} = 269368.54 \text{ daN}$$

$V_{sd} = 63873.89 \text{ daN} < F_{v,rd} = 269368.54 \text{ daN}$ Condition vérifiée.

$$k_{13,z} = Ec \cdot \ddot{O}(Ac, z) / (1.275 \cdot E)$$

$k_{13,z} = 65$ [mm] Coef. de rigidité du béton comprimé [Tableau 6.11]

$leff = 702$ [mm] Longueur efficace pour un boulon pour le mode 2 [6.2.6.5]

$m = 129$ [mm] Pince boulon-bord de renforcement [6.2.6.5]

$$k_{15,z} = 0.425 \cdot leff \cdot t_p^3 / (m^3)$$

$k_{15,z} = 6$ [mm] Coef. de rigidité de la plaque d'assise en traction [Tableau 6.11]

$L_b = 310$ [mm] Longueur efficace du boulon d'ancrage [Tableau 6.11]

$$k_{16,z} = 1.6 \cdot A_b / L_b$$

$k_{16,z} = 2$ [mm] Coef. de rigidité du boulon d'ancrage en traction [Tableau 6.11]

$Sj, ini, z = 240329450,52$ [daN * m] Rigidité en rotation initiale [6.3.1.(4)]

$Sj, rig, z = 25830381,82$ [daN * m] Rigidité de l'assemblage rigide [5.2.2.5]

$$Sj, ini, z \geq Sj, rig, z \quad \mathbf{RIGIDE}$$

VII.4 CALCUL DES FONDATIONS

VII.4.1 Radier général

Un radier est une dalle pleine réalisée sous toute la surface de la construction, cette dalle peut être massive (de forte épaisseur) ou nervurée, dans notre cas, on opte pour un radier de dalle massive.

VII.4.1.1 Calcul de l'épaisseur du radier

Le radier est assimilé à un plancher renversé appuyé sur les poteaux de l'ossature, ce radier est supposé infiniment rigide et soumis à la réaction uniforme du sol.

L'épaisseur (h_r) du radier est définie comme suite :

- **Condition forfaitaire**

$$\frac{l_{max}}{8} \leq h_r \leq \frac{l_{max}}{5}$$

Avec l_{max} : la plus grande distance entre deux poteaux qui est égale à 6.00 m

Donc :

$$0.75 \leq h_r \leq 1.2 \text{ m}$$

- **Condition de rigidité**

$$l_{max} = \frac{\pi}{2} l_e \text{ avec } l_e = \left(\frac{4EI}{Kb} \right)^{1/4} = \left(\frac{4E \frac{bh_r^3}{12}}{Kb} \right)^{1/4}$$

Avec :

- l_e : Longueur élastique.
- E : Module d'élasticité du béton
- b : Largeur du radier.
- I : Inertie de la section du radier.
- K : Coefficient de raideur du sol, pour un sol moyen ($K = 44 \text{ MPa}$)

$$h_r \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2l_{max}}{\pi} \right)^4 \times \frac{3K}{E}} = \sqrt[3]{\left(\frac{2 \times 6}{3,14} \right)^4 \times \frac{3 \times 44}{32000}} = 0,95 \text{ m}$$

- **Condition de cisaillement**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau} = 0,05 f_{c28}$$

On prend le plus grand panneau de notre structure :

$$\left\{ \begin{array}{l} l_x = 6.00 \text{ m} \\ l_y = 5.25 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$V_{ux} = \frac{\sigma_{sol} \times l_x \times l_y}{2l_y \times l_x} = \frac{0.22 \times 6 \times 5.25}{2 \times 5.25 + 6} = 0.40 \text{ MN}$$

$$\text{Et } V_{uy} = \frac{\sigma_{sol} \times l_x \times l_y}{3l_y} = \frac{0.22 \times 6 \times 5.25}{3 \times 5.25} = 0.44 \text{ MN}$$

$$\frac{0.44}{0,9 h \times 1} \leq 1,25 \leftrightarrow h \geq 1.25 \text{ m}$$

➤ **Condition de non poinçonnement**

Nous effectuons la vérification pour le voile reprenant la plus grande proportion des charges verticales : $N_u \leq 0,045 \times U_c \times h_r \times f_{c28}$

Avec :

- ❖ N_u : Charge de calcul à l'ELU sous le poteau le plus sollicité

$$(N_u = 536661.04 \text{ daN})$$

- ❖ U_c : Périmètre du contour projeté sur le plan moyen du radier d'où :

$$U_c = 2 (a + b + 2hr)$$

Avec les dimensions de la plaque d'assise : $\left. \begin{matrix} a = 1200 \text{ mm} \\ b = 1200 \text{ mm} \end{matrix} \right\}$

On trouve : $h_r \leq 63 \text{ cm}$

➤ **Choix final**

L'épaisseur qui répond aux 4 conditions citées ci-dessus est : $h = 1.25 \text{ m}$

VII.4.1.2 Calcul du débord du radier

La surface du radier doit être au moins égale à celle du bâtiment augmentée d'un débord pour les conditions de coffrage.

$$l_d = \max\left(\frac{h_r}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{125}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \max(62.5; 30 \text{ cm}) = 62.5 \text{ cm}$$

On prend $l_d = 65 \text{ cm}$

VII.4.1.3 Caractéristiques géométriques du radier

Donc la surface du radier sera comme suite : $S_r = S_B + S_d = 450.29 \text{ m}^2$

Donc les dimensions du radier sont : $\left. \begin{matrix} l_x = 19.85 \text{ m} \\ l_y = 18.75 \text{ m} \end{matrix} \right\}$

Centre de gravité du radier

$$\begin{cases} x_{Gr} = 9.925 \text{ m} \\ y_{Gr} = 9.375 \text{ m} \end{cases}$$

Centre de masse de la structure

$$\begin{cases} x_{Gs} = 9.225 + 0,65 = 9.925 \text{ m} \\ y_{Gs} = 8.845 + 0,65 = 9.495 \text{ m} \end{cases}$$

Excentricité :

$$\begin{cases} e_x = |x_{Gr} - x_{Gs}| = |9.925 - 9.925| = 0 \text{ m} \\ e_y = |y_{Gr} - y_{Gs}| = |9.375 - 9.495| = 0.12 \text{ m} \end{cases}$$

Calcul des inerties :

$$\begin{cases} I_x = 12096.39 \text{ m}^4 \\ I_y = 10789.68 \text{ m}^4 \end{cases}$$

VII.4.1.4 Evaluation des charges agissantes sur le radier

Le Radier est sollicité par les efforts suivants :

➤ **Effort normal du aux charges verticales**

La charge sera calculée comme suite :

$$ELU: N_{ELU} = N_u + 1,35 \times (N_{radier} + N_{voile})$$

$$ELS: N_{ELS} = N_s + N_{radier} + N_{voile}$$

➤ **Masse superstructure**

$$ELU: N_U = 6423447.18 \text{ daN}$$

$$ELS: N_S = 4593990.3 \text{ daN}$$

➤ **Masse du voile périphérique**

Le voile est d'épaisseur de 20 cm le long de la structure d'une longueur de

$l = 72 \text{ m}$ Sur une hauteur de $h = 3.3 \text{ m}$

$$N_{voile} = e \times l \times h \times \gamma_b = 0,2 \times 72 \times 3.3 \times 2500 = 118800 \text{ daN}$$

➤ **Masse du radier**

$$N_{radier} = S_r \times h_r \times \gamma_b = 360.69 \times 0,95 \times 2500 = 856638.75 \text{ daN}$$

Enfin, on aura :

➤ *ELU* : $N_{ELU} = 6423447.18 + 1,35(118800 + 856638.75)$

$$N_{ELU} = 7740289.493 \text{ daN}$$

➤ *ELS*: $N_{ELS} = 4593990.3 + 856638.75 + 118800$

$$N_{ELS} = 5569429 \text{ daN}$$

➤ **Moment d'excentricité dû aux charges verticales**

On a la formule suivante : $M = \bar{N} \times e$

Avec : $\bar{N} = N_T - N_{radier}$

Donc :

➤ *ELU*:
$$\begin{cases} M_{ux} = \bar{N}_{ELU} \times e_x = 6883650.743 \times 0 = 0 \text{ daN.m} \\ M_{uy} = \bar{N}_{ELU} \times e_y = 6883650.743 \times 0.12 = 826038.08 \text{ daN.m} \end{cases}$$

➤ *ELS*:
$$\begin{cases} M_{sx} = \bar{N}_{ELS} \times e_x = 4712790.25 \times 0 = 0 \text{ daN.m} \\ M_{sy} = \bar{N}_{ELS} \times e_y = 4712790.25 \times 0,12 = 565534.83 \text{ daN.m} \end{cases}$$

➤ **Moment de renversement dû au séisme**

$$M_E = M_0 + V_0 \cdot D$$

Avec

$$\left\{ \begin{array}{l} M_0 : \text{Moment sismique à la base de la structure} \\ V_0 : \text{Effort tranchant à la base de la structure} \\ D : \text{Profondeur de l'infrastructure} \end{array} \right.$$

Sens X-X :

$$M_0 = 16051736.24 \text{ daN.m}$$

$$V_0 = 355518.19 \text{ daN}$$

Donc :

$$M_{Ex} = 16051736.24 + 355518.19 \times 1.25 = 16496133.98 daN.m$$

Sens Y-Y:

$$M_0 = 20788103.39 daN.m$$

$$V_0 = 292476.3 daN$$

Donc :

$$M_{Ey} = 20788103.39 + 292476.3 \times 1.25 = 20824662.52 daN.m$$

VII.4.1.5 Stabilité au renversement

Sa vérification est donnée par la formule suivante :

$$\frac{M_{stat}}{M_E} \geq 1,5$$

Avec :

M_{stat} : moment statbilisant duradier

M_E : moment der enversement dû aux forcessismiques

Sens X-X

$$M_{stat} = N_{ELS} \times (x_{Gr} - e_x) = 5569429 \times (9.925 - 0)$$

$$M_{stat} = 55276582.83 daN.m$$

$$M_{Ex} = 16496133.98 daN.m$$

$$\frac{55276582.83}{16496133.98} = 3.35 \geq 1,5$$

Sens Y-Y

$$M_{stat} = N_{ELS} \times (y_{Gr} - e_y) = 5569429 \times (9.375 - 0) = 52213396.88 daN.m$$

$$M_{Ey} = 20824662.52 daN.m$$

$$\frac{52213396.88}{20824662.52} = 2.5 \geq 1,5$$

Donc, il n'y a pas un risque de renversement.

VII.4.1.6 Evaluation et Vérification des contraintes sous le radier

Les contraintes transmises au sol par le radier devront être compatibles avec le risque de rupture du sol situé sous le radier.

La résultante des charges verticales ne coïncide pas avec le centre de gravité de l'aire du radier, donc les réactions du sol ne sont pas uniformément réparties, leur diagramme est triangulaire ou trapézoïdal. Quel que soit le diagramme, la valeur de la contrainte moyenne est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{moy} = \frac{(3\sigma_{max} + \sigma_{min})}{4}$$

σ_{max} et σ_{min} : sont respectivement les contraintes de compression maximale et minimale normales au radier.

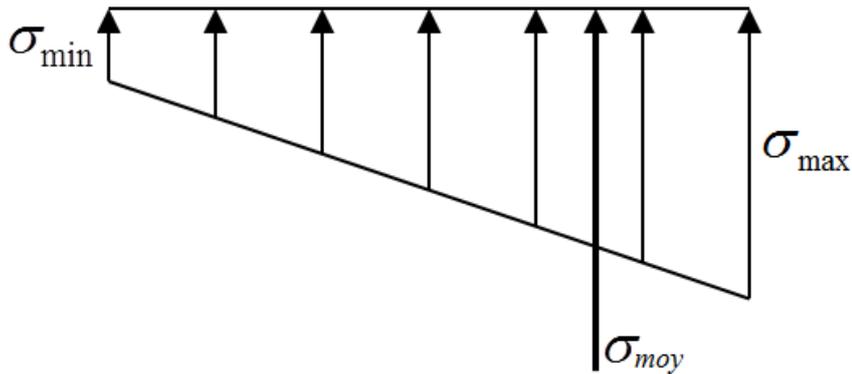


Figure VII-4: Distribution de la contrainte sous le radier

Nous avons une contrainte admissible du sol $\sigma_{sol} = 0.22 MPa$, qui en aucun cas ne doit être dépassée par les contraintes moyennes, les contraintes devront donc vérifier les conditions suivantes :

$$ELU: \sigma_{moy} \leq 1,33\sigma_{sol} = 0.29 MPa$$

$$ELS: \sigma_{moy} \leq \sigma_{sol} = 0,22 MPa$$

$$RPA: \sigma_{moy} \leq 1,33\sigma_{sol} = 0.29 MPa$$

$$ELU: \begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N_{ELU}}{S_r} + \frac{M_{ux}}{I_x} y_{Gr} + \frac{M_{uy}}{I_y} x_{Gr} = 0.23 MPa \\ \sigma_{min} = \frac{N_{ELU}}{S_r} - \frac{M_{ux}}{I_x} y_{Gr} - \frac{M_{uy}}{I_y} x_{Gr} = 0.21 MPa \end{cases}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 0.22 < 0.29 \text{ MPa} \dots\dots\dots CV$$

$$ELS: \begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N_{ELS}}{S_r} + \frac{M_{sx}}{I_x} y_{Gr} + \frac{M_{sy}}{I_y} x_{Gr} = 0.17 \text{ MPa} \\ \sigma_{min} = \frac{N_{ELS}}{S_r} - \frac{M_{sx}}{I_x} y_{Gr} - \frac{M_{sy}}{I_y} x_{Gr} = 0.15 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 0.16 < 0.22 \text{ MPa} \dots\dots\dots CV$$

Sens X-X :

$$RPA: \begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N_{ELS}}{S_r} + \frac{M_{sx}}{I_x} y_{Gr} + \frac{M_{sy}}{I_y} x_{Gr} + \frac{M_{Ey}}{I_y} x_{Gr} = 0.26 \text{ MPa} \\ \sigma_{min} = \frac{N_{ELS}}{S_r} - \frac{M_{sx}}{I_x} y_{Gr} - \frac{M_{sy}}{I_y} x_{Gr} - \frac{M_{Ey}}{I_y} x_{Gr} = 0.25 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 0.25 < 0.29 \text{ MPa} \dots\dots\dots CV$$

Sens Y-Y :

$$RPA: \begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N_{ELS}}{S_r} + \frac{M_{sx}}{I_x} y_{Gr} + \frac{M_{sy}}{I_y} x_{Gr} + \frac{M_{Ex}}{I_y} x_{Gr} = 0.25 \text{ MPa} \\ \sigma_{min} = \frac{N_{ELS}}{S_r} - \frac{M_{sx}}{I_x} y_{Gr} - \frac{M_{sy}}{I_y} x_{Gr} - \frac{M_{Ex}}{I_y} x_{Gr} = 0.2 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 0.2 < 0.29 \text{ MPa} \dots\dots\dots CV$$

VII.4.1.7 Calcul du ferrailage du radier

Le radier est assimilé à un plancher renversé chargé par la réaction uniforme du sol, il est composé de plusieurs panneaux simplement appuyés sur 4 cotés.

Le calcul se fera en flexion simple.

On prend le panneau le plus défavorable $\begin{cases} l_x = 6 \text{ m} \\ l_y = 5.25 \text{ m} \end{cases}$

On doit vérifier que

$$\begin{cases} 0 < \alpha < 0,4 \rightarrow \text{la dalle porte sur un seul sens} \\ 0,4 < \alpha < 1 \rightarrow \text{la dalle porte sur deux sens} \end{cases}$$

$$\text{Avec } \alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{5.25}{6} = 0.875$$

Donc la dalle du radier porte sur les deux sens.

Le chargement des panneaux du radier seront équivalents aux contraintes moyennes Calculées.

Les moments fléchissant développés au centre du panneau ont pour valeurs :

Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x \times q \times l_x^2$

Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y \times M_x$

Les chargements des panneaux du radier seront équivalents aux contraintes moyennes.

$$ELU: q_{ELU} = \sigma_{moy} = 0.22 \text{ MPa}$$

$$ELS: q_{ELS} = \sigma_{moy} = 0.16 \text{ MPa}$$

$$RPA: q_{RPA} = \sigma_{moy} = 0.25 \text{ MPa}$$

➤ Sens de la petite portée (Y-Y)

ELU :

$$M_x = 0.25 \times 0.01 \times 5.25^2 = 6890.625 \text{ daN.m/ml}$$

a) En travée :

$$M_{tx} = 0.75M_x = 5167.968 \text{ daN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{tx}}{b \times b^2 \times f_{bc}} = \frac{0.0516}{1 \times 0,66 \times 14,16} = 0.009$$

Avec

$$\begin{cases} f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14,16 \text{ MPa} \\ d = 0,9 \times 0.95 = 0,85 \text{ m} \end{cases}$$

Dans ce cas $\mu_u < \mu_R = 0.25 \rightarrow$ Section à simples armatures

$$A_{St} = \frac{M_{Travée}}{z \times \sigma_{St}} = \frac{0.0516}{0.85 \times 348} = 1.74 \text{ cm}^2/ml$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} z = d \times (1 - 0,4 \times 0.011) = 0.85 \times (1 - 0,4 \times 0,020) = 0,85\text{m} \\ \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.009}) = 0.011 \\ \sigma_{St} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

La section d'armature minimale :

$$A_{min} = \frac{0,23 \times f_{t28} \times b \times d}{f_e} = \frac{0,23 \times 2,1 \times 0,5 \times 0,81}{400} = 5.13 \text{ cm}^2/ml$$

Donc, on opte pour 4T14 avec $A_{st} = 6.16 \text{ cm}^2/ml$

b) En appuis :

$$M_{tx} = 0,5M_x = 3445.31 \text{ daN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{Ax}}{b \times b^2 \times f_{bc}} = \frac{0.03445}{0.5 \times 0.85^2 \times 14,16} = 0.006$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14,16 \text{ MPa} \\ d = 0,9h = 0.85 \text{ m} \end{array} \right.$$

Dans ce cas $\mu_u < \mu_R = 0,392 \rightarrow$ Section à simples armatures

$$A_{St} = \frac{M_{Appuis}}{z \times \sigma_{St}} = \frac{0.3445}{0.85 \times 348} = 1.16 \text{ cm}^2/ml$$

Avec

$$\left\{ \begin{array}{l} z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,81 \times (1 - 0,4 \times 0,007) = 0.85 \text{ m} \\ \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,006}) = 0.007 \\ \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

La section d'armature minimale :

$$A_{min} = \frac{0,23 \times f_{t28} \times b \times d}{f_e} = \frac{0,23 \times 2,1 \times 0,5 \times 0,85}{400} = 5.13 \text{ cm}^2/ml$$

Donc, on opte pour 4T14 avec $A_{st} = 10,05 \text{ cm}^2/ml$

ELS :

$$M_x = 0,0566 \times 0,15 \times 5,25^2 = 23400,56 \text{ daN.m/ml}$$

Tableau VII-1: Paramètre de ferrailage a l'ELS

En travée	En appuis
$M_{Tx} = 0,75M_x = 17550,42 \text{ daN.m}$	$M_{tx} = 0,5M_x = 11700,28 \text{ daN.m}$
$\mu_u = \frac{0,175}{0,5 \times 0,85^2 \times 14,16} = 0,03$	$\mu_u = \frac{0,117}{0,5 \times 0,85^2 \times 14,16} = 0,0228$
$\mu_u < \mu_R = 0,29 \rightarrow$ Section à simple armatures	$\mu_u < \mu_R = 0,29 \rightarrow$ Section à simple armatures
$A_{St} = \frac{0,175}{0,83 \times 348} = 5 \text{ cm}^2/\text{ml}$	$A_{St} = \frac{0,117}{0,84 \times 348} = 4 \text{ cm}^2/\text{ml}$
$A_{min} = \frac{0,23 \times 2,1 \times 0,5 \times 0,734}{400} = 5,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$	$A_{min} = \frac{0,23 \times 2,1 \times 0,5 \times 0,85}{400} = 5,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$
Donc, on opte pour 4T14 avec : $A_{st} = 6,169 \text{ cm}^2/\text{ml}$	Donc, on opte pour 4T14 avec : $A_{st} = 6,16 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$$z = d \times (1 - 0,4\alpha)$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u})$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

RPA :

$$M_x = 0,0566 \times 0,25 \times 5,25^2 = 39000 \text{ daN.m/ml}$$

Tableau VII-2: Paramètre de ferrailage a l'RPA

En travée	En appuis
$M_{Tx} = 0,75M_x = 29250 \text{ daN.m}$	$M_{tx} = 0,5M_x = 19500 \text{ daN.m}$
$\mu_u = \frac{0,292}{0,5 \times 0,85^2 \times 14,16} = 0,057$	$\mu_u = \frac{0,1950}{0,5 \times 0,85^2 \times 14,16} = 0,038$
$\mu_u < \mu_R = 0,29 \rightarrow$ Section à simple armatures	$\mu_u < \mu_R = 0,29 \rightarrow$ Section à simple armatures
$A_{St} = \frac{0,292}{0,82 \times 348} = 10 \text{ cm}^2/\text{ml}$	$A_{St} = \frac{0,1950}{0,83 \times 348} = 6,7 \text{ cm}^2/\text{ml}$
$A_{min} = \frac{0,23 \times 2,1 \times 0,5 \times 0,734}{400} = 5,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$	$A_{min} = \frac{0,23 \times 2,1 \times 0,5 \times 0,85}{400} = 5,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$
Donc, on opte pour 4T14 avec : $A_{St} = 6,16 \text{ cm}^2/\text{ml}$	Donc, on opte pour 4T14 avec : $A_{St} = 6,16 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Avec :

$$z = d \times (1 - 0,4\alpha)$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u})$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

➤ Sens de la petite portée (X-X)

ELU :

$$M_y = 0.03 \times 6890.625 = 206.71 \text{ daN.m/ml}$$

Tableau VII-3: Paramètre de ferrailage a l'ELU

En travée	En appuis
$M_{Ty} = 0,75M_x = 155.03 \text{ daN.m}$	$M_{ty} = 0,5M_y = 103.355 \text{ daN.m}$
$\mu_u = \frac{0.00155}{0.5 \times 0.85^2 \times 14,16} = 0.0003$	$\mu_u = \frac{0.00103}{0.5 \times 0.85^2 \times 14,16} = 0.0002$
$\mu_u < \mu_R = 0.29 \rightarrow$ Section à simple armatures	$\mu_u < \mu_R = 0.29 \rightarrow$ Section à simple armatures
$A_{St} = \frac{0.00155}{0.84 \times 348} = 0.5 \text{ cm}^2/\text{ml}$	$A_{St} = \frac{0.00103}{0.84 \times 348} = 0.43 \text{ cm}^2/\text{ml}$
$A_{min} = \frac{0,23 \times 2,1 \times 0,5 \times 0,734}{400} = 5.13 \text{ cm}^2/\text{ml}$	$A_{min} = \frac{0,23 \times 2,1 \times 0,5 \times 0,85}{400} = 5.13 \text{ cm}^2/\text{ml}$
Donc, on opte pour 4T14 avec : $A_{st} = 6.16 \text{ cm}^2/\text{ml}$	Donc, on opte pour 4T14 avec : $A_{st} = 6.16 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Avec :

$$z = d \times (1 - 0,4\alpha)$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u})$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

ELS :

$$M_y = 0.03 \times 23400.56 = 702.01 \text{ daN.m/ml}$$

Tableau VII-4 : Paramètre de ferrailage a l'ELU

En travée	En appuis
$M_{Ty} = 0,75M_y = 526.51 \text{ daN.m}$	$M_{ty} = 0,5M_y = 351.005 \text{ daN.m}$
$\mu_u = \frac{0.00526}{0.5 \times 0.85^2 \times 14,16} = 0.001$	$\mu_u = \frac{0.00531}{0.5 \times 0.85^2 \times 14,16} = 0.0006$
$\mu_u < \mu_R = 0.29 \rightarrow$ Section à simple armatures	$\mu_u < \mu_R = 0.29 \rightarrow$ Section à simple armatures
$A_{St} = \frac{0.00526}{0.84 \times 348} = 1.7 \text{ cm}^2/\text{ml}$	$A_{St} = \frac{0.00531}{0.84 \times 348} = 1.18 \text{ cm}^2/\text{ml}$
$A_{min} = \frac{0,23 \times 2,1 \times 0,5 \times 0,734}{400} = 5.13 \text{ cm}^2/\text{ml}$	$A_{min} = \frac{0,23 \times 2,1 \times 0,5 \times 0,85}{400} = 5.13 \text{ cm}^2/\text{ml}$
Donc, on opte pour 4T14 avec : $A_{st} = 6.16 \text{ cm}^2/\text{ml}$	Donc, on opte pour 4T14 avec : $A_{st} = 6.16 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Avec :

$$z = d \times (1 - 0,4\alpha)$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u})$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

RPA :

$$M_y = 0.03 \times 39000 = 1170 \text{ daN.m/ml}$$

Tableau VII-5: Paramètre de ferrailage a l'RPA

En travée	En appuis
$M_{Ty} = 0,75M_y = 877.5 \text{ daN.m}$	$M_{ty} = 0,5M_y = 585 \text{ daN.m}$
$\mu_u = \frac{0.008775}{0.5 \times 0.85^2 \times 14,16} = 0.0012$	$\mu_u = \frac{0.00585}{0.5 \times 0.85^2 \times 14,16} = 0.001$
$\mu_u < \mu_R = 0.29 \rightarrow$ Section à simple armatures	$\mu_u < \mu_R = 0.29 \rightarrow$ Section à simple armatures
$A_{St} = \frac{0.008775}{0.84 \times 348} = 2.9 \text{ cm}^2/\text{ml}$	$A_{St} = \frac{0.00585}{0.84 \times 348} = 1.97 \text{ cm}^2/\text{ml}$
$A_{min} = \frac{0.23 \times 2,1 \times 0.5 \times 0.734}{400} = 5.13 \text{ cm}^2/\text{ml}$	$A_{min} = \frac{0.23 \times 2,1 \times 0.5 \times 0.85}{400} = 5.13 \text{ cm}^2/\text{ml}$
Donc, on opte pour 4T14 avec : $A_{St} = 6.16 \text{ cm}^2/\text{ml}$	Donc, on opte pour 4T14 avec : $A_{St} = 6.16 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$$z = d \times (1 - 0,4\alpha)$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u})$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

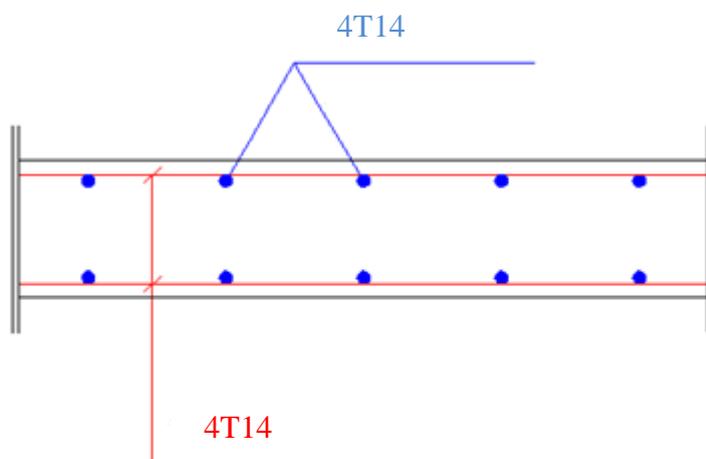


Figure VII-5:Schéma statique du ferrailage du radier.

VII.4.2 Voile périphérique

Le voile d’infrastructure est une paroi verticale de 0,2m d’épaisseur en béton armé, rectiligne effectué sur une profondeur de 3,06m pour permettre la réalisation d’un sous-sol.

Les voiles d’infrastructures assurent :

- L’encastrement de la structure dans le sol.
- Augmentation de la rigidité de la structure.
- Protection contre les eaux agressives.

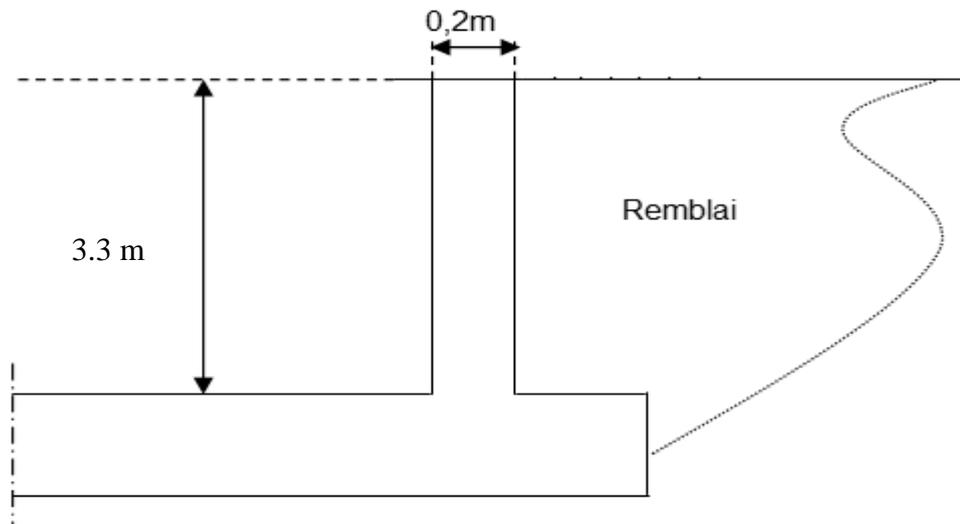


Figure VII-6:Schéma d’un voile périphérique.

Selon le RPA 99 : (Art-10-1-2), le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Epaisseur ≥15cm
- Les armatures sont constituées de 2 nappes
- Le pourcentage minimum est de 0,1 % dans les deux sens
- Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d’une manière Importante.

VII.4.2.1 Evaluation des charges agissantes sur le voile

Le voile est soumis à une contrainte permanente due à la poussée des terres.

$$P = \frac{1}{2} \gamma \times h^2 \times t_g \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

Avec

- γ : poids volumique du remblai
- h : hauteur du voile
- φ : l’angle de frottement du remblai

$$P = \frac{1}{2} \times 1700 \times 3,3^2 \times t_g \left(\frac{180}{4} - \frac{35}{2} \right) = 4818.62 \text{ daN/ml}$$

Donc :

$$\text{ELU : } Q_{ELU} = 1,35P = 1,35 \times 4818.62 = 6505.14 \text{ daN/ml}$$

$$\text{ELS : } Q_{ELS} = P = 4818.62 \text{ daN/ml}$$

VII.4.2.2 Détermination du ferrailage du voile

Le calcul du voile d'infrastructure se fera comme le calcul des dalles simplement appuyées sur leur contour. Nous effectuons ce calcul pour le panneau ayant la plus grande portée dans l'une de ses deux dimensions en fissuration préjudiciable.

On prend le panneau le plus défavorable

$$\begin{cases} l_x = 3,60 \text{ m} \\ l_y = 5,18 \text{ m} \end{cases}$$

On doit vérifier que

$$\begin{cases} 0 < \alpha < 0,4 \rightarrow \text{la dalle porte sur un seul sens} \\ 0,4 < \alpha < 1 \rightarrow \text{la dalle porte sur deux sens} \end{cases}$$

$$\text{Avec } \alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4,47}{5,18} = 0,55$$

Donc la dalle du voile porte sur les deux sens.

Les moments fléchissant développés au centre du panneau ont pour valeurs :

$$\text{- Dans le sens de la petite portée : } M_x = \mu_x \times q \times l_x^2$$

$$\text{- Dans le sens de la grande portée : } M_y = \mu_y \times M_x$$

➤ **Bande de largeur 1,00m parallèle à l_x**

• **ELU :**

$$M_x = 0.055 \times 6505.14 \times 3.30^2 = 3896.25 \text{ daN.m}$$

a) **En travée :**

$$M_{Tx} = 0,75M_x = 2922.19 \text{ daN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{Tx}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,02922}{1 \times 0,032 \times 14,16} = 0.064 < \mu_R$$

$$A_{St} = \frac{M_{travee}}{z \times \sigma_{St}} = \frac{0,02922}{0,17 \times 348} = 4.9 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 4.9 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,18 \times (1 - 0,4 \times 0,08) = 0,17 \text{ m} \\ \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,08 \\ \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

La section d'armature minimale :

$$A_{min} = 0,1\%B_{voile} = 0,001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc, on opte pour 4T14 avec $A_{st} = 6.16 \text{ cm}^2/\text{ml}$

b) En appuis :

$$M_{Ax} = 0,5M_x = 1948.125 \text{ daN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{Ax}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0.01948}{1 \times 0,032 \times 14,16} = 0,042 < \mu_R$$

$$A_{St} = \frac{M_{Appuis}}{z \times \sigma_{St}} = \frac{0,103}{0,17 \times 348} = 0,318 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 3,18 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,81 \times (1 - 0,4 \times 0,014) = 0,17 \text{ m} \\ \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,053 \\ \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

La section d'armature minimale :

$$A_{min} = 0,1\%B_{voile} = 0,001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc, on opte pour 4T14 avec $A_{st} = 6.16 \text{ cm}^2/\text{ml}$

• **ELS:**

$$M_x = 0.0755 \times 4818.62 \times 3.30^2 = 1200.55 \text{ daN.m}$$

a) En travée :

$$M_{Tx} = 0,75M_x = 900.41 \text{ daN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{Tx}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0.009}{1 \times 0,032 \times 14,16} = 0,019 < \mu_R$$

$$A_{St} = \frac{M_{travee}}{z \times \sigma_{St}} = \frac{0,103}{0,17 \times 348} = 0.502 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 5.02 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,81 \times (1 - 0,4 \times 0,014) = 0,17 \text{ m} \\ \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,023 \\ \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

La section d'armature minimale :

$$A_{min} = 0,1\%B_{voile} = 0,001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2/ml$$

Donc, on opte pour 4T14 avec $A_{st} = 6.16 \text{ cm}^2/ml$

b) En appuis :

$$M_{Ax} = 0,5M_x = 600 \text{ daN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{Ax}}{b \times b^2 \times f_{bc}} = \frac{0,006}{1 \times 0,032 \times 14,16} = 0,013 < \mu_R$$

$$A_{St} = \frac{M_{Appuis}}{z \times \sigma_{St}} = \frac{0,006}{0,17 \times 348} = 0,323 \times 10^{-3} m^2 = 3,23 \text{ cm}^2/ml$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,81 \times (1 - 0,4 \times 0,014) = 0,17 \text{ m} \\ \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,017 \\ \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

La section d'armature minimale :

$$A_{min} = 0,1\%B_{voile} = 0,001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2/ml$$

Donc, on opte pour 4T12 avec $A_{st} = 4.52 \text{ cm}^2/ml$

➤ **Bande de largeur 1,00m parallèle à l_y :**

• **ELU :**

$$M_y = 0.4181 \times 3890.25 = 1629.02 \text{ daN.m/ml}$$

a) En travée :

$$M_{Ty} = 0,75M_y = 1221.76 \text{ daN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{Ty}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,01221}{1 \times 0,032 \times 14,16} = 0,026 < \mu_R$$

$$A_{St} = \frac{M_{travee}}{z \times \sigma_{St}} = \frac{0,01221}{0,17 \times 348} = 0,265 \times 10^{-3} m^2 = 2.65 \text{ cm}^2/ml$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,81 \times (1 - 0,4 \times 0,014) = 0,17 \text{ m} \\ \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,032 \\ \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

La section d'armature minimale :

$$A_{min} = 0,1\%B_{voile} = 0,001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2/ml$$

Donc, on opte pour 4T12 avec $A_{st} = 4.52 \text{ cm}^2/\text{ml}$

b) En appuis :

$$M_{Ay} = 0,5M_y = 814.51 \text{ daN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{Ax}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,008}{1 \times 0,032 \times 14,16} = 0,017 < \mu_R$$

$$A_{St} = \frac{M_{Appuis}}{z \times \sigma_{St}} = \frac{0,008}{0,17 \times 348} = 0,137 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 1.37 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,81 \times (1 - 0,4 \times 0,014) = 0,17 \text{ m} \\ \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0.026 \\ \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

La section d'armature minimale :

$$A_{min} = 0,1\%B_{voile} = 0,001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc, on opte pour 4T12 avec $A_{st} = 4.52 \text{ cm}^2/\text{ml}$

• **ELS:**

$$M_x = 0.5704 \times 1200.55 = 684.79 \text{ daN.m/ml}$$

a) En travée :

$$M_{Ty} = 0,75M_y = 513.59 \text{ daN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{Ty}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,005}{1 \times 0,032 \times 14,16} = 0,011 < \mu_R$$

$$A_{St} = \frac{M_{travee}}{z \times \sigma_{St}} = \frac{0,005}{0,17 \times 348} = 0,151 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 1.15 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,81 \times (1 - 0,4 \times 0,014) = 0,17 \text{ m} \\ \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0.014 \\ \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

La section d'armature minimale :

$$A_{min} = 0,1\%B_{voile} = 0,001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc, on opte pour 4T12 avec $A_{st} = 4.52 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

b) En appuis :

$$M_{Ay} = 0,5M_y = 600.27 \text{ daN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{Ax}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,006}{1 \times 0,032^2 \times 14,16} = 0,013 < \mu_R$$

$$A_{St} = \frac{M_{Appuis}}{z \times \sigma_{St}} = \frac{0,103}{0,17 \times 348} = 0,096 \times 10^{-3} m^2 = 0,96 cm^2/ml$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,81 \times (1 - 0,4 \times 0,014) = 0,17 m \\ \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,016 \\ \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 MPa \end{cases}$$

La section d'armature minimale :

$$A_{min} = 0,1\% B_{voile} = 0,001 \times 100 \times 20 = 2 cm^2/ml$$

Donc, on opte pour 4T12 avec $A_{st} = 4,52 cm^2/ml$.

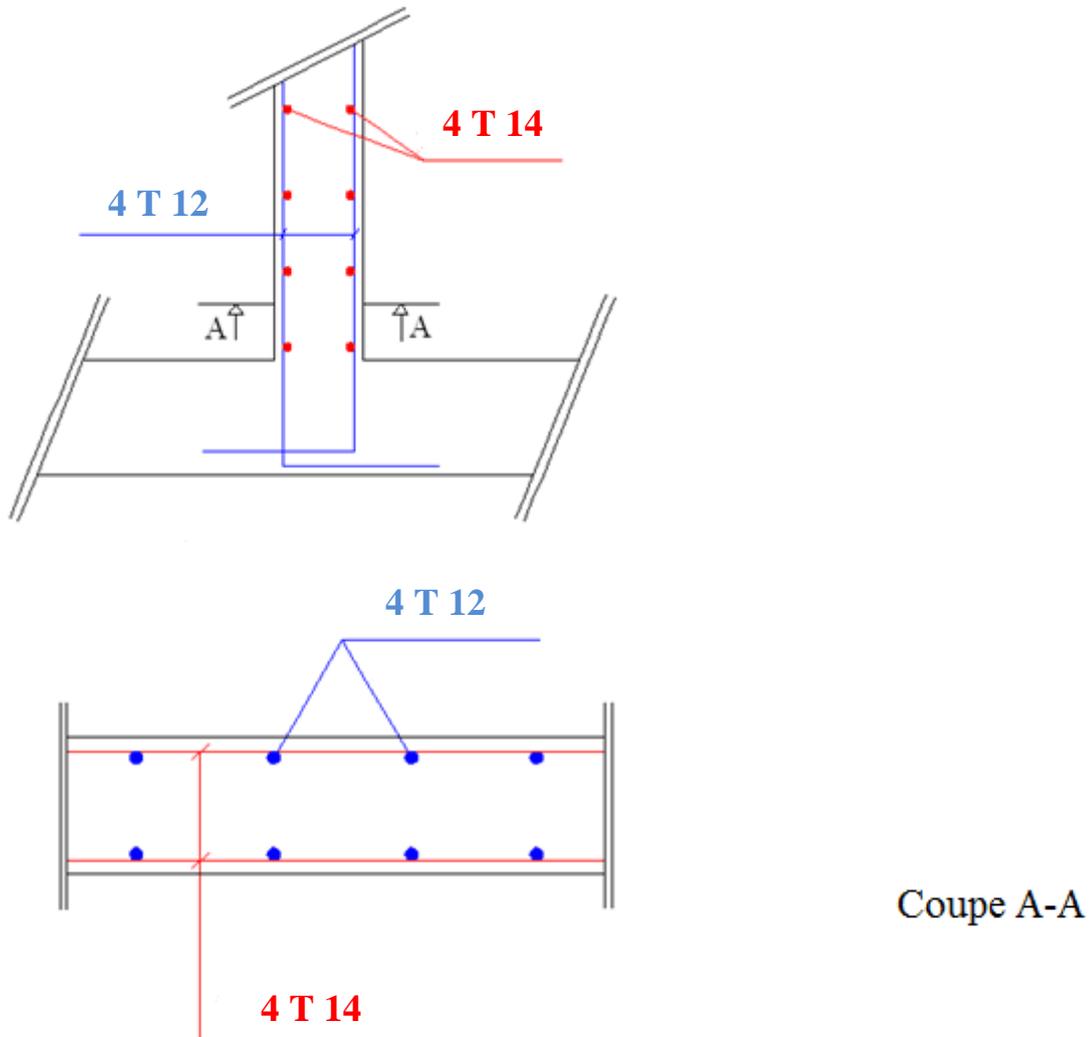


Figure VII-7 : Schéma statique du ferrailage du voile périphérique

Conclusion générale :

Ce projet de fin d'étude nous a donné la possibilité de relier toutes nos connaissances théoriques acquises durant cette formation académique en génie civil, et nous a démontré l'important rôle des règlements techniques de conception qui assurent la vie des habitants et démontrent aussi la noblesse de notre travail. Ce travail présente aussi une porte ouverte sur notre vie professionnelle prochaine. Cela nous a démontré le grand travail à faire avant de mettre en œuvre une construction et l'importance de nos études.

Notre bâtiment et de 57.15 m de hauteur cela exige plusieurs vérifications à faire (neige, vent, variation de température, actions sismiques, ...), et l'augmentation de la rigidité de la structure (les contreventements) pour qu'elle puisse résister à ces phénomènes d'instabilité, dans cet objectif, on a essayé de travailler soigneusement pour augmenter la rigidité et la ductilité de notre construction afin qu'elle puisse affronter et résister à tous ces phénomènes.

Enfin, il est important de dire que cela ne signifie pas que ce travail est parfait et qu'il reste beaucoup à faire pour enrichir nos connaissances, pour cela, seul le travail continu avec une volonté de développer l'esprit de recherche pourra nous aider à atteindre tous les objectifs tracés.

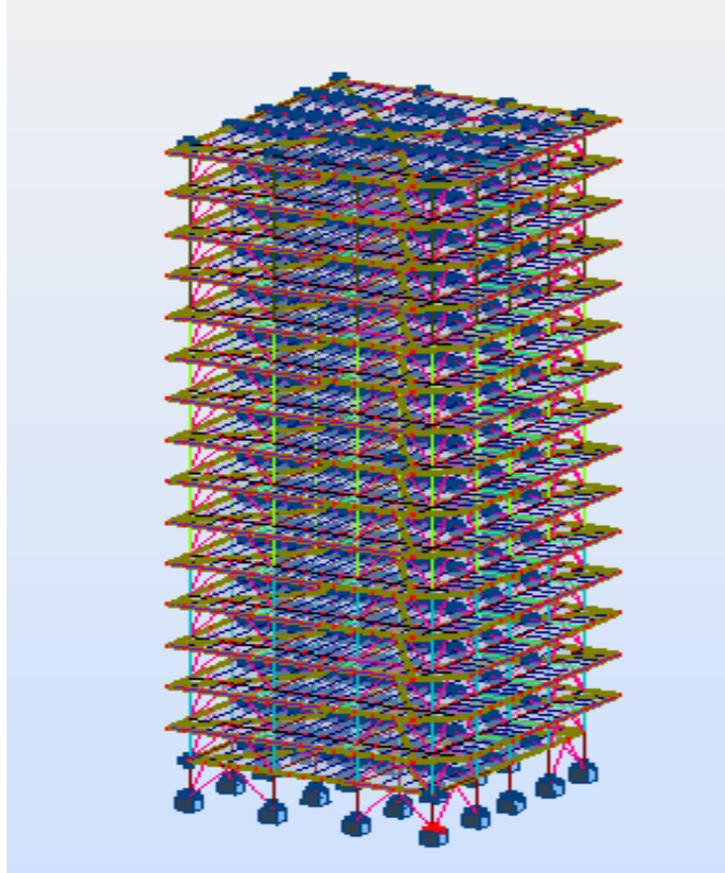
Nous souhaitons que ce travail soit bénéfique pour les promotions à venir.

Références bibliographiques

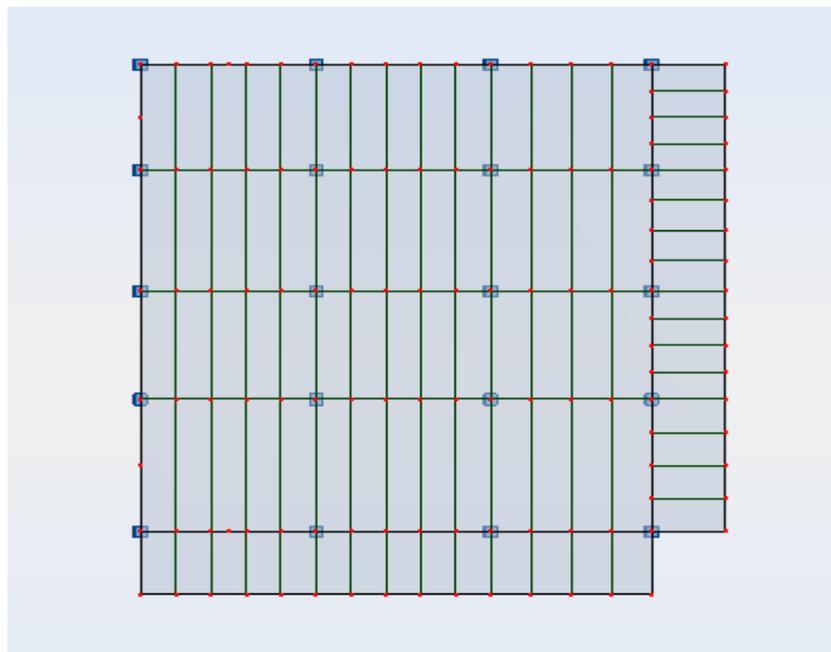
1. Document Technique Réglementaire D.T.R-BC-2.2 ; CHARGE PERMANENTE ET CHARGE D'EXPLOITATION, Centre national de recherche appliquée en génie parasismique, (Algérie).
2. Document Technique Réglementaire D.T.R-C-2-47 ; REGLEMENT NEIGE ET VENT RNV 99/version 2013, Centre national de recherche appliquée en génie parasismique, (Algérie).
3. Document Technique Réglementaire D.T.R-BC-2-44 ; REGLES DE CONCEPTION ET DE CALCUL DES STRUCTURES EN ACIER « CCM 97 », Centre national algérien de recherche appliquée en génie parasismique, 1997, (Algérie).
4. Document Technique Réglementaire D.T.R-BC-2-48 ; REGLESPARASISMIQUES ALGERIENNES « RPA 99/ VERSION 2003 ». Par le centre national algérien de recherche appliquée en génie parasismique, 2003, (Algérie).
5. Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et des constructions en béton armé suivant la méthode des états limites « BAEL 91 révisées 99 » MINISTERE DE L'HABITAT ET DE L'URBANISME, Ed : CSTB 2000, (France).
6. Eurocode 3, 4.
7. Documents « access steel eurocodes made easy ».
8. Lahlou Dahmani « CALCUL DES ELEMENTS DE CONSTRUCTION METALLIQUE SELON L'EUROCODE 3 ».
9. BOUAYAD AGHA, Mohammed El-Mahdi.Mr. TABET-DERRAZ, Moulay Idriss. ETUDE COMPARATIVE D'UN BATIMENT EN ACIER EQUIPE DE SYSTEME DE CONTREVENTEMENT ET D'APPAREIL D'APPUI EN PENDULE A FRICTION. Mémoire master.2017. Université Abou Bekr Belkaid de Tlemcen.
10. BAROUDI, Ahmed Nadir. Riyad. ETUDE D'UN BATIMENT EN CHARPENTE METALLIQUE A USAGE D'HABITATION (R.D.C + 4) A TIGHENNIF. Mémoire master.2017. Université Abou Bekr Belkaid de Tlemcen.
- 11.

Annexe

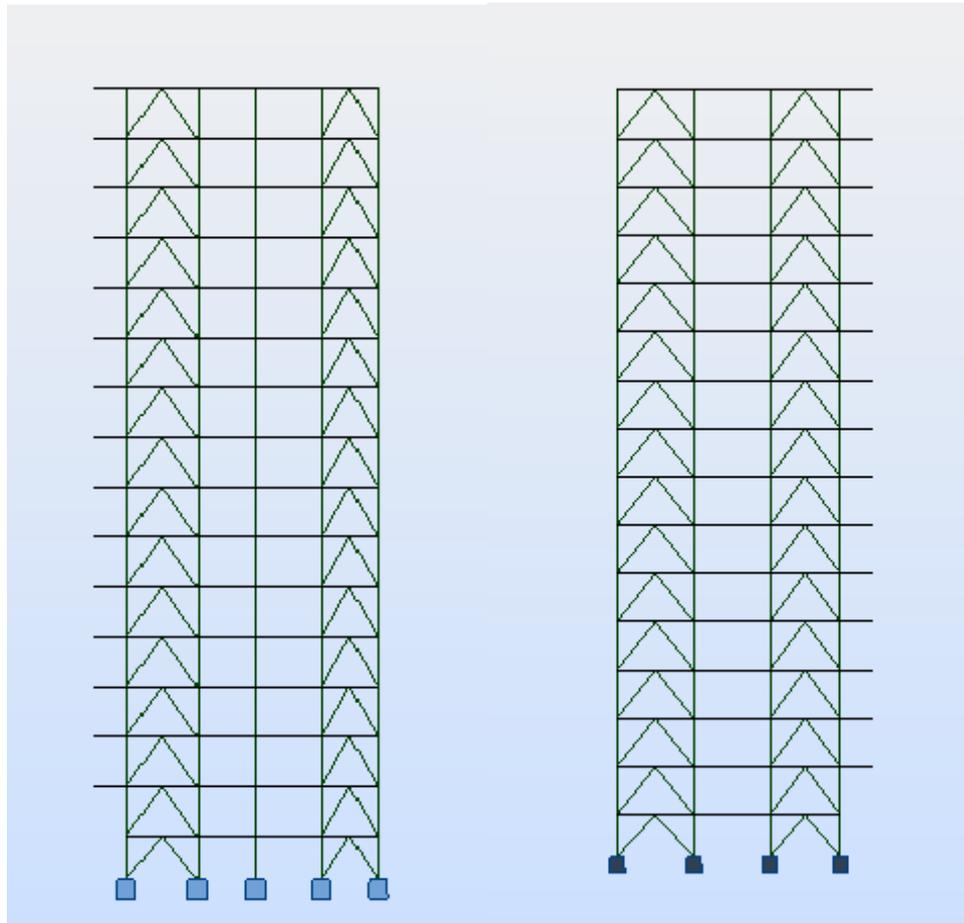
Annexe A : modélisation (logiciel robot)



Vue en 3D

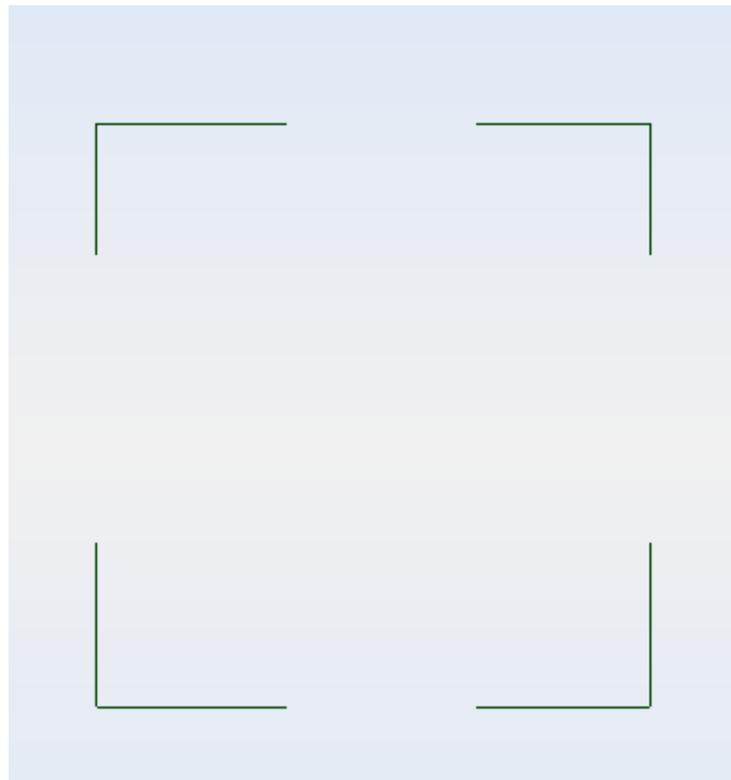


Vue plancher



Vue de face Y-Y

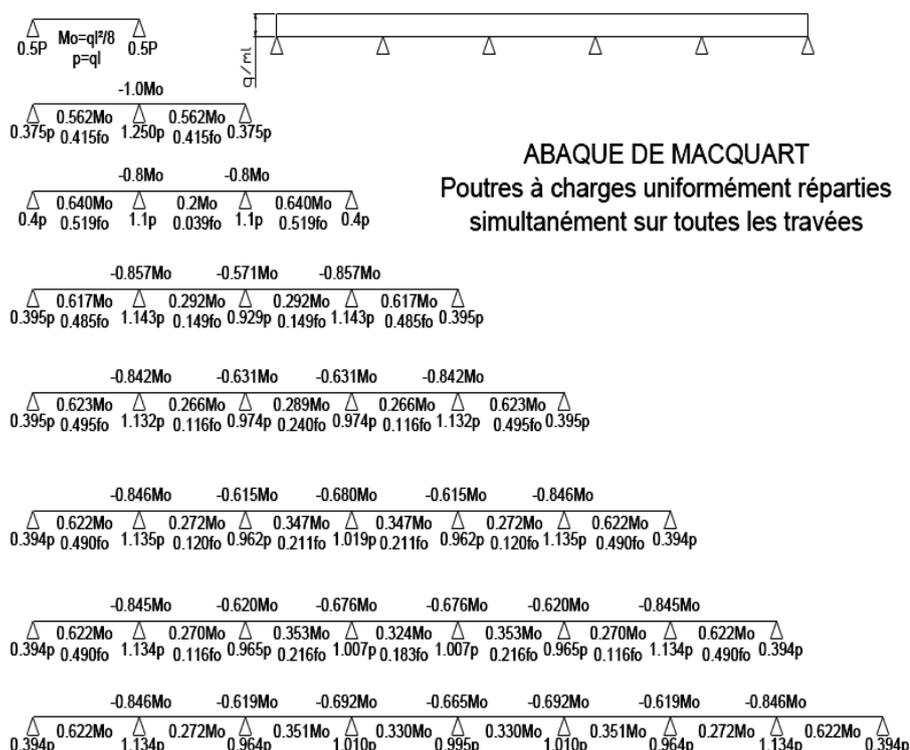
Vue de côté X-X



Disposition des contreventements

Annexe B : abaque de Macquart et paramètre plancher mixte

ABAQUE DE MACQUART



dans cette abaque on calcule le moment maximum M_o , les réactions et la flèche maximum de la travée simple considérée comme isostatique, puis on applique les coefficients donnés ci-dessus pour trouver les différents moments, flèches et réactions des poutres hyperstatiques

Tableau 6.2 : Limites supérieures $k_{t,max}$ pour le facteur de réduction k_t

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

Annexe C : Etude d'assemblage

Diamètre nominal d	Pas P	Clef	Diamètre du noyau de la vis d3	Diamètre intérieur de l'écrou d1	Diamètre de la rondelle	Section résistante As	Diamètre moyen dm	Tôle usuelle	Cornière usuelle
8	1.25	13	6.466	6.647	16	36.6	14	2	30
10	1.5	17	8.160	8.376	20	58.0	18.3	3	35
12	1.75	19	9.853	10.106	24	84.3	20.5	4	40
14	2	22	11.546	11.835	27	115	23.7	5	50
16	2	24	13.546	13.835	30	157	24.58	6	60
18	2.5	27	14.933	15.294	34	192	29.1	7	70
20	2.5	30	16.933	17.294	36	245	32.4	8	80
22	2.5	32	18.933	19.294	40	303	34.5	10.14	120
24	3	36	20.319	20.752	44	353	38.8	>14	>120
27	3	41	23.319	23.752	50	459	44.2	-	-
30	3.5	46	25.706	26.211	52	561	49.6	-	-
33	3.5	50	28.706	29.211		694		-	-
36	4		31.093	31.670		817		-	-

Tableau 1 : Principales caractéristiques géométriques

Classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9
f_{yb} (MPa)	240	320	300	400	480	640	900
f_{ub} (MPa)	400	400	500	500	600	800	1000

Tableau 2 : Caractéristiques mécaniques correspondant aux différentes classes

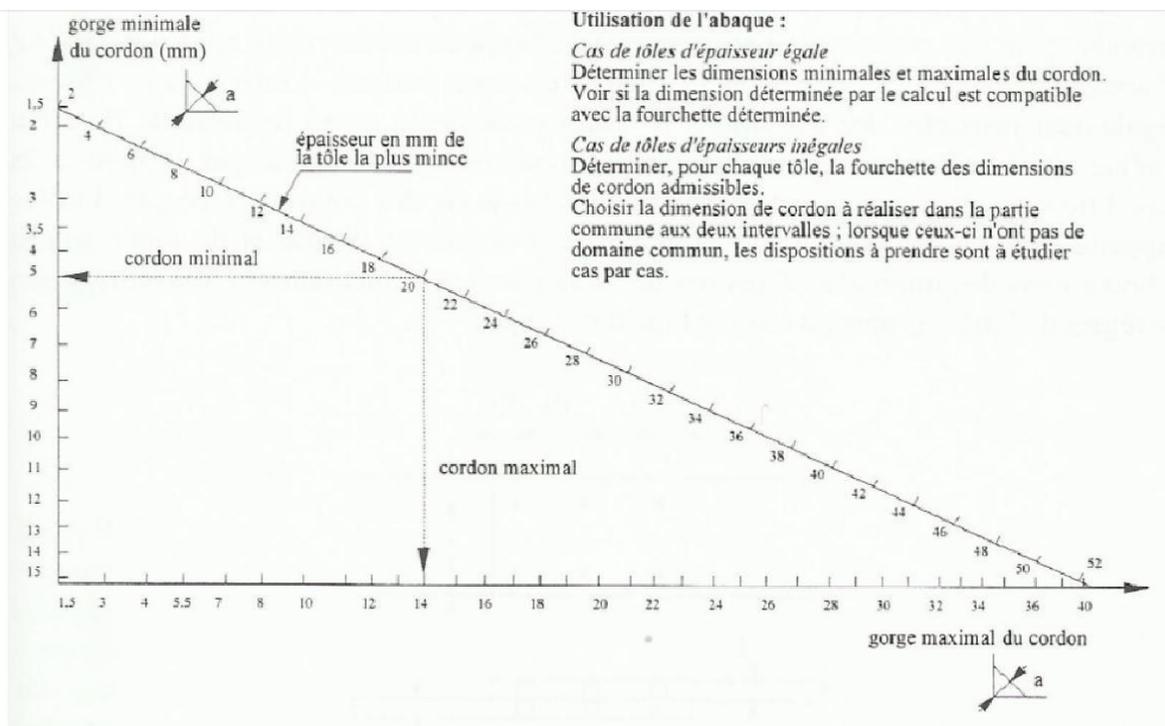
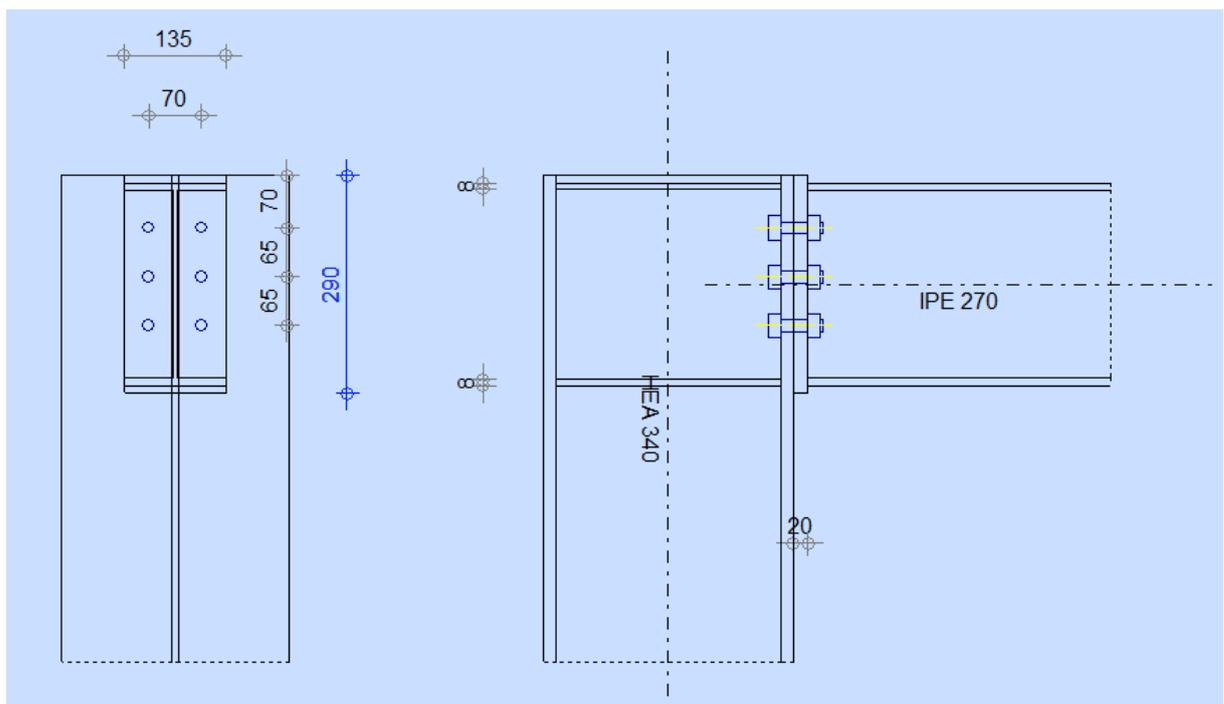


Figure 19 : Abaque de pré-dimensionnement de la gorge a

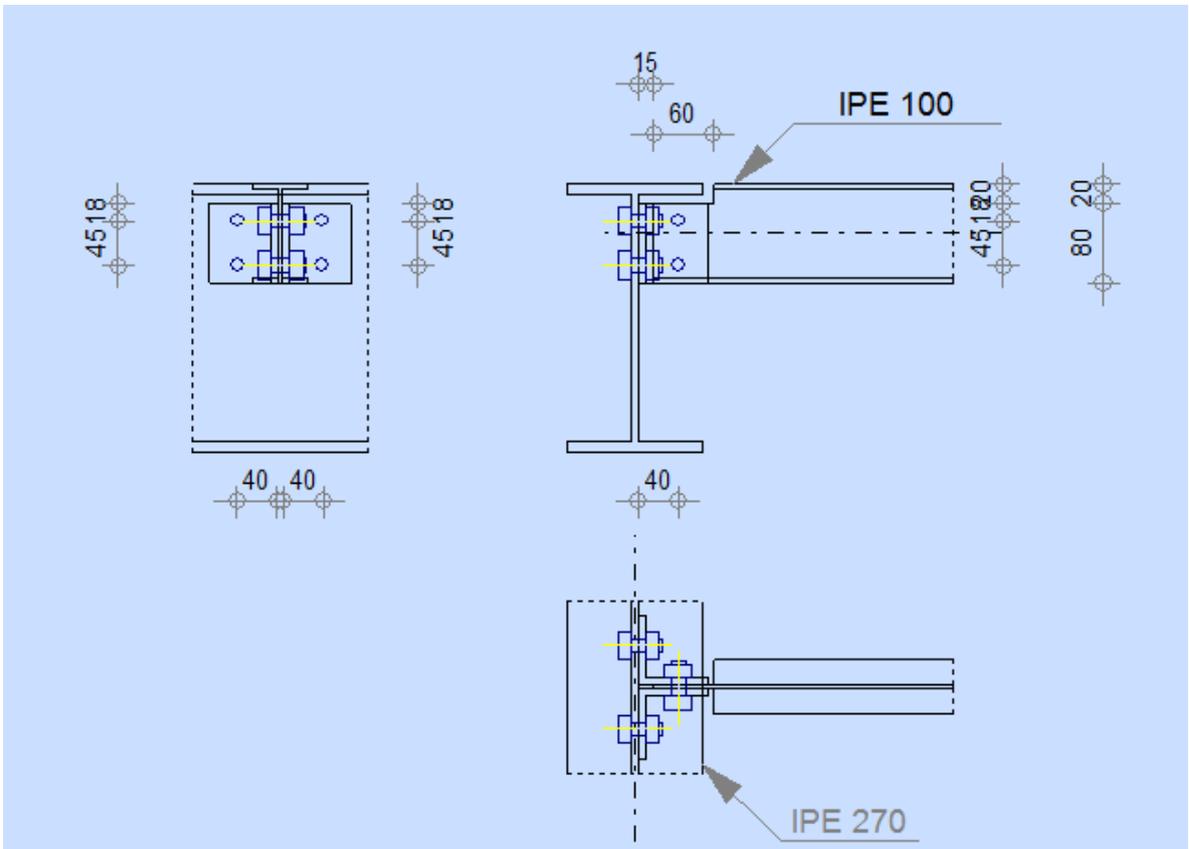
Acier	f_u (MPa)	β_w	γ_{Mw}
S 235	360	0,8	1,25
S 275	430	0,85	1,30
S 355	510	0,9	1,35

Coefficients	trou nominal	trou surdimensionné	trou oblong
k_s	1	0.85	0.7
$\gamma_{Ms,ser}$ ELS	1.20	1.20	1.20
$\gamma_{Ms,ult}$ ELU	1.10	1.25	1.25

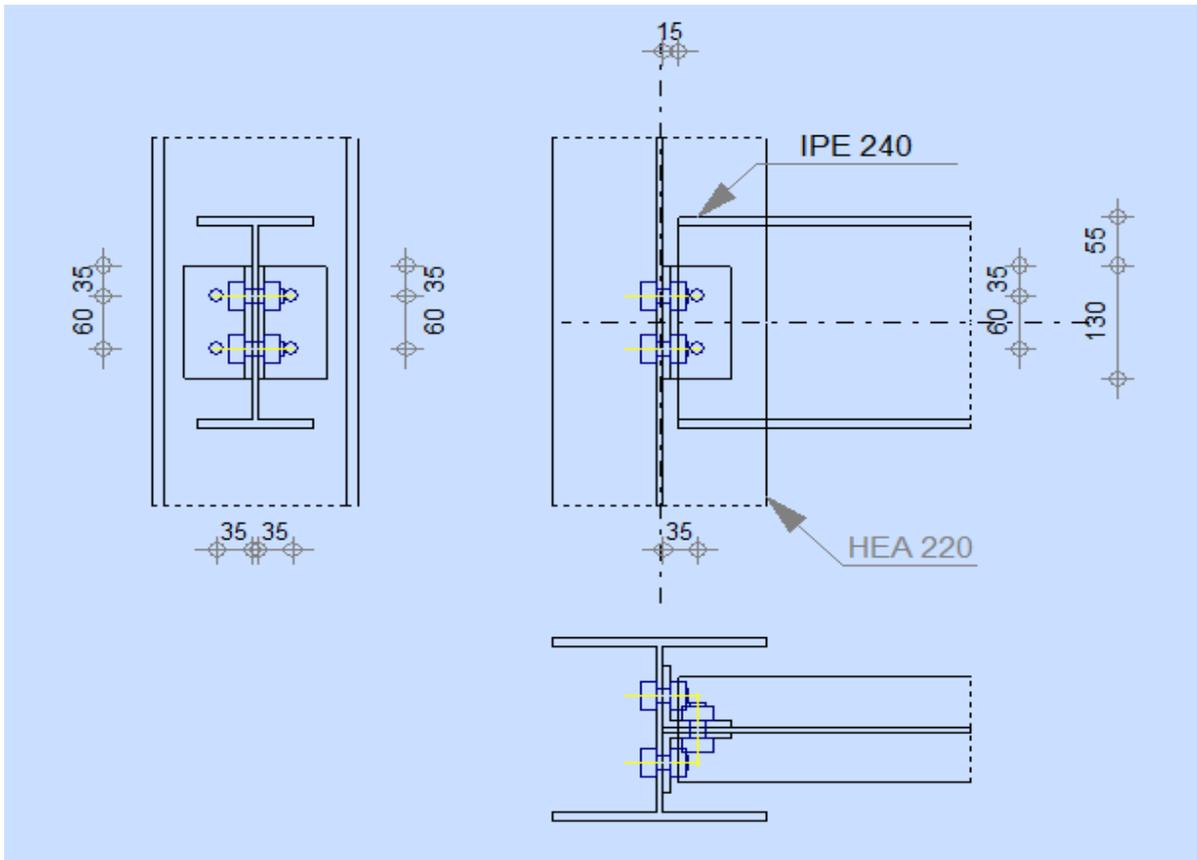
Classe de surface	μ coefficient de frottement	état de surface
A	0.5	Grenaillé ou sablé
B	0.4	Grenaillé, sablé et peint
C	0.3	Brossé
D	0.2	Non traité



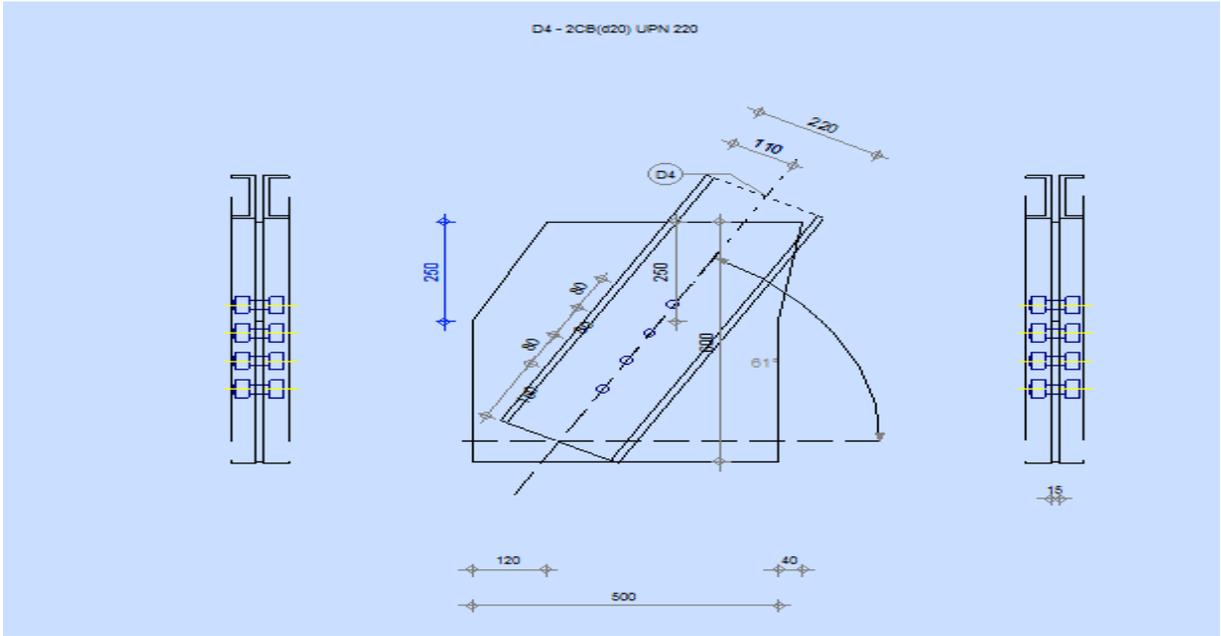
Assemblage poteau poutre



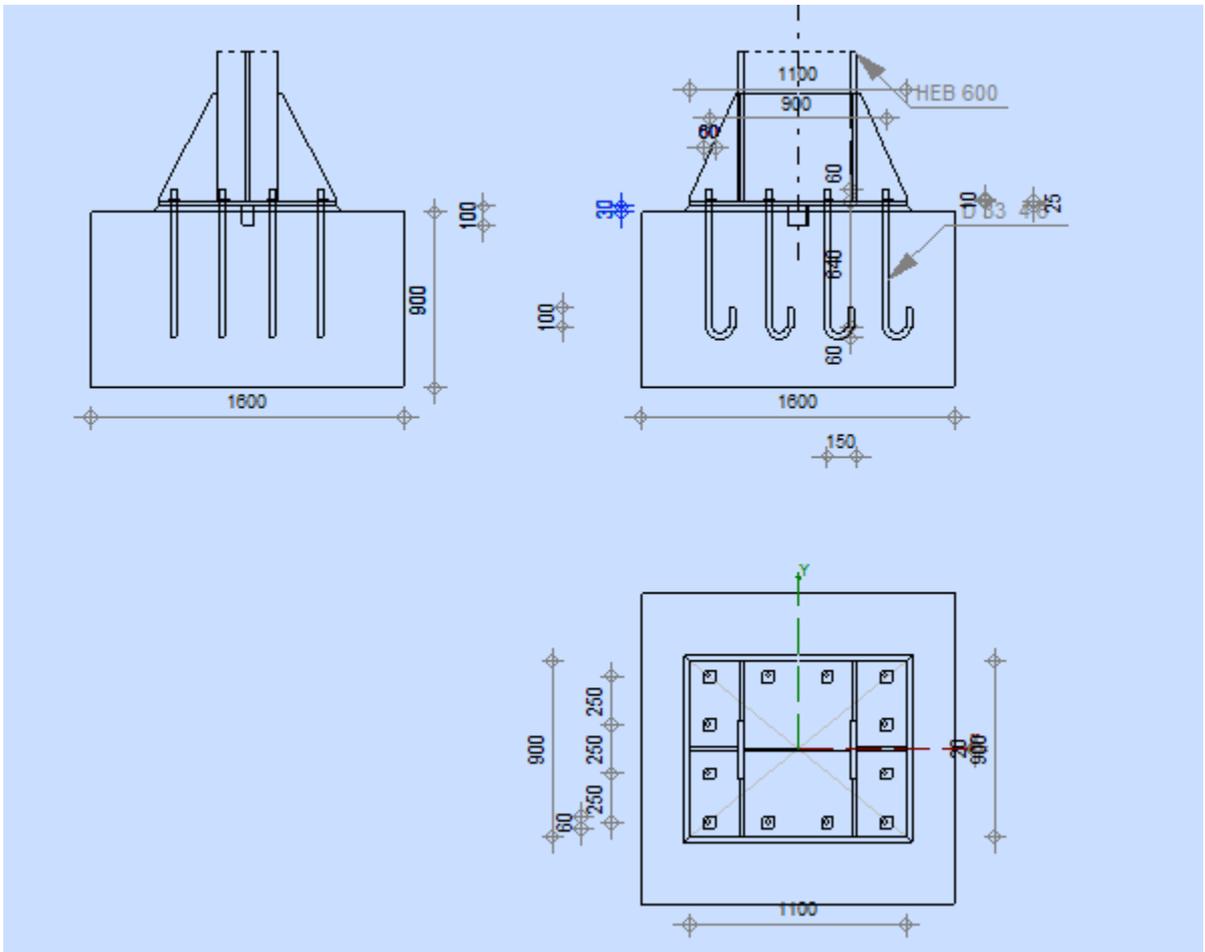
Assemblage solive poutre



Assemblage poteau poutre secondaire



Assemblage contreventement



Assemblage pied de poteau