

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA
RECHERCHE SCIENTIFIQUE
جامعة -البليدة 1-
UNIVERSITE SAAD DAHLEB DE BLIDA



كلية التكنولوجيا

Faculté de Technologie
قسم الهندسة المدنية
Département de Génie Civil

مذكرة نهاية التخرج

MEMOIRE DE MASTER EN GÉNIE CIVIL

Pour l'Obtention du diplôme de
MASTER EN GENIE CIVIL

Spécialité : Structure métalliques et mixtes

THEME

ETUDE D'UN BATIMENT A USAGE MULTIPLE (R+8)
EN CHARPENTE METALLIQUE.

Soutenue par

M^{elle}. CHERFI Asma

M^{elle}. OUARGUI Meriem

Encadré par

M^r : ALLALI S.A

Blida, Octobre 2021

ملخص

في إطار التحضير لمناقشة مذكرة التخرج قمنا بدراسة مبنى ذو بنية حديدية غير منتظمة الشكل (طابق ارضي + 8). تم اختيار المشروع لينفذ في ولاية البليدة – بوفاريك – في منطقة زلزالية **III** وفقا للقواعد RPA99 version2003. يتكون هذا العمل من مقدمة ووصف لمكونات الهيكل وكذلك خواص المواد المستعملة (الحديد والخرسانة) والمراجع المعتمدة في المشروع. تم أيضا حساب وتحليل التأثيرات المناخية حسب قواعد **RNV2013** تم التصميم المبدئي العناصر الحاملة والتحقق منها وفقا للمراجع التالية EC3، RPA99version2003، CCM97. اما التحليل الزلزالي للمنشأة فقد تم بواسطة برنامج Robot Structural Analysis للتحليل الديناميكي. ختمنا هذه الدراسة بحساب أنماط الربط بين مختلف العناصر الانشائية بالإضافة الى دراسة أساسات الهيكل.

Résumé

Le présent mémoire, consiste à étudier un bâtiment (R+8) en charpente métallique et d'une forme irrégulière (forme L) à multi-usage (bureau + habitation), situé à BLIDA – Boufarik- classée comme zone de forte sismicité **III** selon le **RPA99 ver2003**.

Il concerne en premier l'introduction et la description des éléments de la structure ainsi que les caractéristiques des matériaux utilisés et les règlements adoptés. L'étude climatique a été fait également selon le **RNV2013**.

Le pré dimensionnement des éléments porteurs a été fait conformément au **CCM97**, **BAEL91**, **EC3** et **RPA99 ver2003**. L'analyse sismique de la structure a été réalisée en utilisant le logiciel Robot Structural Analysis.

Cette étude termine par le calcul des assemblages des différents éléments structuraux et l'étude des fondations.

Abstract

As part of our graduation project, we have studied a steel building with an irregular shape (**Ground floor + 8**). This building is located in BLIDA -Boufarik-, which is classified as a high seismic area **III**, according to the **RPA99 version2003**.

The work consists of the introduction and description of the elements of the structure as well as the characteristics of the used materials and the adopted regulations. The climatic study was also performed according to the **RNV2013**.

The pre design and verifications of the load bearing elements was done according to **CCM97, BAEL91, EC3** and **RPA99 version2003**. The seismic analysis of the structure was performed using the Robot Structural Analysis software.

This study concludes with the design of the steel connections of the various structural elements and the study of the foundations.

Remerciement

Ce jour marque la fin d'une longue période d'étude à l'université Blida 1 de Saad Dahleb.

En cette mémorable occasion nous tenons à remercier en premier lieu et avant tout **ALLAH** le tout puissant, qui nous a donné la force et la patience d'accomplir ce travail.

Nous souhaitons exprimer, tout particulièrement, nos vifs remerciements et notre profonde reconnaissance à notre encadreur Mr ALLALI Sid Ahmed de nous avoir fait confiance et d'avoir accepté de diriger ce mémoire et qui malgré ses multiples obligations, n'a jamais ménagé aucun effort pour suivre cette étude de près pendant toute la durée du travail, et pour son soutien moral qui n'a pas cessé même dans les moments difficiles.

On saisit également cette opportunité pour remercier la société CR-Métal Mme AOUALI Nour El-houda, Mr Farouk, Mme Kaouther, et les membres de l'entreprise de CTC Mr. BERRABAH Mohammed, Mr TOUMI Noureddine et Mr HSSAINE.

Nous portons avec gratitude de reconnaissance pour l'ensemble des enseignants du département de Génie-civil qui ont contribué à notre formation d'ingénieur en Génie-civil.

Nous ne serons oubliés de remercier l'honorables membres de jury qui nous a fait l'immense honneur de présider et d'examiner ce modeste travail.

Nous souhaitons adresser nos remerciements les plus sincères aux personnes qui nous ont apporté du soutien et de l'aide tout au long de cette année universitaire.

Dédicace

*Tout d'abord je remercie le bon dieu qui m'a donné le courage pour arriver à ce stade de
fin d'étude*

Je dédie cet humble travail a :

*Mes très chers grands-parents, qui veillent sans cesse sur moi avec leurs prières et leurs
recommandations.*

*, ma grand-mère **Abdelli Zineb** qui a été à mes côtés et m'a soutenu durant toute ma vie,
et mon grand-père **Abdelli Abdellah** qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce
que je suis.*

*Mes parents **Mohammed** et **Abla**, mes frères **Taher**, **Malek**, **Khirdinne** et **Mostapha**, mes
sœurs **Zouzou**, **Zola** et **Douaa***

*Ma jumelle **Loulou**, mes tante **Hakima** et **Assia**, Pour leurs soutiens et leurs vœux de
succès, Je les souhaite le meilleur*

*Mes oncles **Naili**, **Messaoud** et **Mohamed***

*Ma chère binôme, **OVARGUI Meriem***

*Mes amies, **Hadjer**, **Koki**, **Asma**, **Roumaissa**, **Khaoula**, **Samah**, **Batoul** et **Sousou***

*Toute la promo **SMM 2021**.*

Et à tous ceux qui sont proches de mon cœur.

CHERFI Asma

Dédicace

Je tiens à dédier ce travail d'abord :

Mes très chers parents, SAID et HAMIDA

Votre prière et votre bénédiction m'ont été d'un grand secours pour mener à bien mes études.

Aucune dédicace ne saurait être assez éloquente pour exprimer ce que tu mérites pour tous les sacrifices que vous n'as cessé de me donner depuis ma naissance, durant mon enfance et même à l'âge adulte.

Je te souhaite une bonne santé et bien-être, que Dieu vous protège

A ma seule chère sœur Fatima Zahra

Pour leur soutien et leurs vœux de succès, Je te souhaite le meilleur

A mes chers frères

MOHAMED, BILLEL, HAMZA, et le petit ABDELKADER

Je vous souhaite tout le succès et le bonheur dans votre vie

A mes chères tantes

Spécialement ma tante KARIMA et FATIMA

A mes chères nièces ANFAL, ASSIL, MARIA, RIHAME

A mes chers neveux AMINE, RYAD, HOUSSAM et KHALIL

A tous mes cousines

Spécialement NESRINE, AMINA, YOUSRA

Et pour tout la famille OUARGUI & HADJ MOHAMED

A ma chère binôme CHERFI ASMA

Qui on a partagé tout le travail et la souffrance entre nous

A mes très chères amies

Spécialement FAIZA et leurs familles

SAMIRA, SARAH, ASMA, AHLLEM, FATIHA et IBTISSEM

A toute la promotion de Génie civil (master 2) 2021.

Je vous porte toujours dans mon cœur.

OUARGUI MERJEM

SOMMAIRE

Résumé

Remerciements

Dédicaces

Sommaire

List des tableaux

List des figures

Liste des symboles

Plans

Introduction générale 1

CHAPITRE 1 : DESCRIPTION DE L'OUVRAGE

1.1	Introduction :.....	2
1.2	Présentation du projet :.....	2
1.3	Localisation et données concernant le site :.....	2
1.4	Données géométriques de bâtiment :.....	3
1.5	Conception architecturale :.....	5
1.6	Conception structurale :.....	5
1.6.1	Superstructure horizontale :.....	5
1.6.1.1	Plancher courant :.....	5
1.6.1.2	Plancher terrasse :.....	7
1.6.2	Superstructure verticale :.....	8
1.7	Conception des escaliers :.....	8
1.8	Les assemblages :.....	9
1.9	Les fondations :.....	10
1.10	Caractéristiques des matériaux :.....	10
1.11	Règlements utilisés :.....	12
1.12	Conclusion :.....	12

CHAPITRE 2 : NEIGE ET VENT

2.1	Introduction :.....	13
2.2	Etude de neige :.....	13
2.3	Effet du vent :.....	15
2.3.1	Introduction :.....	15

SOMMAIRE

2.3.2	Hypothèses de calcul	16
2.3.3	Données relatives au site	16
2.3.4	Direction V1	16
2.3.5	Calcul de la pression due au vent :	18
2.3.6	Direction V2 :	23
2.3.7	Paroi vertical (V2)	25
2.3.8	Action d'ensemble :	29
2.3.8.1	Calcul du coefficient dynamique Cd :	29
2.3.8.2	Calculs de coefficient de forme :	33
2.3.9	Calcul des forces de frottement :	34
2.3.10	Conclusion :	35

CHAPITRE 3 : Pré dimensionnement des éléments structuraux

3.1	Introduction :	36
3.2	Classification des sections transversales selon l'EUROCODE3 :	36
3.3	Coefficient partiel de sécurité :	37
3.4	Les valeurs limites des flèches :	37
3.5	Les planchers :	38
3.6	Pré dimensionnement des éléments :	40
3.6.1	Les solives :	40
3.6.1.1	Pré dimensionnement des solives :	41
3.6.2	Les poutres :	52
3.6.2.1	Les poutres principales :	52
3.6.2.2	Les poutres secondaires :	64
3.6.3	Les poteaux :	66
3.7	Conclusion :	78

CHAPITRE 4 : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS SECONDAIRES

4.1	Introduction :	80
4.2	Les escaliers :	80
4.2.1	Introduction :	80
4.2.2	La vérification de la relation de BLONDEL :	81
4.3	L'acrotère :	92

SOMMAIRE

4.3.1	Introduction :.....	92
4.3.2	Calcul des charges sollicitant l'acrotère :.....	93
4.3.3	Détermination des efforts :	94
4.3.4	Ferraillage de l'acrotère :.....	95
4.4	Conclusion :	100

CHAPITRE 5 : ETUDE DYNAMIQUE

5.1	Introduction :.....	101
5.2	But de l'étude dynamique :.....	101
5.2.1	Modélisation de la structure	101
5.3	Choix de la méthode de calcul	102
5.3.1	La méthode statique équivalente :	102
5.3.2	La méthode modale spectrale	103
5.3.2.1	Spectres de réponse de calcul.....	103
5.3.2.2	Principales vérifications exigent par le RPA pour cette méthode.....	104
5.3.2.3	Résultante des forces sismiques de calcul (article 4.3.6 RPA 2003)	104
5.3.2.4	Déplacements inter étages (article 5.10 RPA 2003)	105
5.3.2.5	Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ (les effets du second ordre)	105
5.4	Résultats de l'analyse dynamique.....	106
5.4.1	Vérification de la structure selon le RPA99/V2003	106
	Conclusion :	114
5.5	Conclusion :	116

CHAPITRE 6 : ETUDE DES FONDATIONS

6.1	Introduction :.....	117
6.2	Les phénomènes d'instabilité :	118
6.2.1	Le flambement :.....	118
6.2.2	Le déversement :.....	119
6.3	Les vérifications :.....	122
6.4	Conclusion :	138

CHAPITRE 7 : CALCUL ET VERIFICATION DES ASSEMBLAGES

7.1	Introduction :.....	139
-----	---------------------	-----

SOMMAIRE

7.2	Fonctionnement des assemblages	139
7.3	Calcul des assemblages.....	139
7.4	Les assemblages :.....	141
7.4.1	Assemblage poteau-poteau :.....	141
7.4.2	Assemblage poutre-solive :	146
7.4.3	Assemblage poteau-poutre :	149
7.4.4	Contreventement en X:	155
7.4.5	Assemblage des trois barres de la stabilité en V :	159
7.4.6	Pied de poteau :	161
7.5	Conclusion :	166

CHAPITRE 8 : ETUDE DES FONDATIONS

8.1	Introduction :.....	167
8.2	Calcul des fondations :.....	167
8.2.1	Choix de type de fondation :.....	167
8.3	Semelles filantes :.....	168
8.4	Radier générale :.....	169
8.4.1	Introduction :.....	169
8.4.2	Surface nécessaire :.....	169
8.4.3	Pré dimensionnement de Radier :	169
8.4.4	Vérification de la stabilité de radier :.....	172
8.4.5	Calcul des contraintes :.....	173
8.4.6	Ferraillage du radier :.....	175
8.5	Conclusion :	183
	Conclusion générale	184
	Liste des références	

LISTE DES FIGURES

Figure 1. 1 : Coupe AA.....	3
Figure 1. 2 : Façade principale.....	4
Figure 1. 3 : Etage courant.....	4
Figure 1. 4 : Etage RDC.....	5
Figure 1. 5 : composition de plancher courant.....	6
Figure 1. 6 : caractéristiques de HI-BOND55-750	6
Figure 1. 7 : Connecteur de type Nelson (goujon à tête)	7
Figure 1. 8 : Escaliers en charpente métallique	9
Figure 1. 9: Boulon HR.....	9
Figure 1. 10 : Types des fondations	10
Figure 2. 1 : Hauteur de référence Z_e et profil correspondant de la pression dynamique ...	16
Figure 2. 2 : Légende pour la paroi verticale	19
Figure 2. 3 : Représentation des coefficients C_{pe} sur les différentes zones(V_1).....	20
Figure 2. 4 : Coefficient de pression intérieur C_{pi} des bâtiments.....	20
Figure 2. 5 : Légende pour la paroi verticale la toiture (V_1).....	21
Figure 2. 6 : Légende pour les toitures plates.	22
Figure 2. 7 : Légende pour la paroi verticale (V_2)	25
Figure 2. 8 : Représentation des coefficients C_{pe} sur les différentes zones(V_2)	26
Figure 2. 9 : Légende pour la paroi verticale la toiture (V_1).....	27
Figure 2. 10 : Légende pour les toitures plates (V_2).	28
Figure 3. 1 : Comportement moment-rotation correspondant à chaque classe de section...36	
Figure 3. 2 : Solive plus sollicité	40
Figure 3. 3 : Caractéristiques de profilé IPE270.....	41
Figure 3. 4 : Diagramme représentatif de calcul de résistance au cisaillement	43
Figure 3. 5 : Diagramme représentatif de calcul de résistance au cisaillement	50
Figure 3. 6 : Schéma statique de poutre principale.....	52
Figure 3. 7 : Poutre principale	53
Figure 3. 8 : Facteurs de distribution pour les poteaux continus	66
Figure 3. 9 : Surface qui revient au poteau central	67
Figure 3. 10 : Surface qui revient au poteau de rive	72
Figure 3. 11 : Surface qui revient au poteau d'angle	75

LISTE DES FIGURES

Figure 4. 1 : Coupe horizontale des Escaliers.....	81
Figure 4. 2 : schème représentant les dimensions de l'escalier (RDC)	82
Figure 4. 3 : Les constituants d'une marche	82
Figure 4. 4 : schème représentant les dimensions de l'escalier (RDC)	89
Figure 4. 5 : Dimensions de l'acrotère.....	93
Figure 4. 6 : Schéma statique de l'acrotère.....	94
Figure 4. 7 : Schéma de ferrailage de l'acrotère	99
Figure 5. 1: Spectre de réponse.....	104
Figure 5. 2 : Structure auto stable	106
Figure 5. 3 : les trois formes de déformation	107
Figure 5. 4 : Structure avec palées triangulées en X et en Y.	108
Figure 5. 5 : Structure avec palées triangulées en X et en Y.	108
Figure 6. 1 : Vue en plan de la structure	117
Figure 6. 2 : Vue en 2D suivant YZ.....	118
Figure 6. 3 : Vue en 2D suivant XZ	118
Figure 6. 4 : Phénomène du flambement	119
Figure 6. 5 : Phénomène du déversement	119
Figure 6. 6 : Facteurs de distribution de la rigidité.....	120
Figure 6. 7 : Vérifications du poteau HEA700	126
Figure 6. 8 : Vérifications du poteau HEA650	127
Figure 6. 9 : Vérifications du poteau HEA600	127
Figure 6. 10 : Vérifications du poteau HEA550	127
Figure 6. 11 : Portique principale	128
Figure 6. 12 : Résultats obtenues par le logiciel ROBOT pour les poutres principales	130
Figure 6. 13 : Portique secondaire	131
Figure 6. 14 : Résultats obtenues par le logiciel ROBOT pour les poutres secondaires ...	133
Figure 6. 15 : Système de contreventement en X	133
Figure 6. 16 : Résultats obtenues par le logiciel ROBOT pour les palées en X.....	135
Figure 6. 17 : système de contreventement en V	136
Figure 6. 18 : Résultats obtenues par le logiciel ROBOT pour les palées en V	138

LISTE DES FIGURES

Figure 7. 1 : Assemblage poteau-poteau HEA650HEA650	141
Figure 7. 2 : Vérification de l'assemblage poteau-poteau	145
Figure 7. 3 : assemblage poutre solive IPE270-HEA550	146
Figure 7. 4 : Vérification d'assemblage solive-poutre.....	149
Figure 7. 5 : Assemblage poteau-poutre IPE550- HEA550.....	151
Figure 7. 6 : Vérification de l'assemblage poteau-poutre.....	154
Figure 7. 7 : Vérification de l'assemblage au gousset	155
Figure 7. 8 : Vérification de l'assemblage au gousset	157
Figure 7. 9 : assemblage de diagonale X	157
Figure 7. 10 : Vérification d'assemblage au gousset X (2UPN240).....	159
Figure 7. 11 : Assemblage de contreventement en V	159
Figure 7. 12 : Vérification d'assemblage de contreventement en V (2UPN240)	161
Figure 7. 13 : Assemblage pied de poteau	162
Figure 7. 14 : Vérification d'assemblage de pied de poteau.....	166
Figure 8. 1: Contraintes sous le radier	173
Figure 8. 2: Schéma de ferrailage du radier.....	177
Figure 8. 3: le ferrailage des nervures sens porteur et non porteur.....	181
Figure 8. 4: Moment fléchissant	182

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1. 1 : caractéristiques de HI-BOND55-750.....	6
Tableau 1. 2: Caractéristiques du goujon à tête TRW Nelson.....	7
Tableau 1. 3 : Valeurs nominales de F_y & F_u pour les profilés	10
Tableau 1. 4 : Caractéristiques mécaniques.....	12
Tableau 2. 1 : Coefficient de rugosité.....	17
Tableau 2. 2 : Coefficient topographique (V1).....	17
Tableau 2. 3 : Coefficient Intensité de turbulence (V1)	18
Tableau 2. 4 : Coefficient d'exposition	18
Tableau 2. 5 : Valeur de pression dynamique de point q_p (V1).....	18
Tableau 2. 6 : Valeurs des pressions C_{pe} pour les différentes zones de la paroi verticale (V1).....	19
Tableau 2. 7 : Les valeurs de pression $W(z_j)$ sens (V1)	21
Tableau 2. 8 : Valeurs des pressions C_{pe} pour les différentes zones de terrasse sous (V1) .	22
Tableau 2. 9 : Valeurs de C_{pi1} et C_{pi2} pour la paroi verticale de la terrasse sous (V1)	23
Tableau 2. 10 : Valeur de la pression $W(z_j)$ sur la terrasse sous (V1).....	23
Tableau 2. 11 : Coefficient de rugosité (V2)	24
Tableau 2. 12 : Coefficient topographique	24
Tableau 2. 13 : Coefficient Intensité de turbulence (V2)	24
Tableau 2. 14 : Coefficient d'exposition (V2).....	25
Tableau 2. 15 : Tableau Récapitulatif (V2)	25
Tableau 2. 16 : Valeurs des pressions C_{pe} pour les différentes zones de la paroi verticale (V2).....	26
Tableau 2. 17 : Valeur de la pression $W(z_j)$ sur la terrasse sous (V2).....	27
Tableau 2. 18 : Valeurs des pressions C_{pe} pour les différentes zones de terrasse sous V_2 ...	28
Tableau 2. 19 : Valeur de la pression $W(z_j)$ sur la terrasse sous V_2	29
Tableau 2. 20 : Tableau récapitulatif pour le calcul du coefficient C_d direction V_2	32
Tableau 2. 21 : Tableau récapitulatif pour les valeurs de C_d dans les deux directions	33
Tableau 2. 22 : Force d'application d'ensemble direction V_1	34
Tableau 2. 23 : Force d'application d'ensemble direction V_2	34
Tableau 3. 1 : Valeurs limites recommandées de flèches verticales.....	37
Tableau 3. 2 : Largeur effective de dalle en béton.....	39

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 3. 3 : Caractéristiques de profilé IPE270	47
Tableau 3. 4 caractéristiques de profilé IPE360	53
Tableau 3. 5 : Caractéristiques de profilé IPE360	59
Tableau 3. 6 : Descente des charges d'exploitation.....	68
Tableau 3. 7 : Descente des charges permanentes	68
Tableau 3. 8 : Efforts normaux, section et profilé des poteaux	69
Tableau 3. 9 : Vérification du flambement des poteaux centraux	71
Tableau 3. 10 : choix final des profilés des poutaux centraux.....	71
Tableau 3. 11 : Descente des charges d'exploitation.....	73
Tableau 3. 12 : Descente des charges permanentes	73
Tableau 3. 13 : Efforts normaux, section et profilé des poteaux	73
Tableau 3. 14 : Vérification du flambement des poteaux de rive	74
Tableau 3. 15 : choix final des profilés des poteaux de rive.....	74
Tableau 3. 16 : Descente des charges d'exploitation	76
Tableau 3. 17 : Descente des charges permanentes	76
Tableau 3. 18 : Efforts normaux, section et profilé des poteaux	76
Tableau 3. 19 : Vérification du flambement des poteaux d'angle	77
Tableau 3. 20 : choix final des profilés des poteaux d'angle	77
Tableau 3. 21 : Caractéristiques des poutres principales, secondaires & solives IPE270/IPE360	78
Tableau 3. 22 : Caractéristiques des poteaux, 'HEA240, HEA320, HEA400 et HEA450'	79
Tableau 4. 1 : les Résumé des efforts normaux, tranchants et moment fléchissent.....	95
Tableau 4. 2 : les caractéristiques de la cornière	100
Tableau 4. 3 : les caractéristiques du limon.....	100
Tableau 4. 4 : les caractéristiques de la poutre palière	100
Tableau 5. 1 : Valeurs de périodes et les facteurs de participation massique.....	107
Tableau 5. 2 : Valeurs des périodes et des facteurs de participation massique.	109
Tableau 5. 3 : Facteurs de qualité	112
Tableau 5. 4 : Vérification de l'effort tranchant.....	113
Tableau 5. 5 : Vérification de l'effort tranchant.....	113
Tableau 5. 6 : Vérification des déplacements inter étage suivant l'axe X-X.....	114

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 5. 7 : Vérification des déplacements inter étage suivant l'axe Y-Y.....	114
Tableau 5. 8 : Justifications vis-à-vis de l'effet P- Δ suivant les axes X-X et Y-Y.....	115
Tableau 5. 9 : Profilés finaux adoptés.....	116
Tableau 6. 1 : Efforts maximaux	122
Tableau 6. 2 : Vérification du flambement suivant Y-Y	124
Tableau 6. 3 : Vérification du flambement suivant Z-Z	124
Tableau 6. 4 : Vérification du flambement sous <i>Nsdmax</i>	125
Tableau 6. 5 : Vérification du flambement suivant Y-Y	125
Tableau 6. 6 : Vérification du flambement suivant Z-Z	125
Tableau 6. 7 : Vérification du flambement sous <i>Mymax</i>	125
Tableau 6. 8 : Vérification du flambement suivant Y-Y	126
Tableau 6. 9 : Vérification du flambement suivant Z-Z	126
Tableau 6. 10 : Vérification du flambement sous <i>Mzmax</i>	126
Tableau 6. 11: Caractéristiques de profilé UPN240	133
Tableau 6. 12 : Tableau récapitulatif des profilés adoptés	138
Tableau 7. 1 : Classes des boulons	140
Tableau 7. 2 : Caractéristiques géométriques des boulons	140
Tableau 8. 1 : Sections des semelles filantes	168
Tableau 8. 2: Contraintes sous le radier à l'ELU	174
Tableau 8. 3: Contraintes sous le radier à l'ELS	174
Tableau 8. 4: Calcul des moments à l'ELU, l'ELS	175
Tableau 8. 5: Ferrailage des panneaux du radier	176
Tableau 8. 6: Vérification des contraintes	176
Tableau 8. 7: Les nouvelles valeurs des sections d'armature.....	177
Tableau 8. 8: Vérification des contraintes à l'ELS.....	177
Tableau 8. 9: Ferrailage des nervures (sens porteur).....	178
Tableau 8. 10: Ferrailage des nervures (sens non porteur).....	179
Tableau 8. 11: Vérification des contraintes à l'ELS	179
Tableau 8. 12: Vérification des contraintes du béton et d'acier	183

LISTE DES NOTATIONS

- 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
- $C_{p, net}$: Coefficient de pression nette
- C_e : Coefficient d'exposition
- C_d : Coefficient dynamique
- E : Module d'élasticité longitudinale de l'acier
- F : Force en générale
- G : Charge permanente
- I : Moment d'inertie
- K : Coefficient d'encastrement ou de rigidité Poteaux/ Poutre
- K_0 : Coefficient de flambement
- K Facteur de déformée modale
- L : Longueur.
- M_{sd} : Moment sollicitant en générale.
- M : Moment fléchissant.
- M_{rd} : Moment résistant.
- M_{ply} : Moment plastique.
- M_{cr} : Moment critique.
- $M_{b, rd}$: Valeur de calcul de la résistance au déversement.
- $N_{pl, rd}$: Valeur de calcul de la résistance plastique de la section transversale brute.
- $N_{b, rd}$: Valeur de calcul d'un élément comprimé au flambement.
- N_{sd} : Effort normal sollicitant.
- $N_{t, sd}$: Effort normal de traction.
- $N_{c, sd}$: Effort normal de compression.
- N_{pl} : Effort normal plastique.
- $N_{c, rd}$: Valeur de calcul de la résistance de la section transversale à la compression.
- W : Poids total de la structure.
- Q : Charge d'exploitation.

LISTE DES NOTATIONS

- R : Coefficient de comportement de la structure.
- S : Surface.
- S : Charge de la neige.
- V_{sd} : Valeur de calcul de l'effort tranchant sollicitant.
- $V_{pl, rd}$: Valeur de calcul de la résistance plastique au cisaillement.
- V_{ref} : Vitesse de référence du vent.
- W : Pression aérodynamique.
- W_{pl} : Module de résistance plastique.
- W_{el} : Module de résistance élastique.
- D : Diamètre d'une section circulaire.
- f : Flèche.
- f_y : Limite d'élasticité.
- f_u : Résistance à la traction.
- H : Hauteur d'une pièce.
- l : Longueur d'une pièce.
- L_f : Longueur de flambement.
- r : Rayon d'une section circulaire.
- t : Épaisseur de la semelle (poutre, solive, poteau).
- t_w : Épaisseur de l'âme (poutre, solive, poteau).
- Z : Hauteur au-dessus du sol.
- z_0 : Paramètre de rugosité.
- z_{eq} : Hauteur équivalente.
- Z_{min} : Hauteur minimale.
- χ : Coefficient de réduction pour le mode de flambement ou déversement approprié.
- β : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.
- β_w : Facteur de corrélation.
- β_M : Facteur de moment uniforme équivalent .
- β_j : Coefficient relatif à la liaison.
- γ_M : Coefficient de sécurité .
- λ : Élançement .
- λ_{LT} : Élançement de déversement .
- α : Facteur d'imperfection .

LISTE DES NOTATIONS

\varnothing : Rotation.

\varnothing_{LT} : Rotation de déversement.

η : Contrainte limite de cisaillement en élasticité .

ε : Coefficient de réduction élastique de l'acier .

ζ_a : Contrainte de l'acier .

ζ_b : Contrainte du béton .

ξ : Pourcentage d'amortissement critique .

η : Facteur de correction d'amortissement .

δ_{ek} : Déplacement du aux forces sismique F_i .

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « K » par rapport au niveau « K-1 ».

μ : Coefficient de forme de la charge de neige .

Introduction générale

Ce projet de fin d'étude consiste à étudier un bâtiment (R+8) en charpente métallique, à multi-usager (bureaux + habitation) située à Blida –Boufarik-. Cette étude a été proposée par CR-Métal spécialisé dans le domaine de la construction métallique.

On s'intéresse dans cette étude à la modélisation de ce bâtiment, par le logiciel Robot structural Analyses. Il utilise la méthode d'analyses statiques et dynamiques, ainsi que l'analyse linéaire ou non linéaire.

En appliquant les règlements techniques en vigueur « DTR », à savoir le règlement parasismique Algérienne **RPA99 version 2003** et les règlements de la conception et calcul des structures en charpente métallique **CM97**.

- Tout d'abord le **1^{er} chapitre** parle des généralités, il comprend la présentation complète de l'ouvrage, la définition des différents éléments et les choix des matériaux utilisés.
- L'objectif du **2^{ème} chapitre** est l'étude climatique de neige et vent.
- Le pré dimensionnement des éléments tels que les poteaux, poutres et les solives de bâtiment sont présentés dans le **chapitre 3** alors que le **4^{ème} chapitre** comporte le calcul des éléments secondaires (escaliers & acrotère).
- L'objectif de **5^{ème} chapitre** est d'avoir un bon comportement dynamique en passant par plusieurs dispositions de contreventement jusqu'à ce que les critères exigés par le **RPA99 ver2003** soient vérifiés.
- Le **6^{ème} chapitre** porte les vérifications des éléments structuraux de l'ossature en charpente métallique.
- Le calcul des assemblages, fondé sur les résultats du logiciel **Robot** est présenté dans le **chapitre 7** qui traite les différents assemblages (assemblage soudés et assemblage boulonnés)
- Le **8^{ème} chapitre** se basera sur l'étude de l'infrastructure, enfin nous terminons le travail par une conclusion générale qui résume l'essentiel du projet.

Chapitre 1

Description de l'ouvrage

1.1 Introduction :

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

L'ouvrage en question est un ouvrage séparé par un joint de rupture pour éviter le tassement différentiel. Il compose d'un bâtiment R+8 en charpente métallique à multi usage (parking, bureau, habitation) et un RDC (foyer), les zones de :

Sismicité : zone III (forte sismicité selon RPA)

Neige : zone B (commune II)

Vent : zone I

Ce chapitre contient :

- La présentation du projet.
- La localisation et données concernant le site.
- Données géométrique de l'ouvrage.
- Conception architectural & structural.
- Conception parasismique.
- Les caractéristiques des matériaux utilisés.

1.2 Présentation du projet :

Ce projet de fin d'études consiste à dimensionner et à étudier deux blocs :

- un bâtiment R+8 en charpente métallique à usage bureau et logement.
- Une RDC (foyer)

. Le projet est implanté dans la wilaya de **BLIDA** et plus exactement à **Boufarik** qui est classée comme zone de forte sismicité **III** d'après les règles parasismiques algériennes (RPA99V2003).

1.3 Localisation et données concernant le site :

Notre projet implanté à **BLIDA (Boufarik)** dont :

- ✓ Le site est considéré comme meuble (S3), et la contrainte admissible du sol est 1.5 bars
- ✓ L'altitude : 63 m

- ✓ L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2, c'est un bâtiment à usage d'habitation collective dont la hauteur ne dépasse pas 48 m
- ✓ Zone de neige : zone B (commune II)
- ✓ Zone de vent : I
- ✓ Zone sismique : zone III (forte sismicité)

1.4 Données géométriques de bâtiment :

Notre bâtiment est en forme L en vue plan dans les dimensions suivant :

- ✓ Longueur de bâtiment : 34 m
- ✓ Largeur de bâtiment : 27.60 m
- ✓ Hauteur de R.D.C : 4.20 m
- ✓ Hauteur d'étage : 3.74 m
- ✓ Hauteur totale : 34.12 m
- ✓ Hauteur d'acrotère : 0.6 m

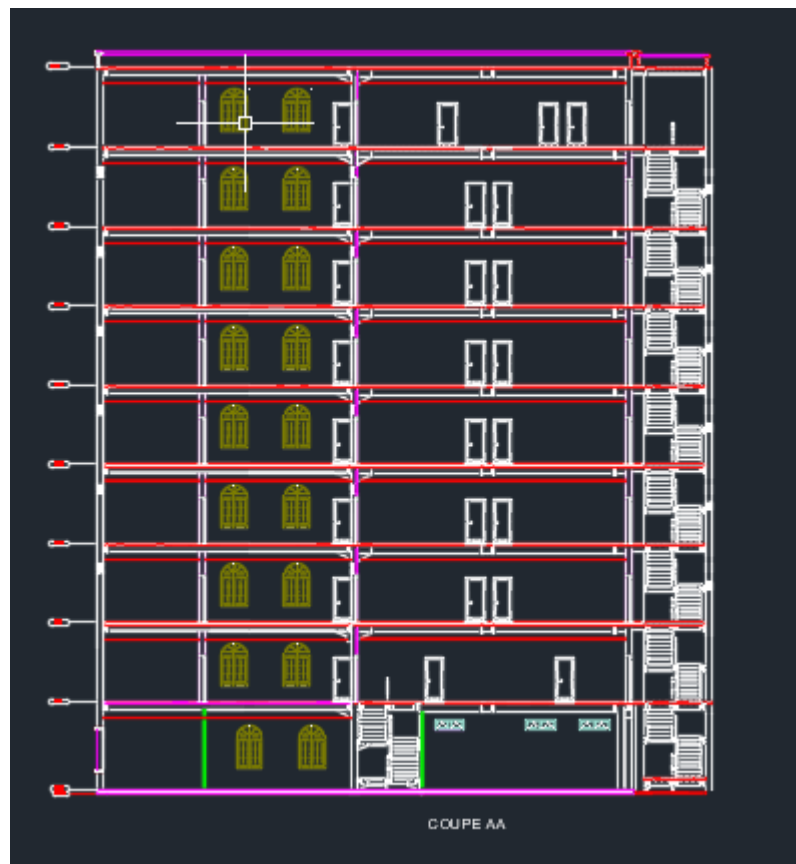


Figure 1. 1 : Coupe AA



Figure 1. 2 : Façade principale

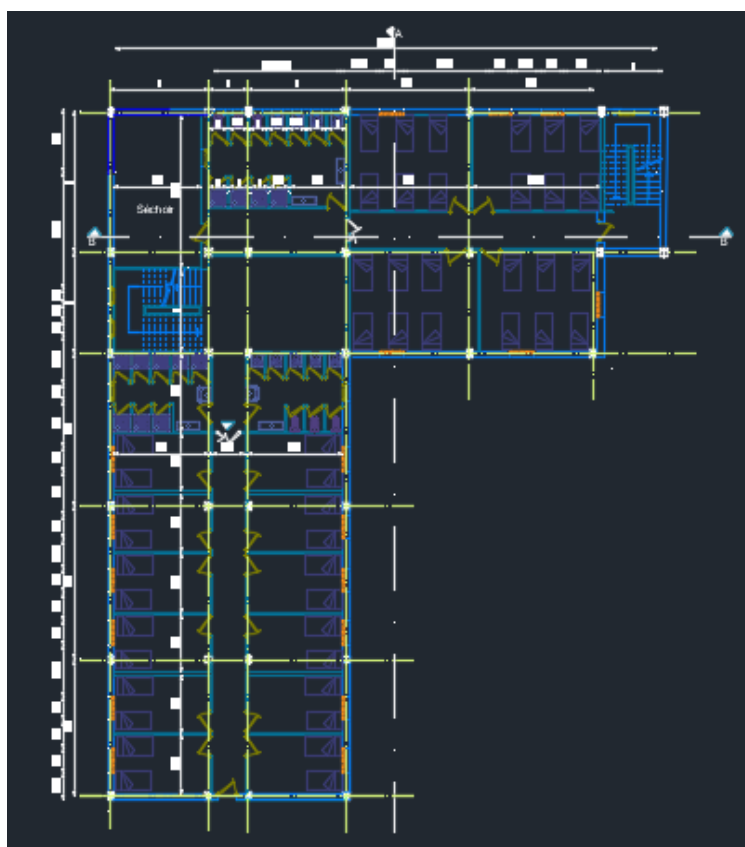


Figure 1. 3 : Etage courant

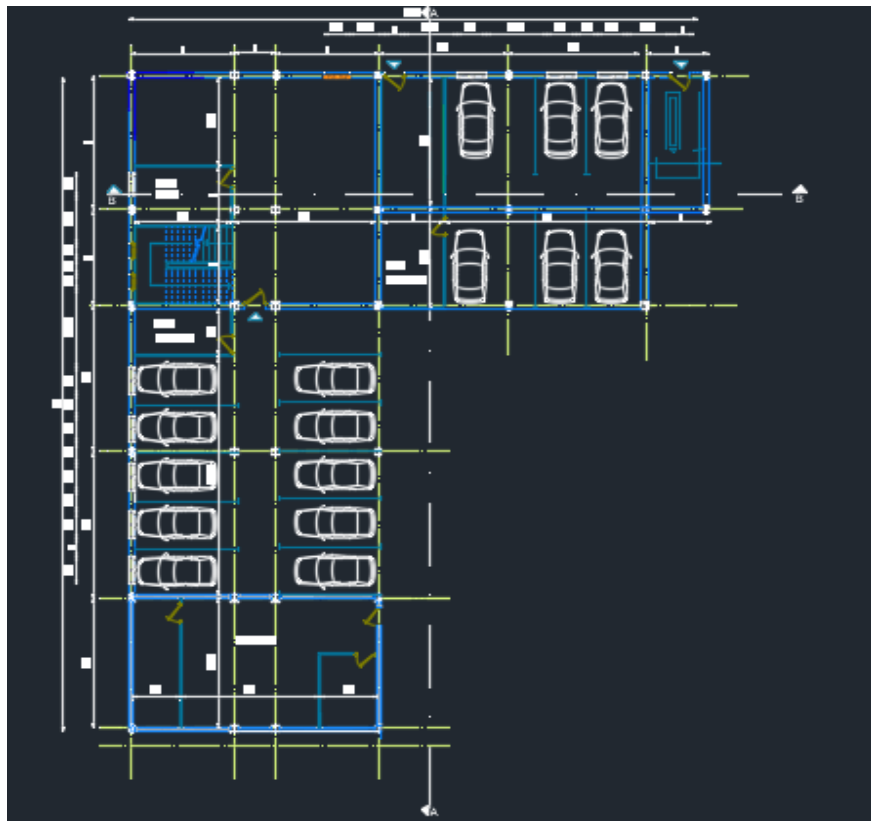


Figure 1. 4 : Etage RDC

1.5 Conception architecturale :

La structure est de forme L composée d'un RDC et 8 étages avec une terrasse inaccessible.

- RDC : Parking
- 1^{er} étage : Bureaux et logements
- 2^{ème} → 8^{ème} étage : Logements

1.6 Conception structurale :

1.6.1 Superstructure horizontale :

Les planchers : dans cette étude les planchers utilisés sont des planchers mixtes (dalle collaborant) pour les planchers courants et le plancher terrasse.

1.6.1.1 Plancher courant :

La composition de plancher courant est illustré dans la figure suivante :

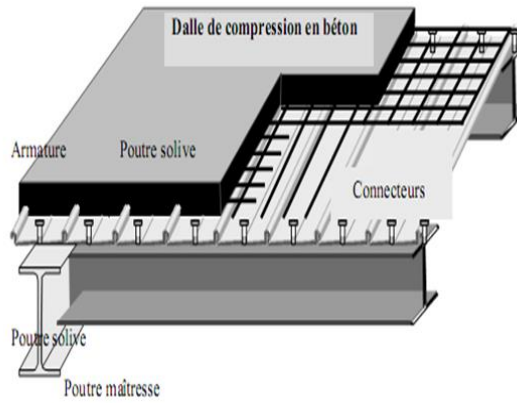


Figure 1.5 : composition de plancher courant

Les planchers reposent sur un ensemble des poutres et des solives métalliques, la liaison entre la dalle, le bac d'acier et la structure porteuse est assurée par des connecteurs.

a) **Bac d'acier :**

Le bac d'acier de type HI-BOND55-750 dont les caractéristiques suivantes :

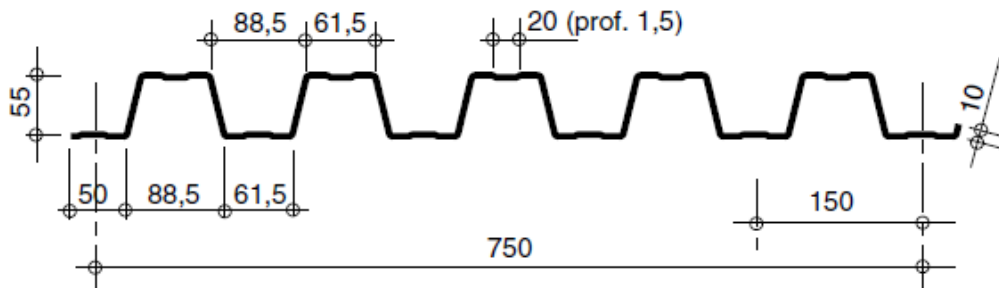


Figure 1.6 : caractéristiques de HI-BOND55-750

Le tableau suivant représente les caractéristiques du bac adopté :

Tableau 1.1 : caractéristiques de HI-BOND55-750

Hauteur des nervures (mm)	Nombre de nervure par bac	Espacement des nervures (mm)	Largeur outil de bac (mm)	Epaisseur de tôle (mm)	Poids (dan/m ²)
55	5	150	750	1	15

b) **Les connecteurs :**

La liaison acier-béton est réalisée par des connecteurs, ils permettent de développer le comportement mixte entre la poutre en acier et le béton. La connexion est essentiellement

prévue pour résister au cisaillement horizontal. Deux types des connecteurs principaux sont disponibles, les goujons soudés et les connecteurs cloués.

- Les goujons à tête sont les plus utilisés. Leurs caractéristiques géométriques, limite élastique (f_y) et contrainte de rupture (f_u) sont reprise au tableau ci-dessous :

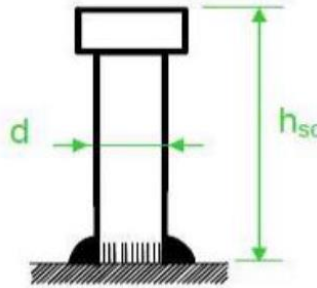


Figure 1. 7 : Connecteur de type Nelson (goujon à tête)

Le tableau suivant représente les caractéristiques du goujon adopté :

Tableau 1. 2: Caractéristiques du goujon à tête TRW Nelson

Dénomination du goujon à tête	h_{sc} (mm)	D (mm)	F_y (N/mm ²)	F_u (N/mm ²)
TRW Nelson KB ^{3/4} '' -95	95	19	350	450

c) **Dalle en béton :**

L'épaisseur de la dalle béton armé compris entre 12 & 15 cm.

d) **Les solives :**

Les solives sont des poutrelles IPE ou bien IPN travaillent à la flexion simple, leur espacement est compris ente 1.5m et 4m.

e) **Les poutres :**

Les poutres, sont des éléments généralement horizontaux (IPE) qui doivent reprendre essentiellement les efforts de flexion. Leur section doit par conséquent présenter une inertie adaptée dans le sens de flexion et donc une certaine hauteur.

1.6.1.2 Plancher terrasse :

Il est identique aux plancher courants sauf pour la partie supérieure qui comprend des couches supplémentaires (étanchéité, gravillon ...)

- **Etanchéité** : l'étanchéité des toitures terrasses permet l'évacuation des eaux pluviales et l'étanchéité à l'eau des bâtiments
- **Gravillon** : l'utilisation de gravier ou de gravillon est une formule moins chère pour protéger la membrane d'étanchéité.

Résistance au feu :

La résistance au feu selon le critère d'isolation thermique, ne dépend que de l'épaisseur de la dalle

L'épaisseur efficace h_{eff} est donnée par les formules suivantes :

$$\begin{cases} h_{eff} = h_c + 0.5h_p \times \left(\frac{L_1 + L_2}{L_1 + L_3} \right) \text{ pour } \frac{h_p}{h_c} \leq 1.5 \text{ et } h_c > 40 \text{ mm} \\ h_{eff} = h_c \left[1 + 0.75 \times \left(\frac{L_1 + L_2}{L_1 + L_3} \right) \right] \text{ pour } \frac{h_p}{h_c} \geq 1.5 \text{ et } h_c > 40 \text{ mm} \end{cases}$$

Pour une classe de résistance au feu normalisé, $h_{eff} \geq 120 \text{ mm}$

On choisit : $h_t = 150 \text{ mm}$, $h_c = 95 \text{ mm}$ et $h_{eff} = 122.30 \text{ mm}$

1.6.2 Superstructure verticale :

- **Les systèmes de stabilités :**

Les contreventements dans les bâtiments servent, d'une part, à résister aux efforts horizontaux et à transférer ces efforts aux fondations, d'autre part, à assurer la stabilité de l'ossature tant en service qu'au stade de montage. On examine ci-après la disposition en plan, et en élévation des contreventements dans une ossature, la répartition des efforts entre les divers contreventements, leur nature, leur influence sur la stabilité de l'ensemble du bâtiment et sur la stabilité des poteaux.

La stabilité des bâtiments peut être obtenue de différentes manières : Soit par des palées de stabilité, soit par voiles en béton armé, soit encore par des noyaux en béton armé ou cages en poutres à treillis métallique, soit par des portiques autostables, soit enfin par toute combinaison de ces divers systèmes.

1.7 Conception des escaliers :

Les escaliers permettent l'accès du niveau RDC vers les autres niveaux, elles sont constituées de garde-corps et d'un palier intermédiaire



Figure 1. 8 : Escaliers en charpente métallique

1.8 Les assemblages :

Les assemblages a pour but de transmettre les efforts aux poteaux et les poutres. Dans notre étude on utilise deux types d'assemblage :

- **Les boulons :**

Le boulonnage et le moyen d'assemblage le plus utilisé en construction métallique du fait de sa facilité de mise en œuvre et des possibilités de réglage qu'il ménage sur site, pour ce cas on a utilisé les boulons de haute résistance (HR8.8) pour les assemblages rigides des portiques auto stable. Les boulons HR comprennent une tige filetée, une tête hexagonale et un écrou en acier à très haute résistance.



Figure 1. 9: Boulon HR

- **Le soudage :**

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

1.9 Les fondations :

Les fondations reprenant les charges et surcharges supporter par la superstructure et les transmettent au sol dans les bonnes conditions afin d'assurer la stabilité de l'ouvrage. Le choix de type de fondation se fait selon le rapport de bon sol et les charges supportées par la structure.

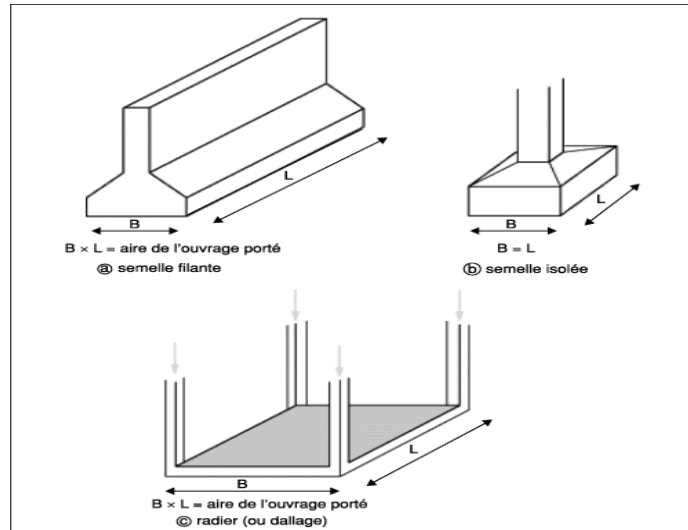


Figure 1. 10 : Types des fondations

1.10 Caractéristiques des matériaux :

- a) **Acier :** Les caractéristiques mécaniques de différentes nuances d'acier sont les suivantes :

Limite élastique f_y (MPa) en fonction de l'épaisseur normale :

Tableau 1. 3 : Valeurs nominales de F_y & F_u pour les profilés

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

- La résistance à la traction : $f_u = 430$ MPa
- La limite élastique : $f_y = 275$ MPa
- Le module de Young : $E = 210\ 000$ MPa

- Le coefficient de poisson : $\nu = 0.3$
- Module de cisaillement : $G = E / (2(1+\nu)) = 81\,000 \text{ MPa}$

Acier pour ferrailage :

Pour le ferrailage en utilisé des armatures et des treuillés à soudé de type HA et de dont les caractéristiques sont :

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

b) Béton :

→ Résistance de béton :

Le béton utilisé est défini, du point de vue mécanique par :

- La résistance à la compression à 28 jours : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
- La résistance à la traction à 28 jours est déduite de celle de compression par la relation :

$$F_{t28} = 0.6 + 0.06 \cdot f_{c28}$$

→ Contraintes limites :

La contrainte admissible de compression à l'état limite ultime (ELU) est donnée par :

$$F_{bu} = \frac{0.85 \cdot f_{cj}}{\gamma_b}$$

Avec :

→ $\gamma_b = 1.5$ action durable

→ $\gamma_b = 1.15$ action accidentelle

→ Etat limites de service :

La contrainte limites de service est donner par : $\sigma = 0.6 \cdot f_{c28}$

Coefficient de poisson selon BAEL, les valeurs sont :

- $\nu = 0$ ELU
- $\nu = 0.2$ ELS

→ Caractéristiques mécaniques de l'acier :**Tableau 1. 4 :** Caractéristiques mécaniques

Nuance	Fy (MPa)	
Ronds lisses	Fe220	215
	Fe240	235
Barres HA	Fe400	400
	Fe500	500

1.11 Règlements utilisés :

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

CCM97 : règles de calcul des constructions en acier.

DTR C 2-2 : document technique réglementaire (charges permanente et d'exploitation)

RPA99 V2003 : règlement parasismiques algériennes version 2003

RNV2013 : règles définissant les efforts de la neige et du vent version 2003

BAEL : Béton armé aux états limite

1.12 Conclusion :

Dans ce chapitre, l'ouvrage de ce projet de fin d'étude est présenté, en déterminant l'usage, la classification et les caractéristiques géométriques en plan et en élévation de la construction. Ensuite, les éléments structurant le bâtiment sont définis et les caractéristiques mécaniques des matériaux de construction adoptés sont détaillées. A la fin, les hypothèses de calcul adoptées sont mentionnées.

Chapitre 2

Neige et vent

2.1 Introduction :

L'effet du vent sur une construction a une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage. Pour cela, une étude approfondie doit être élaborée pour la détermination des différentes actions dues au vent et ceci dans toutes les directions possibles. Le calcul sera mené conformément au Règlement Neige et Vent 2013. Ce document technique réglementaire (**RNV2013**) fournit les procédures et principes généraux pour la détermination des actions du vent sur l'ensemble des constructions et des bâtiments y compris leur composants et élément de façade. Il s'applique aux constructions dont la hauteur est inférieure à 200 m.

- **Domaine d'application de RNV :**

Ce règlement s'applique aux constructions suivantes dont la hauteur est inférieure à 200m :

- L'ensemble des bâtiments (à usage d'habitation, administratif, scolaire, industriel, lieu de culte, et autres ouvrages)
- Les cheminées et ouvrages assimilables.
- Les ouvrages de stockage (réservoirs, châteaux d'eau, silo, et autres)
- Les structures verticales et horizontales en treilles (pylônes, grues, échafaudage, passerelles, et autres)
- Les panneaux de signalisation, murs de clôtures et drapeaux.
- **Principes de DTR RNV (version2013) :**
 - Le règlement impose d'étudier le vent toutes les parois de la structure
 - Le bâtiment à étudier est considéré de forme rectangulaire donc l'étude se fera sur deux parois

2.2 Etude de neige :

a) Introduction

L'accumulation de la neige sur la terrasse produite une surcharge qu'il faut prendre en compte pour les vérifications des éléments de la structure.

b) Calcul des charges de neige

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

$$S = \mu \cdot S_k \text{ [kN/m}^2\text{]} \quad (\text{Partie 3.1.1 RNV Version 2013}).$$

Où :

- S_k (en kN/m^2) est la charge de neige sur le sol, fonction de l'altitude et de la zone de neige.
- μ est un coefficient d'ajustement des charges, fonction de la forme de la toiture, appelé coefficient de forme.

Notre structure se trouve dans la zone **B** commune **I** selon les classifications de RNV2013.

La valeur de S_k en kN/m^2 est déterminée par la loi de variation suivante en fonction de l'altitude H en m du site considéré :

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

Avec $H=63$ m

$$S_k = \frac{0.04 \times 63 + 10}{100} = 0.1252 \text{ kN/m}^2$$

D'après le tableau des coefficients de forme des toitures (**Tableau 6.2. RNV V2013**).

$$\mu = 0,8$$

On suppose que la neige est sur toute la toiture, donc :

$$\mu = 0,8$$

$$\text{Alors: } S = 0,8 \times 0.1252 \quad S = 0.100 \text{ kN/m}^2$$

c) Conclusion

La charge de la neige $S_n = 0.100 \text{ kN/m}^2$, on va la négliger.

2.3 Effet du vent :

2.3.1 Introduction :

Le vent est assimilé à des forces statiques appliquées à la construction supposées horizontales, ces forces peuvent engendrer des effets dynamiques qui dépendent des caractéristiques aérodynamiques de la structure. Ces forces dépendent aussi de plusieurs autres paramètres.

Selon le **RNV2013**, le calcul doit être effectué séparément pour chacune des directions perpendiculaires aux différentes parois de la construction.

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.
- Nature de la Structure

La classification des structures selon leur nature dépend de leur sensibilité aux excitations dynamiques, on distingue :

1. Constructions peu sensibles, pour lesquelles le coefficient dynamique $C_d < 1.2$.
2. Constructions sensibles, pour lesquelles le coefficient dynamique $C_d \geq 1.2$.

- Notation

C_t : Coefficient de topographie.

Q_{ref} : la pression dynamique de référence

V_{ref} : la vitesse de référence du vent

Z_e : la hauteur de référence

K_T : Facteur de terrain

Z_0 : Paramètre de rugosité

Z_{min} : hauteur minimale

ε : Coefficient utilisé pour le calcul du coefficient C_d

C_r : Coefficient de rugosité

C_d : Coefficient dynamique

C_e : Coefficient d'exposition

P_{dyn} : pression dynamique

C_{pe} : Coefficient de pression extérieur

C_{pi} : Coefficient de pression intérieur

2.3.2 Hypothèses de calcul

On suppose que notre structure n'est pas entourée par d'autre structure (le vent souffle dans les deux directions).

2.3.3 Données relatives au site

- ✓ Site plat : $C_t(Z) = 1$ pour $\phi \leq 0.05$
- ✓ Zone I : $q_{réf} = 375 \text{ N/m}^2$ (Tab 2.3.RNV version 2013)
- ✓ Terrain catégorie III... $K_t = 0,215$ $Z_0 = 0,3\text{m}$, $Z_{min} = 5\text{m}$, $\varepsilon = 0,61$ (Tab 2.4)

2.3.4 Direction V1

➤ Hauteur de référence Z_e (§2.3.2.RNV version 2013)

- ✓ $h = 34.12\text{m}$; $b = 34 \text{ m}$.
- ✓ La hauteur de référence est : $b < h < 2b$

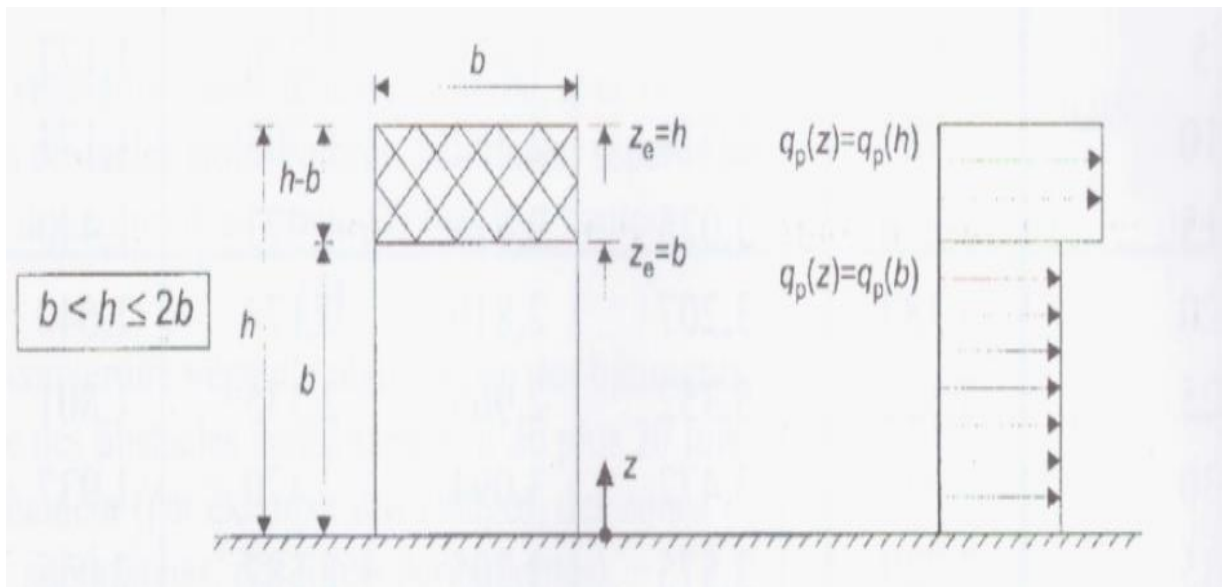


Figure 2. 1 : Hauteur de référence Z_e et profil correspondant de la pression dynamique

- **Pression dynamique de pointe**

La pression dynamique de pointe $q_p(Z_e)$ a une hauteur de référence Z_e et donnée par :

$$q_p(Z_e) = q_{ref} \times C_e(Z_e)$$

a- Coefficient de rugosité :

Coefficient de la rugosité $C_r(z)$ traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse moyenne du vent.

$$C_r(Z_e) = K_t \times \ln \left(\frac{Z}{Z_0} \right) \quad \text{Pour } Z_{min} \leq Z_e \leq$$

200m (§2.4.4. RNV Version2013)

Tableau 2. 1 : Coefficient de rugosité

Tronçon	Z [m]	C_r
De 0 à 34,00	34,00	1,017
De 34 à 34,12	34,12	1,017

b- Coefficient de topographie :

Prend en compte l'accroissement de la vitesse du vent lorsque celui-ci souffle sur des obstacles tels que les collines, les dénivellations isolées, etc.

L'ouvrage situé sur un site plat, donc on a :

Tableau 2. 2 : Coefficient topographique (V1)

Tronçon	Z [m]	C_t
De 0 à 34,00	34,00	1
De 34 à 34,12	34,12	1

c- Intensité de turbulence :

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

$$I_v(Z_e) = \frac{1}{C_t(Z_e) \times \ln \left(\frac{Z}{Z_0} \right)} \quad \text{Pour } Z_{min} \leq Z$$

Tableau 2. 3 : Coefficient Intensité de turbulence (V1)

Tronçon	Z [m]	I _v
De 0 à 34,00	34,00	0,211
De 34 à 34,12	34,12	0,211

d- Coefficient d'exposition

Cas de structures peu sensibles aux excitations dynamiques

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

Tableau 2. 4 : Coefficient d'exposition

Tronçon	Ze [m]	C _e
De 0 à 34,00	34,00	2,56
De 34 à 34,12	34,12	2.56

Tableau 2. 5 : Valeur de pression dynamique de point qp (V1)

Tronçon	Ze [m]	C _r	C _t	I _v	C _e	q _p [N/m ²]
De 0 à 34,00	34,00	1,017	1	0,211	2,56	963,75
De 34 à 34,12	34,12	1,0.17	1	0,211	2.56	963,75

2.3.5 Calcul de la pression due au vent :

- **Détermination de la pression dynamique**

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

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

a- coefficients de pressions extérieures C_{pe} :

On détermine le coefficient à partir des conditions suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} C_{pe} = C_{pe.1} \quad \text{si } S \leq 1 \text{ m}^2 \\ C_{pe} = C_{pe.1} + (C_{pe.10} - C_{pe.1}) \times \log_{10}(S) \quad \text{si } 1 \text{ m}^2 < S < 10 \text{ m}^2 \\ C_{pe} = C_{pe.10} \quad \text{si } S \geq 10 \text{ m}^2 \end{array} \right\} (\text{\S } 5.1.1.2 \text{ RNV.ver}2013)$$

❖ Paroi verticale (V1)

Cas de vent perpendiculaire à la largeur du bâtiment

$$C_{pe} = C_{pe, 10} \quad \text{pour} \quad S \geq 10,00 \text{ m}^2$$

- $b=34 \text{ m}$
- $h=34.12\text{m}$
- $d= 27.6 \text{ m}$
- $e=\min [b, 2 \times ht] \Rightarrow e=34 \text{ m} ; e > d$

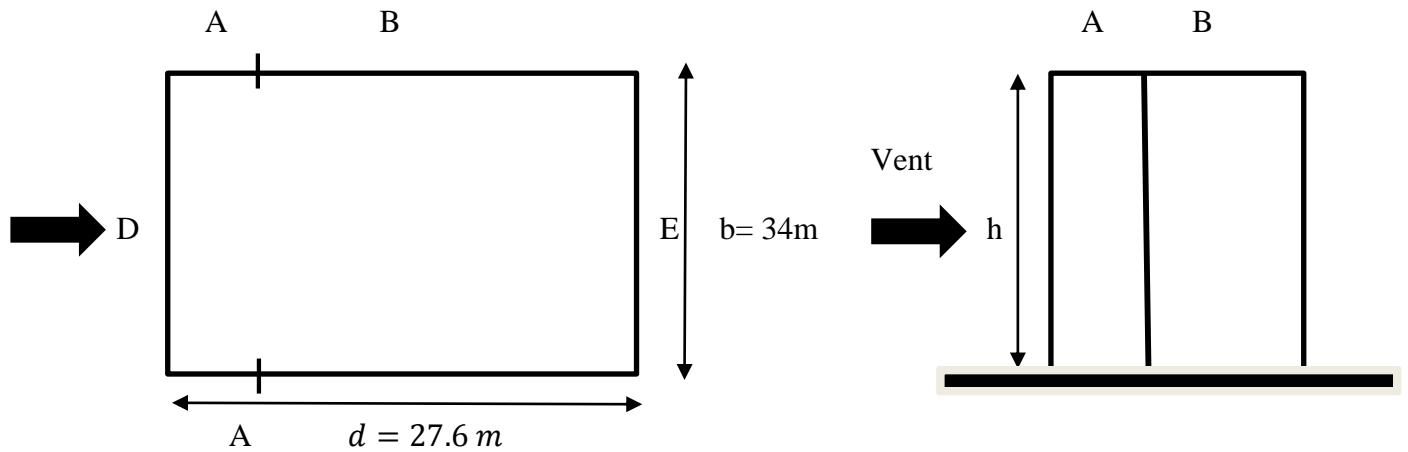


Figure 2. 2 : Légende pour la paroi verticale

Tableau 2. 6 : Valeurs des pressions C_{pe} pour les différentes zones de la paroi verticale (V1)

Zone	A'	B'	C	D
Surface (m ²)	232,016	709,696GFV	1160,08	1160,08
C_{pe}	C_{pe10}	C_{pe10}	C_{pe10}	C_{pe10}
Valeur de C_{pe}	-1	-0,8	+0,8	-0,3

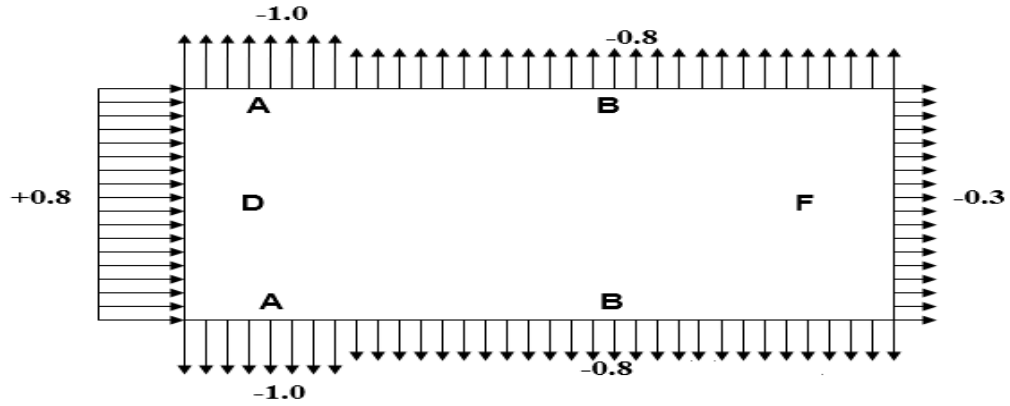


Figure 2. 3 : Représentation des coefficients C_{pe} sur les différentes zones(V₁)

b- Coefficient de pression intérieur C_{pi}

Le coefficient de la pression intérieure C_{pi} des bâtiments sans cloisons intérieures est donné en fonction de l'indice de perméabilité μ_p.

On définit l'indice de perméabilité μ_p comme suit :

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

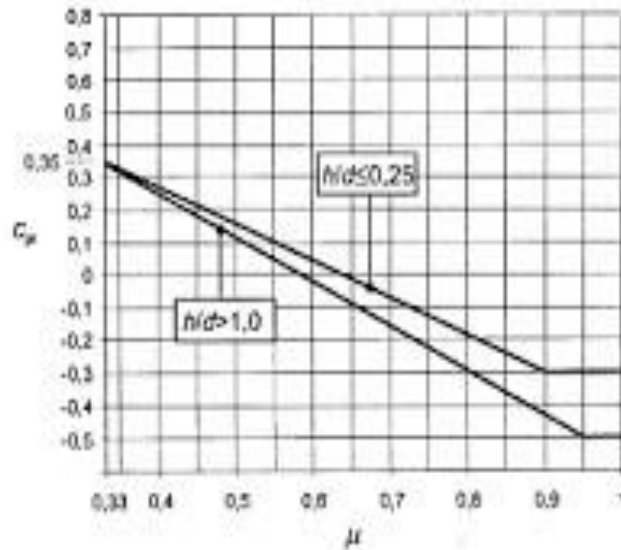


Figure 2. 4 : Coefficient de pression intérieur C_{pi} des bâtiments

Pour notre bâtiment et selon (EC1 1-4) n'est pas possible d'estimer l'indice perméabilité μ_p , il convient de prendre C_{pi} comme étant égale à la valeur la plus pénalisante de +0,2 et -0,3.

Donc :

✓ $C_{pi1} = 0.2$

✓ $C_{pi2} = -0.3$

La pression aérodynamique :

$$W(z_j) = q_p(z_j) \times (C_{pe} - C_{pi})$$

Tableau 2. 7 : Les valeurs de pression $W(z_j)$ sens (V_1)

Zone	Z(m)	$q_p(z_e)$	C_{pe}	C_{pi}		$W(z_j)$ [N/m ²]	
A	34	963,75	-1	-0,3	0,2	-674,625	-1156,5
	34,12	963,75	-1	-0,3	0,2	-674,625	-1156,5
B	34	963,75	-0,8	-0,3	0,2	-481,875	-963,75
	34,12	963,75	-0,8	-0,3	0,2	-481,875	-963,75
D	34	963,75	0,8	-0,3	0,2	1060,125	578,25
	34,12	963,75	0,8	-0,3	0,2	1060,125	578,25
E	34	963,75	-0,3	-0,3	0,2	0	-481,875
	34,12	963,75	-0,3	-0,3	0,2	0	-481,875

❖ Toiture

Les toitures plates sont celles dont l'angle de la pente inférieur ou égale à 5° il convient de diviser la toiture (Toiture avec acrotère) .

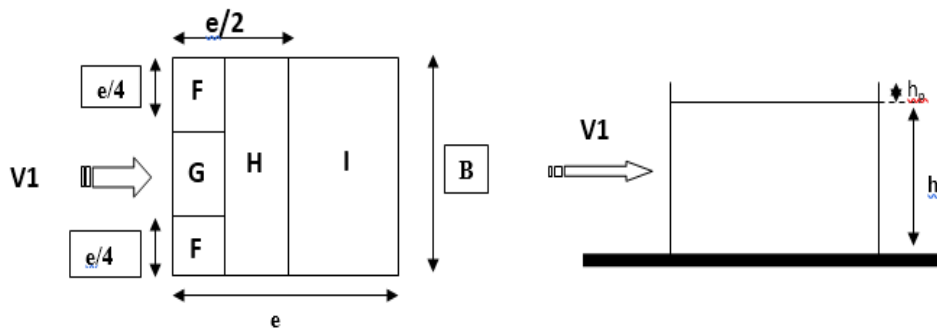


Figure 2. 5 : Légende pour la paroi verticale la toiture (V_1)

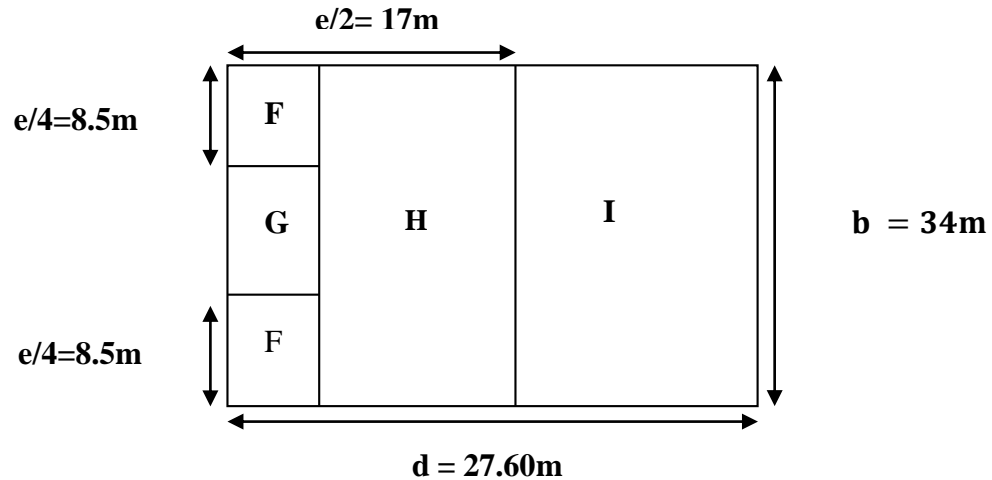


Figure 2. 6 : Légende pour les toitures plates.

a- coefficients de pressions extérieures C_{pe} :

La hauteur de l'acrotère $h_p = 0.6\text{m}$ nous avant une toiture plate Selon (§5.1.3 RNV Version 2013)

$$e = \min(b, 2h) = 34\text{m} > d = 27.60\text{m}$$

$$\frac{h_p}{h} = \frac{0,6}{34,12} = 0.017$$

Par l'interpolation on trouve : D'après le tableau (5.2 RNV 2013)

$$C_{pe}(F) = \frac{0,025-0}{-1,6+1,8} = \frac{-0,017-0}{-x+1,8} = -1.66$$

Tableau 2. 8 : Valeurs des pressions C_{pe} pour les différentes zones de terrasse sous (V1)

Zone	F	G	H	I
Surface $> 10\text{ m}^2$	28,9	57,8	462,8	360,4
C_{pe}	C_{pe10}	C_{pe10}	C_{pe10}	C_{pe10}
Valeur de C_{pe}	-1,66	-1,13	-0,7	$\pm 0,2$

b- Coefficient de pression intérieur Cpi

Tableau 2. 9 : Valeurs de Cpi1 et Cpi2 pour la paroi verticale de la terrasse sous (V1)

Zone	F	G	H	I
C _{pe10}	-1,66	-1,13	-0,7	±0,2
C _{pi1}	+0,2	+0,2	+0,2	+0,2
C _{pi2}	-0,3	-0,3	-0,3	-0,3

La pression aérodynamique :

$$W(z_j) = q_p(z_j) \times (C_{pe} - C_{pi})$$

Tableau 2. 10 : Valeur de la pression W (zj) sur la terrasse sous (V1)

Zone	Z(m)	q _p (ze)	C _{pe}	C _{pi}		W (zj) [N/m ²]	
F	34	963,75	-1,66	0,2	-0,3	-1792,57	-1310,7
	34,12	963,75	-1,66	0,2	-0,3	-1792,57	-1310,7
G	34	963,75	-1,13	0,2	-0,3	-1281,78	-799,91
	34,12	963,75	-1,13	0,2	-0,3	-1281,78	-799,91
H	34	963,75	-0,7	0,2	-0,3	-867,37	-385,5
	34,12	963,75	-0,7	0,2	-0,3	-867,37	-385,5
I	34	963,75	±0,2	0,2	-0,3	-385,5	96,73
						0	481,87
	34,12	963,75	±0,2	0,2	-0,3	-385,5	96,73
						0	481,87

2.3.6 Direction V2 :

$$\left\{ \begin{array}{l} b=27.60 \text{ m} \\ h= 34.12\text{m} \\ d= 34\text{m} \\ e = \min [b, 2 \times ht] \Rightarrow e= 27.6\text{m} \end{array} \right.$$

- **Pression dynamique de pointe**

La pression dynamique de pointe $q_p(Z_e)$ a une hauteur de référence Z_e et donnée par :

$$q_p(Z_e) = q_{ref} \times C_e(Z_e)$$

a- **Coefficient de rugosité**

$$C_r(Z_e) = K_t \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right) \quad \text{Pour } Z_{min} \leq Z_e \leq 200m$$

Tableau 2. 11 : Coefficient de rugosité (V2)

Tronçon	Z [m]	C _r
De 0 à 27.6	27.6	0,972
De 27.6 à 34.12	34.12	1.017

b- **Coefficient de topographie**

L'ouvrage situé sur un site plat, donc on a :

Tableau 2. 12 : Coefficient topographique

Tronçon	Z [m]	C _t
De 0 à 27.6	27.6	1
De 27.6 à 34.12	34.12	1

c- **Intensité de turbulence**

$$I_v(Z_e) = \frac{1}{C_t(Z_e) \times \ln\left(\frac{Z}{Z_0}\right)} \quad \text{Pour } Z_{min} \leq Z$$

Tableau 2. 13 : Coefficient Intensité de turbulence (V2)

Tronçon	Z [m]	I _v
De 0 à 27,6	27,6	0,221
De 27,6 à 34,12	34,12	0,211

d- **Coefficient d'exposition**

Cas de structures peu sensibles aux excitations dynamiques

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

Tableau 2. 14 : Coefficient d'exposition (V2)

Tronçon	Ze [m]	C _e
De 0 à 27,6	27,6	2,406
De 27,6 à 34,12	34,12	2,57

Tableau 2. 15 : Tableau Récapitulatif (V2)

Tronçon	Ze [m]	C _r	C _t	I _v	C _e	q _p [N/m ²]
De 0 à 27,6	27,6	0,972	1	0,221	2,406	902,25
De 27,6 à 34,12	34,12	1,017	1	0,211	2,57	963,75

2.3.7 Paroi vertical (V2)

Cas de vent perpendiculaire à la largeur du bâtiment

$C_{pe} = C_{pe,10}$ pour $S \geq 10,00 \text{ m}^2$

- $b=27,60 \text{ m}$
- $h= 34,12\text{m}$
- $d= 34\text{m}$
- $e=\min [b, 2 \times ht] \Rightarrow e= 27,6\text{m}$

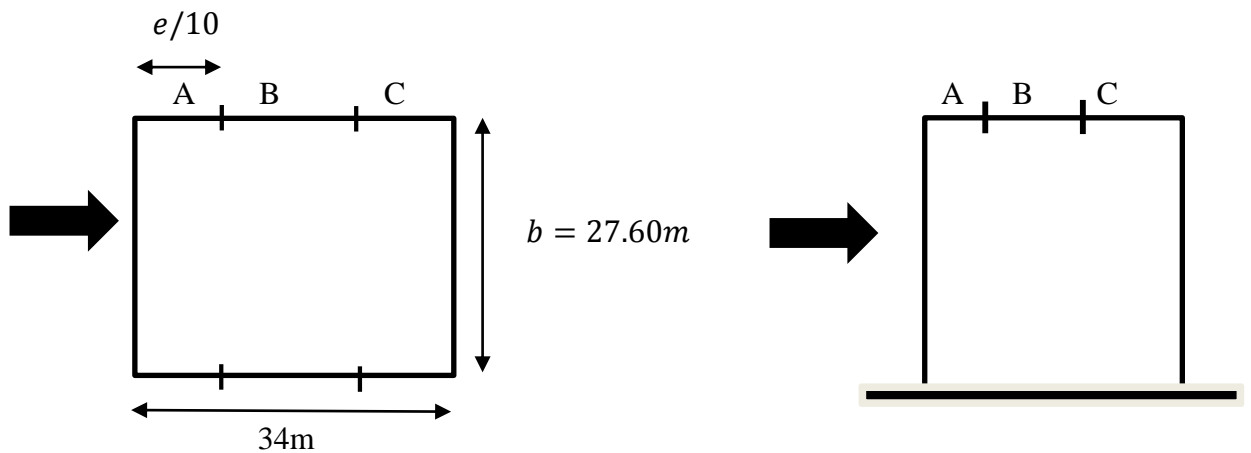


Figure 2. 7 : Légende pour la paroi verticale (V2)

a- coefficients de pressions extérieures C_{pe}

Tableau 2. 16 : Valeurs des pressions C_{pe} pour les différentes zones de la paroi verticale (V2)

Zone	A	B	C	D	E
Surface (m ²)	188.342	753.369	218.386	941.712	941.712
C _{pe}	C _{pe10}	C _{pe10}	C _{pe10}	C _{pe10}	C _{pe10}
Valeur de C _{pe}	-1	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

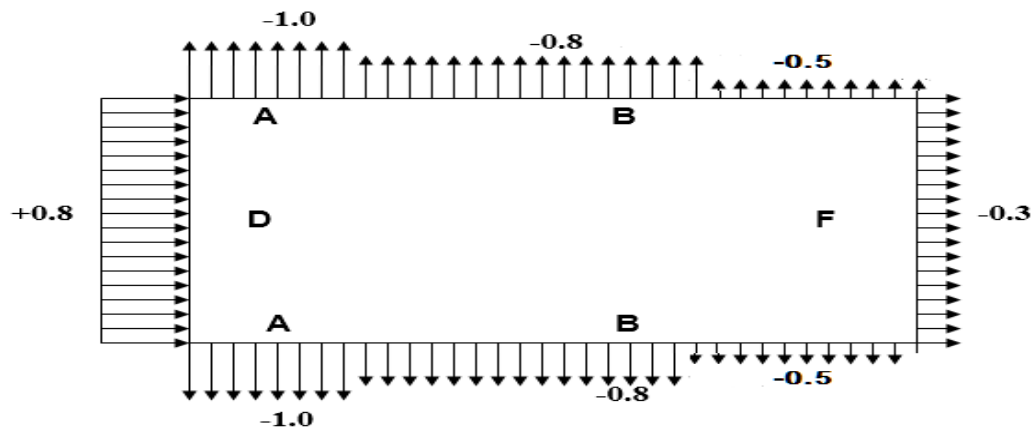


Figure 2. 8 : Représentation des coefficients C_{pe} sur les différentes zones(V₂)

b- Coefficient de pression intérieur C_{pi}

Pour notre bâtiment et selon (EC1 1-4) n'est pas possible d'estimer l'indice perméabilité μ_p , il convient de prendre C_{pi} comme étant égale à la valeur la plus pénalisante de +0,2 et -0,3.

Donc :

✓ **C_{pi1} = 0.2**

✓ **C_{pi2} = -0.3**

La pression aérodynamique :

$$W(z_j) = q_p(z_j) \times (C_{pe} - C_{pi})$$

Tableau 2. 17 : Valeur de la pression W (zj) sur la terrasse sous (V2)

Zone	Z(m)	$q_p(z_e)$	C_{pe}	C_{pi}		W (zj) [N/m ²]	
A	27,6	902,25	-1	0,2	-0,3	-902,25	-631,575
	34,12	963,75	-1	0,2	-0,3	-1156,5	-674,625
B	27,6	902,25	-0,8	0,2	-0,3	-721,8	-451,125
	34,12	963,75	-0,8	0,2	-0,3	-963,75	-481,875
C	27,6	902,25	-0,5	0,2	-0,3	-451,125	-451,125
	34,12	963,75	-0,5	0,2	-0,3	-674,625	-192,75
D	27,6	902,25	0,8	0,2	-0,3	721,8	992,475
	34,12	963,75	0,8	0,2	-0,3	578,25	1060,125
E	27,6	902,25	-0,3	0,2	-0,3	-270,675	0
	34,12	963,75	-0,3	0,2	-0,3	-481,875	0

❖ **Toiture**

Les toitures plates sont celles dont l'angle de la pente inférieur ou égale à 5° il convient de diviser la toiture (Toiture avec acrotère) .

$$\left\{ \begin{array}{l} b=27.60 \text{ m} \\ h= 34.12\text{m} \\ d= 34\text{m} \\ e=\min [b, 2 \times ht] \Rightarrow e= 27.6\text{m} \end{array} \right.$$

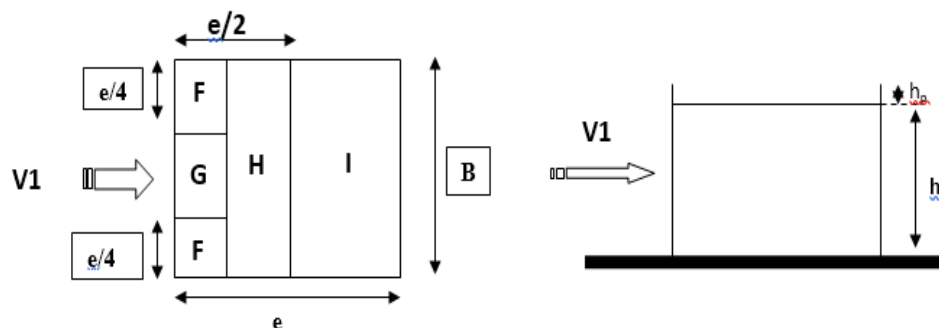


Figure 2. 9 : Légende pour la paroi verticale la toiture (V₁)

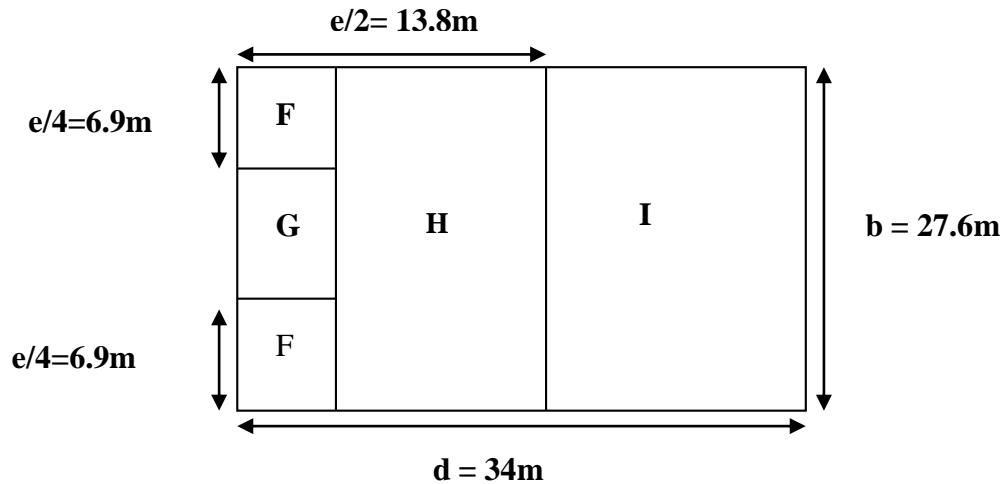


Figure 2. 10 : Légende pour les toitures plates (V2).

a- Coefficients de pressions extérieures C_{pe}

La hauteur de l'acrotère $h_p=0.6m$ nous avant une toiture plate Selon (§5.1.3 RNV Version 2013)

$$\frac{h_p}{h} = \frac{0,6}{34,12} = 0.017$$

Par l'interpolation on trouve : D'après le tableau (5.2 RNV 2013)

$$C_{pe}(F) = \frac{0,025-0}{-1,6+1,8} = \frac{-0,017-0}{-x+1,8} = -1.66$$

Tableau 2. 18 : Valeurs des pressions C_{pe} pour les différentes zones de terrasse sous V_2

Zone	F	G	H	I
Surface >10 m ²	28,9	57,8	462,8	360,4
C_{pe}	C_{pe10}	C_{pe10}	C_{pe10}	C_{pe10}
Valeur de C_{pe}	-1,66	-1,13	-0,7	±0,2

b- Coefficient de pression intérieur C_{pi}

- ✓ $C_{pi1} = 0.2$
- ✓ $C_{pi2} = -0.3$

La pression aérodynamique :

$$W(z_j) = q_p(z_j) \times (C_{pe} - C_{pi})$$

Tableau 2. 19 : Valeur de la pression W (zj) sur la terrasse sous V2

Zone	Z(m)	qp (ze)	C _{pe}	C _{pi}		W (zj) [N/m ²]	
F	27,60	902,25	-1,66	0,2	-0,3	-1678,18	-1227,06
	34,12	963,75	-1,66	0,2	-0,3	-1792,57	-1310,70
G	27,60	902,25	-1,13	0,2	-0,3	-1199,99	-748,86
	34,12	963,75	-1,13	0,2	-0,3	-1281,78	-799,91
H	27,60	902,25	-0,7	0,2	-0,3	-812,02	-360,90
	34,12	963,75	-0,7	0,2	-0,3	-867,37	-385,5
I	27,60	902,25	±0,2	0,2	-0,3	-360,90	451,12
						0	90,22
	34,12	963,75	±0,2	0,2	-0,3	-385,50	96,37
						0	481,87

2.3.8 Action d'ensemble :

La force exercée par le vent F_w agissant sur une construction ou un élément de construction peut être déterminée directement en utilisant l'expression suivante :

$$F_w = C_d \times C_f \times q_p(Z_j) \times A_{ref} [N] \quad (§2.6.1.[1])$$

C_d : Coefficient dynamique

C_f : Coefficient de force

A_{ref} : Surface élémentaire

2.3.8.1 Calcul du coefficient dynamique Cd :

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

Il est donné par la formule suivant :

$$C_d = \frac{1 + 2 \times g \times I_v(Z_{eq}) \times \sqrt{Q^2 + R^2}}{1 + 7 \times I_v(Z_{eq})} \quad (§3.3. RNV version2013).$$

✓ **Direction V1:**

Avec :

b et h (en m) sont la largeur et la hauteur de la construction. → b = 34m et h = 34.12m

 Z_{eq} (en m) : Hauteur équivalente de la construction. $I_v(Z_{eq})$: Intensité de la turbulence pour $Z = Z_{eq}$ Q^2 : Partie quasi-statique. R^2 : Partie résonante.

g : Facteur de pointe.

✓ **Construction verticales telles que bâtiments.**

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

$$Z_{eq} = 0,6 \times 34,12 = 20,472 \text{ m} > Z_{min} = 5$$

a- Partie quasi-statique

Elle est donnée par la formule suivant :

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

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

$$\left. \begin{array}{l} Li(Z_{eq}) = 300 \times \left(\frac{Z}{200} \right)^\varepsilon \quad \text{pour } Z_{min} \leq Z \leq 200 \text{ m} \\ Li(z) = Li(Z_{min}) \quad \text{pour } Z \leq Z_{min} \end{array} \right\} (\S 3.3.1. RNV \text{ version } 2013).$$

$$5 \text{ m} \leq 20,472 \text{ m} \leq 200 \text{ m} \rightarrow Li(20,472) = 300 \times \left(\frac{20,472}{200} \right)^{0,61} = 74,70$$

$$\rightarrow Q^2 = \frac{1}{1 + 0,9 \times \left(\frac{(34 + 34,12)}{74,70} \right)^{0,63}} = 0,541$$

b- Partie résonnante

Elle est donnée par la formule suivant :

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

 δ : Décrément logarithmique d'amortissement structural → $\delta = \delta_s + \delta_a$ δ_s : Décrément logarithmique d'amortissement structural.

→ $\delta_s = 0,05$ (bâtiment en acier) (tableau 3.1 §3.3.2 RNV version 2013)

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

$\delta_a = 0$ (§3.3.2. RNV version 2013).

Alors : $\delta = 0,05 + 0 = 0,05$

R_N : Fonction adimensionnelle de la densité spectrale de puissance.

$$R_N = \frac{6,8 \times N_x}{(1 + 10,2 \times N_x)^{\frac{5}{3}}} \quad (\text{§3.3.2. RNV version 2013}).$$

N_x : Fréquence adimensionnelle dans la direction x du vent.

$$N_x = \frac{n_{1,x} \times Li(Z_{eq})}{V_m(z_{eq})}$$

$n_{1,x}$: Fréquence fondamentale (§3.3.4 RNV version 2013)

$$n_{1,x} = \frac{0,5}{\sqrt{f}}$$

f (en m) : Flèche de la structure dû au poids propre appliqué dans la direction de vibration.

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

h : Hauteur totale de la structure

$$f = \frac{34,12}{100} = 0,3412 \text{ m}$$

$$n_{1,x} = \frac{0,5}{\sqrt{0,3412}} = 0,856$$

$V_m(z) = C_r(z) \times C_t(z) \times V_{réf}$ Avec $V_{réf} = 25 \text{ m/s}$

$$C_r(z) = k_t \ln \frac{z_{eq}}{z_0} = 0,215 * \ln \frac{20,472}{0,3} = 0,907$$

$$V_m(z_{eq}) = 0,907 \times 1 \times 25 = 22,675 \text{ m/s}$$

$$N_x = \frac{0,856 * 74,70}{22,675} = 2,82$$

$$R_N = \frac{6,8 \times 2,82}{(1 + 10,2 \times 2,82)^{\frac{5}{3}}} = 0,0671$$

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

$$R_h = \left(\frac{1}{\eta_h}\right) - \left(\frac{1}{2 \times \eta_h^2}\right) \times (1 - e^{-2 \times \eta_h}) \text{ avec : } \eta_h = \frac{4,6 \times N_x \times h}{Li(Z_{eq})} = \frac{4,6 \times 2,82 \times 34,12}{74,70} = 5,925$$

→ $R_h = 0,165$

$$R_b = \left(\frac{1}{\eta_b}\right) - \left(\frac{1}{2 \times \eta_b^2}\right) \times (1 - e^{-2 \times \eta_b}) \text{ avec : } \eta_b = \frac{4,6 \times N_x \times b}{Li(Z_{eq})} = \frac{4,6 \times 2,82 \times 34}{74,70} = 5,826$$

$$\rightarrow R_b = 0.156$$

$$R^2 = \frac{\pi^2}{2 \times 0,05} \times 0,0671 \times 0,165 \times 0,156 = 0.170$$

c- Facteur de pointe g

Il est donné par la formule suivante :

$$g = \sqrt{2 \times \ln(600 \times v)} + \frac{0.6}{\sqrt{2 \times \ln(600 \times v)}} \geq 3 \quad (\text{\S 3.3.3. RNV99 V2013}).$$

La fréquence moyenne v :

$$v = n_{1,x} \times \sqrt{\frac{R^2}{Q^2 + R^2}} \geq 0.08 \rightarrow v = 0,856 \times \sqrt{\frac{0,170}{0,541 + 0,170}} = 0,42 \text{ Hz} \geq 0.08$$

$$g = \sqrt{2 \times \ln(600 \times 0,42)} + \frac{0.6}{\sqrt{2 \times \ln(600 \times 0,42)}} = 3.5 > 3$$

$$I_v(z) = 0,237$$

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

$$C_d = \frac{1 + 2 \times 3,5 \times 0,237 \times \sqrt{0,541 + 0,170}}{1 + 7 \times 0,237} = 0,9 < 1$$

$$C_d = 0.9$$

✓ Direction V2 :

Avec :

b et h (en m) sont la largeur et la hauteur de la construction. $\rightarrow b = 27.60 \text{ m}$ et $h = 34.12 \text{ m}$

Tableau 2. 20 : Tableau récapitulatif pour le calcul du coefficient C_d direction V2

Paramètre	Résultat
L_i	74.70
Q^2	0.556
n_{1x} (Hz)	0.856
Δ	0.05
$V_m(z_{eq})$	22.675
N_x	2.82
R_n	0.0671

H	$\eta_h = 5.925$ $\eta_b = 4.792$
R_h	0.165
R_b	0.104
R²	0.113
V	0.35
G	3.45
I_v (z_{eq})	0.237
C_d	0.88

Tableau 2. 21 : Tableau récapitulatif pour les valeurs de Cd dans les deux directions

	La direction	Le coefficient Cd
H =34,12 m B =34,00 m	V1	0.90
H =34,12 m B =34,00 m	V2	0.88

2.3.8.2 Calculs de coefficient de forme :

✓ Direction V1 :

$$C_f = C_{f,0} \times \psi_\lambda \quad (\S 4.1. [1])$$

$C_{f,0}$: Coefficient de force des constructions en considérant un élancement effectif infini

ψ_λ : Facteur d'élancement donné par (figure 4.1 RNV 2013) en fonction de l'élancement effectif λ_e .

$$C_{f,0} = 2.4 \quad (\text{figure 4.4 } \S 4.2 \text{ RNV 2013})$$

$$\lambda_e = \max(0.7 \times l/b ; 70)$$

$$\lambda_e = 70$$

$$\text{Pour } \psi = 1 \quad \rightarrow \quad \psi_\lambda = 0.92 \quad (\S 4.1. 1 [1])$$

$$C_f = 2.4 \times 0.92$$

$$= 2.208$$

✓ **Direction V2 :**

$$C_{f,0} = 1.9 \quad (\text{figure 4.4 §4.2 RNV 2013})$$

$$\lambda_e = \max(0.7 \times l/b ; 70)$$

$$\lambda_e = 70$$

$$\text{Pour } \psi = 1 \quad \rightarrow \quad \psi_\lambda = 0.92 \quad (\text{§4.1. 1 [1]})$$

$$C_f = 1.9 \times 0.92$$

$$= 1.748$$

Tableau 2. 22 : Force d'application d'ensemble direction V1

Tronçon	H	L (m)	C _d	C _f	Q _p (N/m ²)	A _{réf} (m ²)	F _w (KN)	F _w (KN) cumulé
0→34	34	34	0,9	2,208	963,75	1156	2213,92	2213,92
34→34,12	0,12	34	0,9	2,208	963,75	4,08	7,81	2221,73

Tableau 2. 23 : Force d'application d'ensemble direction V2

Tronçon	H	L (m)	C _d	C _f	Q _p (N/m ²)	A _{réf} (m ²)	F _w (KN)	F _w (KN) cumulé
0→27,6	27,6	27,6	0,88	1,748	902,25	761,76	1057,22	1057,22
27,6→34,12	6,52	27,6	0,88	1,748	963,75	179,95	266,77	1323,99

2.3.9 Calcul des forces de frottement :

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

Condition à vérifier :

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

✓ **Direction V1 :**

$$2(27.6*34.12) \leq 4(2*34*34.12)$$

$$1883.424 \leq 9280.64 \quad \text{Vérifiée.}$$

✓ **Direction V2 :**

$$2(34*34.12) \leq 4(2*27.6*34.12)$$

$$2320.16 \leq 7533.696 \quad \text{Vérifiée.}$$

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

2.3.10 Conclusion :

Ces résultats vont comparer avec les résultants des forces sismiques, pour prendre le cas le plus défavorable en vue que l'étude sismique.

Chapitre 3

Pré dimensionnement des éléments structuraux

3.1 Introduction :

Le pré dimensionnement des éléments porteurs (poteaux, poutres...) d'une structure est une étape essentielle dans tout calcul d'un projet. En se basant sur le principe de la descente de charges verticales transmise par les planchers aux éléments porteurs, qui les transmettent à leur tour aux fondations, le pré dimensionnement des éléments est déterminé, selon les règles de calcul **BAEL91, CBA93, RPA99, CCM97 et EC3**.

3.2 Classification des sections transversales selon l'EUROCODE3 :

Pour les besoins de calcul, l'eurocode3 à proposer quatre classes de section transversales qui est définis comme suite :

- a) **Classe 1 :** Sections transversales pouvant former une rotule plastique avec la capacité de rotation requise pour une analyse plastique.
- b) **Classe 2 :** Sections transversales pouvant développer leur moment de résistance plastique, mais avec une capacité de rotation limitée
- c) **Classe 3 :** Sections transversales dont la contrainte calculée dans la fibre comprimée de l'élément en acier peut atteindre la limite d'élasticité, mais dont le voilement local est susceptible d'empêcher le développement du moment de résistance plastique
- d) **Classe 4 :** Sections transversales dont la résistance au moment fléchissant ou à la compression doit-être déterminée avec prise en compte moment-rotation correspondant à chaque classe de section sont présentées sur la figure ci-dessous :

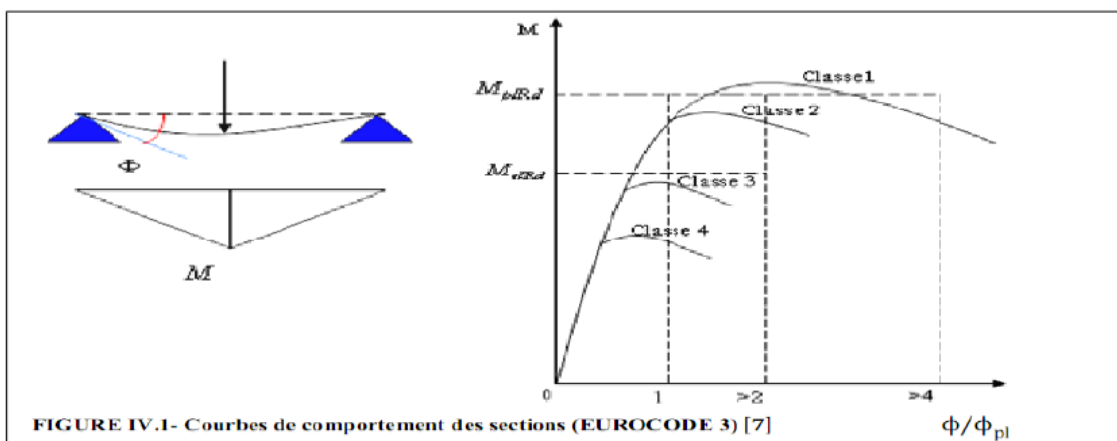


FIGURE IV.1- Courbes de comportement des sections (EUROCODE 3) [7]

$M_{pl,Rd}$: moment à l'état plastique réduit.

$M_{el,Rd}$: moment à l'état élastique réduit

Φ_p : rotation

Φ_{pl} : rotation à l'état plastique

Figure 3. 1 : Comportement moment-rotation correspondant à chaque classe de section

3.3 Coefficient partiel de sécurité :

Le coefficient partiel de sécurité γ_m pour les matériaux doit être pris égal à valeurs suivantes :

- Sections de classe (1, 2, 3) $\rightarrow \gamma_m=1.1$
- Sections de classe (4) $\rightarrow \gamma_m=1.1$
- Sections nettes au droit des trous $\rightarrow \gamma_{m2}=1.25$
- Cas des états limites ultimes des éléments $\rightarrow \gamma_{m1}=1.1$

3.4 Les valeurs limites des flèches :

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

- Les valeurs limites recommandées flèches verticales sont indiquées dans le tableau ci-dessous (tableau 4.Eurocode 3) [7]

Tableau 3. 1 : Valeurs limites recommandées de flèches verticales

Conditions	* δ_{vmax} (flèche dans l'état final)
Toitures en générales	L/200
Toitures supportant des personnels Autres que les personnels d'entretien	L/250
Planchers en général	L/250
Planchers et toitures supportant des cloisons en plâtre ou en autres matériaux fragiles ou rigides	L/250
Planchers supportant des poteaux (à moins que la flèche ait été incluse dans l'analyse globale de l'état limite ultime	L/400
Cas où δ_{vmax} peut nuire à l'aspect du bâtiment	L/250

3.5 Les planchers :

- Généralité :

Les planchers constituent un plan horizontal rigide capable de : Supporter les charges verticales (pois propre des différents composants et charges d'exploitation) et de les transmettre aux poteaux, transmettre les efforts horizontaux (vent et efforts sismiques), d'autres fonctions sont d'une importance plus ou moins majeure en relation avec la destination du bâtiment. Il s'agit de la flexibilité de passages verticaux et horizontaux, de l'isolation acoustique et thermique, de la stabilité et de la résistance au feu.

- Les charges :

Le rôle essentiel des planchers, supposés infiniment rigides dans le plan horizontal est de transmettre les efforts aux éléments porteurs : Les poutres et les poteaux.

- Hypothèse de calcul :

- **Phase de construction**

- Phase finale

- Phase de construction :

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

→ Poids propre de profilé

→ Poids propre de béton frais

→ Surcharge de construction (ouvrier)

- Phase finale :

Le béton ayant durci, donc la section mixte (le profilé et la dalle) travaillent ensemble.

On doit tenir compte des charges suivantes :

→ Le poids propre de profilé

→ Le poids propre de béton

→ La surcharge d'exploitation

→ Finition

- **Largeur de la dalle collaborant :**

Dans les calculs des poutres mixtes, on prendra en compte de chaque côté de l'axe de la poutre, une largeur de la dalle égale à la plus faible des valeurs suivantes :

$$B_{eff} = \inf \left\{ \begin{array}{l} 2L_0/8 \quad ; \quad L_0 : \text{largeur libre d'une poutre simple appuis} \\ b \quad ; \quad b : \text{l'entraxe entre les poutres} \end{array} \right.$$

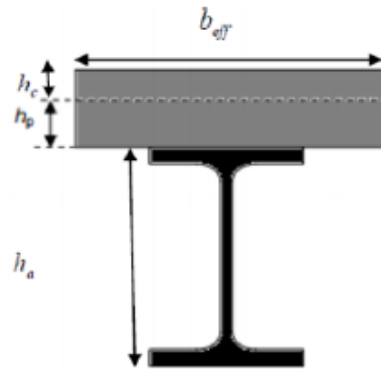


Tableau 3. 2 : Largeur effective de dalle en béton

- **Plancher terrasse :**

a) **Charges permanentes :**

Charge permanente de terrasse	KN/m ²
protection en gravillon	0.85
étanchéité multicouches	0.12
forme de pente (e=10cm)	2
isolation thermique	0.16
dalle en béton armé (t=15)	3.75
bac d'acier (HIBON55)	0.15
faux plafond	0.2
Totale	7.23

b) **Charge d'exploitation :**

Terrasse : $Q = 1\text{KN/m}^2$

- Plancher courant :

- a) Charges permanentes :

Charge permanente de l'étage courant	KN/m ²
compacto. 20*0.007	0.14
mortier de pose	0.40
lit de sable 18*0.03	0.54
dalle en béton armé (t=15cm)	3.75
faux plafond	0.2
bac d'acier (HIBON55)	0.15
distribution cloison	1
Totale	6.18

- b) Charges d'exploitation :

Le bâtiment à usage (dortoirs) donc la surcharge d'exploitation (aussi pour le parking)

$$Q = 2.5 \text{KN/m}^2$$

3.6 Pré dimensionnement des éléments :

3.6.1 Les solives :

Les solives sont représentées en poutrelles (**IPE, IPN**). Ce sont des éléments qui travaillent en flexion sous l'effet des charges verticales.

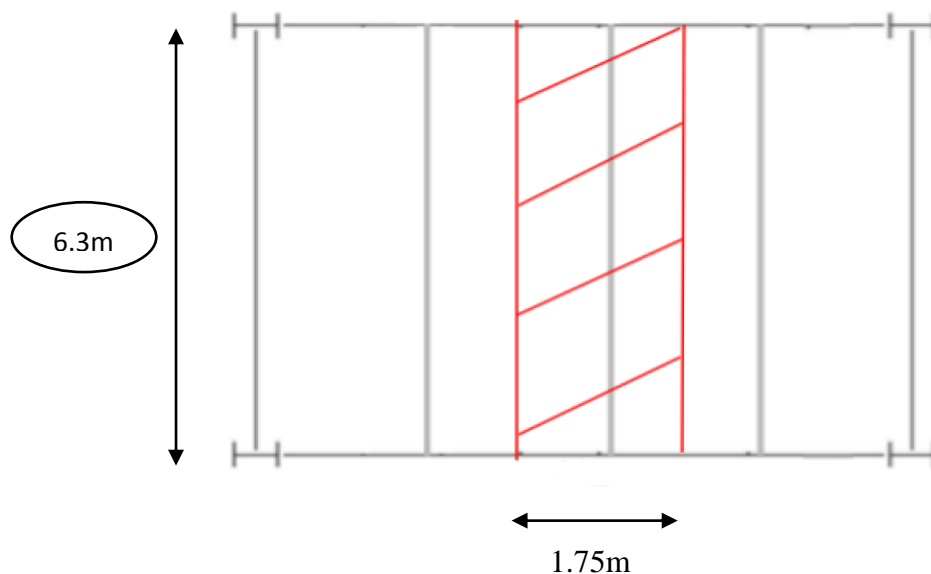


Figure 3. 2 : Solive plus sollicité

3.6.1.1 Pré dimensionnement des solives :

- Longueur des solives : **L=6.3 m**
- L'entraxe des solives : **L=1.75 m**

- **Terrasse inaccessible :**

$$L/25 \leq h \leq L/15$$

$$6300/25 \leq h \leq 6300/15$$

$$252 \leq h \leq 420$$

Le profilé choisit est : **IPE270** qui a les caractéristiques suivantes :

Figure 3. 3 : Caractéristiques de profilé IPE270

Profilé	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	P Kg/m	A Cm ²	H Mm	B mm	t _f mm	t _w mm	r mm	I _y Cm ⁴	I _z Cm ⁴	W _{ply} Cm ³	W _{plz} Cm ³	i _y cm	i _z cm
IPE270	36.1	45.94	270	135	10.2	6.6	15	5790	419.9	484	96.95	11.23	3.02

a) **Phase construction :**

Le profilé d'acier travaille seul, donc les charges de la phase de construction sont :

- Poids propre de profilé (IPE270) : $g_p=0.361$ KN/m
- Poids propre de béton frais : $G_b=3$ kN/m²
- Poids de bacs d'acier : $g=0.15$ KN/m²
- Surcharge des ouvriers : $q_c=0.75$ KN/m²

- **Combinaison des charges :**

L'entraxe entre les solives est : 1.75 m

ELU :

$$Q_u = 1.35 * (g_p + (G_b + g) * 1.75) + 1.5 (q_c * 1.75)$$

$$Q_u = 1.35 * (0.361 + (3 + 0.15) * 1.75) + (1.5 * 1.75 * 0.75)$$

$$Q_u = 9.89 \text{ KN/m}$$

ELS:

$$Q_s = (g_p + (G_b + g) * 1.75) + (q_c * 1.75)$$

$$Q_s = 0.361 + (3 + 0.15) * 1.75 + (0.75 * 1.75)$$

$$Q_s = 7.19 \text{ KN/m}$$

- **Vérification :**

- **Vérification de l'effort tranchant :**

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

$$V_{sd} = (Q_u * L) / 2 = (9.89 * (6.3 / 2)) / 2$$

$$V_{sd} = 15.57 \text{ KN}$$

$$V_{plrd} = (f_y * A_v) / (\gamma_{mo} * \sqrt{3}) = (275 * 22.14 * 10^2 * 10^{-3}) / (1.1 * \sqrt{3})$$

$$V_{plrd} = 319.56 \text{ KN}$$

Vérifiée

$V_{sd} \leq 0.5 * V_{plrd} = 159.78 \rightarrow$ pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

Donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance à la flexion.

- **Vérification de flexion :**

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

$$M_{sd} = (Q_u * L^2) / 8 = (9.89 * (3.15^2)) / 8$$

$$M_{sd} = 12.26 \text{ KN.m}$$

$$M_{plrd} = w_{ply} * f_y / \gamma_{mo}$$

$$M_{plrd} = (484 * 275 * 10^{-3}) / 1.1$$

$$M_{plrd} = 121 \text{ KN.m}$$

Vérifiée

➤ Vérification de la rigidité :

$$F^{\max} \leq F_{adm}$$

$$F_{adm} = L/250$$

$$F_{adm} = (3150/250)$$

$$F_{adm} = 12.6 \text{ mm}$$

$$F^{\max} = (5 * Q_s * L^4) / (384 * E * I_y)$$

$$F^{\max} = (5 * 7.19 * 3150^4) / (384 * 2.1 * 10^5 * 5790 * 10^4)$$

$$F^{\max} = 0.76 \text{ mm}$$

$$0.76 \leq 12.6$$

Vérifiée

➤ Vérification de déversement :

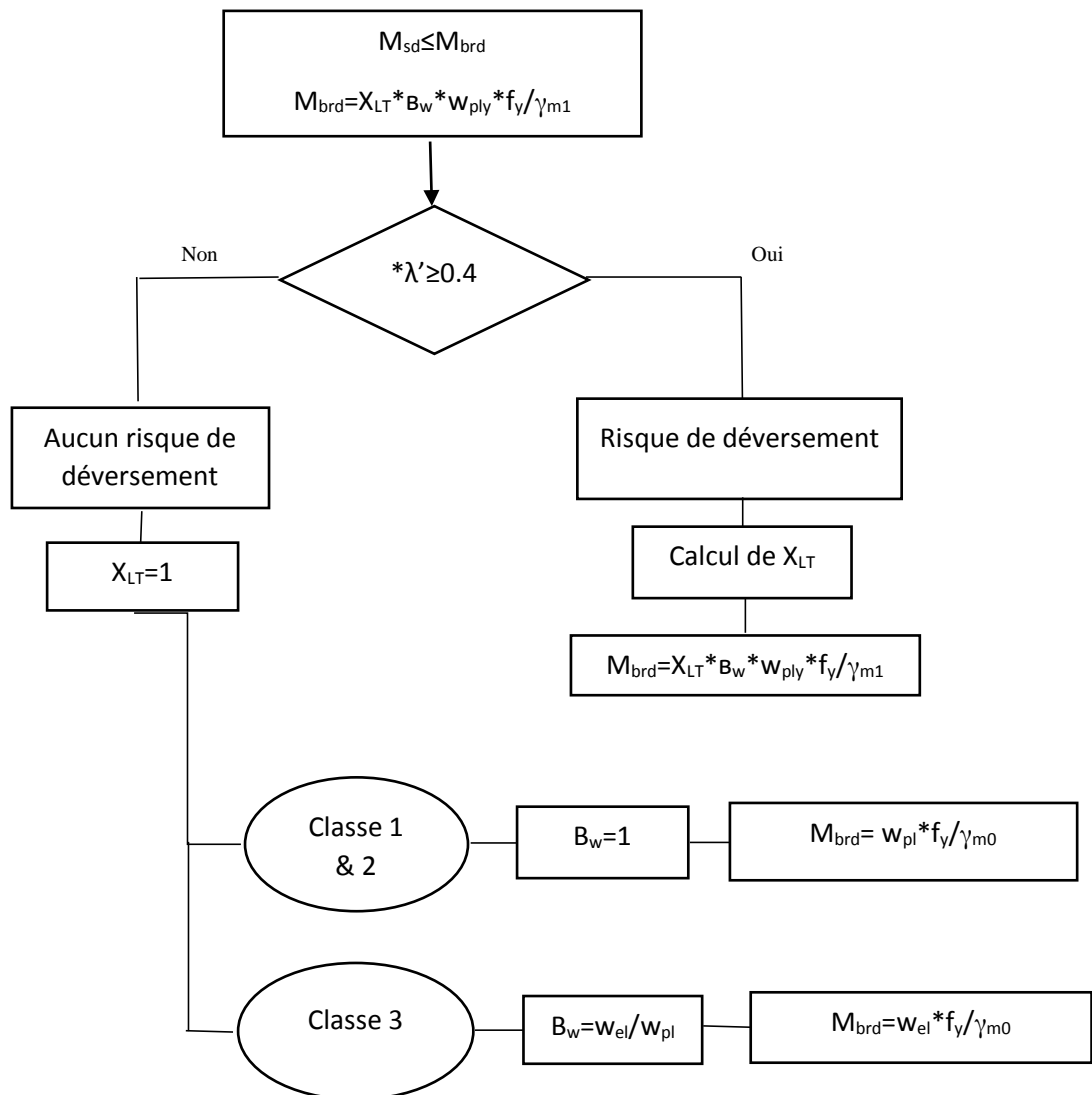


Figure 3. 4 : Diagramme représentatif de calcul de résistance au cisaillement

$$M_{brd} = [X_{LT} * B_w * w_{ply} * f_y] / \gamma_{m1}$$

$$X_{LT} = 1 / [\varphi_{LT} + \sqrt{(\varphi_{LT}^2 + \lambda'_{LT})}]$$

$$*\lambda_{LT} = \{ [L/i_z] / \{ [1 + 1/20 * [(L/i_z) / (h/t_f)]^2] \}^{0.25} * \sqrt{c_1} \}$$

$$*\lambda'_{LT} = [\lambda_{LT} / 93.9 \xi] * \sqrt{B_w}$$

$$*\lambda_{LT} = \{ [3150/30.2] / \{ [1 + 1/20 * [(3150/30.2) / (270/10.2)]^2] \}^{0.25} * \sqrt{1.132} \} = 84.91$$

$$*\lambda'_{LT} = [84.91 / 86.38]$$

$$*\lambda'_{LT} = 0.98 > 0.4 \quad \rightarrow \text{il y'a risque de déversement}$$

$$\varphi_{LT} = 0.5 \{ 1 + \alpha_{LT} (\lambda_{LT} - 0.2) + \lambda'_{LT}{}^2 \}$$

$$*\alpha_{LT} = 0.21 \text{ (pour les profilés laminé)}$$

$$\varphi_{LT} = 0.5 \{ 1 + 0.21 (0.98 - 0.2) + 0.98^2 \}$$

$$\Phi_{LT} = 1.0621$$

$$X_{LT} = 1 / [1.0621 + \sqrt{(1.0621^2 + 0.98^2)}]$$

$$X_{LT} = 0.68$$

$$M_{brd} = [0.68 * 1 * 484 * 275] / 1.1$$

$$M_{brd} = 82.28$$

$$M_{sd} = 12.26 < M_{brd} = 82.28 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b) Phase final :

$$-b_{eff} = \inf \left\{ \begin{array}{l} (2 * L_o) / 8 = (2 * 6.3) / 8 = 1.58 \text{ m} \\ b : \text{entraxe entre les solives} = 1.75 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$-b_{eff} = 1.58$$

Les charges de la phase finale sont :

- Poids du profilé : $g_p = 0.361 \text{ KN/m}$
- Charge permanente : $G_t = 7.23 \text{ KN/m}^2$
- Surcharge d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

- **Combinaison des charges :**

ELU :

$$Q_u = 1.35 * g_p + (1.35 * G_t + 1.5Q) * 1.75$$

$$Q_u = 1.35 * 0.361 + [(1.35 * 7.23) + 1.5 * 1] * 1.75$$

$$Q_u = 20.19 \text{ KN/m}$$

ELS :

$$Q_{ser} = g_p + (G_t + Q) * 1.75$$

$$Q_{ser} = 0.361 + [7.23 + 1] * 1.75$$

$$Q_{ser} = 14.77 \text{ KN/m}$$

- **Vérification :**

- **Vérification de l'effort tranchant :**

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

$$V_{sd} = (Q_u * L) / 2$$

$$V_{sd} = (20.19 * 6.3) / 2$$

$$V_{sd} = 63.41 \text{ KN}$$

$$V_{plrd} = (f_y * A_v) / (\gamma_{mo} * \sqrt{3})$$

$$V_{plrd} = (275 * 22.14 * 10^2 * 10^{-3}) / (1.1 * \sqrt{3})$$

$$V_{plrd} = 319.56 \text{ KN}$$

Vérifiée

- **Vérification de la flexion :**

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

$$M_{sd} = (Q_u * L^2) / 8$$

$$M_{sd} = (20.19 * (6.3^2)) / 8$$

$$M_{sd} = 100.17 \text{ KN.m}$$

- ❖ **Position de l'axe neutre**

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

$$R_{b\acute{e}ton} = 0.57 * F_{ck} * b_{eff} * h_c$$

$$R_{b\acute{e}ton} = (0.57 * 25 * 1580 * 95 * 10^{-3})$$

$$R_{\text{béton}}=2138.92 \text{ KN}$$

$$R_{\text{acier}}= (0.95 \cdot f_y \cdot A_a)$$

$$R_{\text{acier}}= 0.95 \cdot 275 \cdot 4594 \cdot 10^{-3}$$

$$R_{\text{acier}}= 1200.18 \text{ KN}$$

$$R_{\text{béton}} > R_{\text{acier}}$$

→ Axe neutre se trouve dans la dalle de béton donc le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

$$M_{\text{plrd}} = R_{\text{acier}} [h_a/2 + h_c + h_p - (R_{\text{acier}} / R_{\text{béton}}) \cdot (h_c/2)]$$

$$M_{\text{plrd}}= 310.05 \text{ KN.m}$$

$$100.17 \leq 310.05$$

Vérifiée

➤ **Vérification de la rigidité :**

$$F^{\text{max}} \leq F_{\text{adm}}$$

$$F_{\text{adm}}= L/250$$

$$F_{\text{adm}}= (6300/250)$$

$$F_{\text{adm}}= 25.2 \text{ mm}$$

$$F^{\text{max}}= (5 \cdot Q_s \cdot L^4) / (384 \cdot E \cdot I_c) + F_{\text{initial}}$$

$$I_c= [A_a \cdot (h_c + 2 \cdot h_p + h_a)^2] / [4 \cdot (1 + m \cdot v)] + [b_{\text{eff}} \cdot h_c^3] / [12 \cdot m] + I_a$$

$$-m= 15; v= [A / (A \cdot b)] = 0.03$$

$$I_c= [4594 \cdot (95 + (2 \cdot 55) + 270)^2] / [4 \cdot (1 + 15 \cdot 0.03)] + [1580 \cdot 95^3] / [12 \cdot 15] + 5790 \cdot 10^4$$

$$I_c= 244.13 \text{ mm}^4$$

$$F^{\text{max}}= (5 \cdot 14.77 \cdot 6300^4) / (384 \cdot 2.1 \cdot 10^5 \cdot 244.13 \cdot 10^6) + (0.76)$$

$$F^{\text{max}}= 5.90 + 0.76$$

$$F^{\text{max}}= 6.66 \text{ mm}$$

$$6.66 \leq 25.2$$

Vérifiée

• **Etage courant :**

$$L/25 \leq h \leq L/15$$

$$6300/25 \leq h \leq 6300/15$$

$$252 \leq h \leq 420$$

Le profilé choisit est :

IPE270 qui a les caractéristiques suivantes :

Tableau 3. 3 : Caractéristiques de profilé IPE270

profilé	poids	section	dimensions					Caractéristiques					
	P Kg/m	A Cm ²	H Mm	B mm	t _f mm	t _w mm	r mm	I _y Cm ⁴	I _z Cm ⁴	W _{ply} Cm ³	W _{plz} Cm ³	i _y cm	i _z cm
IPE270	36.1	45.94	270	135	10.2	6.6	15	5790	419.9	484	96.95	11.23	3.02

a) **Phase construction :**

Les calculs sont les mêmes avec les solives terrasse dans cette phase.

b) **Phase final :**

$$-b_{\text{eff}} = \inf \left\{ \begin{array}{l} (2 \cdot L_0) / 8 = (2 \cdot 6.3) / 8 = 1.58 \text{ m} \\ b : \text{entraxe entre les solives} = 1.75 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$-b_{\text{eff}} = 1.58$$

Les charges de la phase finale sont :

- Poids du profilé : $g_p = 0.361$ KN/m
- Charge permanente : $G_c = 6.18$ KN/m²
- Surcharge d'exploitation : $Q = 2.5$ KN/m²

- **Combinaison des charges :**

ELU :

$$Q_u = 1.35 * g_p + (1.35 * G_c + 1.5Q) * 1.75$$

$$Q_u = 1.35 * 0.361 + [(1.35 * 6.18) + 1.5 * 2.5] * 1.75$$

$$Q_u = 21.65 \text{ KN/m}$$

ELS :

$$Q_{ser} = g_p + (G_c + Q) * 1.75$$

$$Q_{ser} = 0.361 + [6.18 + 2.5] * 1.75$$

$$Q_{ser} = 15.55 \text{ KN/m}$$

- **Vérification :**

- **Vérification de l'effort tranchant :**

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

$$V_{sd} = (Q_u * L) / 2$$

$$V_{sd} = (21.65 * 6.3) / 2$$

$$V_{sd} = 68.20 \text{ KN}$$

$$V_{plrd} = (f_y * A_v) / (\gamma_{mo} * \sqrt{3})$$

$$V_{plrd} = (275 * 22.14 * 10^2 * 10^{-3}) / (1.1 * \sqrt{3})$$

$$V_{plrd} = 319.56 \text{ KN}$$

$$68.20 \leq 319.56$$

Vérifiée

- **Vérification de la flexion :**

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

$$M_{sd} = (Q_u * L^2) / 8$$

$$M_{sd} = (21.65 * (6.3^2)) / 8$$

$$M_{sd} = 107.41 \text{ KN.m}$$

❖ Position de l'axe neutre

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

$$R_{\text{béton}} = 0.57 * F_{ck} * b_{\text{eff}} * h_c$$

$$R_{\text{béton}} = (0.57 * 25 * 1580 * 95 * 10^{-3})$$

$$R_{\text{béton}} = 2138.92 \text{ KN}$$

$$R_{\text{acier}} = (0.95 * f_y * A_a)$$

$$R_{\text{acier}} = 0.95 * 275 * 4594 * 10^{-3}$$

$$R_{\text{acier}} = 1200.18 \text{ KN}$$

$$R_{\text{béton}} > R_{\text{acier}}$$

→ Axe neutre se trouve dans la dalle de béton donc le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

$$M_{\text{plrd}} = R_{\text{acier}} [h_a/2 + h_c + h_p - (R_{\text{acier}} / R_{\text{béton}}) * (h_c/2)]$$

$$M_{\text{plrd}} = 310.05 \text{ KN.m}$$

$$107.41 \leq 310.05$$

Vérifiée

➤ Vérification de la rigidité :

$$F^{\text{max}} \leq F_{\text{adm}}$$

$$F_{\text{adm}} = L/250$$

$$F_{\text{adm}} = (6300/250)$$

$$F_{\text{adm}} = 25.2 \text{ mm}$$

$$F^{\text{max}} = (5 * Q_s * L^4) / (384 * E * I_c) + F_{\text{initial}}$$

$$I_c = [A_a * (h_c + 2 * h_p + h_a)^2] / [4 * (1 + m * v)] + [b_{\text{eff}} * h_c^3] / [12 * m] + I_a$$

$$-m = 15 ; v = [A / (A * b)] = 0.03$$

$$I_c = [4594 * (95 + (2 * 55) + 270)^2] / [4 * (1 + 15 * 0.03)] + [1580 * 95^3] / [12 * 15] + 5790 * 10^4$$

$$I_c = 244.13 \text{ mm}^4$$

$$F^{\text{max}} = (5 * 15.55 * 6300^4) / (384 * 2.1 * 10^5 * 244.13 * 10^6) + (0.76)$$

$$F^{\max} = 5.90 + 0.76$$

$$F^{\max} = 6.22 \text{ mm}$$

$$6.22 \leq 25.2$$

Vérifiée

✓ Les connecteurs des solives :

Type goujon :

Hauteur : $h = 95 \text{ mm}$

Diamètre : $d = 19 \text{ mm}$

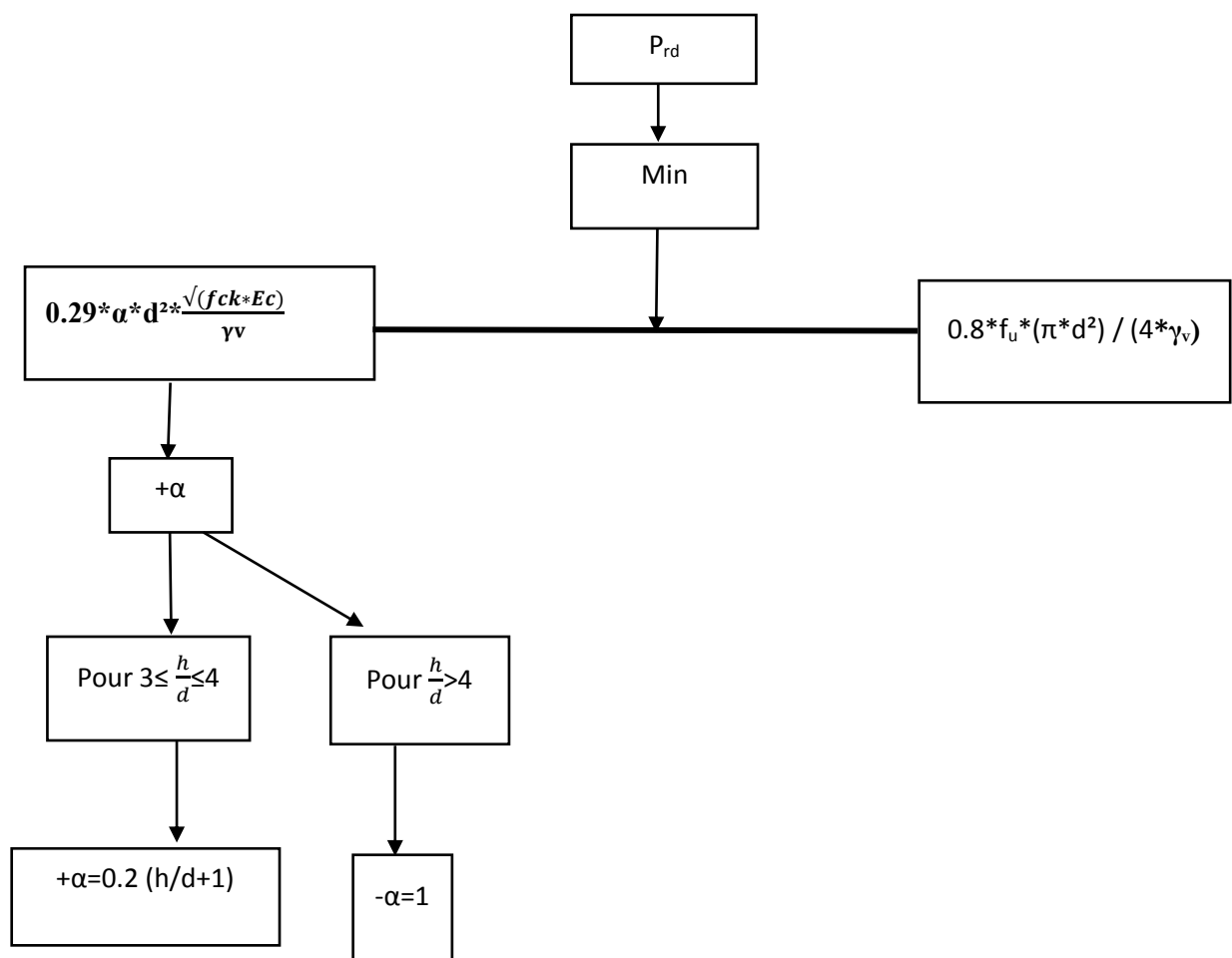


Figure 3. 5 : Diagramme représentatif de calcul de résistance au cisaillement

F_{ck} : résistance caractéristique de béton = 25 KN/mm²

E_c : module de Young de béton = 30.5

$\gamma_v = 1.25$

F_u : résistance caractéristique des connecteurs =450

Nombre de connecteur = (R_L/P_{rd})

- **L'effort tranchant repris par les goujons détermination de R_L :**

Dans le cas d'une connexion totale, l'effort total de cisaillement de calcul R_L auquel sont tenus de résister les connecteurs entre le point de moment fléchissant positif maximal et un appui d'extrémité est calculé selon la formule suivante :

$$R_L = \inf [R_{\text{acier}} ; R_{\text{béton}}]$$

$$R_L = 1200.18 \text{ KN}$$

$$-\alpha = 1 \text{ car } 95/19 = 5 > 4$$

$$P_{rd} = 0.29 * 1 * 19^2 * (\sqrt{(25 * 30.5 * 10^3)}) / 1.25 = 73.13 \text{ KN}$$

$$P_{rd} = 0.8 * 450 * (\pi * 19^2) / (4 * 1.25) = 81.65 \text{ KN}$$

$$P_{rd} = 73.13 \text{ KN}$$

Influence du sens du sens du bac d'acier

K_t : Coefficient de réduction fonction du sens des nervures du bac d'acier dont les nervures sont perpendiculaires à la solive. Le coefficient de réduction pour la résistance au cisaillement est calculé par :

$$K_t = 0.7 / N_r * (b_o / h_p) * [h_c / h_p - 1]$$

$$K_t = 0.7 / 1 * (88.5 / 55) * [(95 / 55) - 1]$$

$$K_t = 0.82 < 1$$

$$P_{rd} = 0.82 * 73.13$$

$$P_{rd} = 59.97 \text{ KN}$$

- **Nombre des connecteurs :**

$$N^{\text{bre}} = (R_L / P_{rd})$$

$$N^{\text{bre}} = (1200.18 / 59.97)$$

$$N^{\text{bre}} = 20.01$$

Soit $N=21$ goujons sur la demi-longueur de la solive, c'est-à-dire 42 connecteurs sur toute la longueur totale de la solive.

$$E_{\min}=5*d = 5*19 = 95 \text{ mm}$$

$$E_{\max}=6*h_{sc} = 6*95 = 750 \text{ mm}$$

$$E_{sp} = (L / (N^{\text{mbre}} - 1))$$

$$E_{sp} = (6300 / (42 - 1))$$

$$E_{sp} = 153.65 \text{ mm}$$

$$95 \text{ mm} \leq 153.65 \text{ mm} \leq 750 \text{ mm} \quad \text{Vérifiée}$$

Donc on prend 42 connecteurs pour toute la portée de la solive avec un espacement de 150 mm.

3.6.2 Les poutres :

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

Le même calcul se fait pour le plancher terrasse et les planchers courants où le calcul se fait pour les poutres les plus défavorables.

3.6.2.1 Les poutres principales :

- Longueur des solives : $L=7 \text{ m}$
- L'entraxe des solives : $L=6.3 \text{ m}$

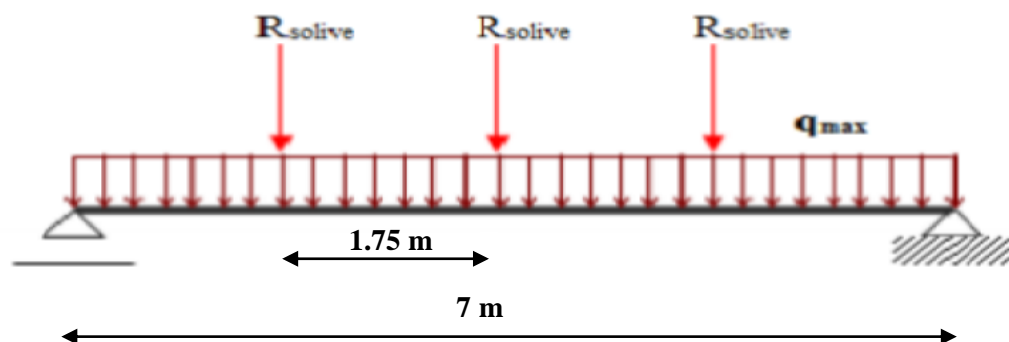


Figure 3. 6 : Schéma statique de poutre principale

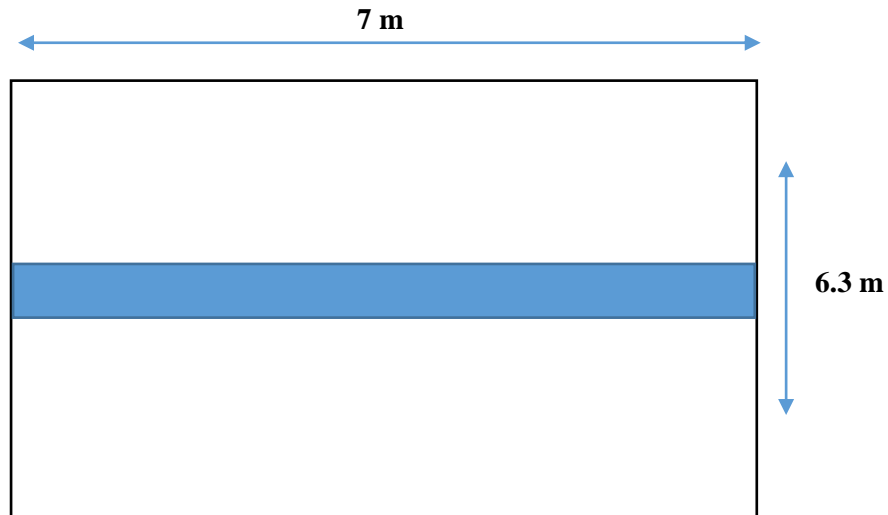


Figure 3. 7 : Poutre principale

- **Terrasse inaccessible :**

$$L / 25 \leq h \leq L / 15$$

$$7000 / 25 \leq h \leq 7000 / 15$$

$$280 \leq h \leq 466.67$$

Le profilé choisit est : **IPE360** qui a les caractéristiques suivants :

Tableau 3. 4 caractéristiques de profilé IPE360

profilé	poids	section	dimensions					Caractéristiques					
	P Kg/m	A Cm ²	H Mm	B mm	t _f mm	t _w mm	r mm	I _y Cm ⁴	I _z Cm ⁴	W _{ply} Cm ³	W _{plz} Cm ³	i _y cm	i _z cm
IPE360	57.1	72.73	360	170	12.7	8	18	16270	1043	1019	191.1	14.95	3.79

- a) **Phase construction :**

❖ Réaction des solives :

$$Q_u = 9.89 \text{ KN/m} ; Q_s = 7.19 \text{ KN/m}$$

ELU :

$$R_u = R_1 + R_2$$

$$R_u = [(Q_u * L_{solive}) / 2] * 2$$

$$R_u = 62.31 \text{ KN}$$

ELS :

$$R_s = R_1 + R_2$$

$$R_s = [(Q_s * L_{solive}) / 2] * 2$$

$$R_s = 45.30 \text{ KN}$$

- Poids propre de profilé (IPE360) : $g_p = 0.571 \text{ KN/m}$
- Poids propre de béton frais : $G_b = 3 \text{ kN/m}^2$
- Poids de bacs d'acier : $g = 0.15 \text{ KN/m}^2$
- Surcharge des ouvriers : $q_c = 0.75 \text{ KN/m}^2$

- **Combinaison des charges :**

L'entraxe entre les solives est : 1.75 m

ELU :

$$Q_u = 1.35 * (g_p + (G_b + g) * b_s) + 1.5 (q_c * b_s)$$

$$Q_u = 1.35 * (0.571 + (3 + 0.15) * 0.17) + (1.5 * 0.17 * 0.75)$$

$$Q_u = 1.69 \text{ KN/m}$$

ELS:

$$Q_s = (g_p + (G_b + g) * b_s) + (q_c * b_s)$$

$$Q_s = 0.571 + (3 + 0.15) * 0.17 + (0.75 * 0.17)$$

$$Q_s = 1.234 \text{ KN/m}$$

- **Vérification :**

- **Vérification de l'effort tranchant :**

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

$$V_{sd} = (Q_u * L) / 2 + R_u = (1.69 * 7) / 2 + 62.31$$

$$V_{sd} = 68.23 \text{ KN}$$

$$V_{plrd} = (f_y * A_v) / (\gamma_{mo} * \sqrt{3}) = (275 * 3514 * 10^3 * 10^{-6}) / (1.1 * \sqrt{3})$$

$$V_{plrd} = 507.20 \text{ KN}$$

Vérifiée

➤ **Vérification de flexion :**

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

$$M_{sd} = (Q_u * L^2) / 8 + (R_u * L / 2) = (1.69 * (7^2)) / 8 + (62.31 * 7) / 2$$

$$M_{sd} = 228.44 \text{ KN.m}$$

$$M_{plrd} = w_{ply} * f_y / \gamma_{mo}$$

$$M_{plrd} = (1019 * 275 * 10^{-3}) / 1.1$$

$$M_{plrd} = 254.75 \text{ KN.m}$$

Vérifiée

➤ **Vérification de la rigidité :**

$$F^{max} \leq F_{adm}$$

$$F_{adm} = L / 250$$

$$F_{adm} = (7000 / 250)$$

$$F_{adm} = 28 \text{ mm}$$

$$F^{max} = F_1 + F_2$$

$$F_1 = (5 * Q_s * L^4) / (384 * E * I_y)$$

$$F_1 = (5 * 1.234 * 7000^4) / (384 * 2.1 * 10^5 * 16270 * 10^4)$$

$$F_1 = 1.13 \text{ mm}$$

$$F_2 = (19 * Q_s * L^3) / (384 * E * I_y)$$

$$F_2 = (19 * 45.30 * 7000^3) / (384 * 2.1 * 10^5 * 16270 * 10^4)$$

$$F_2 = 0.03$$

$$F^{max} = 1.13 + 0.03$$

$$F^{max} = 1.16 \text{ mm}$$

$$1.16 \leq 28$$

Vérifiée

b) Phase final :

❖ Réaction des solives :

$$Q_u = 20.19 \text{ KN/m} ; Q_s = 14.77 \text{ KN/m}$$

ELU :

$$R_u = R_1 + R_2$$

$$R_u = [(Q_u * L_{solive}) / 2] * 2$$

$$R_u = 127.20 \text{ KN}$$

ELS :

$$R_s = R_1 + R_2$$

$$R_s = [(Q_s * L_{solive}) / 2] * 2$$

$$R_s = 93.05 \text{ KN}$$

$$-b_{\text{eff}} = \inf \left\{ \begin{array}{l} (2 * L_o) / 8 = (2 * 7) / 8 = 1.75 \text{ m} \\ b = 6.3 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$-b_{\text{eff}} = 1.75 \text{ m}$$

Les charges de la phase finale sont :

- Poids du profilé : $g_p = 0.571 \text{ KN/m}$
- Charge permanente : $G_t = 7.23 \text{ KN/m}^2$
- Surcharge d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

• **Combinaison des charges :****ELU :**

$$Q_u = 1.35 * g_p + (1.35 * G_c + 1.5Q) * 0.17$$

$$Q_u = 1.35 * 0.571 + [(1.35 * 6.18) + 1.5 * 2.5] * 0.17$$

$$Q_u = 2.69 \text{ KN/m}$$

ELS :

$$Q_{\text{ser}} = g_p + (G_t + Q) * 0.17$$

$$Q_{ser} = 0.571 + [6.18 + 2.5] * 0.17$$

$$Q_{ser} = 1.97 \text{ KN/m}$$

- **Vérification :**

- **Vérification de l'effort tranchant :**

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

$$V_{sd} = (Q_u * L) / 2 + R_u$$

$$V_{sd} = (2.69 * 7) / 2 + 127.20$$

$$V_{sd} = 136.62 \text{ KN}$$

$$V_{plrd} = (f_y * A_v) / (\gamma_{mo} * \sqrt{3})$$

$$V_{plrd} = (275 * 35.14 * 10^2 * 10^{-3}) / (1.1 * \sqrt{3})$$

$$V_{plrd} = 507.20 \text{ KN}$$

Vérifiée

- **Vérification de la flexion :**

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

$$M_{sd} = (Q_u * L^2) / 8 + (R_u * L) / 2$$

$$M_{sd} = (2.69 * (7^2)) / 8 + (127.20 * 7) / 2$$

$$M_{sd} = 461.55 \text{ KN.m}$$

- ❖ **Position de l'axe neutre**

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

$$R_{béton} = 0.57 * F_{ck} * b_{eff} * h_c$$

$$R_{béton} = (0.57 * 25 * 1750 * 95 * 10^{-3})$$

$$R_{béton} = 2369.06 \text{ KN}$$

$$R_{acier} = (0.95 * f_y * A_a)$$

$$R_{acier} = 0.95 * 275 * 7273 * 10^{-3}$$

$$R_{acier} = 1900.07 \text{ KN}$$

$$R_{béton} > R_{acier}$$

→ Axe neutre se trouve dans la dalle de béton donc le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

$$M_{plrd} = R_{acier} [h_a/2 + h_c + h_p - (R_{acier}/R_{béton}) * (h_c/2)]$$

$$M_{plrd} = 901.07 \text{ KN.m}$$

$$461.55 \leq 901.07$$

Vérifiée

➤ **Vérification de la rigidité :**

$$F^{max} \leq F_{adm}$$

$$F_{adm} = L/250$$

$$F_{adm} = (7000/250)$$

$$F_{adm} = 28 \text{ mm}$$

$$F^{max} = (5 * Q_s * L^4) / (384 * E * I_c) + (19 * R_{ser} * L^3) / (384 * E * I_c)$$

$$I_c = [A_a * (h_c + 2 * h_p + h_a)^2] / [4 * (1 + m * v)] + [b_{eff} * h_c^3] / [12 * m] + I_a$$

$$-m = 15 ; v = [A / (A * b)] = 0.043$$

$$I_c = [7273 * (95 + (2 * 55) + 360)^2] / [4 * (1 + 15 * 0.043)] + [1750 * 95^3] / [12 * 15] + 16270 * 10^4$$

$$I_c = 5.24 * 10^8 \text{ mm}^4$$

$$F^{max} = (5 * 1.97 * 7000^4) / (384 * 2.1 * 10^5 * 5.24 * 10^8) +$$

$$(19 * 93.05 * 7000^3 * 10^3) / (384 * 2.1 * 10^5 * 5.24 * 10^8)$$

$$F^{max} = 0.56 + 14.35$$

$$F^{max} = 14.91 \text{ mm}$$

$$14.91 \leq 28$$

Vérifiée

• **Etage courant :**

$$L/25 \leq h \leq L/15$$

$$7000/25 \leq h \leq 7000/15$$

$$280 \leq h \leq 466.67$$

Le profilé choisit est : **IPE360** qui a les caractéristiques suivantes :

Tableau 3. 5 : Caractéristiques de profilé IPE360

profilé	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	P Kg/m	A Cm ²	H Mm	B mm	t _f mm	t _w mm	r mm	I _y Cm ⁴	I _z Cm ⁴	W _{ply} Cm ³	W _{plz} Cm ³	i _y cm	i _z cm
IPE360	57.1	72.73	360	170	12.7	8	18	16270	1043	1019	191.1	14.95	3.79

a) **Phase initiale :**

Les calculs sont les mêmes avec la poutre terrasse dans cette phase.

b) **Phase final :**

❖ Réaction des solives :

$$Q_u = 21.65 \text{ KN/m} ; Q_s = 15.55 \text{ KN/m}$$

ELU :

$$R_u = R_1 + R_2$$

$$R_u = [(Q_u * L_{solive}) / 2] * 2$$

$$R_u = 136.40 \text{ KN}$$

ELS :

$$R_s = R_1 + R_2$$

$$R_s = [(Q_s * L_{solive}) / 2] * 2$$

$$R_s = 97.97 \text{ KN}$$

$$-b_{\text{eff}} = \text{inf} \left\{ \begin{array}{l} (2 * L_o) / 8 = (2 * 7) / 8 = 1.75 \text{ m} \\ b = 6.3 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$-b_{\text{eff}} = 1.75 \text{ m}$$

Les charges de la phase finale sont :

- Poids du profilé : $g_p = 0.571$ KN/m
- Charge permanente : $G_c = 6.18$ KN/m²
- Surcharge d'exploitation : $Q = 2.5$ KN/m²

- **Combinaison des charges :**

ELU :

$$Q_u = 1.35 * g_p + (1.35 * G_c + 1.5Q) * 1.75$$

$$Q_u = 1.35 * 0.571 + [(1.35 * 6.18) + 1.5 * 2.5] * 0.17$$

$$Q_u = 2.83 \text{ KN/m}$$

ELS :

$$Q_{ser} = g_p + (G_t + Q) * 0.7$$

$$Q_{ser} = 0.571 + [6.18 + 2.5] * 0.17$$

$$Q_{ser} = 2.05 \text{ KN/m}$$

- **Vérification :**

- **Vérification de l'effort tranchant :**

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

$$V_{sd} = (Q_u * L) / 2 + R_u$$

$$V_{sd} = (2.83 * 7) / 2 + 136.40$$

$$V_{sd} = 146.31 \text{ KN}$$

$$V_{plrd} = (f_y * A_v) / (\gamma_{mo} * \sqrt{3})$$

$$V_{plrd} = (275 * 35.14 * 10^2 * 10^{-3}) / (1.1 * \sqrt{3})$$

$$V_{plrd} = 507.20 \text{ KN}$$

Vérifiée

- **Vérification de la flexion :**

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

$$M_{sd} = (Q_u * L^2) / 8 + (R_u * L) / 2$$

$$M_{sd} = (2.83 * (7^2)) / 8 + (136.4 * 7) / 2$$

$$M_{sd} = 494.73 \text{ KN.m}$$

❖ Position de l'axe neutre

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

$$R_{\text{béton}} = 0.57 * F_{ck} * b_{\text{eff}} * h_c$$

$$R_{\text{béton}} = (0.57 * 25 * 1750 * 95 * 10^{-3})$$

$$R_{\text{béton}} = 2369.06 \text{ KN}$$

$$R_{\text{acier}} = (0.95 * f_y * A_a)$$

$$R_{\text{acier}} = 0.95 * 275 * 7273 * 10^{-3}$$

$$R_{\text{acier}} = 1900.07 \text{ KN}$$

$$R_{\text{béton}} > R_{\text{acier}}$$

→ Axe neutre se trouve dans la dalle de béton donc le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

$$M_{\text{plrd}} = R_{\text{acier}} [h_a/2 + h_c + h_p - (R_{\text{acier}} / R_{\text{béton}}) * (h_c/2)]$$

$$M_{\text{plrd}} = 901.07 \text{ KN.m}$$

$$494.73 \leq 901.07$$

Vérifiée

➤ Vérification de la rigidité :

$$F^{\text{max}} \leq F_{\text{adm}}$$

$$F_{\text{adm}} = L/250$$

$$F_{\text{adm}} = (7000/250)$$

$$F_{\text{adm}} = 28 \text{ mm}$$

$$F^{\text{max}} = (5 * Q_s * L^4) / (384 * E * I_c) + (19 * R_{\text{ser}} * L^3) / (384 * E * I_c)$$

$$I_c = [A_a * (h_c + 2 * h_p + h_a)^2] / [4 * (1 + m * v)] + [b_{\text{eff}} * h_c^3] / [12 * m] + I_a$$

$$-m = 15 ; v = [A / (A * b)] = 0.043$$

$$I_c = [7273 * (95 + (2 * 55) + 360)^2] / [4 * (1 + 15 * 0.043)] + [1750 * 95^3] / [12 * 15] + 16270 * 10^4$$

$$I_c = 5.24 * 10^8 \text{ mm}^4$$

$$F^{\text{max}} = (5 * 2.05 * 7000^4) / (384 * 2.1 * 10^5 * 5.24 * 10^8) + (19 * 97.97 * 7000^3 * 10^3) / (384 * 2.1 * 10^5 * 5.24 * 10^8)$$

$$F^{\max} = 0.71 + 15.11$$

$$F^{\max} = 15.82 \text{ mm}$$

$$15.82 \leq 28$$

Vérifiée

✓ **Les connecteurs de poutre principale :**

Type goujon :

Hauteur : $h = 95 \text{ mm}$

Diamètre : $d = 19 \text{ mm}$

F_{ck} : résistance caractéristique de béton = 25 KN/mm^2

E_c : module de Young de béton = 30.5

$$-\gamma_v = 1.25$$

F_u : résistance caractéristique des connecteurs = 450

Nombre de connecteur = (R_L/P_{rd})

L'effort tranchant repris par les goujons détermination de R_L :

Dans le cas d'une connexion totale, l'effort total de cisaillement de calcul R_L auquel sont tenus de résister les connecteurs entre le point de moment fléchissant positif maximal et un appui d'extrémité est calculé selon la formule suivante :

$$R_L = \inf [R_{\text{acier}} ; R_{\text{béton}}]$$

$$R_L = 1900.07 \text{ KN}$$

$$-\alpha = 1 \text{ car } 95/19 = 5 > 4$$

$$P_{rd} = 0.29 * 1 * 19^2 * (\sqrt{(25 * 30.5 * 10^3)}) / 1.25 = 73.13 \text{ KN}$$

$$P_{rd} = 0.8 * 450 * (\pi * 19^2) / (4 * 1.25) = 81.65 \text{ KN}$$

$$P_{rd} = 73.13 \text{ KN}$$

Influence du sens du sens du bac d'acier

K_t : coefficient de réduction fonction du sens des nervures du bac d'acier dont les nervures sont en parallèle à la poutre principale. Le coefficient de réduction pour la résistance au cisaillement est calculé par :

$$K_t = 0.6 * (b_o / h_p) * [h_c / h_p - 1]$$

$$K_t = 0.6 * (88.5 / 55) * [(95 / 55) - 1]$$

$$K_t = 0.702 < 1$$

$$P_{rd} = 0.702 * 73.13$$

$$P_{rd} = 51.34 \text{ KN}$$

- **Nombre des connecteurs :**

$$N^{bre} = (R_L / P_{rd})$$

$$N^{bre} = (1900.07 / 51.34)$$

$$N^{bre} = 37.02$$

Soit $N=38$ goujons sur la demi-longueur de la poutre, c'est-à-dire 76 connecteurs sur toute la longueur totale de la poutre.

$$E_{min} = 5 * d = 5 * 19 = 95 \text{ mm}$$

$$E_{max} = 6 * h_{sc} = 6 * 95 = 750 \text{ mm}$$

$$E_{sp} = (L / (N^{mbre} - 1))$$

$$E_{sp} = (7000 / (76 - 1))$$

$$E_{sp} = 93.33 \text{ mm}$$

n'est pas vérifiée

On opte pour une connexion partielle :

$$N_{cp} = N^{bre} * (0.25 + 0.03 * L)$$

$$N_{cp} = 76 * (0.25 + 0.03 * 7)$$

$$N_{cp} = 34.96$$

$$N^{bre} = 35$$

$$E_{sp} = L / (35 - 1)$$

$$E_{sp} = 205.88$$

$$95 \leq 205.88 \leq 750$$

On opte un $E_{sp} = 200 \text{ mm}$

3.6.2.2 Les poutres secondaires :

Le calcul des poutres secondaires est le même comme le calcul des solives :

- **Les connecteurs :**

Type goujon :

Hauteur : $h = 95\text{mm}$

Diamètre : $d = 19\text{mm}$

F_{ck} : résistance caractéristique de béton = 25 KN/mm^2

E_c : module de Young de béton = 30.5

$\gamma_v = 1.25$

F_u : résistance caractéristique des connecteurs = 450

Nombre de connecteur = (R_L/P_{rd})

L'effort tranchant repris par les goujons détermination de R_L :

Dans le cas d'une connexion totale, l'effort total de cisaillement de calcul R_L auquel sont tenus de résister les connecteurs entre le point de moment fléchissant positif maximal et un appui d'extrémité est calculé selon la formule suivante :

$$R_L = \inf [R_{acier} ; R_{béton}]$$

$$R_L = 1200.18 \text{ KN}$$

$$\alpha = 1 \text{ car } 95/19 = 5 > 4$$

$$P_{rd} = 0.29 * 1 * 19^2 * (\sqrt{(25 * 30.5 * 10^3)}) / 1.25 = 73.13 \text{ KN}$$

$$P_{rd} = 0.8 * 450 * (\pi * 19^2) / (4 * 1.25) = 81.65 \text{ KN}$$

$$P_{rd} = 73.13 \text{ KN}$$

Influence du sens du sens du bac d'acier

K_t : coefficient de réduction fonction du sens des nervures du bac d'acier dont les nervures sont en perpendiculaires à la poutre secondaires. Le coefficient de réduction pour la résistance au cisaillement est calculé par :

$$K_t = (0.7 / \sqrt{N_r}) * (b_o / h_p) * [h_c / h_p - 1] ; N_r = 1$$

$$K_t = (0.7/1) * (88.5/55) * [(95/55) - 1]$$

$$K_t = 0.82 < 1$$

$$P_{rd} = 0.82 * 73.13$$

$$P_{rd} = 59.97 \text{ KN}$$

- **Nombre des connecteurs :**

$$N^{bre} = (R_L / P_{rd})$$

$$N^{bre} = (1200.18 / 59.97)$$

$$N^{bre} = 20.01$$

Soit $N=21$ goujons sur la demi-longueur de la poutre, c'est-à-dire 42 connecteurs sur toute la longueur totale de la poutre.

$$E_{min} = 5 * d = 5 * 19 = 95 \text{ mm}$$

$$E_{max} = 6 * h_{sc} = 6 * 95 = 750 \text{ mm}$$

$$E_{sp} = (L / (N^{mbre} - 1))$$

$$E_{sp} = (6300 / (42 - 1))$$

$$E_{sp} = 153.65 \text{ mm}$$

$$95 \text{ mm} \leq 153.65 \text{ mm} \leq 750 \text{ mm} \quad \textbf{Vérfiée}$$

Donc, on prend 42 connecteurs pour toute la portée de la solive avec un espacement de 130 mm

3.6.3 Les poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux qui doivent reprendre les charges verticales transmises par les planchers. Leurs sections doivent présenter une bonne rigidité à la compression dans toutes les directions et en particulier suivant leurs axes principaux. Ils sont généralement des profilés en **HEA** ou **HEB**. Le pré dimensionnement se fera par la vérification de la résistance de la section en compression axiale (flambement simple) suivant l’Eurocode 3 partie 1-1.

❖ **Méthode de calcul :**

$$X = [1 / (\varphi + \sqrt{(\varphi^2 - \lambda'^2)})] \quad ; \quad \text{avec } X = \min [X_y ; X_z]$$

$$\Phi = 0.5 * [1 + \alpha (\lambda' - 0.2) + \lambda'^2] ; \lambda' = [\lambda / \lambda_1] * \sqrt{B_A} ; \text{avec } \lambda_1 = 93.9 \xi \quad \& \quad B_A = 1$$

$$-\lambda = L_f / i$$

Mode d’instabilité à nœuds fixes, donc :

$$L_f = \left[\frac{1 + 0.145 * (\eta_1 + \eta_2) - 0.265 * (\eta_1 * \eta_2)}{2 - 0.364 * (\eta_1 + \eta_2) + 0.247 * (\eta_1 * \eta_2)} \right] * H$$

$$-\mu_1 = \frac{K_c + K_{c1}}{K_c + K_{c1} + K_{11} + K_{12}}$$

$$-\mu_2 = \frac{K_c + K_{c2}}{K_c + K_{c2} + K_{21} + K_{22}}$$

$$K_{c1} = \frac{I_{poutreau}}{H} ; K_{c2} = \frac{I_{poutreau}}{L}$$

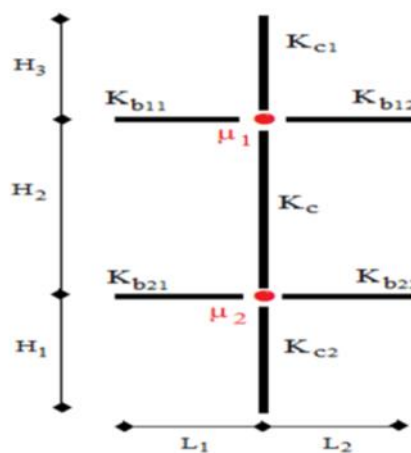


Figure 3. 8 : Facteurs de distribution pour les poteaux continus

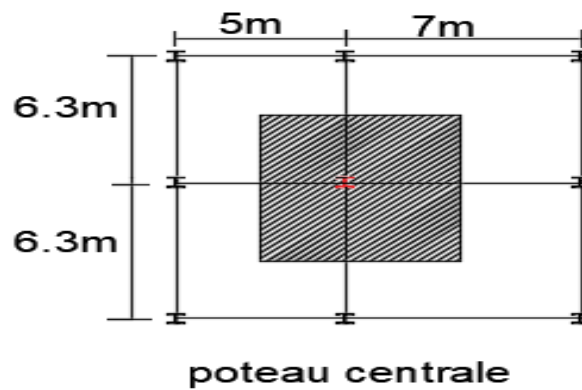
a) Poteau central :

Figure 3. 9 : Surface qui revient au poteau central

$$S = (6.3 * 6) = 37.8 \text{ m}^2$$

$$L_1 = 7\text{m}$$

$$L_2 = 6.3\text{m}$$

Les charges :

- Terrasse :

$$G_t = 7.23 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_t = 1 \text{ KN/m}^2$$

- Etage courant :

$$G_t = 6.18 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_c = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

- Les poids propre des profilés :

$$G_{(\text{IPE270})} = 0.361 \text{ KN/m}$$

$$G_{(\text{IPE360})} = 0.571 \text{ KN.m}$$

$$G = (G * S) + g_{pp} * L_1 + g_{ps} * L_2 + g_{solive} * L_2 * n + g_{pot} * h_{\text{étage}}$$

$$G_{\text{terrasse}} = (7.23 * 37.8) + 0.571 * 7 + 0.361 * 6.3 + 0.361 * 6.3 * 3 + 0$$

$$G_{\text{terrasse}} = 286.3882 \text{ KN}$$

$$G_{\text{courant}} = (6,18 \times 378) + 0,571 \times 7 + 0,361 \times 6,3 + 0,361 \times 3 \times 6,3$$

$$G_{\text{courant}} = 246,6982 \text{ KN}$$

Charge d'exploitation : D'après la loi de dégression

$$Q_0 = 1 \times 37,8$$

$$Q_0 = 37,8 \text{ KN}$$

$$Q_1 = 2,5 \times 37,8$$

$$Q_1 = 94,5 \text{ KN}$$

Tableau 3. 6 : Descente des charges d'exploitation

Niveau	Surcharge	Q
1	Q_0	37.8
2	$Q_0 + Q_1$	132.3
3	$Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$	217.35
4	$Q_0 + 0.9 (Q_1 + \dots + Q_3)$	292.95
5	$Q_0 + 0.85 (Q_1 + \dots + Q_4)$	359.1
6	$Q_0 + 0.8 (Q_1 + \dots + Q_5)$	415.8
7	$Q_0 + 0.75 (Q_1 + \dots + Q_6)$	463.05
8	$Q_0 + 0.714 (Q_1 + \dots + Q_7)$	510.11
9	$Q_0 + 0.687 (Q_1 + \dots + Q_8)$	557.172

Tableau 3. 7 : Descente des charges permanentes

Niveau	G	Gcomulé
1	286,3882	286,3882
2	246,6982	533,0864
3	246,6982	779,7846
4	246,6982	1026,4828
5	246,6982	1273,181
6	246,6982	1519,8792
7	246,6982	1766,5774
8	246,6982	2013,2756
9	246,6982	2259,9738

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

$$N_{sd} < N_{crd}$$

$$A > [N_{sd} * \gamma_{mo}] / f_y$$

Tableau 3. 8 : Efforts normaux, section et profilé des poteaux

Niveau	G _{comulé}	Q	1,35g _{pot}	N _{sd}	A (cm ²)	Profilé
1	286,388	37,8	0	443,324	17,732	HEA140
2	533,086	132,3	1,247	919,363	36,774	HEA200
3	779,784	217,35	2,136	1382,117	55,284	HEA240
4	1026,482	292,95	3,045	1831,604	73,264	HEA260
5	1273,181	359,1	3,443	2267,315	90,692	HEA320
6	1519,879	415,8	4,928	2690,335	107,613	HEA320
7	1766,577	463,05	4,928	3099,181	123,967	HEA400
8	2013,275	510,11	6,311	3509,125	140,365	HEA400
9	2259,973	557,172	6,311	3919,071	156,762	HEA450

Exemple de calcul :

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

$$N_{sd} = 1.35 (286.388) + 1.5 (37.8)$$

$$N_{sd} = 443,324 \text{ KN}$$

Pré dimensionnement :

$$N_{sd} < N_{crd}$$

$$A > [N_{sd} * \gamma_{mo}] / f_y$$

$$A > [443,324 * 10^3 * 1.1] / [275 * 10^2]$$

$$A > 17,732 \text{ cm}^2$$

- **Vérification de flambement :**

Exemple de calcul :

8^{ème} étage :

- Suivant yy :

$$-\mu_1 = \frac{9.81}{9.81+23.24+32.54} = 0.15$$

$$-\mu_2 = \frac{9.81+9.81}{9.81+9.81+23.24+32.54} = 0.26$$

$$K_C = \frac{3668}{374} = 9.81 \text{ cm}^3; K_{11} = (L_y \text{ (IPE360)/L}) = \frac{16270}{700} = 23.24; K_{C12} = \frac{16270}{500} = 32.54 \text{ cm}^3$$

$$L_{fy} = \left[\frac{1+0.145*(0.048+0.185)-0.265*(0.048*0.185)}{2-0.364*(0.048+0.185)+0.247*(0.048*0.185)} \right] * 3.74 = 0.539 * 374$$

$$L_{fy} = 201,631 \text{ cm}$$

$$-\lambda_y = L_f / i = 201.631 / 5.73 = 35.189$$

$$-\lambda_{1y} = 86.81; \text{ avec } \lambda_1 = 93.9\xi$$

$$-\lambda_{1y}' = (35.189) / (86.81)$$

$$-\lambda_{1y}'' = 0.405$$

$$\Phi_y = 0.5 * [1 + 0.34 (0.405 - 0.2) + 0.405^2] = 0.617$$

$$X_y = [1 / (0.617 + \sqrt{(0.617^2 - 0.405^2)})] = 0.924$$

- Suivant zz :

$$-\mu_1 = \frac{9.81}{9.81+23.24+32.54} = 0.15$$

$$-\mu_2 = \frac{9.81+9.81}{9.81+9.81+23.24+32.54} = 0.26$$

$$K_{Cz} = 1.646 \text{ cm}^3; K_{11} \text{ (IPE270)} = 9.19; K_{C12} = 9.19 \text{ cm}^3$$

$$L_{fz} = \left[\frac{1+0.145*(0.082+0.221)-0.265*(0.082*0.221)}{2-0.364*(0.082+0.221)+0.247*(0.082*0.221)} \right] * 3.74 = 0.551 * 374$$

$$L_{fz} = 206.074 \text{ cm}$$

$$-\lambda_z = L_{fz} / i_z = 206.074 / 3.52 = 58.870$$

$$-\lambda_{1z} = 86.81; \text{ avec } \lambda_1 = 93.9\xi$$

$$-\lambda_{1z}' = (58.870) / (86.81)$$

$$-\lambda_{1z}'' = 0.675$$

$$\Phi_z = 0.5 * [1 + 0.49 (0.675 - 0.2) + 0.675^2] = 0.844$$

$$X_z = [1 / (0.617 + \sqrt{(0.617^2 - 0.405^2)})] = 0.740$$

$$N_{brd} = 0.740 * 31,42 * 27.5 / 1.1$$

$$N_{brd} = 581.497 \text{ KN} > N_{sd} = 443.324 \text{ KN}$$

Tableau 3. 9 : Vérification du flambement des poteaux centraux

niveau	9	8	7	6	5	4	3	2	1
profilé	HEA 140	HEA 200	HEA 240	HEA 260	HEA 320	HEA 320	HEA 400	HEA 400	HEA 450
(α_y)	0.34	0.34	0.34	0.34	0.34	0.34	0.21	0.21	0.21
(α_z)	0.49	0.49	0.49	0.49	0.49	0.49	0.34	0.34	0.34
(λ_y)	35.189	26.808	24.097	23.998	20.865	21.995	18.572	19.040	14.648
(λ_z)	58.570	45.224	40.659	40.554	37.510	38.634	40.031	40.297	36.511
(λ_y')	0.405	0.309	0.278	0.276	0.240	0.253	0.214	0.219	0.169
(λ_z')	0.675	0.521	0.468	0.467	0.432	0.445	0.461	0.464	0.421
Φ_y	0.617	0.566	0.552	0.551	0.536	0.541	0.524	0.526	0.511
Φ_z	0.844	0.714	0.675	0.675	0.650	0.659	0.651	0.653	0.626
X_y	0.924	0.960	0.972	0.973	0.986	0.981	0.997	0.996	1.007
X_z	0.740	0.831	0.861	0.861	0.880	0.873	0.901	0.900	0.918
X_{min}	0.740	0.831	0.861	0.861	0.880	0.873	0.901	0.900	0.918
N_{brd}	581.497	1118.50	1653.04	1869.18	2737.462	2715.73	3581.62	3576.48	4048.30
N_{sd}	443.324	919.363	1382.12	1831.60	2267.32	2690.34	3099.18	3509.13	3919.07
Condition	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

- ✓ Pour la réalisation, il faut que h_{poteau} soit supérieur ou égale à b_{poutre} . Donc le profilé opté pour la terrasse : HEA240 { $h_{poteau}=230 > b_{poutre}=170$ }

Tableau 3. 10 : choix final des profilés des poutaux centraux

Etage	Profilé choisit
8-7-6	HEA240
5-4-3	HEA320
2-1	HEA400
RDC	HEA450

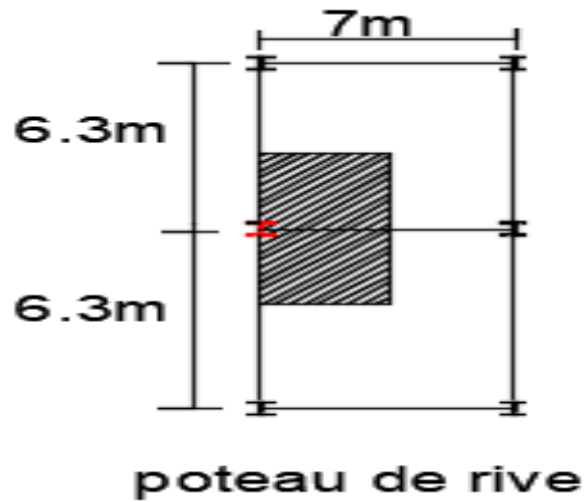
b) Poteau de rive :

Figure 3. 10 : Surface qui revient au poteau de rive

$$S = (3.5 * 6.3) = 22.05 \text{ m}^2$$

$$L_1 = 7\text{m}$$

$$L_2 = 6.3\text{m}$$

Les charges :

- Les poids propre des profilés :

$$G_{\text{(IPE270)}} = 0.361 \text{ KN/m}$$

$$G_{\text{(IPE360)}} = 0.571 \text{ KN.m}$$

$$G = (G * S) + g_{pp} * L_1 + g_{ps} * L_2$$

$$G_{\text{terrasse}} = 165.70 \text{ KN}$$

$$G_{\text{courant}} = 142.5403 \text{ KN}$$

$$Q_0 = 22.05 \text{ KN}$$

$$Q_1 = 55.125 \text{ KN}$$

Tableau 3. 11 : Descente des charges d'exploitation

Niveau	Surcharge	Q
1	Q_0	22.05
2	Q_0+Q_1	77.175
3	$Q_0+0.95 (Q_1+Q_2)$	126.79
4	$Q_0+0.9 (Q_1+...+ Q_3)$	170.89
5	$Q_0+0.85 (Q_1+...+ Q_4)$	209.48
6	$Q_0+0.8 (Q_1+...+ Q_5)$	242.55
7	$Q_0+0.75 (Q_1+...+Q_6)$	270.11
8	$Q_0+0.714(Q_1+...+Q_7)$	297.5
9	$Q_0+0.687(Q_1+...+Q_8)$	325.02

Tableau 3. 12 : Descente des charges permanentes

niveau	G (KN)	G _{comulé} (KN)
1	165,7	165,7
2	142,54	308,24
3	142,54	450,78
4	142,54	593,32
5	142,54	735,86
6	142,54	878,4
7	142,54	1020,94
8	142,54	1163,48
9	142,54	1306,02

Tableau 3. 13 : Efforts normaux, section et profilé des poteaux

Niveau	G _{comulé}	Q	1.35g _{pot}	Nsd	A	Profilé
1	165,7	22.05	0	256,77	10,2708	HEA100
2	308,24	77.175	0,843	532,7295	21,30918	HEA160
3	450,78	126.79	1,535	801,116	32,04464	HEA200
4	593,32	170.89	2,136	1061,831	42,47324	HEA200
5	735,86	209.48	2,136	1314,281	52,57124	HEA220
6	878,4	242.55	2,55	1558,865	62,3546	HEA240

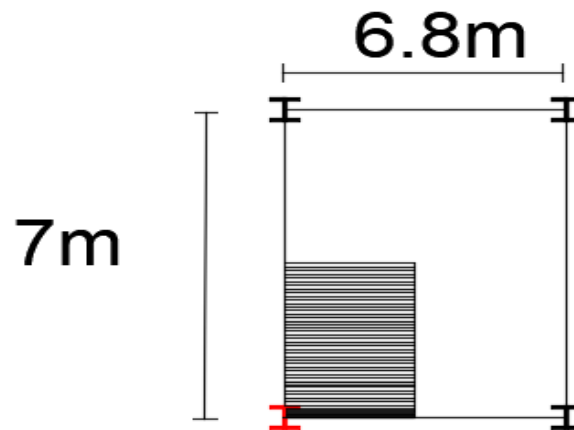
7	1020,94	270.11	3,045	1795,679	71,82716	HEA260
8	1163,48	297.5	3,443	2032,636	81,30544	HEA280
9	1306,02	325.02	3,858	2270,203	90,80812	HEA300

Tableau 3. 14 : Vérification du flambement des poteaux de rive

Niveau	9	8	7	6	5	4	3	2	1
Profilé	HEA 100	HEA 160	HEA 200	HEA 200	HEA 220	HEA 240	HEA 260	HEA 280	HEA 300
(α_y)	0.34	0.34	0.34	0.34	0.34	0.34	0.34	0.34	0.34
(α_z)	0.49	0.49	0.49	0.49	0.49	0.49	0.49	0.49	0.49
(λ_y)	59.58	34.116	29.43	30.67	29.007	27.97	26.83	25.716	21.35
(λ_z)	77.41	52.06	44.011	45.434	42.731	41.259	39.87	38.479	34.23
(λ_y')	0.571	0.393	0.339	0.353	0.334	0.322	0.309	0.296	0.246
(λ_z')	0.892	0.560	0.507	0.523	0.492	0.475	0.459	0.443	0.394
Φ_y	0.726	0.610	0.581	0.588	0.579	0.573	0.566	0.560	0.538
Φ_z	1.067	0.778	0.704	0.716	0.693	0.680	0.669	0.658	0.625
X_y	0.851	0.929	0.950	0.944	0.951	0.956	0.960	0.965	0.984
X_z	0.605	0.786	0.839	0.830	0.847	0.857	0.865	0.874	0.9
X_{\min}	0.605	0.786	0.839	0.830	0.847	0.857	0.865	0.874	0.9
N_{brd}	321.22	761.40	1129.19	1116.74	1362.91	1645.74	1878.50	2125.59	2532
N_{sd}	256.77	532.73	801.12	1061.83	1314.2	1558.9	1796	2032.6	2270
Condition	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Tableau 3. 15 : choix final des profilés des poteaux de rive

Etage	Profilé choisit
8-7	HEA180
6-5-4	HEA220
3-2-1	HEA280
RDC	HEA300

c) Poteau d'angle :

poteau d'angle

Figure 3. 11 : Surface qui revient au poteau d'angle

$$S = (3.5 * 3.4) = 11.9 \text{ m}^2$$

$$L_1 = 6.8 \text{ m}$$

$$L_2 = 7 \text{ m}$$

- Les poids propre des profilés :

$$G_{\text{(IPE270)}} = 0.361 \text{ KN/m}$$

$$G_{\text{(IPE360)}} = 0.571 \text{ KN.m}$$

$$G = (G * S) + g_{pp} * L_1 + g_{ps} * L_2$$

$$G_{\text{terrasse}} = 92.45 \text{ KN}$$

$$G_{\text{courant}} = 79.95 \text{ KN}$$

$$Q_0 = 11.9 \text{ KN}$$

$$Q_1 = 29.75 \text{ KN}$$

Tableau 3. 16 : Descente des charges d'exploitation

Niveau	Surcharge	Q
1	Q_0	11.9
2	Q_0+Q_1	41.65
3	$Q_0+0.95 (Q_1+Q_2)$	68.43
4	$Q_0+0.9 (Q_1+...+ Q_3)$	92.23
5	$Q_0+0.85 (Q_1+...+ Q_4)$	113.05
6	$Q_0+0.8 (Q_1+...+ Q_5)$	130.9
7	$Q_0+0.75 (Q_1+...+Q_6)$	145.78
8	$Q_0+0.714(Q_1+...+Q_7)$	160.59
9	$Q_0+0.687(Q_1+...+Q_8)$	175.41

Tableau 3. 17 : Descente des charges permanentes

G	Gcomulé
92,45	92,45
79,95	172,4
79,95	252,35
79,95	332,3
79,95	412,25
79,95	492,2
79,95	572,15
79,95	652,1
79,95	732,05

Tableau 3. 18 : Efforts normaux, section et profilé des poteaux

Niveau	Gcomulé	Q	$1.35g_{pot}$	Nsd	A	profilé
1	92,45	11,9	0	156,525	6,261	HEA100
2	172,4	41,65	0,843	296,058	11,842	HEA100
3	252,35	68,43	0,843	445,004	17,80	HEA140
4	332,3	92,23	1,247	589,883	23,595	HEA140
5	412,25	113,05	1,247	730,293	29,212	HEA180
6	492,2	130,9	1,792	866,792	34,672	HEA200

7	572,15	145,78	2,136	999,180	39,967	HEA200
8	652,1	160,59	2,136	1131,464	45,259	HEA220
9	732,05	175,41	2,55	1264,177	50,567	HEA240

Tableau 3. 19 : Vérification du flambement des poteaux d'angle

Niveau	9	8	7	6	5	4	3	2	1
Profilé	HEA 100	HEA 100	HEA 140	HEA 140	HEA 180	HEA 200	HEA 200	HEA 220	HEA 240
(α_y)	0.34	0.34	0.34	0.34	0.34	0.34	0.34	0.34	0.34
(α_z)	0.49	0.49	0.49	0.49	0.49	0.49	0.49	0.49	0.49
(λ_y)	47.725	49.217	36.163	37.902	31.237	29.617	30.524	28.717	25.32
(λ_z)	75.573	76.57	55.50	56.803	45.968	43.065	43.98	41.014	39.026
(λ_y')	0.550	0.566	0.417	0.437	0.360	0.341	0.352	0.331	0.292
(λ_z')	0.87	0.882	0.639	0.654	0.53	0.50	0.507	0.572	0.45
Φ_y	0.711	0.723	0.624	0.636	0.592	0.582	0.588	0.577	0.558
Φ_z	1.043	1.023	0.812	0.825	0.721	0.696	0.703	0.678	0.662
X_y	0.861	0.853	0.919	0.911	0.942	0.949	0.945	0.953	0.967
X_z	0.618	0.611	0.762	0.753	0.826	0.845	0.839	0.858	0.870
X_{min}	0.618	0.611	0.762	0.753	0.826	0.845	0.839	0.858	0.870
N_{brd}	328.171	324.39	598.425	591.269	934.79	1139.40	1129.48	1380.52	1672.76
N_{sd}	156.525	296.058	445.004	589.88	730.29	886.79	999.18	1131.46	1264.18
Condition	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Tableau 3. 20 : choix final des profilés des poteaux d'angle

Etage	Profilé choisit
8-7	HEA180
6-5-4	HEA200
3-2-1	HEA220
RDC	HEA240

3.7 Conclusion :

Après le pré dimensionnement, on adopte les sections suivantes :

Tableau 3. 21 : Caractéristiques des poutres principales, secondaires & solives
IPE270/IPE360

profilé	poids	section	dimensions					Caractéristiques					
	P Kg/m	A Cm ²	H mm	B mm	t _f mm	t _w mm	r mm	I _y Cm ⁴	I _z Cm ⁴	W _{ply} Cm ³	W _{plz} Cm ³	i _y cm	i _z cm
IPE270 'Solives & Poutres secondaires'	36.1	45.94	270	135	10.2	6.6	15	5790	419.9	484	96.95	11.23	3.02
IPE360 'Poutres principales'	57.1	72.73	330	160	12.7	8	18	16270	1043	1019	191.1	14.95	3.79

Les poteaux sont pré dimensionnés en compression simple en choisissant le poteau le plus sollicité de la structure. Les choix finaux des profilées des poteaux est cité dans le tableau ci-dessous :

Tableau 3. 22 : Caractéristiques des poteaux, ‘HEA240, HEA320, HEA400 et HEA450’

Profilé	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	P Kg/m	A Cm ²	H mm	B mm	t _f mm	t _w mm	r mm	I _y Cm ⁴	I _z Cm ⁴	W _{ply} Cm ³	W _{plz} Cm ³	i _y cm	i _z cm
HEA240	60.3	76.84	230	240	12	7.5	21	7763	2769	744.6	351.7	10.05	6
HEA320	97.6	124.4	310	300	15.5	9	27	22930	6985	1628	709.7	13.58	7.49
HEA400	125	159	390	300	19	11	27	45070	8564	2562	872.9	16.84	7.34
HEA450	140	178	440	300	21	11.5	27	63720	9465	3216	965.5	18.92	7.29

Chapitre 4

Pré dimensionnement des éléments secondaires

4.1 Introduction :

Dans une structure quelconque on distingue deux types des éléments :

- ✓ Les éléments porteurs principaux qui contribuent directement au contreventement.
- ✓ Les éléments secondaires qui ne contribuent pas directement au contreventement.

Dans ce chapitre, nous considérons l'étude des éléments secondaires qui comporte la structure : **les escaliers & l'acrotère.**

Le calcul de ses éléments s'effectue suivant le règlement '**BAEL 91 modifié 99**' et '**CBA93**' en respectant le règlement parasismique algérien '**RPA99 version 2003**'

4.2 Les escaliers :

4.2.1 Introduction :

Un escalier est une suite de marches qui permettent de passer d'un niveau à un autre, il dont la largeur s'appelle l'embranchement, la largeur des marches s'appelle giron (g) et la hauteur des marches une contre marche (h). Il est composé de plusieurs éléments :

- *Palier* : c'est une aire plane située à chaque étage au départ et à l'arrivée d'une volée d'escalier, sa fonction est de permettre un repos pendant la montée.
- *Palier intermédiaire* : est un palier placé entre deux niveaux.
- *Volée* : une partie droite (ou courbe) d'escalier comprise entre deux paliers successifs.
- *Marche* : elle peut être encastré entre deux limons ou reposée sur un ou deux limons

Les escaliers sont en charpente métallique : pour le dimensionnement des marches (g) et (h), on utilise la formule de **BLONDEL** :

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

Donc ;

-h varie de 14 cm à 20 cm

-g varie entre 22 cm à 30 cm

4.2.2 La vérification de la relation de BLONDEL :

Giron = 30 cm

On a $59 \text{ cm} < (30 + 2h) < 66 \text{ cm}$; $59 \text{ cm} < 64 \text{ cm} < 66 \text{ cm}$ **vérifiée**

$14.5 \text{ cm} < h < 18 \text{ cm}$

Pour $h=17 \text{ cm}$, on a :

Caractéristiques géométriques :

Hauteur de **RDC** : $H_1 = 4.20 \text{ m}$

Hauteur **d'étage** : $H_2 = 3.74 \text{ m}$

Contre marche : $h = 0.17 \text{ m}$

Largeur de la marche : $g = 0.3 \text{ m}$

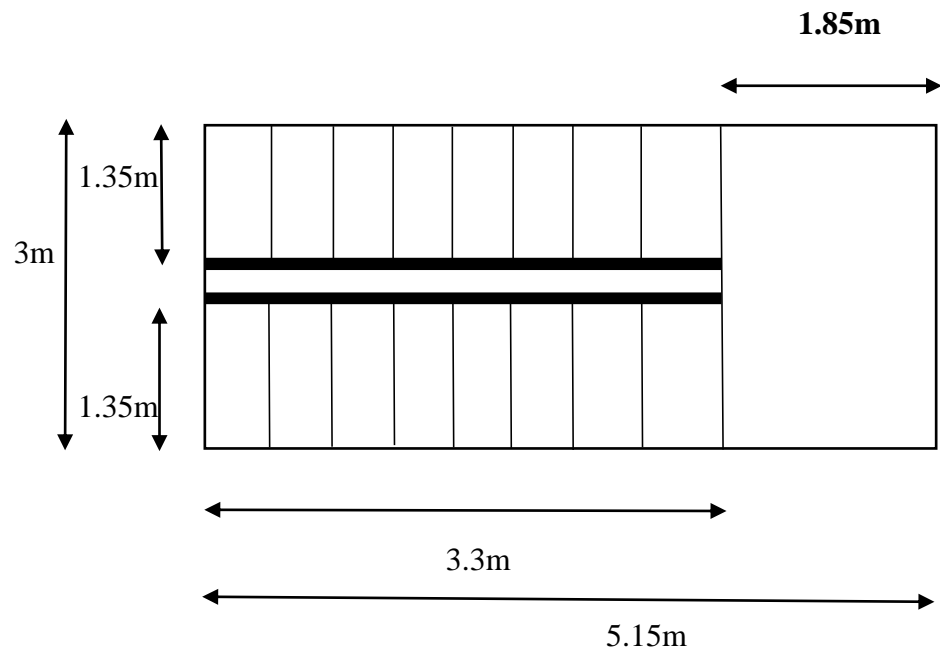


Figure 4. 1 : Coupe horizontale des Escaliers

a) **RDC** :

$$\text{Nombre des contres marches } n = \frac{4.20}{0.17} = 12 \text{ contres marches}$$

$$\text{Nombre des marches } m = n - 1 = 12 - 1 = 11$$

Emmarchement : 1.35 m **Figure 4.**

L'inclinaison de la paillasse : $\tan\alpha = \frac{210}{330} = 0,64$; $\alpha = 32.47^\circ$

La longueur de la paillasse : $L = \sqrt{3.3^2 + 2.10^2} = 3.91 \text{ m}$

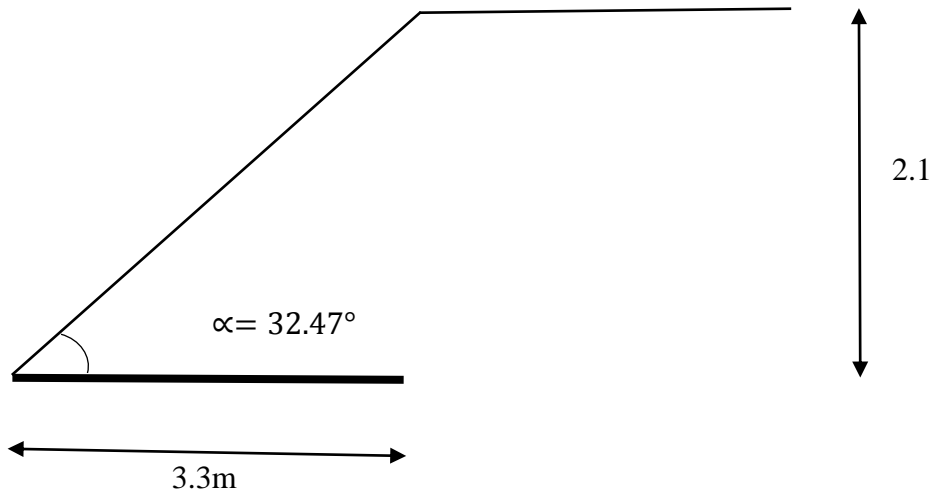


Figure 4. 2 : schème représentant les dimensions de l'escalier (RDC)

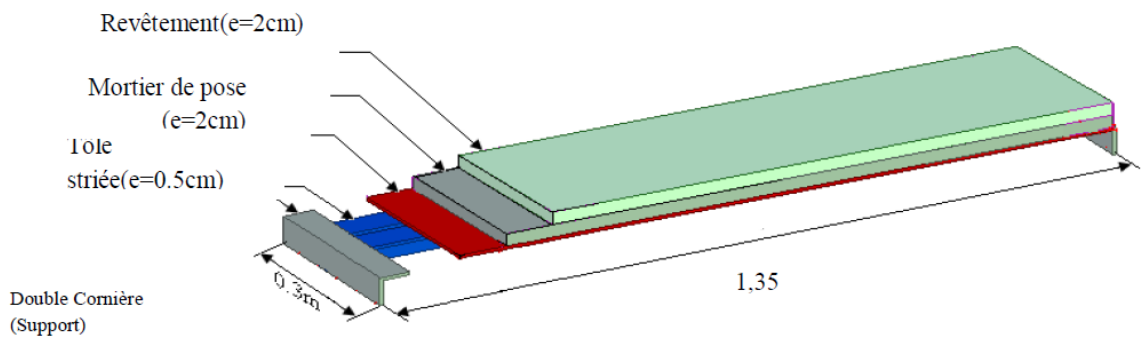


Figure 4. 3 : Les constituants d'une marche

a) **Dimensionnement des cornières :**

Evaluation des charges :

Charges permanente G :

Tôle (5mm) 0.39 KN/m²

Revêtement (e=2mm) $22 \cdot 0.02 = 0.44 \text{ KN/m}^2$

Mortier de pose (e=2mm) 20*0.02=0.4 KN/m²

Totale

G=1.23 KN/m²

Surcharge d'exploitation « Q »

Q=2.5 KN/m²

Pré dimensionnement des cornières :

Chaque cornière reprend la moitié de la charge de la marche plus la charge de la contre marche

ELS :

$$Q_s = (G+Q) \times 0.15 + (G+Q) \times 0.17$$

$$Q_s = (1.23+2.5) \times 0.15 + (1.23+2.5) \times 0.17$$

$$Q_s = 1.20 \text{ KN/m}$$

Condition de la flèche :

Condition de la flèche :

$$f = \frac{5q_s l^4}{384EI} \leq f = \frac{l}{250}$$

$$I \geq \frac{5q_s l^3}{384E}$$

AN :

$$I \geq \frac{5 \times 250 \times 1.20 \times (1350^3) \times 10^{-4}}{384 \times 2,1 \times 10^5} = 4.58$$

$$I \geq 4.58 \text{ cm}^4$$

→ On opte pour une cornière **L45x45x4**.

Vérification en tenant compte le poids propre de la cornière :

$$Q_s = (1.23 \times 0.15 + 1.23 \times 0.17 + 0.0279) + 2.5 \times (0.15 + 0.17)$$

$$Q_s = 1.222 \text{ KN/m}$$

$$Q_u = 1.35 \times (1.23 \times 0.15 + 1.23 \times 0.17 + 0.279) + 1.5 \times (2.5 \times (0.15 + 0.17))$$

$$Q_u = 1.77 \text{ KN/m}$$

✓ **La flèche :**

$$f = \frac{5q_s l^4}{384EI} = \frac{5 \times 1,222 \times 1350^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 6.43 \times 10^4}$$

$$f = 3.92 \text{ mm}$$

$$f_{\text{adm}} = \frac{1350}{250} = 5,4 \text{ mm}$$

$$f \leq f_{\text{adm}} \quad \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Résistance :**

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

$$\frac{c}{t_f} = \frac{45-7-5}{8.5} = 8.5 < 10\varepsilon = 9,2 \quad \text{Donc la cornière est de classe 1}$$

$$M_{\text{sd}} = \frac{q_u \times L^2}{8}$$

$$M_{\text{sd}} = \frac{1.77 \times 1.35}{8} = 0,4 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{plrd}} = \frac{f_y \times W_{\text{ply}}}{\gamma_{m1}}$$

$$M_{\text{plrd}} = \frac{275 \times 2,43 \times 10^3}{1,1} = 0,61 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{sd}} \leq M_{\text{plrd}} \quad \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Cisaillement :**

$$V_{\text{sd}} = \frac{q_u \times l^2}{2}$$

$$V_{\text{sd}} = \frac{1.77 * 1.35}{2}$$

$$V_{\text{sd}} = 1.195 \text{ N}$$

$$\tau = \frac{V_{\text{sd}} \times S}{e \times l}$$

$$S = \sum A_i \times z_i$$

$$S = \frac{(45 \times 4) \times 4}{2} + \frac{(45 - 4) \times 4 \times 45}{2}$$

$$s = 3722 \text{ mm}^3$$

$$\tau = \frac{1.195 \times 3722 \times 10^3}{4 \times 6,43 \times 10^4}$$

$$\tau = 17.30$$

$$\tau' = \frac{f_y}{\sqrt{3}} = 158,77$$

$\tau < \tau'$ condition vérifiée

b) Dimensionnement de limon de volée :

Evaluation des charges :

Charges permanente G :

Cornière $2 \times 11 \times 0.0279 \times 0.675 / 3.3 = 0.126 \text{ KN/m}$

Poids de garde-corps 0.3 KN/m

Revêtement + mortier de pose + tôle $1.23 \times 1.35 / 2 = 0.83 \text{ KN/m}$

Totale G= 1.256 KN/m

Charge d'exploitation : $Q = 2.5 \times \frac{1.35}{2} = 1.69 \text{ KN/m}$

Donc :

$$Q_s = 1.256 + 1.69 = 2.95 \text{ KN/m}$$

$$Q_u = 1.35 \times 1.256 + 1.5 \times 1.69 = 4.23 \text{ KN/m}$$

Donc

$$\left\{ \begin{array}{l} Q_{u1} = Q_u \times \cos\alpha = 3.57 \text{ KN/m} \\ Q_{u2} = Q_u \times \sin\alpha = 2.27 \text{ KN/m} \end{array} \right.$$

$$f = \frac{5q_s L^4 \times \cos\alpha}{384EI} \leq f_{adm} = \frac{l}{250}$$

$$I \geq \frac{250 \times 5 \times Q_s \times \cos \alpha \times L^3}{(384 \times E)} = \frac{5 \times 250 \times 2.95 \times \cos 32.47 \times (3910)^3 \times 10^{-4}}{384 \times 2.1 \times 10^5}$$

$$I \geq 216.74 \text{ mm}^4$$

UAP130

Vérification en tenant compte le poids propre de limon :

$$Q_s = 2.95 + 0.1374 \text{ KN/m}$$

$$Q_s = 3.09$$

$$Q_{u1} = 3.76 \text{ KN/m}$$

$$Q_{u2} = 2.46 \text{ KN/m}$$

✓ **La flèche :**

$$f = \frac{5 \times 3.09 \times \cos 32.47 \times (3910^4)}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 459.56 \times (10^4)}$$

$$f = 8.22 \text{ mm}$$

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

$$f_{adm} = \frac{3910}{250}$$

$$f_{adm} = 15.64 \text{ mm}$$

$(f \leq f_{adm})$ condition vérifiée

✓ **Résistance :**

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

$$M_{sd} = \frac{Q_{u1} \times L^2}{8}$$

$$M_{sd} = \frac{3.76 \times 3.91^2}{8} = 7.185 \text{ KN.m}$$

$$M_{plrd} = \frac{f_y \times W_{ply}}{\gamma_{m1}}$$

$$M_{plrd} = \frac{275 \times 10^3 \times 83.51 \times 10^{-6}}{1.1} = 20.88 \text{ KN.m}$$

$(M_{sd} \leq M_{plrd})$ condition vérifiée

✓ **Cisaillement :**

$$V_{sd} < V_{plrd}$$

$$V_{plrd} = \frac{A_v \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}}$$

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

$$A_v = 1750 - 2 \times 55 \times 9.5 + (6 + 2 \times 9.5)9.5$$

$$A_v = 942.5 \text{ mm}^2$$

$$V_{plrd} = \frac{942.5 \times 275 \times 10^{-3}}{(\sqrt{3} \times 1.1)}$$

$$V_{plrd} = 136.038 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = \frac{Q_{12} \times L}{2} = \frac{2.46 \times 3.91}{2}$$

$$V_{sd} = 4.809 \text{ KN}$$

condition vérifiée

Donc :

On opte un **UAP130** pour le limon

c) Etude de pallier :

Evaluation des charges :

Charge permanente :

Cofraplus 55 0.13 KN/m²

Poids de la dalle (e=8cm) 2.00 KN/m²

Mortier de pose (e=2cm) 0.4 KN/m²

Revêtement en carrelage (2cm) 0.44 KN/m²

Totale G= 2.97 KN/m²

Charge d'exploitation :

Q= 2.5 KN/m²

- Chargement linéaire :

$$G = 2.97 \times 3 = 8.91 \text{ KN/m}$$

$$Q = 2.5 \times 3 = 7.5 \text{ KN/m}$$

ELS

$$Q_s = 8.91 + 7.5 = 16.41 \text{ KN/m}$$

ELU

$$Q_u = 1.35 \times 8.91 + 1.5 \times 7.5 = 23.28 \text{ KN/m}$$

$$f = (5Q_s * L^4) / (384 * E * I) = \frac{5Q_s * L^4}{384 * E * I} \leq f_{adm} = L/250$$

$$I \geq \frac{(250 \times 5 \times Q_s * L^3)}{384 * E} = \frac{5 \times 250 \times 16.41 \times 3000^3 \times 10^{-4}}{384 \times 2.1 \times 10^5}$$

$$I \geq 686.80 \text{ cm}^4$$

On opte: **IPE160**

Vérification en tenant compte le poids propre de la poutre :

$$Q_s = 16.42 + 0.158$$

$$Q_s = 16.58 \text{ KN/m}$$

$$Q_u = 23.28 + 1.35 \times 0.158$$

$$Q_u = 23.49 \text{ KN/m}$$

✓ **La flèche :**

$$f = \frac{5 \times Q_s \times L^4}{384 \times E \times I} = \frac{5 \times 16.58 \times 3000^4}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 869.3 \times 10^4}$$

$$f = 9.58 \text{ mm}$$

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

$$f_{adm} = \frac{3000}{250} = 12 \text{ mm}$$

$$f < f_{adm}$$

Condition vérifiée

✓ Résistance :

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

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

$$M_{sd} = \frac{23.49 \times 3^2}{8} = 26.43 \text{ KN.m}$$

$$M_{plrd} = \frac{f_y \times W_{ply}}{\gamma_{m1}}$$

$$M_{plrd} = \frac{275 \times 10^3 \times 123.9 \times 10^{-6}}{1.1} = 30.98 \text{ KN.m}$$

($M_{sd} \leq M_{plrd}$) condition vérifiée

b) Etage :

$$\text{Nombre des contres marches } n = \frac{3.74}{0.17} = 11 \text{ contres marches}$$

$$\text{Nombre des marches } m = n - 1 = 11 - 1 = 10$$

Emmarchement : 1.35 m

$$\text{L'inclinaison de la paillasse : } \tan \alpha = \frac{187}{330} = 0,56; \alpha = 29.54^\circ$$

$$\text{La longueur de la paillasse : } L = \sqrt{3.3^2 + 1.87^2} = 3.79 \text{ m}$$

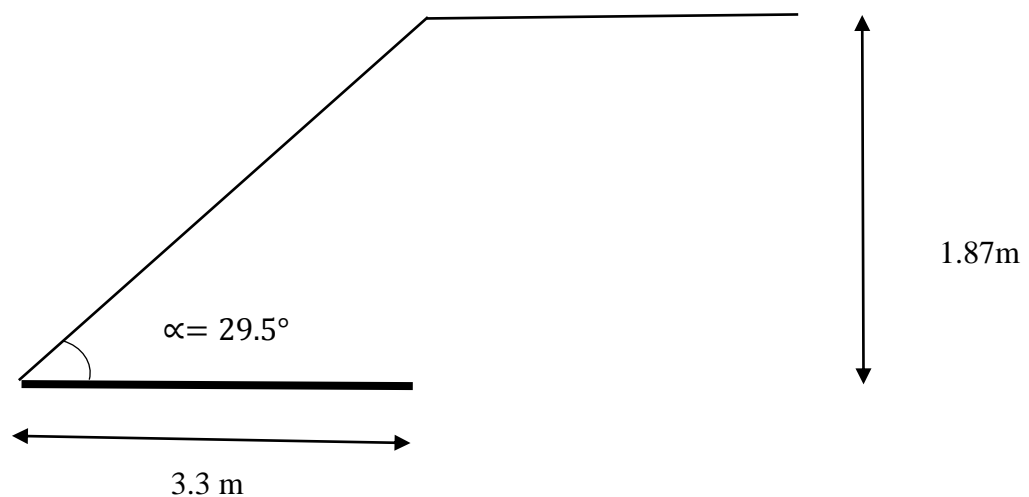


Figure 4. 4 : schème représentant les dimensions de l'escalier (RDC)

$$I \geq \frac{5 \times 250 \times Q_s \times \cos \alpha \times L^3}{(384 \times E)} = \frac{5 \times 250 \times 2.95 \times \cos 29.54 \times (3790)^3 \times 10^{-4}}{384 \times 2.1 \times 10^5}$$

$$I \geq 216.58 \text{ mm}^4$$

On opte : **UAP130**

Vérification en tenant compte le poids propre de limon :

$$Q_s = 2.95 + 0.1374 \text{ KN/m}$$

$$Q_s = 3.09$$

$$Q_{u1} = 3.87 \text{ KN/m}$$

$$Q_{u2} = 2.22 \text{ KN/m}$$

✓ **La flèche :**

$$\frac{5 \times 3.09 \times \cos 29.54 \times (3790^4)}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 459.56 \times (10^4)}$$

$$f = 7.48 \text{ mm}$$

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

$$f_{adm} = \frac{3790}{250}$$

$$f_{adm} = 15.16 \text{ mm}$$

$(f \leq f_{adm})$ condition vérifiée

✓ **Résistance :**

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

$$M_{sd} = \frac{Q_{u1} \times L^2}{8}$$

$$M_{sd} = \frac{3.87 \times 3.79^2}{8} = 6.95 \text{ KN.m}$$

$$M_{plrd} = \frac{f_y \times W_{ply}}{\gamma_{m1}}$$

$$M_{plrd} = \frac{275 \times 10^3 \times 83.51 \times 10^{-6}}{1.1} = 20.88 \text{ KN.m}$$

$(M_{sd} \leq M_{plrd})$ condition vérifiée

✓ **Cisaillement :**

$$V_{sd} < V_{plrd}$$

$$V_{plrd} = \frac{A_v \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}}$$

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

$$A_v = 1750 - 2 \times 55 \times 9.5 + (6 + 2 \times 9.5)9.5$$

$$A_v = 942.5 \text{ mm}^2$$

$$V_{plrd} = \frac{942.5 \times 275 \times 10^{-3}}{(\sqrt{3} \times 1.1)}$$

$$V_{plrd} = 136.038 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = \frac{Q_{12} \times L}{2} = \frac{2.46 \times 3.83}{2}$$

$$V_{sd} = 4.71 \text{ KN}$$

condition vérifiée

Donc :

On opte un **UAP130** pour le limon

c) **Etude de pallier :**

Les calculs sont les mêmes avec le RDC

4.3 L'acrotère :**4.3.1 Introduction :**

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse, il forme une paroi contre toute chute. Il est considéré comme une console encastree à sa base, soumise à son poids propre G et à une surcharge horizontale Q due à une main courant. Le calcul se fera en flexion composé au niveau de la section d'encastrement pour une bande de 1 m linéaire.

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable. Dans ce cas, le calcul se fera à l'ELU et à l'ELS.

Le calcul se fait pour une bande de 1 m de largeur dont les dimensions sont les suivantes :

- Largeur b = 100 cm

- Hauteur H = 60 cm
- Epaisseur e = 10 cm

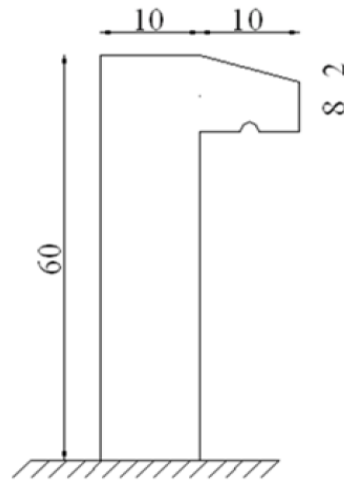


Figure 4.5 : Dimensions de l'acrotère

4.3.2 Calcul des charges sollicitant l'acrotère :

a) **Charge permanente et charge d'exploitation :**

- **charge permanente :**

Surface de l'acrotère:

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

$$P = (0.6 + 0.1 + 0.1 + 0.02 + 0.08 + 0.5) = 1.4 \text{ m}$$

Revêtement en ciment : (e=2 cm ; ρ=14 KN/m³)

Poids propre de l'acrotère (G=ρ_b×S)..... 25×0.069=1.725 KN/m

Revêtement en ciment 15×0.02×1.4 = 0.392KN/m

Totale G=2.12kN/ml

- **La force horizontale due à l'effet du séisme:**

Les forces horizontales de calcul F_p agissant sur les éléments

Non structuraux et les équipements ancrés à la structure sont calculées suivant la formule:

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \quad (6-3 \text{ RPA99/V2003})$$

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) pour la zone et le groupe d'usage appropriés.

C_p: Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 (tableau 6.1) .

W: Poids de l'élément considéré.

$$\left[\begin{array}{l} \text{Groupe d'usage 2} \\ \text{Zone sismique III} \end{array} \right. \quad \mathbf{A=0.25 ; C=0.8}$$

$$\mathbf{F_p = 4 \times 0.25 \times 0.8 \times 2.12 = 1.69 \text{ KN/ml}}$$

- **charge d'exploitation :**

On prend en considération l'effet de la main courante

D'où $\mathbf{Q = 1,00 \text{ kN/ml}}$

$$\mathbf{Q = \text{Max} (1.5Q ; F_p) = \text{Max} (1.5 ; 1.69)}$$

$$\mathbf{Q = 1.69 \text{ KN/ml}}$$

Donc pour une bonde de **1m** de largeur : $\mathbf{G = 2.12 \text{ KN/ml}}$ et $\mathbf{Q = 1.69 \text{ KN/ml}}$

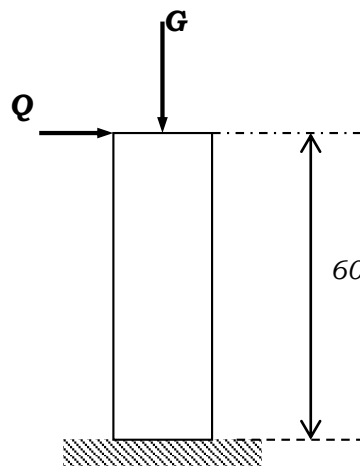


Figure 4. 6 : Schéma statique de l'acrotère

4.3.3 Détermination des efforts :

- **Calcul des efforts à l'ELU :**

$$N_U = 1,35 G$$

$$M_U = 1.5 F_p \times h$$

$$T_U = 1.5 F_p$$

- **Calcul des efforts à l'ELS :**

$$N_S = G$$

$$M_S = F_p \times h$$

$$T_U = F_p$$

Tableau 4. 1 : les Résumé des efforts normaux, tranchants et moment fléchissent

	ELU	ELS
Efforts normaux (KN)	$N_U = 2.86$	$N_S = 2.12$
Efforts tranchants (KN)	$T_U = 2.54$	$T_S = 1.69$
Moment fléchissant (KN.m)	$M_U = 1.52$	$M_S = 1.01$

4.3.4 **Ferrailage de l'acrotère :**

L'acrotère est sollicité en flexion composée le calcul s'effectuera à l'ELU.

Données :

$$h = 10 \text{ cm} ; \quad b = 100 \text{ cm}, \quad f_{c28} = 25 \text{ MPa}, \quad M_U = 1,52 \text{ KN.m}$$

$$N_U = 2,86 \text{ kN}, \quad \sigma_b = 14,17 \text{ MPa}, \quad F_e = 400 \text{ MPa}, \quad d = 0.9h = 9 \text{ cm}$$

$$c = c' = 2,5 \text{ cm (enrobage)}$$

✓ **calcul de l'excentricité :**

$$e_0 = e_1 + e_a + e_2$$

e_1 : excentricité de la résultante.

e_a : Excentricité dus aux effets de second ordre.

e_2 : excentricité additionnelle.

Φ : rapport de déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée.

$\Phi = 2$ (en générale).

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,52}{2,86} = 0,53 \text{ m} = 53 \text{ cm}$$

$$e_a = \max\left(2\text{cm}; \frac{l}{250}\right) = \max(2\text{cm}; 0,24\text{cm}) = 0,02\text{m}$$

$$e_2 = l_f^2 \frac{3(2+\alpha\Phi)}{10^4 h}$$

$$l_f = 2l_0 = 2(0,6) = 1,2\text{m (console)}$$

$$\alpha = 10 \left(1 - \frac{M_U}{1,5M_{ser}}\right) = 0$$

$$e_2 = 0,0014\text{ m}$$

$$\left[\begin{array}{l} e_0 = 0,551\text{ m} \\ \frac{h}{2} - c' = \frac{10}{2} - 2,5 = 2,5\text{ cm} \end{array} \right.$$

On a **53cm > 3cm** Donc: **(S.P.C)**

✓ **calcul du moment fictif :**

$$M_F = N_u (d - (h/2) + e)$$

$$M_f = N_u \left(d - \frac{h}{2} + e\right) = 1,69\text{ KN.m}$$

$$\text{D'où : } M_F = 1,69\text{ KN.m}$$

D'après l'organigramme : $M = M_F = 1,69\text{ KN.m}$

$$\mu_R = \frac{M_f}{bd^2 \sigma_{bc}} = 0,014$$

$\mu = 0,014 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow A_s' = 0$ (les aciers comprimés ne sont pas nécessaires)

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,017$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,089\text{ m}$$

$$\mu < 0,186 \Rightarrow \varepsilon_s = 10\% \text{ d'où } \sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s} = 348\text{ MPa}$$

$$\Rightarrow A_{sf} = \frac{M_f}{Z\sigma_s} = 54,56\text{ mm}^2$$

- $A_{s1} = A'_s = 0$
- $A_{s2} = A_{sf} - \frac{N_U}{\sigma_s} = 46,34\text{ mm}^2$

On obtient : $A_{s1} = 0$ et $A_{s2} = 46,34\text{ mm}^2$

✓ **Condition de non fragilité :**

Il faut vérifier A_s avec la section minimale imposée par la règle millièème et par la condition de non fragilité :

Avec :

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} ; F_e = 400 \text{ MPa} ; b = 100 \text{ cm} ; d = 9 \text{ cm} ; h = 10 \text{ cm}.$$

$$A_s^{min} \geq \text{Max} \left\{ \frac{bh}{1000} ; 0,23bd \left(\frac{f_{t28}}{f_e} \right) \right\}$$

$$A_s^{min} \geq \text{Max} \{ 1 \text{ cm}^2 ; 1,09 \text{ cm}^2 \} = 1,09 \text{ cm}^2$$

Donc la section choisie est 6T10, $A_s = 4,71 \text{ cm}^2$ avec un espacement :

$$S_t = \frac{100-5}{5} = 19 \text{ cm}$$

✓ **Armature de répartition :**

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \quad \rightarrow 1,18 \leq A_r \leq 2,35 \text{ cm}^2$$

La section choisie est $A_r = 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2$ avec un espacement :

$$S_t = \frac{60-5}{3} = 18,33 \text{ cm} \cong 18 \text{ cm}$$

4.3.1 Vérifications :

a) **Vérification a L'ELS :**

La fissuration est considérée comme préjudiciable (selon l'organigramme de la flexion composée à l'ELS) .

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{1,01}{2,12} = 0,476 ; \text{ On prend } e_0 = 47,6 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - c = 2,5 \text{ cm}$$

On a : $e_0 = 47,6 \text{ cm} > \frac{h}{2} - c = 2,5 \text{ cm} \Rightarrow$ section partiellement comprimée (SPC) on doit vérifier le béton et l'acier.

Position de l'axe neutre :

Y_c : distance de l'axe neutre au centre de pression.

C : distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée.

$$N_{ser} > 0 \Rightarrow C < 0$$

$$C = \frac{h}{2} - e_0 = \frac{10}{2} - 47,6 = -42,6 \text{ cm}$$

D'après le **BAEL91 (modifier 99)** on doit résoudre l'équation suivante :

$$Y_c^3 + pY_c^2 + q = 0$$

Avec :

$$P = -3c^2 - \left[\frac{90A'_s}{b} \times (c - c') \right] + \left[\frac{90A_s}{b} \times (d - c) \right]$$

$$q = -2c^3 - \left[\frac{90A'_s}{b} \times (c - c')^2 \right] - \left[\frac{90A_s}{b} \times (d - c)^2 \right]$$

Avec : $A_s = 0$

$$\Rightarrow p = -5225.54 \text{ cm}^2 ; q = 143330.96 \text{ cm}^3$$

D'où l'équation (1) devient :

$$Y_c^3 - 5225.54 + 143330.96 = 0$$

La solution de l'équation est donnée par le BAEL91 (modifier 99) :

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27} = -595,49 \times 10^6 < 0$$

$$\text{D'où : } \cos \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{-\frac{3}{p}} = -0,985$$

$$\cos \varphi = -0,985 \rightarrow \varphi = 170,06^\circ$$

Après l'itération on trouve :

$$Y_1 = a \cos (\varphi/3) = 45,84 \text{ cm}$$

$$Y_2 = a \cos (\varphi/3 + 240^\circ) = 37,48 \text{ cm}$$

$$Y_3 = a \cos (\varphi/3 + 120^\circ) = -83,33 \text{ cm}$$

$$\text{Avec : } a = 2 \sqrt{-\frac{p}{3}} = 83,47$$

La solution qui convient est : $Y_c = 45,84 \text{ cm}$

Car : $0 < Y_{ser} = Y_c + C < d$

$$0 < Y_{ser} = 3,24 \text{ cm} < 9 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} Y_{ser} = 3,24 \text{ cm} \\ Y_c = 45,84 \text{ cm} \end{cases}$$

Calcul le moment d'inertie de la section homogène réduite :

$$I = \frac{b}{3} y_{ser}^3 + n[A_S(d - y_{ser})^2 + A'_S(y_{ser} - c')^2]$$

$$I = 3477,73 \text{ cm}^4$$

b) Vérification des contraintes :

✓ **Contrainte du béton :**

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{N_{ser}}{I} \times y_c \right) y_{ser} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{(2,12 \times 10^3 \times 45,84 \times 10)}{3477,73 \times 10^4} \times 3,24 \times 10 = 0,9 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{vérifiée .}$$

✓ **Contrainte de l'acier :**

$$\sigma_s = n \left(\frac{N_{ser}}{I} \times y_c \right) (d - y_{ser}) \leq \bar{\sigma}_s \Rightarrow \text{Acier tendu}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}\right) = 201,63 \text{ MPa} \quad \eta=1,6 \text{ (Acier HA)}$$

$$\sigma_s = 24,14 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

c) Vérification de L'effort tranchant :

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min\left\{0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right\}.$$

$$\tau_u = \frac{2,54 \times 10^3}{1000 \times 90} = 0,028 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Vérifiée .}$$

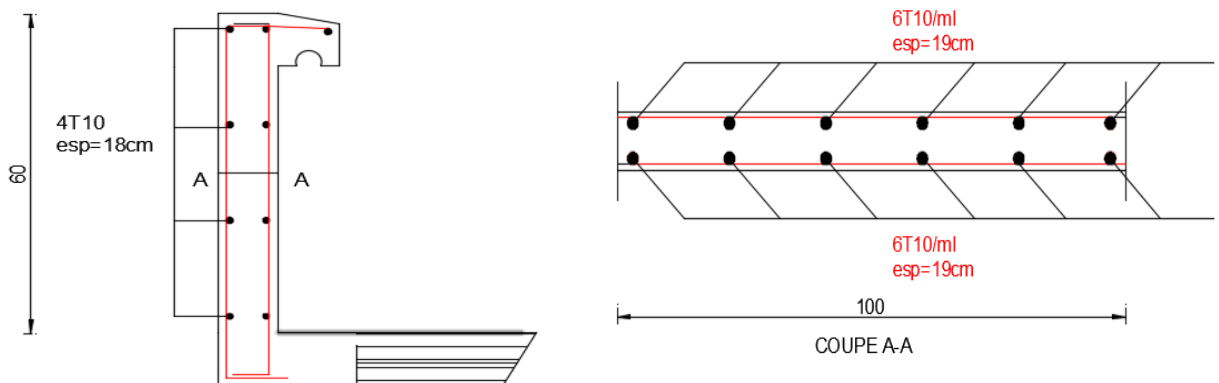


Figure 4.7 : Schéma de ferrailage de l'acrotère

4.4 Conclusion :

- **Les escaliers :**

Les caractéristiques de la cornière, le limon & la poutre palière choisit :

Tableau 4. 2 : les caractéristiques de la cornière

Caractéristiques	g (kg/m)	h=b (mm)	t (mm)	r (mm)	A (mm ²)	I _y =I _z (mm ⁴) *10 ⁴	W _{ply} mm ³ *10 ³
L45x45x4	2.79	45	4	7	3.49	6.43	2.43

Tableau 4. 3 : les caractéristiques du limon

Caractéristiques	H mm	b mm	t _w mm	t _f mm	r mm	p (kg/m)	A (cm ²)	I _y (cm ⁴)	W _{ply} (cm ³)
UAP 130	130	55	6	9.5	9.5	13.74	17.50	459.56	83.51

Tableau 4. 4 : les caractéristiques de la poutre palière

Caractéristiques	g (kg/m)	h (mm)	b (mm)	t _w (mm)	t _f (mm)	R (mm)	I _y (cm ⁴)	W _{ply} (cm ³)
IPE160	15.8	160	82	5	7.4	9	869.3	123.9

- **L'acrotère :**

La section choisit est : **6T10** → **A_s =4,71 cm²** avec un espacement **S_t= 19cm**

La section choisit est : **4T10** → **A_r = 3,14 cm²** avec un espacement **S_t= 18cm**

Chapitre 5

Etude dynamique

5.1 Introduction :

Vu que l'activité sismique peut se produire à tout moment, provoquant d'importants dégâts humains et matériels. Les structures doivent être conçues et construites de manière adéquate afin de résister à ses secousses sismiques, tout en respectant les recommandations des règlements parasismiques et critères de sécurité imposés par les règles parasismiques Algériennes **RPA99/version 2003**.

La modélisation de la structure de ce projet a été effectuée à l'aide du logiciel **Robot Structural Analysis** qui est un logiciel de calcul de structure.

Le but de ce chapitre est de définir un modèle de structure qui vérifie toutes les conditions et les critères de sécurité exigés par le **RPA99/ ver2003**.

5.2 But de l'étude dynamique :

Le but de l'étude dynamique d'une structure est la détermination de ses caractéristiques dynamiques propres. Ceci est obtenu en considérant son comportement en vibration libre non-amortie. Cela permet de calculer les efforts et les déplacements maximums lors d'un séisme.

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe et demande un calcul très fastidieux voire impossible. C'est pour cette raison qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

5.2.1 Modélisation de la structure

a- Modélisation de rigidité

La modélisation des éléments constituant le bâtiment est effectuée comme suit :

- Chaque poutre et chaque poteau de la structure a été modélisé par un élément linéaire type barre (frame) à deux nœuds, chaque nœud possède 6 degrés de liberté (trois translations et trois rotations).
- Les poutres entre deux nœuds d'un même niveau (niveau i).
- Les poteaux entre deux nœuds de différents niveaux (niveau i et niveau i+1).
- A tous les planchers nous avons attribué une contrainte de type diaphragme ce qui correspond à des planchers infiniment rigides dans leur plan.
- Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastrés (6DDL bloqués).

b- Modélisation de la masse

- La charge des planchers est supposée uniformément répartie sur toute la surface du plancher. La masse est calculée par l'équation $(G+\beta Q)$ imposée par le **RPA99 version 2003** avec $(\beta = 0,2)$ pour un bâtiment à usage bureau.
- La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux, voiles et les poutres est prise égale à celle du béton à savoir 25 kN/m^3 .

5.3 Choix de la méthode de calcul

Pour avoir une idée sur le comportement réel de la structure, il faut bien choisir la méthode de calcul et modélisation de la structure. Les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003) proposent trois méthodes de calcul des sollicitations.

- 1- La méthode statique équivalente.
- 2- La méthode d'analyse modale spectrale.
- 3- La méthode d'analyse dynamique par accéléro-gramme.

5.3.1 La méthode statique équivalente :**a) Principe**

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projecteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure

b) Modélisation

Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions de calcul est plan avec les masses concentrées au centre de gravité des planchers et un seul degré de liberté en translation horizontale par niveau sous réserve que les systèmes de contreventement dans les deux directions puissent être découplés.

Seul le mode fondamental de vibration de la structure est considéré dans le calcul de la force sismique totale.

5.3.2 La méthode modale spectrale

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

- **Principe**

Il est recherché pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques, représentées par un spectre de calcul, ces effets sont par suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

5.3.2.1 Spectres de réponse de calcul

Cette méthode consiste à définir l'action sismique par un spectre de réponse. Toute structure est assimilable à un oscillateur multiple, la réponse d'une structure à une accélération dynamique est fonction de l'amortissement (ζ) et de la pulsation naturelle (ω). Donc pour des accélérogrammes données si on évalue les réponses maximales en fonction de la période (T), on obtient plusieurs points sur un graphe qui est nommé spectre de réponse et qui aide à faire une lecture directe des déplacements maximaux d'une structure.

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta (1,25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta (1,25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta (1,25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3,0s \end{cases} \quad \text{(Formule (4.13) RPA 2003)}$$

A : coefficient d'accélération de zone (tableau 4.1) RPA99/V2003

η : Facteur de correction d'amortissement.

R : Coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement (tableau 4.3) RPA99/V2003

Q : Facteur de qualité (tableau 4.4)

T₁, T₂ : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (tableau 4.7)

RPA99/V2003

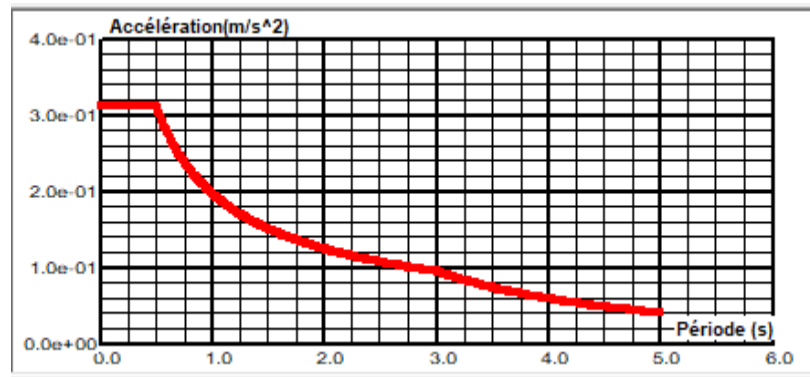


Figure 5. 1: Spectre de réponse

5.3.2.2 Principales vérifications exigent par le RPA pour cette méthode

a- Nombre de modes à considérer (article 4.3.4 RPA 2003)

- Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des coefficients massiques de ces modes soit aux moins égales 90%.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la reponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (3) dans chaque direction considérée.

- Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{Et} \quad T_K \leq 0.20\text{sec} \quad \dots (4-14)$$

Où : N est le nombre de niveaux au-dessus de sol et T_K la période du mode K.

5.3.2.3 Résultante des forces sismiques de calcul (article 4.3.6 RPA 2003)

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.

Si $V_t < 0,8V$, il faut augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments, ...) dans le rapport $\frac{0,8V}{V_t}$.

5.3.2.4 Déplacements inter étages (article 5.10 RPA 2003)

Les déplacements latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, et tels que calculés selon la formule suivante :

$$\Delta_K^x \leq \bar{\Delta} \quad \text{et} \quad \Delta_K^y \leq \bar{\Delta}$$

Avec :

$$\bar{\Delta} = 0,01h_e$$

Où : h_e représente la hauteur de l'étage.

Avec :

$$\begin{aligned} \delta_K^x &= Rr_x \delta_{eK}^x \quad \text{et} \quad \delta_K^y = Rr_y \delta_{eK}^y \\ \Delta_K^x &= \delta_K^x - \delta_{K-1}^x \quad \text{et} \quad \Delta_K^y = \delta_K^y - \delta_{K-1}^y \end{aligned}$$

Δ_K^x : Déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau $K-1$ dans le sens $x-x$.

Δ_K^y : Déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau $K-1$ dans le sens $y-y$.

δ_{eK}^x : Déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau K dans le sens $x-x$.

δ_{eK}^y : Déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau K dans le sens $y-y$.

R : Coefficient de comportement.

5.3.2.5 Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ (les effets du second ordre)

C'est le moment additionnel dû au produit de l'effort normal dans un poteau au niveau d'un nœud de la structure par le déplacement horizontal du nœud considéré.

Les effets de second ordre (l'effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0,1$$

Avec :

p_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau K :

$$P_K = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

V_K : Effort tranchant d'étage au niveau 'K'

Δ_k : Déplacement relatif du niveau 'K' par rapport au niveau 'K-1'.

h_k : Hauteur d'étage 'k'

5.4 Résultats de l'analyse dynamique

5.4.1 Vérification de la structure selon le RPA99/V2003

Au cours d'étude de la structure, on a passé par deux étapes et dans chaque étape on a étudié un modèle, telle que la différence entre les modèles étudiés est le système de contreventement utilisé.

❖ Etape 01 :

Pour cette étape, on a vérifié la structure autant qu'une structure auto stable comme il est indiqué dans la figure ci-dessous :

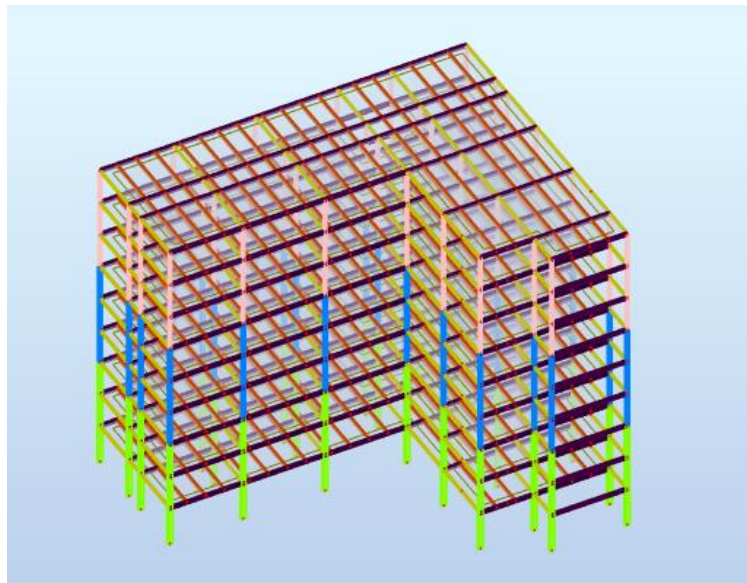


Figure 5. 2 : Structure auto stable

• Résultat de l'analyse dynamique :

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- ✓ Une période fondamentale $T= 3.86$ sec
- ✓ Le 1^{er} mode est une Translation suivant l'axe Y-Y.
- ✓ Le 2^{ème} mode est un mode de torsion autour de l'axe X-X
- ✓ Le 3^{ème} mode est une Translation suivant l'axe Z-Z.

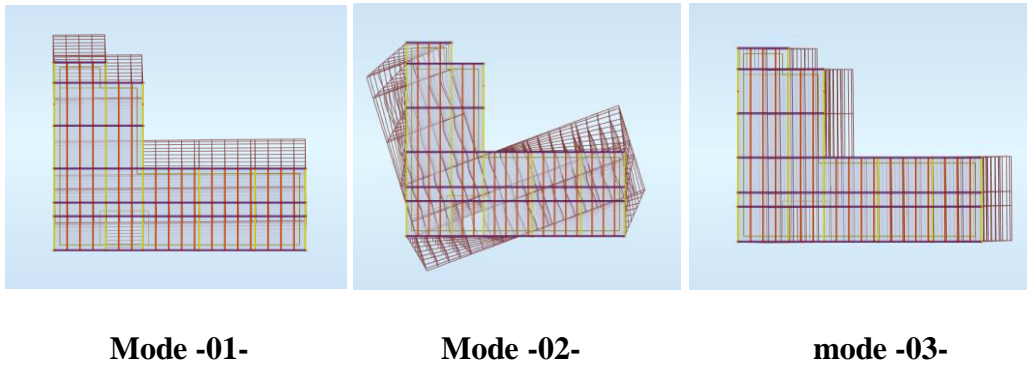


Figure 5. 3 : les trois formes de déformation

- **Interprétation :**

Ce model nous donne une idée sur le comportement de la structure auto-stable (sans contreventement) le critère $T_{dyn} > 1.3T_{emp}$ est non vérifié.

Avec : $T_{emp} = C_T \times h_N^{\frac{3}{4}}$

Le RPA impose de renforcement de telle structure avec des contreventements [par exemple des palées ne X et/ou en Y)

→ La structure est très souple donc on doit augmenter sa rigidité

Tableau 5. 1 : Valeurs de périodes et les facteurs de participation massique

Mode	Période (sec)	Masse cumulée UX [%]	Masse cumulée UY [%]	Masse cumulée UZ [%]	Masse modale UX [%]	Masse modale UY [%]	Masse modale UZ [%]
1	3,86	0,00	79,36	0,0	0,00	3,86	0,00
2	2,77	0,06	79,41	0,0	0,06	2,77	0,06
3	2,47	76,35	79,41	0,0	76,29	2,47	76,35
4	1,40	76,35	90,94	0,0	0,00	1,40	76,35
5	0,99	76,36	90,95	0,0	0,01	0,99	76,36
6	0,88	87,86	90,95	0,0	11,50	0,88	87,86
7	0,79	87,86	95,25	0,0	0,00	0,79	87,86
8	0,56	87,86	96,92	0,0	0,00	0,56	87,86
9	0,55	87,88	96,95	0,0	0,02	0,55	87,88
10	0,49	92,54	96,95	0,0	4,67	0,49	92,54

❖ Etape 02 :

Pour cette étape on a imposée d'utiliser des contreventements pour contreventer la structure comme il est représenté dans la figure 5.4.

• Système de contreventement :

Palées triangulées en X et en Y : Profilé double UPN 240

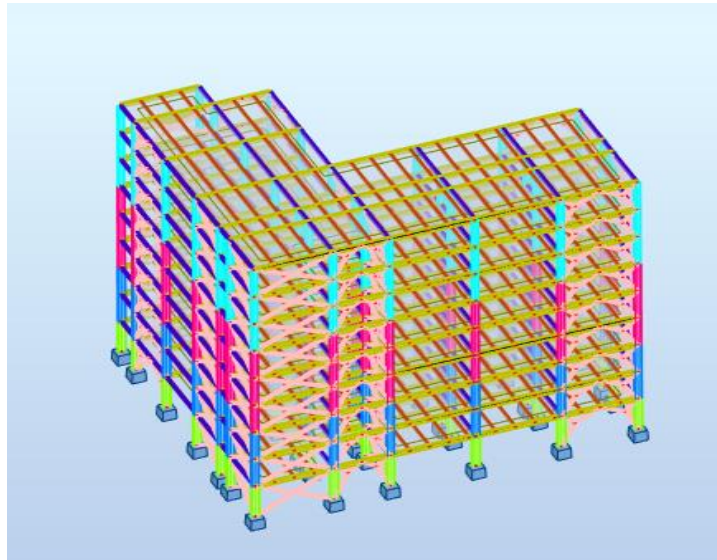


Figure 5. 4 : Structure avec palées triangulées en X et en Y.

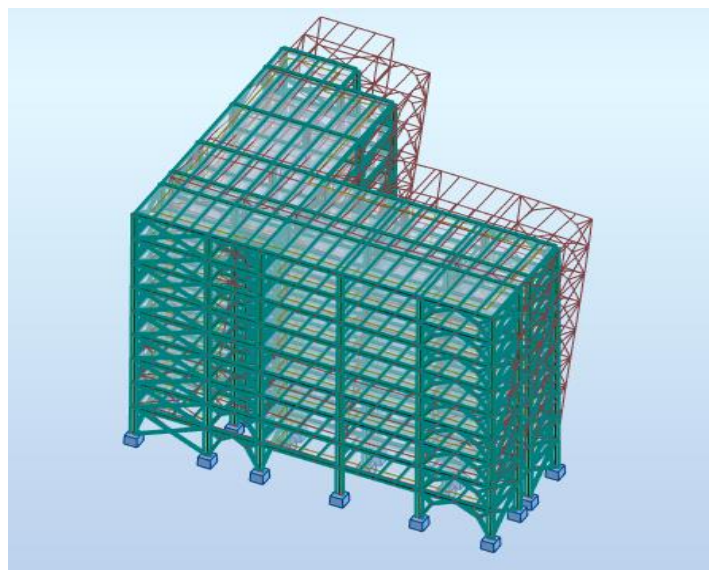


Figure 5. 5 : Structure avec palées triangulées en X et en Y.

Tableau 5. 2 : Valeurs des périodes et des facteurs de participation massique.

Mode	Période (sec)	Masse cumulée UX %	Masse cumulée UY %	Masse cumulée UZ %	Masse modale UX %	Masse modale UY %	Masse modale UZ %
1	0,85	0,63	74,42	0,0	0,63	74,42	0,0
2	0,76	77,50	75,06	0,0	76,87	0,64	0,0
3	0,56	77,84	75,07	0,0	0,34	0,00	0,0
4	0,25	79,93	89,43	0,0	2,10	14,37	0,0
5	0,24	91,84	91,90	0,0	11,90	2,47	0,0
6	0,18	91,89	91,90	0,0	0,06	0,00	0,0
7	0,18	91,96	91,90	0,0	0,07	0,00	0,0
8	0,18	92,02	91,90	0,0	0,05	0,00	0,0
9	0,18	92,09	91,90	0,0	0,07	0,00	0,0
10	0,18	92,09	91,90	0,0	0,00	0,00	0,0
11	0,18	92,09	91,90	0,0	0,00	0,00	0,0
12	0,18	92,10	91,90	0,0	0,00	0,00	0,0
13	0,18	92,10	91,90	0,0	0,00	0,00	0,0
14	0,17	92,10	91,90	0,0	0,01	0,00	0,0
15	0,17	92,11	91,90	0,0	0,01	0,00	0,0
16	0,17	92,16	91,90	0,0	0,04	0,00	0,0
17	0,17	92,16	91,90	0,0	0,00	0,00	0,0
18	0,16	92,22	91,90	0,0	0,06	0,00	0,0
19	0,16	92,23	91,90	0,0	0,00	0,00	0,0
20	0,16	92,23	91,90	0,0	0,00	0,00	0,0
21	0,16	92,23	91,90	0,0	0,00	0,00	0,0
22	0,16	92,23	91,90	0,0	0,00	0,00	0,0
23	0,16	92,23	91,90	0,0	0,00	0,00	0,0
24	0,16	92,28	91,90	0,0	0,05	0,00	0,0
25	0,13	95,69	92,35	0,0	3,41	0,45	0,0

- **Constatation :**

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- ✓ Une période fondamentale $T = 0.85 \text{ s} < T_{\text{emp}} = 0.918$
- ✓ Le premier mode est un mode de translation suivant l'axe Y-Y.
- ✓ Le deuxième mode est un mode de translation suivant l'axe X-X.
- ✓ Le troisième mode est un mode de torsion autour de l'axe Z-Z.
- ✓ La participation massique atteint les 90% à partir du 5^{ème} mode suivant l'axe X-X.
- ✓ La participation massique atteint les 90% à partir du 5^{ème} mode suivant l'axe Y-Y.

- **Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente :**

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

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

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone.

$$\left. \begin{array}{l} * \text{ groupe d'usage : } 2 \\ * \text{ zone sismique : III} \end{array} \right\} \longrightarrow \mathbf{A=0.25}$$

D : facteur d'amplification dynamique moyen

Ce facteur est fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

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

T1, T2 : Périodes caractéristiques associée à la catégorie du site est donnée dans **le tableau 4.7 de RPA99/version 2003**. Catégorie du site : S₃ site meuble

$$\rightarrow \left\{ \begin{array}{l} T1 = 0.15 \text{ sec.} \\ T2 = 0.50 \text{ sec.} \end{array} \right.$$

• **Estimation de la période fondamentale de la structure (T) :**

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques.

- Les formules empiriques à utiliser selon le **RPA99/version 2003** sont :

$$T = \min \left\{ \begin{array}{l} T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \dots\dots\dots (1) \\ T = C_T \times h_N^{3/4} \dots\dots\dots (2) \end{array} \right.$$

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, de type de remplissage donné par le tableau **4.6** du RPA99/version2003

C_T = 0,05 Contreventement assuré partiellement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie.

h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

h_N = 34.12 m

D : Dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considéré

D_x = 34 m → T_x = 0.53 sec

D_y = 27.6 → T_y = 0.58 sec

D'après la formule (1) :

T_{exp} = 0.05 * 34.12^{3/4} = 0.706 sec

T = 1,3T = 0.918 s dans les deux directions.

-sens (x-x) : T_x = min (0,53 ; 0,918) = 0,53 sec

T_y = min (0,58 ; 0,918) = 0,58 sec

-sens (y-y) :

On calcule le facteur D suivant les deux directions par les formules suivantes :

$$\bullet \text{ Or } \begin{cases} T_1 = 0,15s & (\text{site3}) \\ T_2 = 0,50s & (\text{site3}) \end{cases} \rightarrow T_2 \leq T < 3s \Rightarrow D = 2,5\eta(T_2/T)^2/3$$

$$\bullet \text{ D'où : } D_x=2.4$$

$$D_y=2.26$$

R : Coefficient de comportement global de la structure

L'objet de la classification des systèmes structuraux se traduit, dans les règles et les méthodes de calcul, par l'attribution pour chacune des catégories de cette classification, d'un coefficient de comportement **R** qui est un paramètre qui reflète la ductilité de la structure ; il dépend du système de contreventement.

Comme le bâtiment ce projet est une ossature métallique contreventée par contreventements mixtes en V et en X donc on a choisi un coefficient de comportement (**R = 4**).

Q : facteur de qualité

Le facteur de qualité de la structure est en fonction de :

- la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent
- la régularité en plan et en élévation
- la qualité de contrôle de la construction

La valeur de **Q** déterminée par la formule :

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

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité **q** "est satisfait ou non".

Sa valeur est donné par le tableau 4.4 (RPA 99/version 2003).

Tableau 5. 3 : Facteurs de qualité

Les Critères	Observée (o/n)	Pq // xx	Observée (o/n)	Pq // yy
Files de contreventement	Oui	0	Oui	0
Redondance en plan	Oui	0	Oui	0
Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
Contrôle de la qualité des matériaux	Non	0.05	Non	0.05
Contrôle de la qualité de l'exécution	Non	0.1	Non	0.1

$$Q_{//xx} = 1,2$$

$$Q_{//yy} = 1,2$$

1- Vérification de l'effort tranchant à la base :

Le coefficient de comportement : **R= 4**

Le poids de la structure (W) : W =38908.20 KN (Valeur extraite du logiciel Robot)

$$\text{Donc } V_{sd} = \frac{A \times D_{x,y} \times Q}{R} * W$$

$$V_x = 7003.476 \text{ KN}$$

$$V_y = 6594.94 \text{ KN}$$

Il faut que $V_{\text{dynamique}} \geq 0.8V_{\text{statique}}$ et cela dans les deux sens.

Tableau 5. 4 : Vérification de l'effort tranchant

	V _{dynamique}	0.8V _{statique}	Observation
Sens X-X	5479.60	5602.781	Non vérifiée
Sens Y-Y	5001.90	5275.952	Non vérifiée

$V_t < 0.8 * V$, il faut augmenter tous les paramètres de la réponse sismique (force, déplacements, moments,...) par la valeur de rapport : $r = \frac{0.8V}{V_t}$

$$r_x = 1.05$$

$$r_y = 1.07$$

Tableau 5. 5 : Vérification de l'effort tranchant

	V _{dynamique}	0.8*V _{statique}	Observation
Sens X-X	5753.58	5602.781	Vérifiée
Sens Y-Y	5352.03	5275.952	Vérifiée

2- Vérification des déplacements inter étage :

L'une des vérifications préconisées par le **RPA99 VER2003**, concerne les déplacements latéraux inter-étage. L'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :

$$\Delta_x^k \leq \bar{\Delta} \quad \text{Et} \quad \Delta_y^k \leq \bar{\Delta}$$

Tableau 5. 6 : Vérification des déplacements inter étage suivant l'axe X-X

Dans le sens X-X						
Niveau	δ_k	δ_{k-1}	Δ_k	h_k	Δ_k/h_k	Observation
	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	%	
RDC	1,3	0	1,3	420	0.0031	Vérifiée
Etage 1	2,9	1,3	1,7	374	0.0045	Vérifiée
Etage 2	4,7	2,9	1,8	374	0.00481	Vérifiée
Etage 3	6,6	4,7	1,9	374	0.0051	Vérifiée
Etage 4	8,4	6,6	1,8	374	0.00481	Vérifiée
Etage 5	10,1	8,4	1,7	374	0.0045	Vérifiée
Etage 6	11,7	10,1	1,6	374	0.0043	Vérifiée
Etage 7	13,1	11,7	1,4	374	0.00374	Vérifiée
Etage 8	14,3	13,1	1,2	374	0.0032	Vérifiée

Tableau 5. 7 : Vérification des déplacements inter étage suivant l'axe Y-Y

Dans le sens Y-Y						
Niveau	δ_k	δ_{k-1}	Δ_k	h_k	Δ_k/h_k	Observation
	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	%	
RDC	1,3	0	1,3	420	0.0031	Vérifiée
Etage 1	3,0	1,3	1,7	374	0.0045	Vérifiée
Etage 2	5,0	3,0	2,0	374	0.0053	Vérifiée
Etage 3	7,2	5,0	2,2	374	0.0059	Vérifiée
Etage 4	9,4	7,2	2,2	374	0.0059	Vérifiée
Etage 5	11,6	9,4	2,2	374	0.0059	Vérifiée
Etage 6	13,7	11,6	2,1	374	0.0056	Vérifiée
Etage 7	15,7	13,7	2,0	374	0.0053	Vérifiée
Etage 8	17,5	15,7	1,8	374	0.0048	Vérifiée

Conclusion :

Les déplacements relatifs inter étages sont inférieurs à la limite imposée par le règlement « **RPA99version 2003** ».

3- Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ (les effets du second ordre)

Les effets de second ordre (l'effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux (**Article 5.9RPA99/2003**) :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0,1$$

Avec :

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau K

$$P_K = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

V_K : Effort tranchant d'étage au niveau 'K'

Δ_k : Déplacement relatif du niveau 'K' par rapport au niveau 'K-1'.

h_k : Hauteur d'étage 'k' comme indique-la figure.

Tableau 5. 8 : Justifications vis-à-vis de l'effet P-Δ suivant les axes X-X et Y-Y

Niveau	V_x [kN]	V_y [kN]	Δ_x	Δ_y	h_k	P_k	θ_x	θ_y	$\theta \leq 0.1$
RDC	5766,57	5383,75	1,3	1,3	420	36567,37	0,0196	0,0210	vérifiée
Etage 1	5617,33	5218,62	1,7	1,7	374	32678,15	0,0264	0,0284	Vérifiée
Etage 2	5331,86	4945,98	1,8	2,0	374	28642,44	0,0259	0,0309	Vérifiée
Etage 3	4943,98	4589,88	1,9	2,2	374	24530,85	0,0252	0,0314	Vérifiée
Etage 4	4460,86	4159,84	1,8	2,2	374	20513,62	0,0221	0,0290	Vérifiée
Etage 5	3886,08	3657,42	1,7	2,2	374	16506,88	0,0193	0,0265	Vérifiée
Etage 6	3201,18	3057,97	1,6	2,1	374	12462,35	0,0167	0,0229	Vérifiée
Etage 7	2381,59	2327,20	1,4	2,0	374	8473,51	0,0133	0,0195	Vérifiée
Etage 8	1384,82	1391,63	1,2	1,8	374	4483,68	0,0104	0,0155	vérifiée

- **Vérification de palées de stabilité :**

✓ Les palées de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

- Charges verticales supportées par les contreventements : 4691.49 KN

- Charges verticales totales : 38908.20 KN

$$r = \frac{4691.49}{38908.20} = 0.120 < 0.2$$

condition vérifiée

5.5 Conclusion :

Au vu des résultats obtenus pour ce modèle final, le modèle vérifie les critères imposés par le règlement parasismique algérien RPA99/03 notamment :

- Vérification de la période fondamentale.
- Vérification du comportement modal dans les 3 premiers modes.
- Vérification de la participation massique.
- Vérification de la force sismique à la base.
- Vérification de déplacement inter étage.
- Vérification de l'effet de P- Δ .

Pour ces vérifications on résume les profilés finaux dans le tableau suivant :

Tableau 5. 9 : Profilés finaux adoptés

Elément		Profilés
Poteaux	RDC	HEA700
	1 ^{er} + 2 ^{ème}	HEA650
	3 ^{ème} + 4 ^{ème} + 5 ^{ème}	HEA600
	6 ^{ème} + 7 ^{ème} + 8 ^{ème}	HEA550
Poutres	Principales	IPE550
	Secondaires	IPE400
Solives		IPE270
Contreventements	X	2UPN240
	Y	2UPN240

Chapitre 6

Vérifications des éléments structuraux

6.1 Introduction :

Dans ce chapitre on va vérifier les éléments principaux de la structure, d'après les résultats obtenus dans les chapitres précédents et aux efforts donnés par le logiciel **ROBOT Structural Analysis**.

Le calcul d'une structure impose que, pour toutes combinaisons d'actions possibles, définies réglementairement, la stabilité statique soit assurée :

- Globalement → au niveau de la structure.
- Individuellement → au niveau de chaque élément

On se basant sur les vérifications exigées par le **CCM97, EC3 et RPA99 ver2003**.

Les combinaisons de charge :

Les vérifications nécessaires de chaque élément doivent être faites sous les combinaisons de charges appropriées, qui sont :

- $G+Q$ *et* $1.35G+1.5Q$
- $G+Q+E_x$ *et* $G+Q+E_y$
- $0.8G \pm E_x$ *et* $0.8G \pm E_y$
- $G+Q+1.25E_x$ *et* $G+Q+1.25E_y$
- $0.8G \pm 1.25E_x$ *et* $0.8G \pm 1.25E_y$

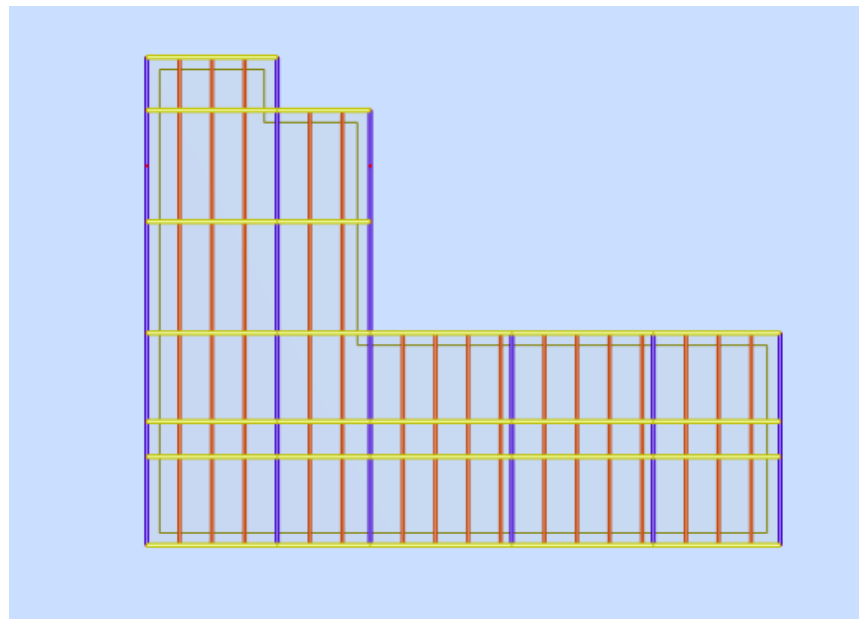


Figure 6. 1 : Vue en plan de la structure

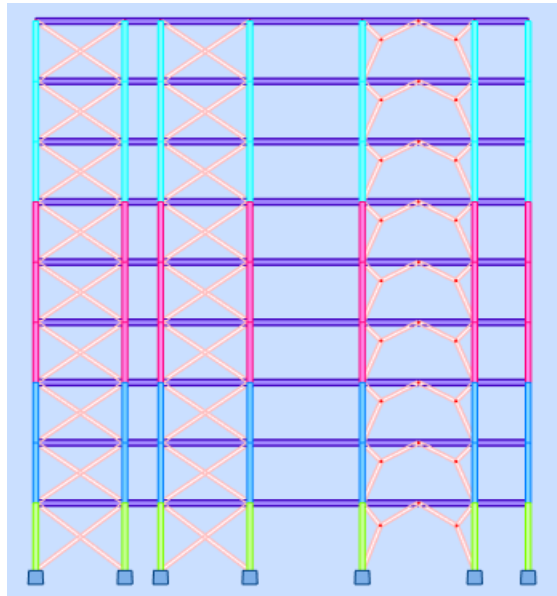


Figure 6. 2 : Vue en 2D suivant YZ

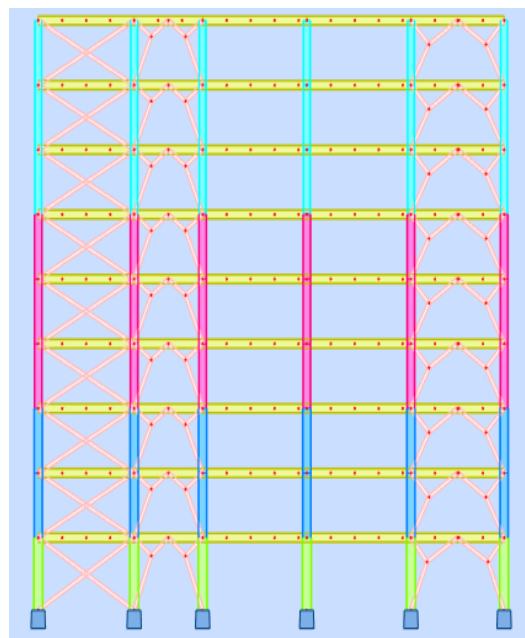


Figure 6. 3 : Vue en 2D suivant XZ

6.2 Les phénomènes d'instabilité :

6.2.1 Le flambement :

Le flambement est une déformation affectant un élément élancé (long et mince) soumis dans le sens de la longueur à un effort de compression trop important.

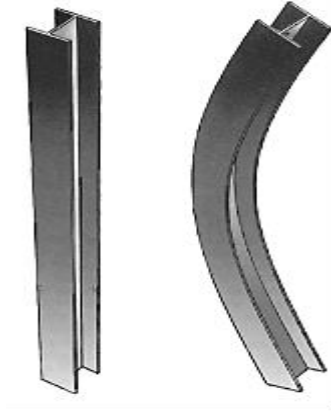


Figure 6.4 : Phénomène du flambement

6.2.2 Le déversement :

Le déversement est un phénomène d'instabilité élastique, moins dangereux que le flambement. Il affecte les semelles comprimées des pièces fléchies.



Figure 6.5 : Phénomène du déversement

➤ Les étapes de la vérification du flambement par flexion :

Les éléments sollicités simultanément en flexion et en compression axiale, pour une section transversale de classes 1 ou 2, doivent satisfaire à la condition suivante :

$$\frac{N}{\chi_{min} \cdot \frac{N_{pl}}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_y \cdot M_{sdy}}{\frac{M_{ply}}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_z \cdot M_{sdz}}{\frac{M_{plz}}{\gamma_{M1}}} \leq 1 \quad \dots (*) \quad \text{CCM97 (5.51)}$$

Où :

$$N_{pl} = A \cdot f_y ; M_{pl} = W_{pl} \cdot f_y$$

$$\gamma_{M1} = 1,1 ; f_y = 275 \text{ MPa}$$

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y}, \text{ avec } K_y \leq 1,5$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y(2. \beta_{M,y} - 4) + \left(\frac{W_{pl,y} - W_{el,y}}{W_{el,y}} \right), \text{ avec } \mu_y \leq 0,90$$

$$K_z = 1 - \frac{\mu_z \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y}; K_z \leq 1,5$$

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z(2. \beta_{M,z} - 4) + \left(\frac{W_{pl,z} - W_{el,z}}{W_{el,z}} \right); \mu_z \leq 0,90$$

$$\chi = 1 / \left(\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2} \right) \leq 1 \text{ Et } \phi = 0,5(1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2)$$

$$\chi_{min} = \min\{\chi_y, \chi_z\}$$

χ_y, χ_z sont les coefficients de réduction pour les axes y-y et z-z respectivement.

$\beta_{M,y}, \beta_{M,z}$ sont les facteurs de moment uniforme équivalent pour le flambement par flexion.

- **Détermination la longueur du flambement (pour les poteaux):**

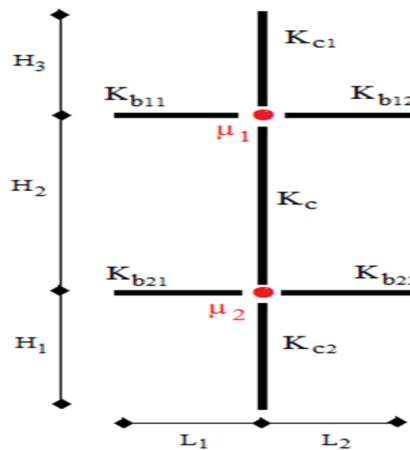


Figure 6. 6 : Facteurs de distribution de la rigidité

Mode d'instabilité à nœuds fixes :

$$\frac{l_k}{l_0} = \left[\frac{1 + 0.145(\eta_1 + \eta_2) - 0.265\eta_1\eta_2}{2 - 0.364(\eta_1 + \eta_2) - 0.247\eta_1\eta_2} \right]$$

$$n_2 = \frac{\sum K_{poteaux}}{\sum K_{poteaux} + \sum K_{poutres}}, \quad \eta_1 = \frac{\sum K_{poteaux}}{\sum K_{poteaux} + \sum K_{poutres}}$$

Avec :

$K_{poteaux}$: Rigidités des poteaux = I / H , $K_{poutres}$: Rigidité des poutres = I / L

➤ **Les étapes de vérification du déversement (pour les poutres) :**

On doit vérifiée que :

$$M_{sd} \leq M_{bRd} = \frac{X_{LT} \times \beta_w \times w_{ply} \times f_y}{\gamma_{m1}}$$

$\beta_w = 1$ pour les sections de classe 1 ou 2.

$\beta_w = \frac{w_{ely}}{w_{ply}}$ pour les sections de classe 3.

$\beta_w = \frac{w_{effy}}{w_{ply}}$ pour les sections de classe 4.

X_{LT} : coefficient de reduction pour le deversement.

$$X_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + \sqrt{\varphi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}}$$

$$\varphi_{LT} = 0.5[1 + \alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - 0.2)] + \bar{\lambda}_{LT}^2$$

α_{LT} : facteur d'imperfection.

$$\begin{cases} \alpha_{LT} = 0.21 \Rightarrow \text{profilés laminés} \\ \alpha_{LT} = 0.49 \Rightarrow \text{sections soudées} \end{cases}$$

$\bar{\lambda}_{LT}$: l'élancement réduit de l'élément donné par :

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

$$\lambda_1 = 93.9\varepsilon$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

λ_{LT} : l'élancement de géométrie donné par :

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{L}{i_z}}{\sqrt{c_1 \times \left[1 + \frac{1}{20}\right] \times \left[\frac{L}{i_z} \frac{1}{h} \frac{1}{t_f}\right]}}$$

C_1 : Facteur dépendant des conditions de charge et d'encastrement, il est donné aux **tableaux B.1.1 et B.1.2 [CCM97]**.

6.3 Les vérifications :

❖ Vérfications des poteaux :

Tableau 6. 1 : Efforts maximaux

Profilé	N_{sd}^{max}	$M_{sd y}^{max}$	$M_{sd z}^{max}$
HEA700	3888.67	344.73	32.93
HEA650	3288.71	244.99	67.09
HEA600	2402.64	203.18	76.29
HEA550	1172.42	326.04	69.96

On vérifie 3 situations possibles où dans chaque situation on adopte une sollicitation maximale avec ses autres correspondantes.

a) 1^{ère} situation (N_{sd}^{max} M_y^{cor} M_z^{cor}) :

Vérfication du flambement :

- Suivant zz :

$$K_{\text{poteau HEB700}} = \frac{14440}{420} = 34.381 \text{ cm}^3$$

$$K_{\text{poutre(6.3m)}} = \frac{63720}{630} = 101.143 \text{ cm}^3 \text{ Et } K_{\text{poutre(6.3m)}} = \frac{63720}{630} = 101.143 \text{ cm}^3$$

$$K_{\text{poteau HEB650}} = \frac{13980}{374} = 37.38 \text{ cm}^3$$

$$\eta_1 = 0.261 \text{ et } \eta_2 = 0 \text{ (Les poteaux de RDC sont encastres au niveau du sol)}$$

$$L_{fz} = 2.29 \text{ m}$$

- Suivant yy :

$$K_{\text{poteau HEA700}} = \frac{215300}{420} = 512.62 \text{ cm}^3$$

$$K_{\text{poutre(7m)}} = \frac{67120}{700} = 95.89 \text{ cm}^3 \text{ Et } K_{\text{poutre(5m)}} = \frac{67120}{500} = 134.24 \text{ cm}^3$$

$$K_{\text{poteau HEA650}} = \frac{175200}{374} = 468.449 \text{ cm}^3$$

$$\eta_1 = 0.81 \text{ ET } \eta_2 = 0$$

$$L_{fy} = 2.75 \text{ m}$$

- **Calcul de χ_{\min} :**

$$\lambda_y = \frac{L_{fy}}{i_y} = 9.574$$

$$\lambda_z = \frac{L_{fz}}{i_z} = 35.806$$

On a $\lambda_z > \lambda_y \Rightarrow$ le flambement se produit autour de l'axe (Z-Z)

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \sqrt{\beta_A} \quad \text{Ou} \quad \lambda_y = \frac{L_{fy}}{i_y} \quad \text{et} \quad \beta_A = 1 \quad \text{section de classe (II)}$$

$$\lambda_1 = 93,91 \varepsilon \quad \text{avec} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} ; f_y = 275 \text{ MPa} \Rightarrow \varepsilon = 0,924 \Rightarrow \lambda_1 = 86,80$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{86,80} = 0,11 \quad \text{Et} \quad \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{86,80} = 0,412$$

$$\Phi_y = 0,5 \times [1 + \alpha_y(\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2] \quad \text{Et} \quad \Phi_z = 0,5 \times [1 + \alpha_z(\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2]$$

Avec :

$$\frac{h}{b} = \frac{690}{300} = 2.3 > 1,2$$

Et $t_f \leq 40\text{mm}$

\Rightarrow Courbe de flambement (Z-Z) b $\Rightarrow \alpha=0,21$

\Rightarrow Courbe de flambement (Y-Y) a $\Rightarrow \alpha=0,34$

$$\Phi_y = 0.50 \quad \text{et} \quad \Phi_z = 0.621$$

$$\chi_y = 1.02 \quad \text{Et} \quad \chi_z = 0.921 \quad \rightarrow \quad \chi_{\min} = 0.921$$

- **Calcul de K_y et K_z :**

$$K_z = 1 - \frac{\mu_z \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y} \leq 1,5$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y \times ((2 \times \beta_{My}) - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \quad \text{Avec} \quad \mu_y \leq 0,90$$

Avec : β_{My}, β_{Mz} : « facteur de moment uniforme équivalent »

$$\beta_{My} = 1.8 - 0.7 \cdot \varphi \quad \text{Avec} \quad \varphi = \frac{M_{\min}}{M_{\max}} \quad \varphi_y = \frac{5.69}{31.4} = 0.181 \rightarrow \beta_{My} = 1.673$$

$$\varphi = \frac{M_{\min}}{M_{\max}} \quad \varphi_z = \frac{14.62}{20.79} = 0.703 \rightarrow \beta_{Mz} = 1.308$$

Avec :

$$W_{ply} = 7032 \text{ cm}^3 / W_{ely} = 6241 \text{ cm}^3 / W_{plz} = 1257 \text{ cm}^3 / W_{elz} = 811.9$$

A.N :

$$\mu_y = 0.055 < 0,90 \rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

$$k_y = 0.971 < 1,5$$

$$\mu_z = -0.023 < 0,90 \rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

$$k_z = 1.0134 < 1,5$$

• **Vérification :**

$$\frac{3888.67 \times 10^3}{0.921 \times 5998570} + \frac{0.791 \times 31.40 \times 10^6}{1758 \times 10^6} + \frac{1.0134 \times 20.79 \times 10^6}{31425 \times 10^4} = 0,79 < 1 \rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

Tableau 6. 2 : Vérification du flambement suivant Y-Y

Profilé	n_1	n_2	l_{fy}	i_y	λ_y	$\bar{\lambda}_y$	φ_y	X_y	μ_y	k_y
HEA700	0.819	0	276.13	28.75	9.60	0.11	0.497	1.02	0.055	0.971
HEA650	0.803	0.819	318.18	26.93	11.81	0.136	0.502	1.014	-0.122	1.06
HEA600	0.786	0.803	314.14	24.97	12.41	0.143	0.504	1.012	-0.128	1.05
HEA550	0.766	0.786	309.85	22.99	13.066	0.150	0.506	1.011	-0.15	1.03

Tableau 6. 3 : Vérification du flambement suivant Z-Z

Profilé	n_1	n_2	l_{fz}	i_z	λ_z	$\bar{\lambda}_z$	φ_z	X_z	μ_z	k_z
HEA700	0.466	0	244.91	6.84	35.81	0.412	0.621	0.921	-1.37	1.807
HEA650	0.46	0.466	250.28	6.97	35.91	0.414	0.623	0.92	-1.46	1.78
HEA600	0.45	0.456	248.75	7.05	35.28	0.406	0.618	0.923	-1.46	1.308
HEA550	0.44	0.45	247.18	7.15	34.57	0.398	0.613	0.927	-1.44	1.31

Tableau 6. 4 : Vérification du flambement sous N_{sd}^{max}

Profilé	N^{max}	M^{corr}	M^{corr}	Résultats	Observation
HEA700	3888.67	31.40	20.79	0.79	<i>vérifiée</i>
HEA650	3288.71	89.96	4.84	0.68	<i>vérifiée</i>
HEA600	2402.64	96.33	9.05	0.59	<i>vérifiée</i>
HEA550	1172.42	103.57	12.99	0.40	<i>vérifiée</i>

b) 2^{ème} situation (M_y^{max} , N_{sd}^{cor} , M_z^{cor}) :

Tableau 6. 5 : Vérification du flambement suivant Y-Y

Profilé	n_1	n_1	l_{fy}	i_y	λ_y	$\bar{\lambda}_y$	φ_y	X_y	μ_y	k_y
HEA700	0.819	0	276.13	28.75	9.60	0.11	0.497	1.02	0.055	0.987
HEA650	0.802	0.819	318.18	26.93	11.18	0.136	0.503	1.014	0.024	1
HEA600	0.746	0.766	305.572	24.97	12.226	0.140	0.504	1.013	0.038	0.996
HEA550	0.565	0.722	281.97	22.99	12.265	0.141	0.504	1.012	-0.08	1.004

Tableau 6. 6 : Vérification du flambement suivant Z-Z

Profilé	n_1	n_1	l_{fz}	i_z	λ_z	$\bar{\lambda}_z$	φ_z	X_z	μ_z	k_z
HEA700	0.466	0	244.91	6.84	35.81	0.412	0.621	0.921	-0.98	1.26
HEA650	0.465	0.465	250.27	6.97	35.91	0.414	0.622	0.92	-1.23	1.18
HEA600	0.446	0.45	247.97	7.05	35.17	0.405	0.617	0.924	-1.68	1.12
HEA550	0.283	0.44	234.99	7.15	32.87	0.379	0.924	0.934	-1.36	1.08

Tableau 6. 7 : Vérification du flambement sous M_y^{max}

Profilé	N^{corr}	M^{max}	M^{corr}	Résultats	Observation
HEA700	1743.79	344.73	5.62	0.51	<i>vérifiée</i>
HEA650	1487.25	244.99	11.47	0.512	<i>vérifiée</i>
HEA600	647.34	203.18	0.94	0.28	<i>vérifiée</i>
HEA550	326.92	326.04	9.17	0.39	<i>vérifiée</i>

c) 3^{ème} situation (M_z^{max} N_{sd}^{cor} M_y^{cor}) :

Tableau 6. 8 : Vérification du flambement suivant Y-Y

Profilé	n_1	n_1	l_{fy}	i_y	λ_y	$\bar{\lambda}_y$	φ_y	X_y	μ_y	k_y
HEA700	0.819	0	276.13	28.75	9.60	0.11	0.497	1.02	-0.059	1.018
HEA650	0.80	0.819	318.18	26.93	11.665	0.134	0.502	1.014	-0.63	1.013
HEA600	0.766	0.766	307.57	24.97	12.318	0.143	0.504	1.013	-0.085	1.21
HEA550	0.722	0.722	297.79	22.99	12.953	0.149	0.506	1.011	-0.096	1.011

Tableau 6. 9 : Vérification du flambement suivant Z-Z

Profilé	n_1	n_1	l_{fz}	i_z	λ_z	$\bar{\lambda}_z$	φ_z	X_z	μ_z	k_z
HEA700	0.466	0	244.91	6.84	35.81	0.412	0.621	0.921	-1.48	1.49
HEA650	0.456	0.46	249.52	6.97	35.798	0.412	0.621	0.921	-1.43	1.323
HEA600	0.451	0.451	248.36	7.05	35.228	0.406	0.617	0.924	-1.36	1.21
HEA550	0.441	0.441	246.78	7.15	34.515	0.398	0.613	0.927	-1.26	1.16

Tableau 6. 10 : Vérification du flambement sous M_z^{max}

Profilé	N^{corr}	M^{corr}	M^{max}	Résultats	observations
HEA700	2182.17	53.97	32.93	0.55	<i>vérifiée</i>
HEA650	1380.46	84.66	67.09	0.60	<i>vérifiée</i>
HEA600	885.54	83.68	76.29	0.56	<i>vérifiée</i>
HEA550	680.54	82.56	69.96	0.51	<i>vérifiée</i>

Les résultats de vérification des poteaux obtenus par le logiciel ROBOT sont également présentés dans les figures suivantes :

Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
OK HEA 700(RDC	ACIER E28	14.61	61.42	0.81	10 G+Q+Ey
OK HEA 700(RDC	ACIER E28	14.61	61.42	0.79	10 G+Q+Ey
OK HEA 700(RDC	ACIER E28	14.61	61.42	0.71	9 G+Q+Ex
OK HEA 700(RDC	ACIER E28	14.61	61.42	0.71	6 ELU
OK HEA 700(RDC	ACIER E28	14.61	61.42	0.67	9 G+Q+Ex
OK HEA 700(RDC	ACIER E28	14.61	61.42	0.66	10 G+Q+Ey
OK HEA 700(RDC	ACIER E28	14.61	61.42	0.65	10 G+Q+Ey
OK HEA 700(RDC	ACIER E28	14.61	61.42	0.64	9 G+Q+Ex

Figure 6. 7 : Vérifications du poteau HEA700

	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio▲	Cas
OK	HEA 650(1+2)	ACIER E28	13.89	53.69	0.69	10 G+Q+Ey
OK	HEA 650(1+2)	ACIER E28	13.89	53.69	0.67	10 G+Q+Ey
OK	HEA 650(1+2)	ACIER E28	13.89	53.69	0.66	10 G+Q+Ey
OK	HEA 650(1+2)	ACIER E28	13.89	53.69	0.65	10 G+Q+Ey
OK	HEA 650(1+2)	ACIER E28	13.89	53.69	0.65	6 ELU
OK	HEA 650(1+2)	ACIER E28	13.89	53.69	0.64	10 G+Q+Ey
OK	HEA 650(1+2)	ACIER E28	13.89	53.69	0.62	10 G+Q+Ey
OK	HEA 650(1+2)	ACIER E28	13.89	53.69	0.61	10 G+Q+Ey
OK	HEA 650(1+2)	ACIER E28	13.89	53.69	0.61	10 G+Q+Ey

Figure 6. 8 : Vérifications du poteau HEA650

	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio▲	Cas
OK	HEA 600(3+4+)	ACIER E28	14.98	53.01	0.59	10 G+Q+Ey
OK	HEA 600(3+4+)	ACIER E28	14.98	53.01	0.59	10 G+Q+Ey
OK	HEA 600(3+4+)	ACIER E28	14.98	53.01	0.55	10 G+Q+Ey
OK	HEA 600(3+4+)	ACIER E28	14.98	53.01	0.54	10 G+Q+Ey
OK	HEA 600(3+4+)	ACIER E28	14.98	53.01	0.52	10 G+Q+Ey
OK	HEA 600(3+4+)	ACIER E28	14.98	53.01	0.47	10 G+Q+Ey
OK	HEA 600(3+4+)	ACIER E28	14.98	53.01	0.46	6 ELU
OK	HEA 600(3+4+)	ACIER E28	14.98	53.01	0.45	10 G+Q+Ey
OK	HEA 600(3+4+)	ACIER E28	14.98	53.01	0.44	10 G+Q+Ey

Figure 6. 9 : Vérifications du poteau HEA600

	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio▲	Cas
OK	HEA 550(6+7+)	ACIER E28	16.27	52.32	0.40	10 G+Q+Ey
OK	HEA 550(6+7+)	ACIER E28	16.27	52.32	0.39	10 G+Q+Ey
OK	HEA 550(6+7+)	ACIER E28	16.27	52.32	0.35	10 G+Q+Ey
OK	HEA 550(6+7+)	ACIER E28	16.27	52.32	0.35	10 G+Q+Ey
OK	HEA 550(6+7+)	ACIER E28	16.27	52.32	0.35	10 G+Q+Ey
OK	HEA 550(6+7+)	ACIER E28	16.27	52.32	0.35	10 G+Q+Ey
OK	HEA 550(6+7+)	ACIER E28	16.27	52.32	0.34	10 G+Q+Ey
OK	HEA 550(6+7+)	ACIER E28	16.27	52.32	0.34	10 G+Q+Ey
OK	HEA 550(6+7+)	ACIER E28	16.27	52.32	0.34	10 G+Q+Ey

Figure 6. 10 : Vérifications du poteau HEA550

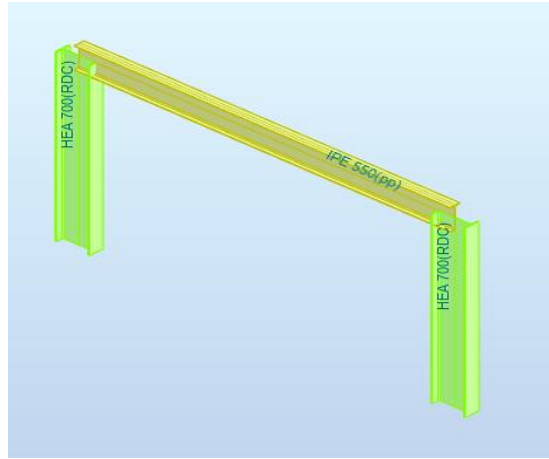
❖ Vérfications des poutres :a) Poutres principales (IPE550) :

Figure 6. 11 : Portique principale

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. Donc la vérification de ces éléments se fait par les formules suivantes :

$$M_{sd} \leq M_{pl,rd}$$

$$V_{sd} \leq V_{pl,rd} = \frac{A_v}{\gamma_{M0}} \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right) \quad \text{CCM97 (5.20)}$$

$$\text{Avec } A_v = A - 2 \times b \times t_f + (t_w + 2r) \times t_f \quad (\text{CCM97})$$

D'après le Logiciel **ROBOT**, on prend les valeurs des combinaisons les plus défavorables « G+Q+Ey » dans la poutre principale la plus sollicitée :

$$M_{sd} = 146.09 \text{ KN.m et } V_{sd} = 97.15 \text{ KN}$$

➤ Vérfication de la résistance :○ Vérfication du Moment fléchissant

Position de l'axe neutre plastique :

$$R_{b\acute{e}ton} = \frac{0.85 \times f_{ck}}{1.5} \times b_{eff} \times h_c \quad \text{Avec } f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

$$R_{b\acute{e}ton} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} \times 1750 \times 95 \times 10^{-3} = 2369.062 \text{ KN}$$

$$R_{acier} = 0.95 \times 275 \times 13440 \times 10^{-3} = 3511.2 \text{ KN}$$

$$R_{b\acute{e}ton} < R_{acier}$$

Axe neutre se trouve dans l'acier donc le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

$$R_w = 0.95 \times f_y \times A_w$$

$$A_w = t_w (h - 2t_f)$$

$$A_w = 11.1(550 - 2(17.2)) = 5723.16 \text{ mm}^2$$

$$R_w = 0.95 \times 275 \times 5723.16 \times 10^{-3} = 1255.79 \text{ KN}$$

$$R_w < R_{\text{béton}}$$

$$M_{sd} \leq M_{pl,rd} = [R_a \times \frac{h_0}{2} + R_b(\frac{h_c}{2} + h_p)] \times 10^{-3}$$

$$M_{sd} = 238.05 \text{ KN.m} < M_{pl,rd} = 1255.79 \text{ KN.m} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Vérification de l'effort tranchant :

$$V_{sd} \leq V_{pl,rd} = \frac{A_v}{\gamma_{M0}} \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right) \text{ CCM97 (5.20)}$$

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

$$A_v = 13440 - 2 \times 210 \times 17.2 + (11.1 + 2 \times 24) \times 17.2 = 1043.924 \text{ mm}^2$$

$$V_{sd} = 97.15 \text{ kN} < V_{pl,rd} = 1043.924 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

○ **Vérification de l'interaction de l'effort tranchant**

$$0,5 \times V_{pl,rd} = 521.96 \text{ kN} > V_{sd} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

→ Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

➤ **Vérification de deversement :**

On doit vérifiée que :

$$M_{sd} \leq M_{bRd} = \frac{\chi_{LT} \times \beta_w \times w_{ply} \times f_y}{\gamma_{m1}}$$

$$\beta_w = 1 \dots\dots\dots \text{classe de section (01)}$$

$$\lambda_1 = 86.39$$

$$\varepsilon = 0.92$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{7}{4.45 \times 10^{-2}}}{\sqrt{1.132 \times \left[1 + \frac{1}{20}\right] \times \left[\frac{\frac{7}{4.45 \times 10^{-2}}}{\frac{550}{17.2}}\right]}} = 65.06$$

$\bar{\lambda}_{LT} = 0.75 > 0.4 \rightarrow$ il y a un risque de deversement

$$\alpha_{LT} = 0.21$$

$$\varphi_{LT} = 0.5[1 + 0.21(0.75 - 0.2) + 0.75^2]$$

$$\varphi_{LT} = 0.839$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{0.839 + \sqrt{0.839^2 - 0.75^2}}$$

$$\chi_{LT} = 0.823$$

$M_{bRd} = 573.425 \text{ KN.m} > M_{sd} = 146.09 \text{ KN.m} \rightarrow$ *Condition vérifiée*

Les résultats de vérification des poutres principales obtenus par le logiciel ROBOT sont également présentés dans la figure suivante :

	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio▲	Cas
OK	IPE 550(pp)	ACIER E28	34.01	170.60	0.96	10 G+Q+Ey
OK	IPE 550(pp)	ACIER E28	34.01	170.60	0.96	10 G+Q+Ey
OK	IPE 550(pp)	ACIER E28	34.01	170.60	0.96	10 G+Q+Ey
OK	IPE 550(pp)	ACIER E28	34.01	170.60	0.96	10 G+Q+Ey
OK	IPE 550(pp)	ACIER E28	34.01	170.60	0.95	10 G+Q+Ey
OK	IPE 550(pp)	ACIER E28	31.33	157.13	0.95	6 ELU
OK	IPE 550(pp)	ACIER E28	34.01	170.60	0.95	10 G+Q+Ey
OK	IPE 550(pp)	ACIER E28	31.33	157.13	0.95	9 G+Q+Ex
OK	IPE 550(pp)	ACIER E28	31.33	157.13	0.95	6 ELU

Figure 6. 12 : Résultats obtenues par le logiciel ROBOT pour les poutres principales

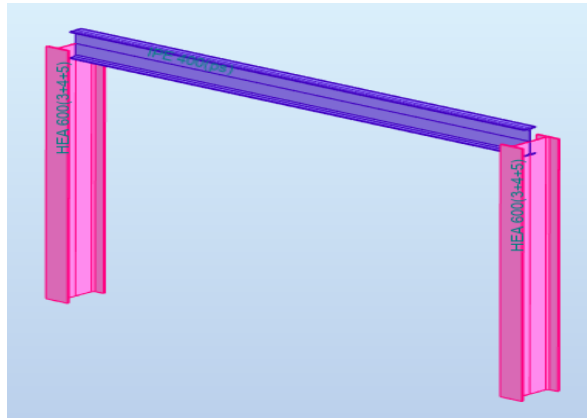
b) Poutre secondaire (IPE400) :

Figure 6. 13 : Portique secondaire

D'après le Logiciel **ROBOT**, on prend les valeurs des combinaisons les plus défavorables « G+Q+Ey » dans la poutre secondaire la plus sollicitée :

$M_{sd}=238.05\text{KN.m}$ et $V_{sd} = 167.49\text{kN}$

➤ Vérification de la résistance○ Vérification du Moment fléchissant

On doit vérifier que :

Position de l'axe neutre plastique :

$$R_{\text{béton}} = \frac{0.85 \times f_{ck}}{1.5} \times b_{eff} \times h_c \text{ Avec } f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

$$R_{\text{béton}} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} \times 1580 \times 95 \times 10^{-3} = 2138.92 \text{ KN}$$

$$R_{\text{acier}} = 0.95 \times 275 \times 8446 \times 10^{-3} = 2206.52 \text{ KN}$$

$$R_{\text{béton}} < R_{\text{acier}}$$

Axe neutre se trouve dans l'acier donc le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

$$R_w = 0.95 \times f_y \times A_w$$

$$A_w = t_w (h - 2t_f)$$

$$A_w = 8.6(400 - 2(13.5)) = 3207.8$$

$$R_w = 0.95 \times 275 \times 3207.8 \times 10^{-3} = 838.03 \text{ KN}$$

$$R_w < R_{\text{béton}}$$

$$M_{sd} \leq M_{pl,rd} = [R_a \times \frac{h_0}{2} + R_b(\frac{h_c}{2} + h_p)] \times 10^{-3}$$

$M_{sd} = 238.05 \text{KN.m} < M_{pl,rd} = 660.54 \text{KN.m} \rightarrow$ *Condition vérifiée*

○ **Vérification de l'effort tranchant**

On doit vérifier que :

$$V_{sd} \leq V_{plrd} \rightarrow V_{plrd} = \frac{f_y \times A_v}{\gamma_{m0} \sqrt{3}} = \frac{275 \times 4269.1}{1.1 \sqrt{3}} \times 10^{-3} = 616.192 \text{KN}$$

$V_{sd} = 167.49 \text{ kN} < V_{plrd} = 616.192 \text{ kN} \rightarrow$ *Condition vérifiée*

○ **Vérification de l'interaction de l'effort tranchant**

$V_{sd} = 167.49 < 0.5V_{plrd} = 308.10 \rightarrow$ *Condition vérifiée*

\rightarrow Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

➤ **Vérification de deversement :**

On doit vérifiée que :

$$M_{sd} \leq M_{bRd} = \frac{\chi_{LT} \times \beta_w \times w_{ply} \times f_y}{\gamma_{m1}}$$

$\beta_w = 1$ classe de section (01)

$\lambda_1 = 86.39$

$\epsilon = 0.92$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{6.3}{3.95 \times 10^{-2}}}{\sqrt{1.132 \times \left[1 + \frac{1}{20}\right] \times \left[\frac{\frac{6.3}{3.95 \times 10^{-2}}}{\frac{400}{13.5}}\right]}}$$

$\lambda_{LT} = 63.013$

$\bar{\lambda}_{LT} = 0.725 > 0.4 \rightarrow$ il y a un risque de deversement

$\alpha_{LT} = 0.21$

$\varphi_{LT} = 0.5[1 + 0.21(0.725 - 0.2) + 0.725^2] = 0.818$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{0.818 + \sqrt{0.818^2 - 0.725^2}}$$

$\chi_{LT} = 0.84$

$M_{bRd} = 274.47 \text{KN.m} > M_{sd} = 238.05 \text{KN.m} \rightarrow$ *Condition vérifiée*

Les résultats de vérification des poutres secondaires obtenus par le logiciel ROBOT sont également présentés dans la figure suivante :

	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio▲	Cas
OK	IPE 400(ps)	ACIER E28	12.09	50.63	0.70	10 G+Q+Ey
OK	IPE 400(ps)	ACIER E28	12.09	50.63	0.69	10 G+Q+Ey
OK	IPE 400(ps)	ACIER E28	12.09	50.63	0.69	10 G+Q+Ey
OK	IPE 400(ps)	ACIER E28	12.09	50.63	0.65	10 G+Q+Ey
OK	IPE 400(ps)	ACIER E28	12.09	50.63	0.65	10 G+Q+Ey
OK	IPE 400(ps)	ACIER E28	12.09	50.63	0.64	10 G+Q+Ey
OK	IPE 400(ps)	ACIER E28	12.09	50.63	0.63	10 G+Q+Ey
OK	IPE 400(ps)	ACIER E28	12.09	50.63	0.63	10 G+Q+Ey

Figure 6. 14 : Résultats obtenues par le logiciel ROBOT pour les poutres secondaires

❖ **Vérification de système de contreventements :**

Tableau 6. 11: Caractéristiques de profilé UPN240

Caractéristiques de profilé	I _y	I _z	W _{ply}	W _{plz}	A	P _p	i _y	i _z
UPN240	3600	248	358	75.7	42.3	33.2	9.22	7.6

Les types des palées triangulées utilisés dans cette étude qui sont autorisées par le règlement parasismique algérien **RPA99/2003** sont :

• **Système d’ossature contreventé par cadre ductiles et palées en V et en X**

Dans ce système, le contreventement mixte est une combinaison de cadre auto stable ductile et des palées triangulées concentriques en **V** et en **X**.

i) **Vérification des palées en (X) 2UPN240 :**

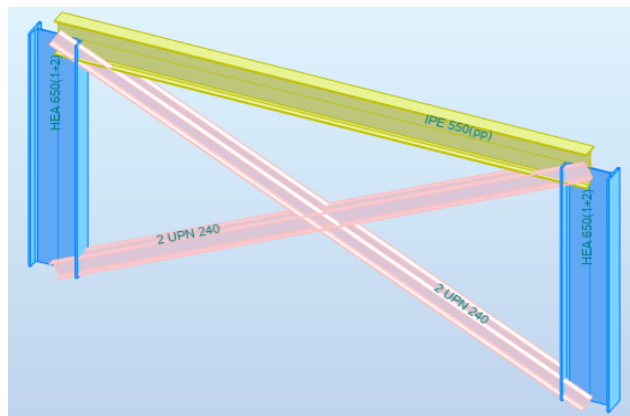


Figure 6. 15 : Système de contreventement en X

➤ **Vérfication sous l'effort de traction :**

Ils sont sollicités en traction avec un effort $N_{tsd} = 869.07$ KN obtenue sous la combinaison **G+Q+1.25 E_x** (La combinaison la plus défavorable).

On doit vérfier que :

$$N_{tsd} \leq N_{trd} = A \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

Avec : $A = 42.30$ cm²

$$N_{trd} = 4230 \times \frac{2 \times 275 \times 10^{-3}}{1.1} = 2115KN$$

Donc $N_{trd} = 2115$ KN $\geq N_{tsd} = 869.07$ KN \rightarrow **Condition vérfifiée**

➤ **Vérfication sous l'effort de compression :**

Les diagonales sont sollicités en compression seul avec un effort $N_{c, sd} = 576.5$ obtenue sous la combinaison **0.8G-E_x** (La combinaison la plus défavorable). Donc ils doivent être vérfifiés également au flambement simple.

$$N_{csd} \leq N_{crd} = A \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \dots\dots\dots 5.16 EC3$$

$$N_{crd} = A \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 2115KN$$

$N_{csd} = 576.5$ KN $\leq N_{crd} = 2115$ KN \rightarrow **Condition vérfifiée**

• **Vérfication au flambement simple :**

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

$$N_{brd} = \frac{\chi \times \beta_a \times A \times f_y}{\gamma_{M1}} \dots\dots\dots 5.45 EC3$$

$$\chi = \frac{1}{\varphi + \sqrt{(\varphi^2 - \bar{\lambda}^2)}} \dots\dots\dots 5.46 EC3$$

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

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} \sqrt{\beta_a} \text{ et } \lambda = \frac{L_f}{i}$$

$$\lambda_1 = 93.9\varepsilon \text{ et } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$$L_f = \sqrt{7^2 + 3.74^2} = 7.94 \text{ m}$$

$$\lambda_y = \frac{794}{9.22} = 86.12 \quad \lambda_z = \frac{794}{7.6} = 104.48$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0.924$$

$$\lambda_1 = 86.81$$

$\beta_a = 1$ section de classe 1, 2, 3

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{86.12}{86.81} = 0.99$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{104.48}{86.81} = 1.20$$

Pour les profilés en U, on a courbe de flambement c donc $\alpha = 0.49$

$$\varphi_y = 0.5[1 + 0.49(0.99 - 0.2) + 0.99^2] = 1.184$$

$$\varphi_z = 0.5[1 + 0.49(1.2 - 0.2) + 1.2^2] = 1.465$$

$$\chi_y = \frac{1}{1.184 + \sqrt{(1.184^2 - 0.99^2)}} = 0.545 \quad \text{et} \quad \chi_z = \frac{1}{1.465 + \sqrt{(1.465^2 - 1.2^2)}} = 0.434$$

$$\chi_{min} = \min(\chi_y; \chi_z) = 0.434$$

$$N_{brd} = \frac{0.434 \times 1 \times 4230 \times 275}{1.1} \times 2 = 917.91 \text{ KN} \geq N_{csd} = 576.5 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Les résultats de vérification des palées en (X) obtenus par le logiciel ROBOT sont également présentés dans la figure suivante :

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas
1540 Barre_1540	OK 2 UPN 240	ACIER E28	86.03	104.09	0.89	16 G+Q+1.25EX
1035 Barre_1035	OK 2 UPN 240	ACIER E28	86.03	104.09	0.85	16 G+Q+1.25EX
1539 Barre_1539	OK 2 UPN 240	ACIER E28	88.49	107.06	0.82	16 G+Q+1.25EX
1542 Barre_1542	OK 2 UPN 240	ACIER E28	86.03	104.09	0.79	16 G+Q+1.25EX
1008 Barre_1008	OK 2 UPN 240	ACIER E28	88.49	107.06	0.79	16 G+Q+1.25EX
1541 Barre_1541	OK 2 UPN 240	ACIER E28	86.03	104.09	0.78	16 G+Q+1.25EX
1044 Barre_1044	OK 2 UPN 240	ACIER E28	86.03	104.09	0.77	16 G+Q+1.25EX
1611 Barre_1611	OK 2 UPN 240	ACIER E28	70.78	85.64	0.77	15 G+Q+1.25Ey
1414 Barre_1414	OK 2 UPN 240	ACIER E28	86.03	104.09	0.76	16 G+Q+1.25EX
1544 Barre_1544	OK 2 UPN 240	ACIER E28	86.03	104.09	0.72	16 G+Q+1.25EX

Figure 6. 16 : Résultats obtenues par le logiciel ROBOT pour les palées en X

ii) Vérification des palées en (X) 2UPN240 :

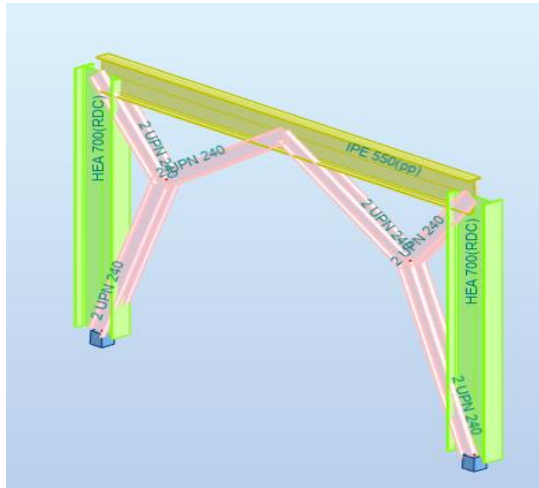


Figure 6. 17 : système de contreventement en V

Verification sous l'effort de traction :

Ils sont sollicités en traction avec un effort $N_{tsd} = 927.22$ KN obtenue sous la combinaison **G+Q+1.25 E_x** (La combinaison la plus défavorable).

On doit vérifier que :

$$N_{tsd} \leq N_{trd} = A \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

Avec : $A = 42.30$ cm²

$$N_{trd} = 4230 \times \frac{2 \times 275 \times 10^{-3}}{1.1} = 2115KN$$

Donc $N_{trd} = 2115$ KN \geq $N_{tsd} = 927.22$ KN \rightarrow **Condition vérifiée**

➤ Vérification sous l'effort de compression :

Les diagonales sont sollicités en compression seul avec un effort $N_{c, sd} = 548.65$ KN obtenue sous la combinaison **0.8G-E_x** (La combinaison la plus défavorable). Donc ils doivent être vérifiés au flambement simple.

$$N_{csd} \leq N_{crd} = A \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \dots\dots\dots 5.16 EC3$$

$$N_{crd} = A \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 2115KN$$

$N_{csd} = 548.65$ KN \leq $N_{crd} = 2115$ KN \rightarrow **Condition vérifiée**

• **Vérification au flambement simple :**

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

$$N_{brd} = \frac{\chi \times \beta_a \times A \times f_y}{\gamma_{M1}} \dots\dots\dots 5.45 \text{ EC3}$$

$$\chi = \frac{1}{\varphi + \sqrt{(\varphi^2 - \bar{\lambda}^2)}} \dots\dots\dots 5.46 \text{ EC3}$$

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

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} \sqrt{\beta_a} \text{ et } \lambda = \frac{L_f}{i}$$

$$\lambda_1 = 93.9\varepsilon \text{ et } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

$$L_f = 3.07 \text{ m}$$

$$\lambda_y = \frac{307}{9.22} = 33.30 \text{ et } \lambda_z = \frac{307}{7.6} = 40.39$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0.924$$

$$\lambda_1 = 86.81$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{33.30}{86.81} = 0.38$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{40.39}{86.81} = 0.47$$

Pour les profilés en U, on a courbe de flambement c donc $\alpha = 0.49$

$$\varphi_y = 0.5[1 + 0.49(0.38 - 0.2) + 0.38^2] = 0.62$$

$$\varphi_z = 0.5[1 + 0.49(0.47 - 0.2) + 0.47^2] = 0.68$$

$$\chi_y = \frac{1}{0.62 + \sqrt{(0.62^2 - 0.38^2)}} = 0.90$$

$$\chi_z = \frac{1}{0.68 + \sqrt{(0.68^2 - 0.47^2)}} = 0.85$$

$$\chi_{min} = \min(\chi_y; \chi_z) = 0.85$$

$$N_{brd} = \frac{0.85 \times 1 \times 4230 \times 275}{1.1} \times 2 = 898.88 \text{ KN} \geq N_{csd} = 576.5 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Les résultats de vérification des palées en (V) obtenus par le logiciel ROBOT sont également présentés dans la figure suivante :

	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio▲	Cas
OK	2 UPN 240	ACIER E28	33.29	40.28	0.52	16 G+Q+1.25EX
OK	2 UPN 240	ACIER E28	29.21	35.34	0.52	16 G+Q+1.25EX
OK	2 UPN 240	ACIER E28	32.94	39.85	0.51	16 G+Q+1.25EX
OK	2 UPN 240	ACIER E28	32.94	39.85	0.50	16 G+Q+1.25EX
OK	2 UPN 240	ACIER E28	29.21	35.34	0.50	16 G+Q+1.25EX
OK	2 UPN 240	ACIER E28	16.92	20.47	0.50	16 G+Q+1.25EX
OK	2 UPN 240	ACIER E28	33.29	40.28	0.50	16 G+Q+1.25EX
OK	2 UPN 240	ACIER E28	29.21	35.34	0.49	16 G+Q+1.25EX
OK	2 UPN 240	ACIER E28	36.74	44.45	0.49	16 G+Q+1.25EX
OK	2 UPN 240	ACIER E28	33.29	40.28	0.49	16 G+Q+1.25EX
OK	2 UPN 240	ACIER E28	30.26	36.61	0.48	15 G+Q+1.25Ey

Figure 6. 18 : Résultats obtenues par le logiciel ROBOT pour les palées en V

6.4 Conclusion :

Les profilés adoptés pour les poteaux, les poutres, les solives et les contreventements sont résumé dans le tableau suivant :

Tableau 6. 12 : Tableau récapitulatif des profilés adoptés

Étages	RDC	1 ^{er} +2 ^{ème} étage	3 ^{ème} +4 ^{ème} +5 ^{ème}	6 ^{ème} +7 ^{ème} +8 ^{ème}
Poteaux	HEA700	HEA650	HEA600	HEA550
Poutres	Principales	IPE550		
	Secondaires	IPE400		
Contreventements	En X	2UPN240		
	En V	2UPN240		
Solives	IPE270			

On peut conclure que le bâtiment étudié est stable vis-à-vis de toutes les sollicitations sous toutes les combinaisons de charge possibles, définies réglementairement.

Chapitre 7

Calcul et vérification des assemblages

7.1 Introduction :

L'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. Ces dispositifs critiques pour l'ouvrage tant sous l'aspect de l'intégrité structurelle que sous l'aspect économique, doivent être conçus et dimensionnés avec au moins autant de soin que les composants élémentaires.

On distingue parmi les assemblages :

- ✓ Les assemblages articulés
- ✓ Les assemblages encastrés (rigides)

7.2 Fonctionnement des assemblages

Les principaux modes d'exécution des assemblages sont :

- **Le rivetage** : Les rivets sont le premier moyen d'assemblage utilisé en construction métallique, actuellement l'emploi des rivets est limité et on leur préfère, dans la plupart des pays industrialisés, les boulons et la soudure. On les rencontre essentiellement dans des structures anciennes, datant du début de ce siècle, leur diamètre varie généralement de 10 à 28 mm
- **Le boulonnage** : On distingue deux types de boulons, qui se différencient par leurs caractéristiques mécaniques plus ou moins élevées :
 - a) *Les boulons ordinaires*
 - b) *Les boulons à haute résistance*
- **Le soudage** : Est un procédé, qui permet d'assembler des pièces par liaison intime de la matière, obtenue par fusion ou plastification

Dans cette présente étude, l'assemblage boulonné est le mode utilisé, présente en général l'avantage d'une démontrabilité facile, avec récupération intégrale des composants initiaux.

7.3 Calcul des assemblages

Dans ce chapitre, (05) types d'assemblage seront traités, on se basant sur les normes de l'EC 3. Les assemblages qui seront traités sont :

- Assemblage poteau-poutre.

- Assemblage poutre-solive.
- Assemblage poteau-poteau.
- Assemblage des contreventements en X et Y.
- Assemblage du pied de poteau.

Tableau 7. 1 : Classes des boulons

Valeurs de la limite d'élasticité f_{yb} et de la résistance à la traction f_{ub} des boulons								
Classe	4,6	4,8	5,6	5,8	6,6	6,8	8,8	10,9
f_{yb} (N/mm ²)	240	320	300	400	360	480	640	900
f_{ub} (N/mm)	400	400	500	500	600	600	800	1000

Tableau 7. 2 : Caractéristiques géométriques des boulons

	M8	M10	M12	M14	M16	M18	M20	M22	M24	M27	M30
d (mm)	8	10	12	14	16	18	20	22	24	27	30
d₀ (mm)	9	11	13	15	18	20	22	24	26	30	33
A (mm²)	50,3	78,5	113	154	201	254	314	380	452	573	707
As (mm²)	36,6	58	84,3	115	157	192	245	303	353	459	561

d : Diamètre de la partie non filetée de la vis.

d_0 : Diamètre nominal du trou.

A : Section nominale du boulon.

A_s : Section résistante de la partie filetée.

7.4 Les assemblages :

7.4.1 Assemblage poteau-poteau :

Dans ce type d'assemblage on propose de méthode de calcul :

- a- Assemblage poteau- poteau par couvre joint.
- b- Assemblage poteau-poteau par platine.

- Poteau HEA650 – HEA650 : (par couvre joint) :

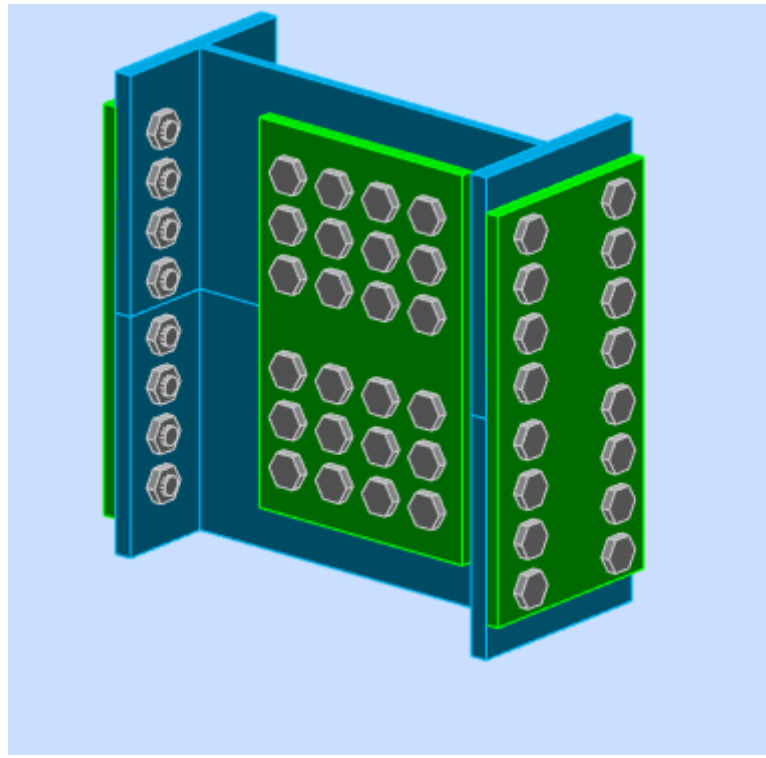


Figure 7. 1 : Assemblage poteau-poteau HEA650/HEA650

Donnée de calcul : On tire les valeurs suivantes à partir du **ROBOT 2019**, l'assemblage ci-dessus est sollicité par :

$$N_{sd} = 2164.09 \text{ KN}$$

$$M_{sd} = 47.79 \text{ KN.m}$$

$$V_{sd} = 21.93 \text{ KN}$$

1. Assemblage des semelles par couvre joint :

Les données :

Boulons HR.10.9 coefficient de frottement $\mu = 0.3$ $K_s = 1$ (trous nominaux) $\gamma_{ms} = 1.25$

HR10.9 $f_{ub} = 1000 \text{ MPa}$

• **Le choix des boulons :**

On choisit des boulons de diamètre 27mm M27 de classe HR10.9

$$F_{pcd} = 0.7 \times 1000 \times 275 \times 10^{-3} = 192.5 \text{ KN}$$

$$F_{srd} = 1 \times 1 \times 0.3 \times \frac{192.5}{1.25} = 46.2 \text{ KN}$$

$$N_N = N_{sd} \times \frac{b_{tf}}{A} = \frac{2164.09 \times 300 \times 26}{241.5 \times 100} = 698.96 \text{ KN}$$

$$n \geq \frac{698.96}{46.2} = 15.13 \quad \text{On prend 16 boulons}$$

M27, d=27mm, d0= 30mm

• **Disposition constructive des boulons :**

$$1.5d_0 \leq e_1 \leq \max(12t, 150\text{mm}) \quad \mathbf{36\text{mm} \leq e_1 \leq 240\text{mm}}$$

$$2.2d_0 \leq p_1 \leq \min(14t, 200\text{mm}) \Rightarrow \mathbf{66\text{mm} \leq p_1 \leq 200\text{mm} \text{ (EC3.art.6.5.1.4)}}$$

$$1.5d_0 \leq e_2 \leq \max(12t, 150\text{mm}) \quad \mathbf{45\text{mm} \leq e_2 \leq 240\text{mm}}$$

$$3d_0 \leq p_2 \leq \min(14t, 200\text{mm}) \quad \mathbf{90\text{mm} \leq p_2 \leq 200\text{mm}}$$

$$\mathbf{e_1 = 55\text{mm}; p_1 = 70 \text{ mm}}$$

$$\mathbf{e_2 = 75 \text{ mm}; p_2 = 150 \text{ mm}}$$

La valeur de l'effort normale dans la semelle (due à Msd) :

$$N_M = \frac{M_{sd}}{h - t_f} = \frac{47.79}{640 - 26} = 77.58 \text{ KN}$$

La valeur de l'effort normale due à Nsd :

$$N_N = N_{sd} \times \frac{b_{tf}}{A} = \frac{2164.09 \times 300 \times 26}{241.5 \times 100} = 698.96 \text{ KN}$$

$$N_T = N_N + N_M = 698.96 + 77.58 = 776.54 \text{ KN.}$$

a) **Vérification de la résistance au glissement :**

On doit vérifier : $F_{vsd} < F_{srd}$

$$F_{vsd} = \frac{N_T}{n_b \times n_p} = \frac{776.54}{(16 \times 2)} = 24.26 \text{ KN}$$

$$F_{srd} = 1 \times 1 \times 0.3 \times \frac{192.5}{1.25} = 46.2 \text{ KN}$$

$$F_{vsd} = 24.26 \text{ KN} < F_{srd} = 46.2 \text{ KN} \rightarrow \text{c'est vérifiée}$$

b) Vérification de la pression diamétrale sur la semelle :

$$F_{vsd} < F_{brd}$$

Donnée : $f_{ub}=405\text{MPa}$; $d=27\text{mm}$; $\gamma_{ms}= 1.25$; $t=20\text{mm}$; $d_0= 30\text{mm}$,

$$\alpha = \min\left(\left(\frac{e_1}{3d_0}\right); \left(\frac{p_1}{3d_0}\right) - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right)$$

$$\alpha = \min(0.61; 0.52; 2.46; 1)$$

$$\alpha = 0.52$$

$$F_{brd} = \frac{2.5 \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{ms}} = \frac{2.5 \times 0.52 \times 405 \times 27 \times 20}{1.25} = 227.44 \text{ KN}$$

$$F_{vsd} = 24.26 \text{ KN} < F_{brd} = 227.44 \text{ KN} \rightarrow \text{c'est vérifiée}$$

c) Vérification de la contrainte de traction dans la semelle :

$$A_{brutte} = b \cdot t_f = 300 \times 26 = 7800 \text{ mm}^2$$

$$A_{net} = (b - 2d) \times t_f = (300 - (2 \times 27)) \times 26 = 6396 \text{ mm}^2$$

$$\sigma = \frac{N_T}{A_{net}} = \frac{776.54 \times 1000}{6396} = 121.41 \text{ MPa} < 275 \text{ MPa} \rightarrow \text{c'est vérifiée}$$

2. Assemblage âme par couvre joint :

Le choix des boulons

On choisit 12 boulons, 27mm de diamètre (M27) de classe HR.10.9

M27, $d=27\text{mm}$, $d_0= 30\text{mm}$

• Disposition constructive des boulons :

$$1.5d_0 \leq e_1 \leq \max(12t, 150\text{mm}) \quad \mathbf{36\text{mm} \leq e_1 \leq 240\text{mm}}$$

$$2.2d_0 \leq p_1 \leq \min(14t, 200\text{mm}) \Rightarrow \mathbf{66\text{mm} \leq p_1 \leq 200\text{mm}} \text{ (EC3.art.6.5.1.4)}$$

$$1.5d_0 \leq e_2 \leq \max(12t, 150\text{mm}) \quad \mathbf{45\text{mm} \leq e_2 \leq 240\text{mm}}$$

$$3d_0 \leq p_2 \leq \min(14t, 200\text{mm}) \quad \mathbf{90\text{mm} \leq p_2 \leq 200\text{mm}}$$

$$\mathbf{e_1 = 50 \text{ mm}; p_1 = 80 \text{ mm}}$$

$$\mathbf{e_2 = 75 \text{ mm}; p_2 = 150 \text{ mm}}$$

On choisit une platine de **(500×300×20) mm**

a- Résistance au cisaillement d'un couvre joint d'âme:

Il faut vérifier que :

$$\frac{V_{sd}}{2} \leq V_{plrd} = (A_V \times f_y) / (\gamma_{m0} \times \sqrt{3})$$

$$V_{plrd} = \frac{103.2 \times 100 \times 275}{1.1 \times \sqrt{3}} = 1489.56 \text{ KN}$$

$$\frac{V_{sd}}{2} = \frac{21.93}{2} = 10.96 \text{ KN} < 1489.56 \text{ KN} \rightarrow \text{c'est vérifiée}$$

b- Calcul des sollicitations dans les boulons:

L'excentricité de l'effort de cisaillement V par rapport au centre de gravité du groupe de boulon attachant une moitié de couvre-joint d'âme crée un moment d'excentricité M_{sd} qui vaut :

$$M_{sd} = V_{sd} \cdot e$$

$$e = 50 + \frac{80}{2} = 90 \text{ mm}$$

D'où :

$$M_0 = V \cdot e = 21.93 \times 0.09 = 1.97 \text{ KN.m}$$

Repérage des boulons :

$$X_i = 40 \text{ mm}$$

$$Y_i = 75 \text{ mm}$$

$$r_i = \sqrt{X_i^2 + Y_i^2} = \sqrt{40^2 + 75^2} = 85 \text{ mm}$$

La valeur de l'effort qui sollicite chaque boulon :

$$V_{i1} = (M_0 \cdot r_i) / \sum r_i$$

$$\sum r_i^2 = 4 \times 85^2 = 28900 \text{ mm}^2$$

$$V_{i1} = \frac{1.97 \times 85}{28900} = 5.79 \text{ KN}$$

$$V_{i2} = \frac{21.93}{6} = 3.65 \text{ KN}$$

Le boulon le plus sollicité :

$$\alpha = \tan^{-1} \left(\frac{75}{40} \right) = 61.9$$

Composante horizontale V_3 :

$$V_{31x} = \sin \alpha \times V_{31} = \sin 61.92 \times 5.79 = 5.10 \text{ KN}$$

$$V_{32} = 5.10KN$$

$$V_{3X} = 5.10 + 3.65 = 8.75KN$$

Composante horizontale V_3 :

$$V_{31y} = \cos \alpha \times V_{31} = \cos 61.92 \times 5.79 = 2.72KN$$

$$V_3 = \sqrt{8.75^2 + 2.72^2} = 9.16 KN$$

c- Résistance au cisaillement des boulons de l'âme :

Il faut vérifier que : $F_{Sd} < F_{brd}$

$$F_{brd} = \frac{2.5 \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{ms}}$$

$$\alpha = \min\left(\left(\frac{e_1}{3d_0}\right); \left(\frac{p_1}{3d_0}\right) - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right)$$

$$\alpha = \min(0.55; 0.63; 2.46; 1)$$

$$\alpha = 0.55$$

$$F_{brd} = \frac{2.5 \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{ms}} = \frac{2.5 \times 0.55 \times 405 \times 27 \times 20}{1.25} = 240.57 KN$$

$$F_{Sd} = \frac{9.16}{2} = 4.58 KN$$

$F_{Sd} = 4.58KN < F_{brd} = 240.57 KN \rightarrow$ C'est vérifié.

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019	
Calcul du raccordement de l'épaisseur de poteau à poteau		Ratio 0,78
NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009		

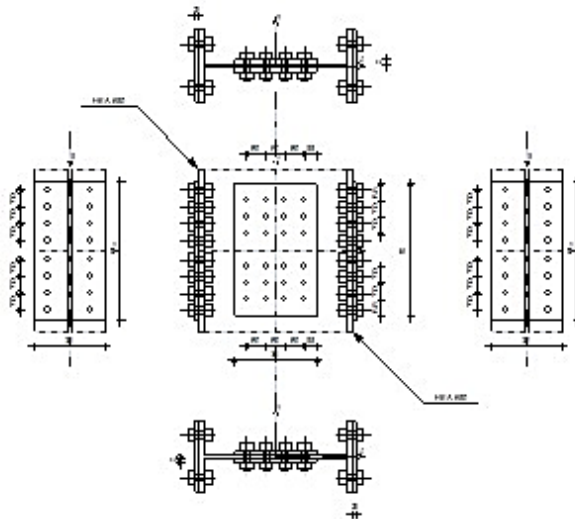


Figure 7. 2 : Vérification de l'assemblage poteau-poteau

7.4.2 Assemblage poutre-solive :

L'assemblage est réalisé avec deux cornières à l'extrémité de la solive et l'âme de la poutre.

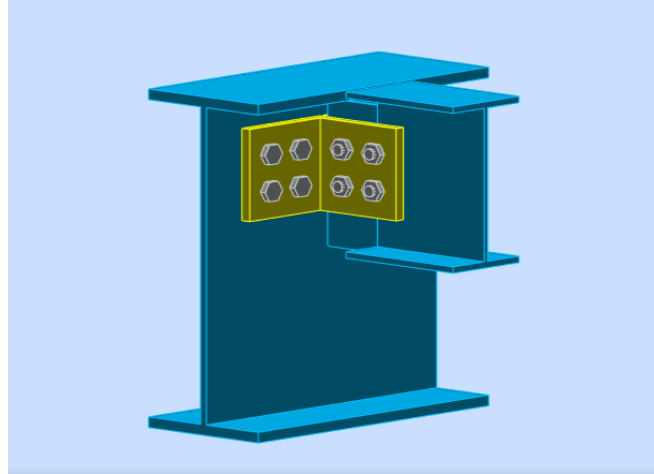


Figure 7. 3 : assemblage poutre solive **IPE270-HEA550**

- Caractéristiques géométriques des profilés et données mécaniques

Poutre IPE550 :

$$\left\{ \begin{array}{l} h = 550mm; b = 210mm; t_f = 17.2; t_w = 11.1mm \\ A = 134.4mm \end{array} \right.$$

Solive IPE270 :

$$\left\{ \begin{array}{l} h = 270mm; b = 135mm; t_f = 10.2; t_w = 6.6mm \\ A = 45.94mm \end{array} \right.$$

L'effort tranchant :

$$V_{sd} = 68.17 \text{ KN}$$

Dimensionnement de l'assemblage :

- Choix des boulons :

Pour des raisons pratiques on évite toujours la mise en œuvre dans un même assemblage des boulons de diamètre différents, le choix du diamètre se fera en déterminant leur résistance tout en étant proportionnel à l'épaisseur des pièces assemblées comme suite :

$$t \leq 10mm \quad d = (12 ; 14) \text{ mm}$$

$$10 \leq t \leq 25mm \quad d = (16 ; 20 ; 24) mm$$

$$t \geq 10mm \quad d = (24 ; 27 ; 30) mm$$

On choisit 4 boulons de diamètre 14 mm (M14) de classe 6.6.

d_0 : Diamètre du trou du boulon.

$$d_0 = d + \alpha$$

α : Le jeu entre le boulon et le trou, dépend du diamètre du boulon.

$$\alpha = 1 mm \quad \text{si} \quad d \leq 14 mm$$

$$\alpha = 2 mm \quad \text{si} \quad 16 \leq d \leq 24 mm$$

$$\alpha = 3 mm \quad \text{si} \quad d > 24 mm$$

$$M14 \Rightarrow d = 14mm \quad d_0 = 15mm$$

- **Disposition constructive des boulons :**

$$1.2d_0 \leq e_1 \leq \max(12t, 150mm) \quad \mathbf{18mm \leq e_1 \leq 150mm}$$

$$2.2d_0 \leq p_1 \leq \min(14t, 200mm) \Rightarrow \mathbf{33mm \leq p_1 \leq 92.4mm \text{ (EC3.art.6.5.1.4)}}$$

$$1.5d_0 \leq e_2 \leq \max(12t, 150mm) \quad \mathbf{22.5mm \leq e_2 \leq 150mm}$$

$$3d_0 \leq p_2 \leq \min(14t, 200mm) \quad \mathbf{45mm \leq p_2 \leq 92.4mm}$$

$$e_1 = 45 mm; p_1 = 60 mm$$

$$e_2 = 55 mm; p_2 = 60 mm$$

- **Vérification de la résistance des boulons au cisaillement par plan de cisaillement :**

Il faut vérifier que :

$$V_{sd} \leq F_{v, rd}$$

$$F_{v, rd} \leq \frac{0,6f_{ub} \times A_s}{\gamma_{Mb}} \quad \text{(EC3. tab. 6.5.3)}$$

$$\mathbf{f_{ub} = 600 N/mm^2}$$

$$\text{Section résistante en traction} \quad : A_s = 115 mm^2$$

$$\text{Résistance des boulons à la traction} \quad : \gamma_{Mb} = 1,25$$

$$F_{v,rd} \leq \frac{0,6 \times 600 \times 115}{1,25} = 33.12 \text{ kN}$$

Il y a 4 boulons en double cisaillement donc

$$f_{vrd} = n \times f_{vr} = 8 * 33.12 = 264.96 \text{ KN}$$

$V_{sd} = 68.17 \text{ kN} < F_{vrd} = 264.96 \text{ KN} \rightarrow$ Donc la condition est vérifiée

- **Vérification de la pression diamétrale**

On a une cornière **CAE150 × 150 × 10**

Il faut vérifier que : $F_{v,rd} \leq F_{b,rd}$

$$F_{b,rd} = \frac{2,5\alpha \times f_u \times d \times t}{\gamma_{Mb}} \text{ (EC3. tab. 6.5.3)}$$

$$\alpha = \min \left\{ \frac{e_1}{3 \times d_0}, \frac{p_1}{3 \times d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1 \right\} = \min (1 ; 1.08; 2.18; 1) = 1$$

$F_{b,rd}$: résistance de calcul à la pression diamétrale par boulon

$F_{v,rd}$: Effort de cisaillement de calcul par boulon

f_u : La résistance à la traction des cornières : 275

$d = 18; d_0 = 20; t = 10 \text{ mm}; \gamma_{Mb} = 1.25; f_u = 275 \text{ MPa};$

$e_1 = 45 \text{ mm}; p_1 = 60 \text{ mm}$

$$F_{b,rd} = \frac{2,5 \times 1 \times 275 \times 14 \times 10}{1,25} = 77 \text{ kN}$$

Pour un boulon on a :

$$F_{v,rd} = \frac{V_{sd}}{n_b \times n_s} = \frac{68.17}{4 \times 2} = 8.52 \text{ kN} < F_{b,rd} = 77 \text{ KN} \text{ Donc la pression diamétrale est vérifiée.}$$

On optera donc **4 boulons** de diamètre (**M14**) de classe **6.6** et une cornière de (**150x150x10**)

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019 Calculs de l'assemblage poutre-poutre (âme) NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009	 Ratio 0,92

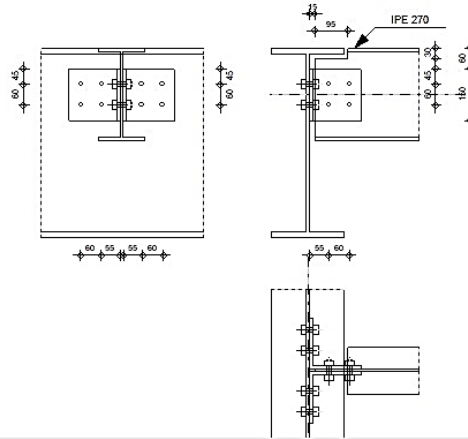


Figure 7. 4 : Vérification d'assemblage solive-poutre

7.4.3 Assemblage poteau-poutre :

• **Effort sollicitant :**

Les efforts sollicitant de l'assemblage sous la combinaison **ELU**

$M_{sd} = 386.42 \text{ KN.m}$

$V_{sd} = 236.31 \text{ KN}$

• **Poutre IPE550 :**

$h = 550 \text{ mm}; b = 210 \text{ mm}; t_w = 11.1 \text{ mm}; t_f = 17.2 \text{ mm}; A = 134.4 \text{ cm}^2$

• **Poteau HEA550 :**

$h = 540 \text{ mm}; b = 300 \text{ mm}; t_w = 12.5 \text{ mm}; t_f = 24 \text{ mm}; A = 211.8 \text{ cm}^2$

• **calcul de soudure de la poutre IPE550 :**

l'épaisseur du cordon sur semelle :

la nuance d'acier utilisé est S275 alors :

$$\begin{cases} \beta_w = 0.85 \\ \gamma_{Mw} = 1.3 \\ f_{us} = 430 \end{cases}$$

$$a_f \geq t_f \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}} \times \frac{\beta_w \times \gamma_{Mw}}{f_{us} \times \sqrt{2}}$$

$$a_f \geq 17.2 \times \frac{275}{1} \times \frac{0.85 \times 1.3}{430 \times \sqrt{2}} = 8.60 \text{ mm}$$

L'épaisseur du cordon sur l'ame :

$$a_w \geq t_w \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}} \times \frac{\beta_w \times \gamma_{Mw}}{f_{us} \times \sqrt{2}}$$

$$a_w \geq 11.1 \times \frac{275}{1} \times \frac{0.85 \times 1.3}{430 \times \sqrt{2}} = 5.55 \text{ mm}$$

On prend a = 10 mm

❖ **Vérification de la soudure :**

- on suppose que le moment M est reprise uniquement par les cordons de soudure 1 et 2
- on suppose que l'effort N est reprise par le cordon de soudure 3

nuance d'acier S275 :

$$L_3 = 515.6 \text{ mm}$$

$$L_2 = 269.45 \text{ mm}$$

$$L_1 = 210 \text{ mm}$$

$$t_f = 17.2 \text{ mm}$$

$$t_w = 11.1 \text{ mm}$$

$$a = 10 \text{ mm}$$

$$h = 550 \text{ mm}$$

Vérification de l'effort tranchant :

La valeur maximale de l'effort tranchant doit être inférieure à la valeur admissible :

$$V \leq V_{adm} = \frac{\sqrt{2} \times L_3 \times a \times f_{us}}{\sqrt{3} \times \beta_w \times \gamma_{Mw}}$$

$$V = 236.31 \text{ KN}$$

$$V_{adm} = \frac{\sqrt{2} \times 515.6 \times 10 \times 430}{\sqrt{3} \times 0.85 \times 1.3} = 1638.225 \text{ KN}$$

$$V \leq V_{adm} \text{ condition vérifiée}$$

Vérification du moment :

La valeur maximale du moment doit être inférieure à la valeur admissible :

$$M \leq M_{adm} = \frac{\sqrt{2} \times I_s \times f_u}{\beta_w \times \gamma_{Mw} \times h}$$

$$I_s = 2aI_1 \left(\frac{h}{2}\right)^2 + 4I_2 a \left(\frac{h}{2} - t_f\right)^2$$

$$M = 386.42 \text{ KN.m}$$

$$I_s = 0.676 \times 10^9 \text{ mm}^4$$

$$M_{adm} = \frac{\sqrt{2} \times 0.676 \times 10^9 \times 430}{0.85 \times 1.30 \times 550} = 675.40 \text{ KN.m}$$

$$M \leq M_{adm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

• **Vérification des boulons HR :**

Choix de diamètre du boulons :

On a l'épaisseur $t = 24 \text{ mm}$ donc on prend $\varnothing = 24 \text{ mm}$

Détermination du nombre de boulons nécessaires :

Condition de la résistance au cisaillement des boulons :

$$F_{v,sd} \leq F_{v,rd}$$

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n} \text{ Et } F_{v,rd} = \frac{0.5f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{Mb}}$$

$$n \geq \frac{V_{sd} \times \gamma_{Mb}}{0.5 \times A_s \times f_{ub}} = \frac{236.31 \times 1.25}{0.5 \times 353 \times 1000} = 2.01$$

On prend $n=10$ $\left\{ \begin{array}{l} \text{nombre de file : 2} \\ \text{nombre des boulons par ranger : 5} \end{array} \right.$

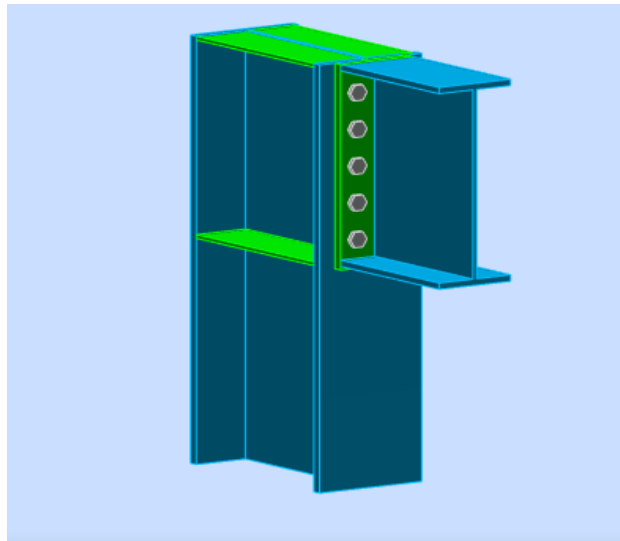


Figure 7. 5 : Assemblage poteau-poutre IPE550- HEA550

• **Disposition constructive des boulons :**

On a l'épaisseur de la platine égale à 24 mm, et on a 10 boulons HR de diamètre 24 mm et de classe 10.9

La procédure de calcul est la suivante

- Donner les dispositions constructives et les conditions pour choisir les valeurs de e_1, p_1, e_2 et p_2 ;
- Choisir une valeur pour e_1, p_1, e_2 et p_2 , de telle manière que ces quatre valeurs vérifient les dispositions constructives ;

- La valeur de l'effort qui sera prise en compte dans les vérifications c'est la valeur maximale ;

Les conditions de la disposition constructive sont : (Réf 05 .6.5.1)

$$1.5d_0 \leq e_1 \leq \max(12t, 150\text{mm})$$

$$2.2d_0 \leq p_1 \leq \min(14t, 200\text{mm})$$

$$1.5d_0 \leq e_2 \leq \max(12t, 150\text{mm})$$

$$3d_0 \leq p_2 \leq \min(14t, 200\text{mm})$$

$$39 \leq e_1 \leq 288$$

$$57.2 \leq p_1 \leq 200$$

$$39 \leq e_2 \leq 288$$

$$78 \leq p_2 \leq 200$$

On choisit une platine de (560 × 210 × 24) mm

$$e_1 = 80 \text{ mm} ; p_1 = 100 \text{ mm}$$

$$e_2 = 45 \text{ mm} ; p_2 = 120 \text{ mm}$$

c) **Détermination des efforts max F_{M1} dans les boulons :**

Nous considérons uniquement les boulons tendus :

$$F_{Mi} = \frac{M_{sd} \cdot d_i}{\sum d_i^2}$$

$$d_1 = 461.4 \text{ mm}; d_2 = 361.4 \text{ mm}; d_3 = 261.4 \text{ mm}; d_4 = 161.4 \text{ mm}; d_5 = 61.4 \text{ mm}$$

$$\sum d_i^2 = 4416498 \text{ mm}^2$$

Il faut vérifier que : $F_{m1} \leq nF_p$

Avec : $n = 2$ (nombre de boulons par rangés)

$$F_p = 0.7 \times f_{ub} \times A_s$$

F_p : L'effort de précontrainte autorisé dans les boulons

f_{ub} : La contrainte de rupture du boulon (1000 N/mm² pour les boulons HR10.9)

A_s : L'aire de la section du boulon

$$nF_p = 2 \times 0.7 \times 1000 \times 353 \times 10^{-3} = 494.2$$

$$F_{M1} = \frac{186.42 \times 461.4 \times 10^3}{4416498}$$

$$F_{M1} = 403.70 \text{ KN} < nF_p = 494.2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

d) La résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant :

L'effort qui sollicite le boulon est un effort incliné (traction + cisaillement)

Il faut vérifier que : $F_{v,sd} \leq F_{v,rd}$

L'effort tranchant par boulon :

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n_b} = \frac{236.31}{10} = 23.631 \text{ KN}$$

La résistance au glissement $F_{v,rd}$:

$$F_{v,rd} = \frac{k_s \times n \times \mu \times (F_{p,rd} - 0.8F_{t,sd})}{\gamma_{ms}}$$

Avec :

$k_s = 1$ Pour des trous avec tolérances nominales normales

$\mu = 0.3$ Surface nettoyées par brossage métallique

$n = 2$ Nombre d'interfaces de frottement

$\gamma_{ms} = 1.25$ Pour les résistances au glissement.

$F_p = 0.7 \times f_{ub} \times A_s = 494.2 \text{ KN}$ la résistance par boulon

$F_{t,rd} = 403.70 \text{ KN}$ (L'effort de traction $F_{t,rd} = F_{M1}$)

$$F_{v,rd} = \frac{1 \times 2 \times 0.3 \times (494.2 - 0.8 \times 403.7)}{1.25} = 54.80 \text{ KN}$$

$$F_{v,sd} = 23.631 < 54.80 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

e) Pression diamétrale :

On a une platine d'épaisseur $t = 24 \text{ mm}$

$$F_{v,sd} < F_{b,rd} = \frac{2.5 \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{mb}}$$

$$\alpha = \min\left[\frac{e_1}{3d_0}, \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right]$$

$$\alpha = \min[1.02; 1.032; 2.43; 1]$$

$$\alpha = 1$$

$$F_{b,rd} = \frac{2,5 \times 1 \times 410 \times 24 \times 24}{1.25} = 472.32KN$$

Donc la condition est vérifiée

Résistance du poteau :

Ame raidie aucune vérification n'est nécessaire

	<p>Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019 Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009</p>	
		<p>Ratio 0,87</p>

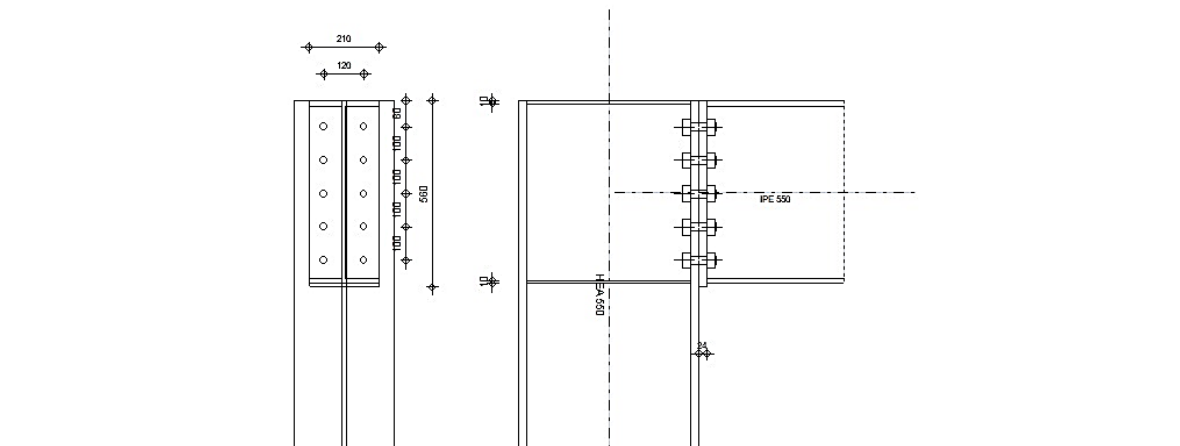


Figure 7. 6 : Vérification de l'assemblage poteau-poutre

7.4.4 Contreventement en X:

Pour le présent projet, les diagonales les plus sollicitées sont formées par des doubles UPN240 ce qui fait que les boulons de l'assemblage diagonale-gousset seront doublement cisailés.

❖ Assemblage au gousset :

Pour ce type d'assemblages, on choisit des boulons de diamètre $d = 24$ et de classe 8.8 ;
 $d_0 = 26$ mm

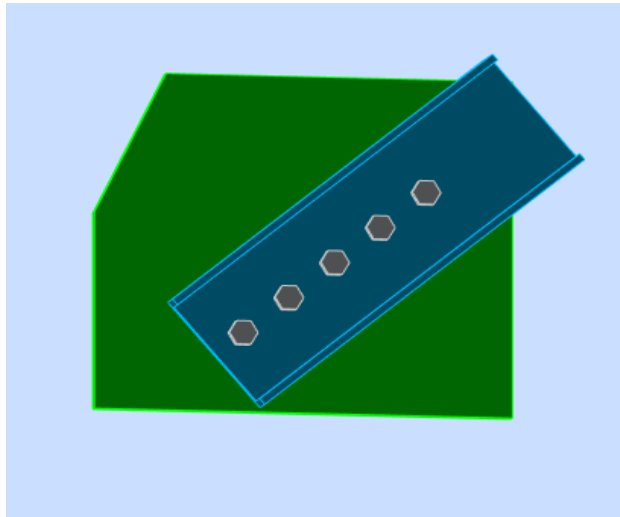


Figure 7. 7 : Vérification de l'assemblage au gousset

- Les efforts sollicitant :

L'effort tranchant par 2UPN240 est : $V_{sd} = 1065.77$ KN

Et pour un seul UPN240 on optera : $V_{sd} = 532.885$ KN

- Résistance d'un boulon au cisaillement par plan de cisaillement :

Il faut vérifier que : $F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n} < F_{v,rd} = \frac{0.6f_{ub}A_s}{\gamma_{mb}}$

Avec :

$$f_{ub} = 800 \text{ N/mm}^2$$

$$A_s = 353 \text{ mm}^2$$

$$F_{v,rd} = 135.552 \text{ KN}$$

- **Nombre des boulons nécessaires :**

Nombre de boulon nécessaire pour cet assemblage :

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n}; n = \frac{V_{sd}}{F_{v,sd}} = \frac{532.885}{135.552} = 3.93 \rightarrow n = 5$$

- **Disposition des boulons :**

$$1.2d_0 \leq e_1 \leq \max(12t, 150\text{mm}) \quad \mathbf{31.2\text{mm} \leq e_1 \leq 150\text{mm}}$$

$$2.2d_0 \leq p_1 \leq \min(14t, 200\text{mm}) \Rightarrow \mathbf{57.2\text{mm} \leq p_1 \leq 140\text{mm}} \text{ (EC3.art.6.5.1.4)}$$

$$1.5d_0 \leq e_2 \leq \max(12t, 150\text{mm}) \quad \mathbf{39\text{mm} \leq e_2 \leq 150\text{mm}}$$

$$e_1 = 60 \text{ mm} ; p_1 = 100\text{mm}$$

$$e_2 = 120 \text{ mm}$$

- **Vérification de la pression diamétrale :**

Il faut vérifier que : $F_{v,sd} < F_{b,rd}$

$F_{b,rd}$: La résistance de la pièce avec la pression diamétrale au bord d'un trou normalisé.

$$F_{b,rd} = \frac{2.5 \times \alpha \times f_u \times t \times d}{\gamma_{mb}}$$

Avec : $f_u = 410\text{N/mm}^2$; $t = 15\text{mm}$



$$F_{b,rd} = \frac{2.5 \times 0.77 \times 410 \times 15 \times 24}{1.25} = 227.304 \text{ KN} > \frac{1065.77}{5} = 213.154 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Choix retenu :**

✓ 5 boulons **M24** de classe **8.8** ; $e_1 = 60 \text{ mm}$, $p_1 = 100 \text{ mm}$, $e_2 = 120 \text{ mm}$

✓ Un gousset : $700 \times 600 \times 15\text{mm}$

✓ Soudure d'angle de gousset : 10 mm

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019 Calcul de l'assemblage au gousset NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009	 Ratio 0,84

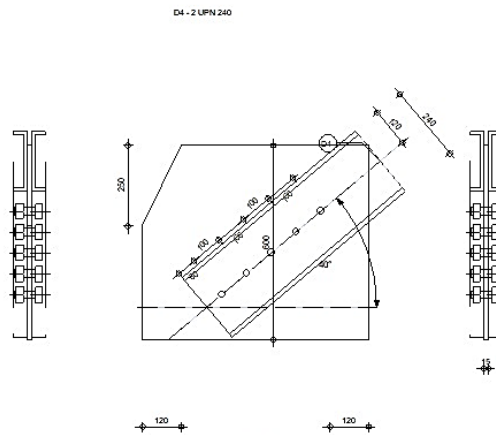


Figure 7. 8 : Vérification de l'assemblage au gousset

❖ **Assemblage des diagonales :**

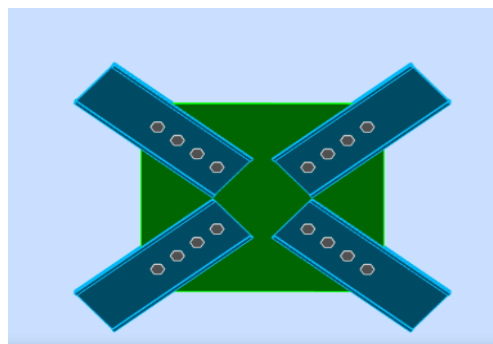


Figure 7. 9 : assemblage de diagonale X

a) **L'effort tranchant de 2UPN240 :**

Les efforts sont tirés du logiciel Robot :

$$N_{b1,sd} = -1067.14 \text{ KN}$$

$$N_{b2,sd} = -866.72 \text{ KN}$$

$$N_{b3,sd} = -1071.90 \text{ KN}$$

$$N_{b4,sd} = -881.50 \text{ KN}$$

b) **Le choix**

- ✓ 4 boulons M27, de classe 8.8 pour chaque barre ;

$$d_0 = 30 \text{ mm}; A_s = 459 \text{ mm}^2; f_{ub} = 800 \text{ MPa}$$

c) Disposition constructive :

$$1.2d_0 \leq e_1 \leq \max(12t, 150\text{mm})$$

$$36\text{mm} \leq e_1 \leq 150\text{mm}$$

$$2.2d_0 \leq p_1 \leq \min(14t, 200\text{mm}) \Rightarrow$$

$$66\text{mm} \leq p_1 \leq 140\text{mm}(\text{EC3.art.6.5.1.4})$$

$$1.5d_0 \leq e_2 \leq \max(12t, 150\text{mm})$$

$$45\text{mm} \leq e_2 \leq 150\text{mm}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} e_1 = 80\text{mm} \\ p_1 = 100\text{mm} \\ e_2 = 120\text{mm} \end{cases}$$

✓ **Un gousset :** 940 × 900 × 20mm

d) Vérification de la résistance d'un boulon au cisaillement par plan de cisaillement :

$$\text{Il faut que } F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n} < F_{v,rd} = \frac{0.6 \times f_{ub} \times A_s \times m}{\gamma_{mb}} = 352.51$$

$$\text{Barre 01 : } 266.785 \text{ KN} < 352.51 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\text{Barre 02 : } 216.68 \text{ KN} < 352.51 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\text{Barre 03 : } 267.975 \text{ KN} < 352.51 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\text{Barre 04 : } 220.375 \text{ KN} < 352.51 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

e) La pression diamétrale :

On vérifiée la pression diamétrale, dans ce cas pour le profilé UPN240 car l'épaisseur du gousset est plus importante.

$$F_{v,sd} < F_{b,rd} = \frac{2,5 \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{mb}}$$

$$\alpha = \min\left[\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right]$$

$$\alpha = \min[0.89; 0.86; 1.95; 1]$$

$$\alpha = 0.86$$

$$F_{b,rd} = \frac{2,5 \times 0.86 \times 410 \times 27 \times 10}{1.25} \times 2 = 380.81 \text{ KN}$$

⇒ **La condition est vérifiée pour les quatre barres**

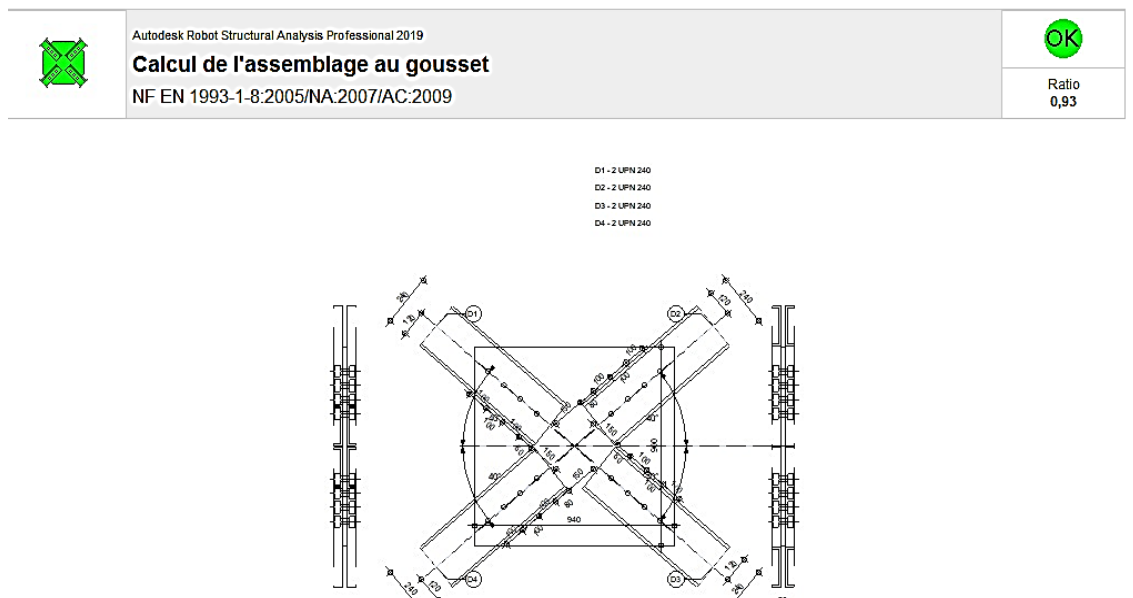


Figure 7. 10 : Vérification d'assemblage au gousset X (2UPN240)

7.4.5 Assemblage des trois barres de la stabilité en V :

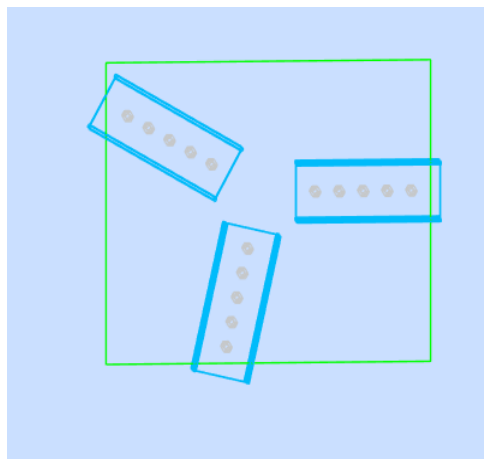


Figure 7. 11 : Assemblage de contreventement en V

- **Les efforts sollicitant :**

D'après le logiciel ROBOT : l'effort tranchant par 2UPN240 est : $V_{sd} = 1080.34$ KN

Et pour un seul UPN240 : $V_{sd} = 540.17$ KN

- **Nombre et diamètres des boulons :**

Pour ce type d'assemblage, on choisit 5 boulons de M22 et de classe 8.8

- **Disposition des boulons :**

$$1.2d_0 \leq e_1 \leq \max(12t, 150\text{mm})$$

$$28.8\text{mm} \leq e_1 \leq 150\text{mm}$$

$$2.2d_0 \leq p_1 \leq \min(14t, 200\text{mm}) \Rightarrow 52.8\text{mm} \leq p_1 \leq 140\text{mm} \quad (\text{EC3.art.6.5.1.4})$$

$$1.5d_0 \leq e_2 \leq \max(12t, 150\text{mm})$$

$$36\text{mm} \leq e_2 \leq 150\text{mm}$$

$$e_1 = 80 \text{ mm}; p_1 = 100\text{mm}$$

$$e_2 = 120 \text{ mm}$$

- **Vérification de l'assemblage sous l'effort tranchant :**

$$\text{Il faut vérifier que : } F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n} < F_{v,rd} = \frac{0.6 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{mb}}$$

$$f_{ub} = 800 \text{ N/mm}^2$$

$$A_s = 303 \text{ mm}^2$$

$$F_{v,rd} = 116.352 \text{ KN}$$

$$F_{v,sd} = 108.034 \text{ KN} < F_{v,rd} = 116.352 \text{ KN}$$

- **Vérification de la pression diamétrale :**

$$\text{Il faut vérifier que : } 2F_{v,sd} < F_{b,rd}$$

$F_{b,rd}$: La résistance de la pièce avec la pression diamétrale au bord d'un trou normalisé.

$$F_{b,rd} = \frac{2.5 \times \alpha \times f_u \times t \times d}{\gamma_{mb}}$$

$$\text{Avec : } f_u = 410 \text{ N/mm}^2 ; t = 20 \text{ mm}$$

$$\alpha = \min\left[\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right]$$

$$\alpha = \min[1.11; 1.138; 1.95; 1]$$

$$\alpha = 1$$

$$F_{b,rd} = \frac{2.5 \times 1 \times 410 \times 20 \times 22}{1.25} = 360.80 \text{ KN} > 216.068 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Choix retenus :**

Le gousset : 1350x1200x20 mm

Boulonnage : 5 boulons, M22 de classe 8.8 pour chaque barre.

Avec : $e_1 = 80mm$; $p_1 = 100mm$; $e_2 = 120 mm$

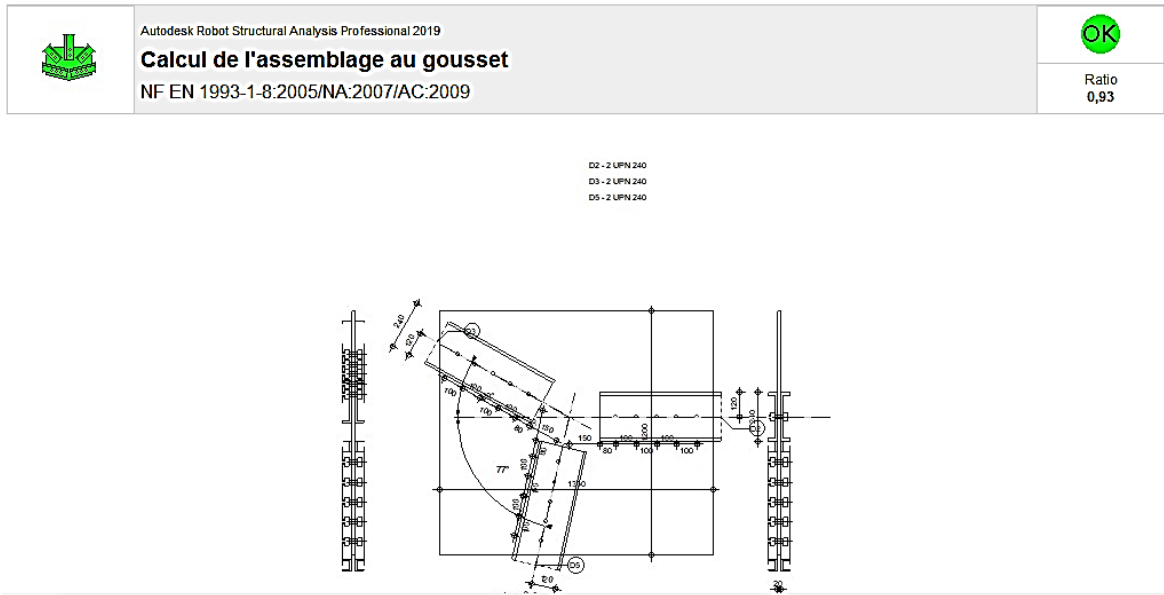


Figure 7. 12 : Vérification d’assemblage de contreventement en V (2UPN240)

7.4.6 Pied de poteau :

- **Introduction :**

La base de poteau a le rôle d’assuré la transmettre au massif de fondation les efforts développés dans les poteaux. Elle constitue une platine en acier assurant la réduction de la pression dans le béton, soudée à la base du poteau par un cordon de soudure appliqué sur le porteur de la section de profilé constituant le poteau reposant sur la fondation et fixée par écrous aux tiges d’ancrage qui sont noyées dans le béton.

- **La plaque d’assise (La platine d’extrémité) :**

C’est un plat en acier rectangulaire soudé à la base du poteau par un cordon de soudure appliqué sur le porteur de la section du profilé constituant le poteau.

- **Les tiges d’ancrage :**

Elles sont droites ou recourbées à une extrémité, elles sont destinées à s’apposer à un effort très important. L’extrémité recourbée de certaines tiges s’accroche à une barre horizontale, appelée clé d’ancrage.

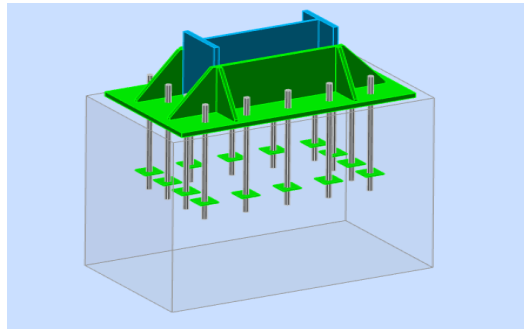


Figure 7. 13 : Assemblage pied de poteau

Les efforts sont tirés du logiciel Robot :

$$N_{sd} = 1170 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 546.94 \text{ KN}$$

$$M_{sd} = 31.26 \text{ KN.m}$$

Pour la présente structure on adopte :

- ✓ **Une platine** : de dimension $1300 \times 750 \times 40 \text{ mm}$
- ✓ **un raidisseur avec tôle trapézoïdale** : $1200 \times 700 \times 20 \text{ mm}$ avec $h = 400 \text{ mm}$
- ✓ **Des tiges d'ancrages** : 14 tiges M42 de classe 6.6, $A_s = 11.20$, $f_{ub} = 600 \text{ MPa}$

Avec $L_1 = 150 \text{ mm}$; $L_2 = 700 \text{ mm}$; $L_3 = 150 \text{ mm}$

Leurs dispositions constructives : $e_v = 170 \text{ mm}$; $e_h = 230 \text{ mm}$

Vérifications :

• Choix des cordons de soudure :

$$\text{Cordon semelle : } a_s = 0.7t_f = 0.7 \times 27 = 18.9$$

$$\text{Cordon d'âme : } a_w = 0.7t_w = 0.7 \times 14 = 9.8$$

Donc on opte : $a_s = 20 \text{ mm}$ et $a_w = 15 \text{ mm}$

$E_m = \text{mortier de carrelage} = 40 \text{ mm}$

Fut : (1500 ; 1000 ; 1500)

- **Distribution des contraintes :**

$$M_{sd} = 31.26 \text{ KN.m}$$

$$N_{sd} = 1170.00 \text{ KN}$$

→ Compression sur les deux côtés de l'assemblage

- **Vérification de boulons à la compression**

Il faut que :

$$\sigma = \frac{N_{sd c}}{A_{eff,t}} < f_j$$

Avec $\begin{cases} N_{sd}: \text{effort de compression, } N_{sd c} = 1170.00 \text{ KN} \\ A_{eff,t}: \text{la section efficace } A_{eff} \end{cases}$

- **Calcul de la section efficace A_{eff} :**

$$A_{eff,t} = 2A_{eff,f} + A_{eff,w}$$

$$C = t_p \sqrt{\frac{f_y}{3f_j \gamma_{M0}}} = 40 \sqrt{\frac{275}{3 \times 16.7 \times 1}} = 93.7$$

$$A_{eff,f} = b_{eff,f} \times l_{eff,f}$$

Avec $b_{eff,f} = t_f + 2C = 27 + 2 \times 93.7 = 214.4 \text{ mm}$

$$l_{eff,f} = b + 2C = 300 + 2 \times 93.7 = 507 \text{ mm}$$

$$A_{eff,f} = 1087.008 \text{ cm}^2$$

$$A_{eff,w} = b_{eff,w} \times l_{eff,w}$$

Avec $b_{eff,w} = t_w + 2C = 14 + 2 \times 93.7 = 201.4 \text{ mm}$

$$l_{eff,w} = 690 - (2 \times 93.7) = 502.6 \text{ mm}$$

$$A_{eff,w} = 1012.24 \text{ cm}^2$$

$$A_{eff,t} = 3186.26 \text{ cm}^2$$

- **Résistance à l'écrasement de la fondation :**

$$f_{jd} = \beta_c \times k_j \times f_{cd}$$

Classe de béton 25/30

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{25}{1.5} = 16.67 \text{ MPa}$$

β_c : Coefficient réducteur de compression

$$\beta_c = \frac{2}{3} \text{ si } em < \begin{cases} 50 \\ 0.2B_p \\ 0.2A_p \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 50 \\ 200 \\ 300 \end{cases}$$

f_{jd} : Résistance de contact limite

$$k_j = \min \left\{ \begin{array}{l} 1 + \frac{d_f}{\max(A_p; b_p)} \\ 1 + \frac{2eh}{A_p} \\ 1 + \frac{2eh}{B_p} \\ 4 \end{array} \right. \quad \text{Min} \left\{ \begin{array}{l} 2.1 \\ 1.25 \\ 1.20 \\ 3 \end{array} \right. \quad k_j = 1.20$$

$$f_{jd} = \frac{2}{3} \times 1.20 \times 16.7 = 13.36 \text{ MPa}$$

Condition :

$$\sigma = \frac{N_{sd,c}}{A_{eff,t}} = \frac{1170 \times 10}{3186.26} = 3.68 \text{ MPa} < 13.36 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification à la traction :**

Vérification de la platine :

Il faut vérifier que :

$$M_{sd} < M_{crd}$$

Avec :

$$M_{sd} = \frac{c^2}{2} \sigma$$

$$M_{crd} = \frac{t_p^2}{6\gamma_{m0}} f_y \text{ (Moment résistant élastique de calcul de la platine d'extrémité } M_{sd})$$

$$M_{sd} = \frac{93.7^2}{2} 3.68 = 16.155 \text{KN.m}$$

$$M_{crd} = \frac{40^2}{6} \times 275 = 73.33 \text{KN.m}$$

On trouve que : $M_{sd} < M_{crd} \rightarrow$ **Condition vérifiée**

- **Vérification de frottement (acier/ béton)**

En cas de compression il faut vérifier que :

$$V_{sd} < F_{frd}$$

Avec :

$$V_{sd} = 546.94 \text{ KN}$$

$$F_{frd} = C_{fd} \times N_{sd}^c$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} C_{fd} = 0.2 \text{ coefficient de frottement} \\ N_{sd}^c = 1170.00 \text{ KN} \end{cases}$$

$$F_{frd} = 585 \text{ KN}$$

On trouve que : $V_{sd} = 546.94 < F_{frd} = 585 \text{ KN}$

- **Vérification de la résistance de cisaillement :**

Vérification tige d'ancrage :

$$F_{t,sd} = \frac{N_{sdT}}{n_b} < F_{t,rd} = \frac{0.9A_s f_{us}}{\gamma_{ms}}$$

$$F_{t,sd} = 83.57 \text{KN}$$

$$F_{t,rd} = \frac{0.9 \times 1120 \times 600}{1.25} = 483.84 \text{KN}$$

$F_{t,sd} = 83.57 \text{KN} < F_{t,rd} = 483.84 \text{KN} \rightarrow$ **Condition vérifié**

Chapitre 8

Etude des fondations

8.1 Introduction :

Une fondation est destinée à transmettre au sol, dans les conditions les plus défavorables, les charges provoquant de la superstructure. En cas de séisme, les fondations exécutent un même mouvement de translation que le sol qui les supporte.

Le calcul des fondations ne peut se faire que lorsque l'on connaît :

- Les charges totales qui doivent être transmises aux fondations (donc au sol).
- Les caractéristiques du sol sur lequel doit reposer la structure.

8.2 Calcul des fondations :

Afin de satisfaire la sécurité et l'économie, tout en respectant les caractéristiques de l'ouvrage, nous devons prendre en considération la charge que comporte l'ouvrage, la portance du sol, l'ancrage et la différence donnée au rapport de sol. On commence le choix de fondation par les semelles isolées, filantes et radier. Chaque étape fera l'objet de vérification.

On suppose que l'effort normal provoquant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (**C.D.G**) des fondations.

On doit vérifier la condition suivante : $\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$

Avec :

σ_{sol} : Contrainte de sol

N : Effort normal appliqué sur la fondation

S : Surface de la fondation

D'après le **DTR BC.2.33.1**:

- 1) $1.35G + 1.5Q$
- 2) $G+Q$

8.2.1 **Choix de type de fondation :**

Dans ce projet nous proposons en premier lieu des semelles filantes pour cela, nous allons procéder à une première vérification telle que : $\frac{S_s}{S_b}$

S_s : Section des semelles filantes

S_b : Section de bâtiment

Si la condition n'est pas vérifiée, on va passer au choix du radier.

8.3 Semelles filantes :

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme normale de tous les poteaux qui se trouve dans la même ligne.

On doit vérifier que : $\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S_s}$

Tel que :

$N = \sum N_i$ De chaque file de poteaux

N_i : Effort normal provenant du poteau (i)

$S_s = B \times L$ (Section des semelles filantes)

B : Largeur de la semelle

L : Longueur de la file considérée

$$\rightarrow B \geq \frac{N}{L \times \sigma_{sol}}$$

La surface totale des semelles est donnée par : $S_s \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$

Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau 8. 1 : Sections des semelles filantes

File	Combinaison	N [KN]	S_s [m ²]	L [m]	B [m]	B ^{choisie} [m]
1	ELS	7563,02	68	34	1,9629451	2
2	ELS	9243,64	81,6	34	2,38847843	2,4
3	ELS	10155,33	88,4	34	2,61524118	2,6
4	ELS	10536,19	88,4	34	2,68991961	2,6
5	ELS	5878,48	49,2	12	4,24982222	4,1
6	ELS	3845,75	33,6	12	2,80852778	2,8
7	ELS	697,14	7	7	0,90394286	1

$$S_s = 416.2 \text{ m}^2$$

$$S_b = 580.2 \text{ m}^2$$

$$\frac{S_s}{S_b} = \frac{416.2}{580.2} = 0.72 > 0.50$$

La surface totale de la semelle dépasse 50 % de la surface d'emprise du bâtiment, ce qui induit le chevauchement de ces semelles. Pour cela, et considérant l'aspect économique, on a opté pour un radier général comme type de fondation pour fonder l'ouvrage. Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la structure.
- La réduction des tassements différentiels.
- La facilité d'exécution.

8.4 Radier générale :

8.4.1 Introduction :

Le radier sera muni de nervures reliant les poteaux et sera calculé comme des panneaux de dalles pleines sur quatre appuis continus (nervures) chargés par une pression uniforme qui représente la pression maximale du sol résultante de l'action du poids du bâtiment. L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux.

8.4.2 Surface nécessaire :

La surface occupée par l'ouvrage : 580.2 m²

Débord de 50 cm pour chaque coté

La section totale du radier est de 642.80 m²

8.4.3 Pré dimensionnement de Radier :

- Dalle du radier :

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

- a) Condition forfaitaire :

$$\frac{L_{max}}{25} \leq h_1 \leq \frac{L_{max}}{20}$$

L_{max} : la longueur maximale entre les axes des poteaux

$$L_{max} = 7.6 \text{ m} \quad 30.4 \leq h_1 \leq 38 \text{ cm}$$

$$h_1 = 35 \text{ cm}$$

b) Condition de cisaillement :

D'après le règlement A5.1.2.1 de C.B.A 93, la contrainte de cisaillement du radier doit vérifier :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0.15 f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa (fissuration préjudiciable)}$$

T_u : effort tranchant à l'ELU

$$T_u = \frac{qL}{2}; \quad q = \frac{N_u \cdot 1 \text{ ml}}{S_{rad}}$$

q : La charge uniformément répartie sur le radier pour une bande de 1 m

$$N_u = 66381.04 \text{ KN}$$

$$L = 7.6 \text{ m}; \quad b = 1 \text{ m}$$

$$T_u = \frac{qL}{2bd} = \frac{N_u L \cdot 1 \text{ ml}}{2 S_{rad} \cdot b \cdot d} = \frac{N_u L}{2 S_{rad} \cdot b \cdot (0.9h)} \leq \bar{\tau}$$

$$h_2 \geq \frac{N_u L \cdot 1 \text{ ml}}{2 S_{rad} b (0.9 \bar{\tau})} = 16.66 \text{ cm}$$

$$h_2 = 17 \text{ cm}$$

Conclusion :

$$h \geq \max(h_1; h_2) = 35 \text{ cm}$$

On prend : $h = 35 \text{ cm}$

• **Nervures :**

Les dimensions des nervures du radie doivent satisfaire aux conditions suivantes :

a) Condition de coffrage : (largeur de la nervure)

$$b \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{760}{10} = 76 \text{ cm}$$

On prend : $b = 80 \text{ cm}$

b) Condition de raideur :

$$L_e \geq \frac{2L_{max}}{\pi}$$

L_{max} : Plus grande distance entre 2 portiques parallèles : 7.6 m

L_e : Longueur élastique

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}}$$

I : moment d'inertie de la nervure

E : module d'élasticité du béton (prendre en moyenne $E = 20000$ MPa)

b : Largeur de la nervure égale à la largeur du poteau

K : coefficient de raideur du sol ($0.5 \text{ kg/cm}^3 \leq K \leq 12 \text{ kg/cm}^3$)

On pourra par exemple adopter pour K les valeurs suivantes :

$$\begin{cases} k = 0.5 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^3} \Rightarrow \text{pour un très mauvais sol} \\ k = 4 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^3} \Rightarrow \text{pour un sol densité moyenne} \\ k = 12 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^3} \Rightarrow \text{pour un très bon sol} \end{cases}$$

$$L_e^4 = \frac{4EI}{Kb}, I = \frac{bh^3}{12}$$

$$\text{D'où } L_e^4 = \frac{4Eh^3}{12K} = \frac{Eh^3}{3K}$$

$$L_e^4 \geq \left(\frac{2L_{\max}}{\pi} \right)^4$$

$$h^3 \geq \sqrt[3]{\frac{48L_{\max}^4 k}{E\pi^4}} \Rightarrow h \geq 148.80 \text{ cm}$$

on prend : $h = 150 \text{ cm}$

Conclusion :

Pour la nervure, on prend : $h = 150 \text{ cm}$ et $b = 80 \text{ cm}$

Calcul des sollicitations :

Les données:

$$G_{\text{structure}} = 36655.36 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{structure}} = 11364.20 \text{ KN}$$

- Combinaisons de calcul :

$$N_u = 66381.036 \text{ KN}$$

$$N_s = 47919.56 \text{ KN}$$

- Caractéristiques géométriques du radier :

Les données des caractéristiques géométriques du radier sont tirées du Robot :

- **Position du centre de gravité :**

$$X_G = 11.86 \text{ m}$$

$$Y_G = 8.78 \text{ m}$$

➤ **Moment d'inertie :**

$$I_{xx} = 2524903689.2218 \text{ cm}^4$$

$$I_{yy} = 3150831469.2466 \text{ cm}^4$$

8.4.4 Vérification de la stabilité de radier :

Il est très important d'assurer la stabilité au renversement de cet ouvrage qui est dû aux efforts horizontaux. Le rapport $\frac{M_S}{M_R}$ doit être supérieur au coefficient de sécurité 1.5 :

$$\left(\frac{M_S}{M_R} > 1.5\right) \text{ avec :}$$

M_S : Moment stabilisateur sous l'effet de poids propre

M_R : Moment de renversement du aux forces sismiques

Avec : $\sum M_0 + V_0 h$

M_0 : Moment à la base de la structure

V_0 : L'effort tranchant à la base de la structure

h : Profondeur de l'ouvrage da l'ancrage de la structure

Sens xx :

$$\mathbf{M_0} = 137056.18 \text{ KN.m} ; \mathbf{V_0} = 22640.64 \text{ KN} ; h = 1.5 \text{ m}$$

$$\text{Donc: } \mathbf{M_R} = 171017.14 \text{ KN.m}$$

$$N = N_G + N_Q$$

$$\text{Avec } N_G = N_{G1} + N_{G2}$$

N_{G1} : Poids propre de la structure

N_{G2} : Poids propre du raider

N_Q : Poids de la surcharge d'exploitation de la structure

On a:

$$N_{G1} = 36655,36 \text{ KN}$$

$$N_{G2} = \rho_{\text{béton}} \times S \times h = 25 \times 642.80 \times 0.35 = 5624.5 \text{ KN}$$

$$N_Q = 11264,20 \text{ KN}$$

Donc:

$$N = 53544.06 \text{ KN}$$

$$M_S = N \cdot y_G = 53544.06 \times 11.86 = 635032.55 \text{ KN.m}$$

$$\left(\frac{M_S}{M_R} = \frac{635032.55}{171017.14} = 3.71 > 1.5\right)$$

Sens yy:

$$M_0 = 127676.04 \text{ KN.m}; V_0 = 32038.96 \text{ KN}; h = 1.5 \text{ m}$$

$$\text{Donc } M_R = 175734.48 \text{ KN.m}$$

$$M_s = N \cdot x_G = 470116.8 \text{ KN.m}$$

$$\left(\frac{M_s}{M_R} = \frac{470116.8}{175734.48} = 2.68 > 1.5 \right)$$

Conclusion :

Le rapport du moment de stabilité et du moment de renversement est supérieur à 1.5,

Donc notre structure est stable dans les deux sens.

8.4.5 Calcul des contraintes :

La contrainte admissible du sol adoptée pour ce projet est de :

$$\sigma_{sol} = 1.5 \text{ bars}$$

Les vérifications des contraintes du sol sont les suivantes :

a. Sollicitation du premier genre :

○ **A P'ELS :**

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{47919.56}{642.80} = 74.55 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{ser} = 74.55 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} < 150 \text{ KN/m}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Sollicitation du second genre :

On doit vérifier les contraintes sous le radier ($\sigma_1 ; \sigma_2$)

Avec:

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M}{I} V$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M}{I} V$$

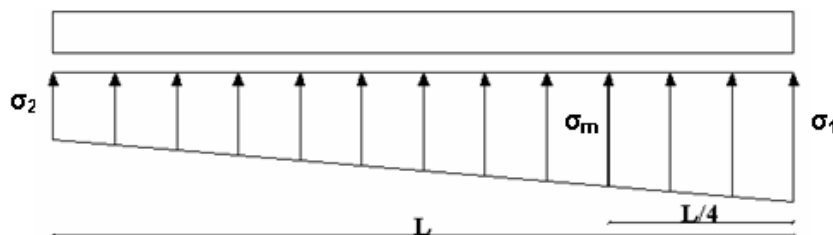


Figure 8.1 : Contraintes sous le radier

On vérifie que :

σ_1 : Ne doit pas dépasser $1,5\sigma_{sol}$

σ_2 : Reste toujours positif pour éviter des tractions sous le radier.

$$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \text{ Reste toujours inférieur à } 1,33\sigma_{sol}$$

ELU :

Tableau 8.2: Contraintes sous le radier à l'ELU

	$\sigma_1(kN/m^2)$	$\sigma_2(kN/m^2)$	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right)(kN/m^2)$
Sens x-x	111.303	95.24	107.29
Sens y-y	108.17	98.37	105.72
Vérification	$\sigma_1^{max} < 1,5 \sigma_{sol}$	$\sigma_2^{min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1,33\sigma_{sol}$

ELS :

$$N_{ser} = 47919.56kN$$

M est le moment de renversement.

$$\sigma_{sol} = 150 kN/m^2$$

Tableau 8.3 : Contraintes sous le radier à l'ELS

	$\sigma_1(kN/m^2)$	$\sigma_2(kN/m^2)$	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right)(kN/m^2)$
Sens x-x	82.58	66.51	78.56
Sens y-y	79.44	69.65	77
Vérification	$\sigma_1^{max} < 1,5 \sigma_{sol}$	$\sigma_2^{min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1,33\sigma_{sol}$

Conclusion :

Les contraintes sont vérifiées dans les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

8.4.6 Ferrailage du radier :

Le radier c'est un élément plaque sur un sol élastique, donc il fonctionne comme un plancher renversé chargé par la réaction du sol, d'où le ferrailage se fait pour les nervures et les dalle du radier à la flexion simple à partir des sollicitations les plus défavorables.

Dans le sens de grande portée: $M_x = \mu_x \cdot q \cdot lx^2$

Dans le sens de petite portée : $M_y = \mu_y \cdot M_x$

Dans le sens de la petite portée : (panneau de rive)

Moment en travée: $M_{tx} = 0,85 \cdot M_x$

Moment en appuis: $M_{ax} = M_{ay} = 0,3M_x$ (Appui de rive).

$M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x$ (Appui intermédiaire).

Dans le sens de la grande portée :

$M_{ty} = 0,85 \cdot M_y$

$M_{ay} = 0,5 \cdot M_x$

Si $0,4 < \frac{L_x}{L_y} < 1,0 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens, et les moments au centre de la dalle.

ELU:

$$q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} = \frac{66381,036}{642,8} = 103,26 \text{ KN/m}^2$$

ELS:

$$q_s = \frac{N_s}{S_{rad}} = \frac{47919,56}{642,8} = 74,54 \text{ KN/m}^2$$

On a pour le panneau le plus sollicité:

A l'ELU : (v =0) ; à l'ELS (v =0.2)

Tableau 8.4 : Calcul des moments à l'ELU, l'ELS

	L _x (m)	L _y (m)	L _x /L _y	μ _x	μ _y	M _x (KN.m)	M _{tx} (KN.m)	M _y (KN.m)	M _{ty} (KN.m)	M _{ax} (KN.m)	M _{ay} (KN.m)
ELU	6.3	7	0.9	0.0456	0.7834	186.86	158.83	146.38	124.42	56.06	56.06
ELS	6.3	7	0.9	0.0528	0.8502	156.20	132.77	132.80	112.26	46.86	46.86

• **Ferraillage de la dalle :**

Le ferraillage se fait avec le moment maximum en travée et sur appuis de panneau le plus sollicité, on applique l'organigramme d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple.

B = 100 cm; h = 35 cm; d = 0,9h = 31.5cm

Tableau 8.5 : Ferraillage des panneaux du radier

	Sens	M _u (kNm)	μ	A	Z(cm)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)	S _t (cm)
Travée	X	158.83	0.112	0.148	29.63	15.44	8T16	16.08	11
	Y	124.42	0.088	0.115	30.05	11.93	8T14	12.31	11
Appui	X	56.06	0.039	0.049	30.88	5.23	8T10	6.28	11
	Y								

• **Vérification à l'ELS:**

Il faut faire la vérification des contraintes suivante :

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{M_{ser}}{I} \times Y \right) \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$$

$$\sigma_{st} = n \left(\frac{M_{ser}}{I} \right) (d - Y) \leq \bar{\sigma}_{st} = 201,63 MPa$$

η=1,6 (Acier HA)

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right) = 201,63 MPa \text{ (Fissuration préjudiciable)}$$

$$y = \left(\frac{n(A_s + A'_s)}{b} \times \left[\left(\sqrt{1 + \frac{b(dA_s + C'A'_s)}{7.5(A_s + A'_s)^2}} \right) - 1 \right] \right)$$

$$I = \frac{b}{3}y^3 + n[A_s(d - y)^2 + A'_s(y - c')^2]$$

Tableau 8.6: Vérification des contraintes

	Sens	M _{ser} (kNm)	Y (cm)	I 10 ⁴ (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
Travée	x-x	132.77	6.64	15.88	5.55	15	311.77	201.63	N.V
	y-y	124.42	6.76	12.42	6.77	15	209.	201.63	N.V
Appuis	x-x	46.86	7.93	7.32	5.07	15	232.8	201.63	N.V

Les contraintes dans les aciers ne sont pas vérifiées, donc on doit augmenter la section des armatures et l'épaisseur du radier en prend $h=50\text{cm}$.

Tableau 8.7: Les nouvelles valeurs des sections d'armature

	Sens	$A_s^{cal}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{adp}(\text{cm}^2)$	$S_t(\text{cm})$
Travée	X	15.44	8T20	18.85	11
	Y	11.93	8T16	16.08	11
Appui	X	5.23	8T12	9.05	11
	Y				

Tableau 8.8 : Vérification des contraintes à l'ELS

	Sens	M_{ser} (kNm)	Y (cm)	I $10^4(\text{cm}^4)$	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	x-x	132.77	13.33	36.25	4.88	15	173.96	201.63	OK
	y-y	124.42	12.51	31.97	4.87	15	189.4	201.63	OK
Appuis	x-x	46.86	9.72	19.95	2.28	15	148.64	201.63	OK
	y-y								

• **Condition de non fragilité :**

Il faut vérifier que:

$$A_s^{min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} < A_s^{cal}$$

$$A_{s\ min} = 6.26\ \text{cm}^2 < A_s^{cal} \quad \text{C'est vérifiée}$$

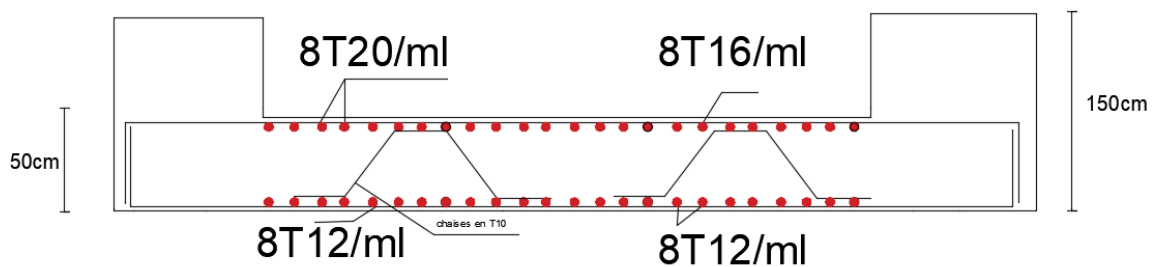


Figure 8.2 : Schéma de ferrailage du radier

b. Ferraillage des nervures :

Les nervures sont calculées comme une poutre continue reposée sur plusieurs appuis, pour faire les calculs on prend les nervures les plus sollicitant dans les sens (x-x et y-y).

1) Calcul des efforts :

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire (**BAEL91 modifier 99**).

On a : $M_0 = \frac{PL^8}{8}$

En travée : $M_t = 0,85M_0$

Sur appuis : $M_a = 0,50M_0$

2) Calcul des armatures longitudinales :

Les données : $b = 80 \text{ cm}$; $h = 150 \text{ cm}$; $d = 135 \text{ cm}$

• **Sens porteur (x-x) :**

$L = 7.6 \text{ m}$; $P = 103.26 \text{ KN}$

$$M_0 = \frac{PL^8}{8} = 103.25 \times \frac{7.6^2}{8} = 745.46 \text{ KN.m}$$

En travée : $M_t = 0,85M_0 = 633.64 \text{ KN.m}$

Sur appuis : $M_a = 0,50M_0 = 377.23 \text{ KN.m}$

Tableau 8.9 Ferraillage des nervures (sens porteur)

	$M_u(\text{kNm})$	M	A	Z(cm)	$A_s^{cal}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{adp}(\text{cm}^2)$
Travée	633.64	0.031	0.039	132.8	13.75	8T20	25.13
Appuis	377.23	0.018	0.022	133.8	8.02	8T16	16.08

• **Sens non porteur (y-y) :**

$L = 6.3 \text{ m}$; $P = 103.26 \text{ KN}$

$$M_0 = \frac{PL^8}{8} = 103.25 \times \frac{6.3^2}{8} = 512.25 \text{ KN.m}$$

En travée : $M_t = 0,85M_0 = 435.41 \text{ KN.m}$

Sur appuis : $M_a = 0,50M_0 = 256.12 \text{ KN.m}$

Tableau 8.10 Ferrailage des nervures (sens non porteur)

	$M_u(\text{kNm})$	M	A	Z(cm)	$A_s^{\text{cal}}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{\text{adp}}(\text{cm}^2)$
Travée	435.41	0.021	0,026	133.59	9.40	8T20	25.13
Appuis	256.12	0.012	0.015	134.19	5.50	8T16	16.08

Vérifications nécessaires :

Il faut vérifier les conditions suivantes :

• **Condition de non fragilité :**

$$A_s^{\text{min}} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} < A_s^{\text{adp}}$$

$$A_s^{\text{min}} = 12.55 \text{ cm}^2 < A_s^{\text{adp}} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

• **Vérification des contraintes à l'ELS:**

Tous les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous.

Tableau 8.11 Vérification des contraintes à l'ELS

	Sens	M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I 10 ⁶ (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
Travée	x-x	633.64	25.13	31.48	4.97	4.01	15	197.97	201.63
	y-y	435.41	25.13	31.48	4.97	3.35	15	136.03	201.63
Appuis	x-x	372.73	16.08	25.65	3.33	2.87	15	183.59	201.63
	y-y	256.12	16.08	25.65	3.33	1.97	15	126.15	201.63

• **Vérification de la contrainte tangentielle du béton :**

On doit vérifier que :

- Sens (x-x):

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$T_u = \frac{P_u L}{2} = \frac{103,26 \times 7.6}{2} = 392.35 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{392,35 \times 10^3}{800 \times 1350} = 0,36 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

- Sens (y-y)

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$T_u = \frac{P_u L}{2} = \frac{103,26 \times 6.3}{2} = 325.26 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{325.26 \times 10^3}{800 \times 1350} = 0,30 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

3) Calcul des armatures transversales :

Selon le **BAEL** et (**RPA99/V2003**) on a :

$f_c=400\text{MPa}$; $\tau_u=0,30 \text{ Mpa}$; $f_{t28}=2,1\text{Mpa}$; $b=80\text{cm}$; $d=135\text{cm}$; $h=150\text{cm}$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0.003b_0$$

$$S_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{4}; 12\varphi_l \right) = 24\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 75\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante}$$

Avec :

$$\varphi_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35}; \varphi_l; \frac{b}{10} \right) = 2\text{cm}$$

On trouve :

$S_t= 24\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale.}$

$S_t= 75\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante.}$

$$A_t \geq 5.76\text{cm}^2$$

On prend : $8T10 = 6,28\text{cm}^2$

4) Calcul des armatures de peau:

Pour les poutres de grande hauteur, il y a lieu de prévoir une armature de peau dont la section dépend du préjudice de la fissuration .En effet on risquerait en l'absence de ces armatures d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armés par les armatures longitudinales inférieures et supérieures . Pour ces armatures, les barres à haute adhérence sont plus efficaces que les ronds lisses.

Pour les bâtiments courant on a $3\text{cm}^2 / \text{m}$ pour les armatures de peau.

Dans notre projet : $h = 150\text{ cm}$

$$A_p = 3\text{cm}^2/\text{ml} \times 150 = 4.50\text{cm}^2$$

On adopte : $3\text{T}14 = 4.62\text{ cm}^2$

Remarque :

Le ferrailage des nervures sens porteur et non porteur sont le même.

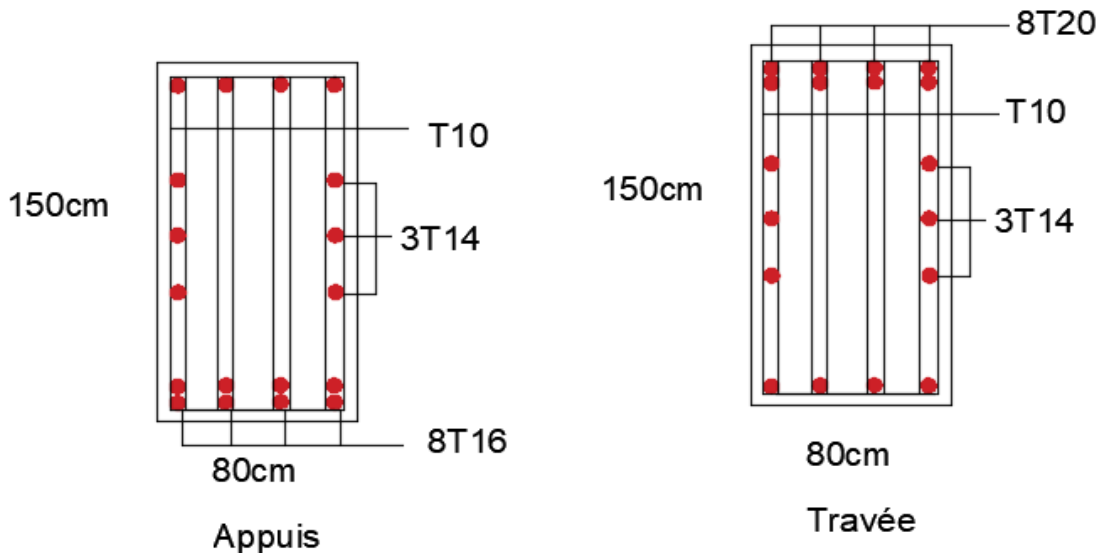


Figure 8.3 : le ferrailage des nervures sens porteur et non porteur

c. Ferrailage des débords :

Le débord du radier est assimilé à une console de longueur $L=0,5\text{m}$, le calcul du ferrailage sera fait pour une bande de 1m à l'ELU.

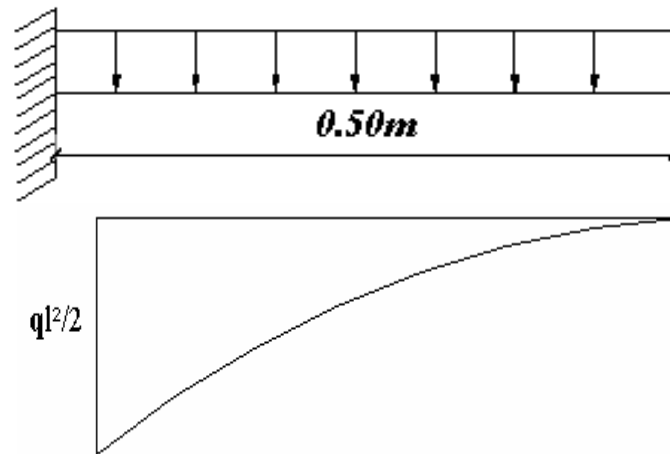


Figure 8.4: Moment fléchissant

C.1 Calcul de ferrailage :

$q_u=103.26$ KN/ml, $b=100$ cm, $h=50$ cm, $d=45$ cm, $f_{c28}=25$ MPa, $\sigma_{bc}=14,17$ MPa.

$$M_u = \frac{q_u l^2}{2} = 25.81 \text{ KN.m}$$

$$\mu_R = \frac{M_u}{b d^2 \sigma_{bc}} = 0,009$$

$$\mu = 0,009$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0.011$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 44.80 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow A_S = \frac{M_u}{Z \sigma_s} = 1.66 \text{ cm}^2$$

On adopte: 4T10=3,14cm²

Avec un espacement de $S_t=20$ cm

C.2. Armature de répartition:

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \quad \rightarrow 0.785 \leq A_r \leq 1.57 \text{ cm}^2$$

On adopt 4T8=2,01cm, $S_t=16$ cm

C.3. Condition de non fragilité :

$$A_s^{min} = \frac{0.23bd f_{t28}}{f_e} = 5.43 \text{ cm}^2 > A_s = 3.14 \text{ cm} \quad \text{Non vérifiée}$$

On adopte : 6T12=6,79cm, S_t=17cm

C.4. Vérification des contraintes à l'ELS :

$$q_{ser}=74.54 \text{ kN/ml}$$

$$M_s = \frac{q_s l^2}{2} = 9.31 \text{ KN.m}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau 8.12 Vérification des contraintes du béton et d'acier

M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)
9.31	3.14	8,12	124632,34	0.714	15	68.99	201.63

8.5 Conclusion :

Le type de fondation adopté pour cette structure est un radier adopté est un radier nervuré avec une épaisseur de 50 cm et une nervure de 150 cm d'hauteur, le ferrailage et les vérifications sont faits selon les normes en vigueur.

Conclusion générale

Ce mémoire de fin d'études nous a permis de mettre en pratique les connaissances acquises durant le cursus universitaire dans le domaine du génie civil et en particulier dans le domaine de la charpente métallique. Le projet a pour objet l'étude d'une structure de R+8, la structure étant en charpente métallique contreventée avec des palées triangulées en X et V.

L'étude de ce projet est notre première vraie épreuve avant s'insérer dans la vie active, ceci nous a permis d'améliorer nos connaissances des problèmes de la conception et l'étude des ossatures en charpente métallique ainsi que d'élargir nos connaissances dans le domaine pratique.

Grace à cette étude, nous avons appris à utiliser le logiciel de calcul ROBOT (version 2019) et Autocad pour les dessins, ainsi que l'application des règlements telle que EC3 et RPA ver 2003

Après avoir étudié ce projet, on a constaté non seulement à savoir :

- Conforter nos études théoriques à la pratique de l'entreprise et simultanément et dans la mesure du possible de commencer à exercer nos premières responsabilités d'encadrement
- Enrichir nos connaissances dans le domaine de la charpente métalliques

Nous avons aussi pris conscience que l'élaboration d'un projet ne se base pas que sur des calculs théoriques mais sur la concordance avec le côté pratique et la nécessité d'une expérience acquise du terrain

La réalisation d'une construction métallique exige la participation de plusieurs intervenants dans différents niveaux

A la fin nous souhaitons que ce modeste travail apportera un plus à notre département et servira pour les promotions à venir

Référence :

- BAEL91, D.T.U béton armé aux états limites 91 modifié99
- Calcul des éléments de constructions métalliques selon EC3, **Mr DAHMANI Lahlou**
- C.B.A.93, règles de conception et de calcul des structures en béton armé
- CCM97, règlement de conception et de calcul des structures en acier
- Charges permanentes et charges d'exploitation (**DTRB.C2.2**).
- Cours charpente métallique 1 et 2, **Mr MENADI**
- Cours de construction métallique (chapitre 03 : déversement), **Mr LOGBI Abdelaziz**
- Cours N° 02 Plancher mixte, **Mr ZAHAF Ahmed**
- DTR.C 2-4.7, règlement Neige et Vent, **RNV99**
- EC3, calcul des structures en acier, partie 1-1, règles générales et règles pour les bâtiments
- Internet (images, des cours des autres universités)
- Mémoire de fin d'étude (Etude d'un bâtiment en charpente métallique(R+8))
- Pratique de la construction métallique, **Mr MIMOUNE Mostefa**
- Recherche Google assemblages
- RPA 99 ver2003, D.T.R.B.C.2.48, règlement parasismiques Algériennes
- [www.universales .fr/encyclopédie/construction-métalliques](http://www.universales.fr/encyclopédie/construction-métalliques)