

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

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



Mémoire de Master

Présenté à l'Université 8 Mai 1945 de Guelma

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de : **Génie Civil & Hydraulique**

Spécialité : **Génie Civil**

Option : **STRUCTURES**

Présenté par : **BOUGHOGAL Hadil**

**Thème : Etude structurale d'un
Amphithéâtre**

Sous la direction de : **Pr. NAFA Zahreddine**

2023

- Remerciements -

Au début et avant tout, le remerciement et louange à Dieu Tout-Puissant, de m'avoir donné courage, la santé pour finir ce travail.

Je remercie vivement mon encadrant Monsieur [NAFA Zahreddine](#) pour sa confiance, son soutien, son attention et ses bons conseils et son consentement à m'encadrer.

Pour tout cela, je tiens à lui exprimer ma gratitude.

Je tiens également à remercier chaleureusement les membres du jury, Monsieur le Président du jury pour cette thèse. Et messieurs, au jury d'examiner cet humble travail.

J'exprime également ma gratitude et mes remerciements à tous ceux qui ont contribué

Proche ou loin de réaliser ce travail.

- Dédicace -

Mes remerciements les plus profonds à tous ceux qui m'ont soutenu dans mon parcours universitaire et à tous mes professeurs.

Je dédie ce modeste travail :

Aux quatre personnes qui comptent le plus pour moi, à ceux qui m'ont soutenu tout le long de ma vie et de mes études, à mes chers parents **Mohamed, Kamel et Zaineb, Alima**. Que Dieu leur procure bonne santé et longue vie. Ma vie entière serait insuffisante pour vous exprimer ma profonde gratitude. Que Dieu vous bénisse et vous protège.

A ma cher frère **Imad**.

Mes sœurs : **Rima, Mira, Assia, Ikram**.

A mon mari **Boudour Walid** qui m'a accompagné dans les moments les plus difficiles.

A mes chers : **Zahra, Amir, Adem, Abdou, Assomi, Taim, Ratil, Anfal** et **Taj Edinne**.

A mes amis : **Mayssa, Dounia, Touta, Rayen, Salma, Ikram, Sara, Mariem**.

A toute ma famille **BOUGHOGAL** et **ALILI** et **BOUDOUR**.

Résumé :

Dans ce projet, nous avons abordé l'étude d'une structure d'un amphithéâtre composé de trois bâtiments, dont chacun a une dimension et une forme différente. La structure porteuse verticale des bâtiments est en béton armé et la toiture est en charpente métallique. Nous sommes passés par plusieurs étapes pour étudier ce projet. D'abord, nous avons étudié l'effet de la neige et du vent selon la norme algérienne « RNV 99 », puis on a pré-dimensionné les éléments principaux et secondaires du bâtiment, et ensuite on a effectué l'étude dynamique des bâtiments selon le règlement parasismique algérien « RPA 99 », puis nous avons utilisé le programme « Robot Structural Analysis Professional 2010 » pour calculer les sollicitations maximales engendrées par les différentes charges auxquelles est soumise la structure. Enfin, l'étude des différents assemblages des éléments du bâtiment est faite selon le règlement « CCM 66 ».

Mots clés

- Amphithéâtre
- Charpente métallique
- Structures en béton armé

Abstract :

In this project, we approached the study of a structure of an amphitheater composed of three buildings, each of which has a different size and shape. The vertical load-bearing structure of the buildings is made of reinforced concrete and the roof is made of metal framework. We went through several stages to study this project. First, we studied the effect of snow and wind according to the Algerian standard "RNV 99", then we pre-dimensioned the main and secondary elements of the building, and then we carried out the dynamic study of the buildings. according to the Algerian seismic regulation "RPA 99", then we used the "Robot Structural Analysis Professional 2010" program to calculate the maximum stresses generated by the different loads to which the structure is subjected. Finally, the study of the various assemblies of the elements of the building is made according to the regulation "CCM 66".

Keywords

- Amphitheater
- Metallic frame
- Reinforced concrete structures

ملخص :

في هذا المشروع، قمنا بدراسة هيكل مدرج مكون من ثلاثة مبان، لكل منها حجم وشكل مختلف. الهيكل العمودي الحامل للمباني مصنوع من الخرسانة المسلحة والسقف مصنوع من إطار معدني. لقد مررنا بعدة مراحل لدراسة هذا المشروع. أولاً، درسنا تأثير الثلج والرياح وفقاً للمعيار الجزائري "RNV 99"، ثم قمنا بتحديد أبعاد العناصر الرئيسية والثانوية للمبنى مسبقاً، ثم قمنا بالدراسة الديناميكية للمباني وفقاً للقواعد الجزائرية للبنىات المضادة للزلازل "RPA 99"، ثم استخدمنا برنامج "Robot Structural Analysis Professional 2010" لحساب الحد الأقصى من الضغوط الناتجة عن الأحمال المختلفة التي يتعرض لها

الكلمات المفتاحية

- المدرج
- إطار معدني
- الهياكل الخرسانية المسلحة

Table des matières

Introduction générale

Chapitre I : Généralités

I. Les structures	1
II. Les types de structures	1
a) Béton armé.....	1
b) Acier	2
c) Bois.....	3
d) Les murs en maçonnerie.....	4
II. L'importance des structures	5
III.1. Les avantages et les inconvénients du béton armé	6
a) Béton armé	6
b) Dosage du béton	6
c) Avantages et inconvénients.....	6
c).1. Avantage du béton armé	6
c).2. Inconvénient du béton armé	6
III.2. Les avantages et les inconvénients de charpente métallique	7
a) Charpente métallique	7
a).1. Usage	7
b) Avantages et inconvénients	8
IV. Eléments de l'ouvrage	8
1) La couverture	8
V. Conclusion	11

Chapitre II : Présentation de l'ouvrage et hypothèses de calcul

I. Présentation de l'ouvrage.....	12
I.1. Caractéristiques géométriques.....	12
I.2. Données du site	16
II.1. Matériaux utilisés	16
1. L'acier	16
2. Le béton	17
II.2. Les moyens d'assemblage	21

III. Les hypothèses de calcul aux états limites	22
1. Hypothèses a l'ELU.....	22
2. Hypothèse à l'ELS.....	22
IV. Règlements utilisés	23

Chapitre III : Etude Climatique

I. Introductions	24
A. Le 1 ^{er} bâtiment (section C-C)	25
1. Les coefficients de calcul	25
1.1. Effet de la région ($q_{réf}$)	25
1.2. Effet de site	25
1.3. Coefficient topographique (C_t)	26
1.4. Coefficient dynamique (C_d)	26
1.5. Détermination de pression dynamique (q_{dyn})	27
1.6. Calcul de coefficient d'exposition (C_e)	28
2. Détermination des coefficients de pression	29
2.1. Direction du vent V1 (façade latérale)	29
2.2. Direction du vent V2 (perpendiculaire à la façade latérale)	33
2.3. Direction du vent V3 (façade principale)	33
3. Calcul de force de frottement	36
Le 2 ^{ème} bâtiment (section B-B)	37
1. Les coefficients de calcul	37
2. Détermination des coefficients de pression	38
2.1. Direction du vent V4 (façade latérale)	38
2.2. Direction du vent V5 (perpendiculaire à la façade latérale)	41
3. Calcul de force de frottement	41
A. Le 3 ^{ème} bâtiment (section D-D)	41
1. Détermination des coefficients de pression	43
1.1. Direction du vent V6 (façade principale)	43
1.2. Direction du vent V7 (façade latérale)	46
1.3. Direction du vent V8 (perpendiculaire à la façade latérale)	49

3. Calcul de force de frottement	52
II. Action de la neige	52
II.1. Calcul de la charge de neige sur le sol	53
II.2. Neige sur la toiture	53
III. Conclusion	54

Chapitre IV : Pré-dimensionnement Des éléments

I. Calcul de la couverture	55
II. Bâtiment C-C	55
II.1. Matériaux de couverture	55
II.2. Détermination des sollicitations	55
II.3. Vérification de la couverture	57
II.4. Chêneau et descente des eaux pluviales	59
II.4.2. Diamètre des descentes d'eaux	59
II.5. Calcul des pannes	60
II.5.1. Définition	60
II.5.2. Détermination des sollicitations	61
II.5.2.1. Evaluation des charges et surcharges	61
II.5.2.2. Combinaisons des charges les plus défavorables	62
II.5.2.3. Combinaisons d'actions	63
II.5.3. Pré-dimensionnement	64
II.5.4. Dimensionnement des pannes	64
II.6. Calcul de l'échantignolle	70
II.7.1. Calcul des charges revenantes sur les nœuds	72
II.7.2. Calcul des forces selon les combinaisons de charges	73
II.8. Pré dimensionnement des éléments en béton (Bâtiment C-C)	73
II.8.1. Les poutres	73
II.8.2. Les escaliers	75
II.8.3. Plancher	76
II.8.4. Mur extérieur (double cloison)	78
II.8.5. Les poteaux	79

III. Bâtiment B-B	83
III.1. Vérification de la couverture	83
III.2. Détermination des sollicitations	85
III.2.2. Combinaisons des charges les plus défavorables	86
III.2.3. Combinaisons d'actions	87
III.3.1. Pré-dimensionnement	88
III.3.2. Dimensionnement des pannes	88
III.4. Calcul de l'échantignolle	93
III.5.1. Calcul des charges revenantes sur les nœuds	94
III.5.2. Calcul des forces selon les combinaisons de charges	95
III.6. Pré dimensionnement des éléments en béton (Bâtiment B-B)	95
III.6.1. Les poutres	95
III.6.2. Les poteaux	96
IV. Bâtiment D-D	98
IV.1. Vérification de la couverture	98
IV.2. Détermination des sollicitations	99
IV.3. Pré-dimensionnement	100
IV.3.1. Dimensionnement des pannes	100
IV.4. Calcul de l'échantignolle	104
IV.5. Calcul des charges revenantes sur les nœuds	105
IV.6. Pré dimensionnement des éléments en béton	106
IV.6.1. Les poutres	106
IV.6.2. Les escaliers	107
IV.6.3. Les poteaux	107
V. Conclusion	109

Chapitre V : Dimensionnements des éléments de la toiture

I. Introduction	110
II. Itinéraire de dimensionnement avec ROBOT	110
III. Les vérifications à faire sont	111
1. La traction	111

2. Au flambement	111
3. La condition de résistance	111
A. Bâtiment C	112
a) Les Contreventements	112
b) Les poteaux	113
c) Les traverses	115
B. Bâtiment B	117
a) Les Contreventements	117
b) Les poteaux	118
c) Les traverses	120
C. Bâtiment D	122
a) Les Contreventements	122
b) Les poteaux	123
c) Les traverses	124
IV. Conclusion	126

Chapitre VI : Etude sismique

I. Introduction	127
II. Modélisation	127
II.1. Analyse de la structure	127
II.1.1. Type d'analyse	127
II.1.2. Méthodes de calcul	127
II.1.2.1. Méthode statique équivalente	127
II.1.2.2. Principe de la méthode spectrale	131
a) Spectre de la réponse de calcul	132
b) Nombre de modes de vibrations à considérer	132
c) Résultats du calcul	133
1. Pourcentage de la participation de masse	133
2. Les réponses nodales de la structure	136
III. Analyse des résultats	140
III.1. Les combinaisons de calcul	140
III.2. Vérification de la résultante des forces sismiques	142
III.3. Vérification des déplacements	142
IV. Conclusion	144

Chapitre VII : Calcul des assemblage

I. Introduction	145
II. Les différents types d'assemblages	145
III. Assemblage	145
IV. Conclusion	156

Chapitre IIX : Ferrailage des éléments

I. Introduction	157
II. Etude des poteaux	157
II.1. Recommandations du RPA99 V 2003	157
1. Les armatures longitudinales	157
2. Armatures transversales	158
3. Calcul des armatures longitudinales	159
4. Calcul des armatures transversales	160
5. Vérification des contraintes	160
6. Vérification aux sollicitations tangentes	161
7. Schéma de ferrailage	161
III. Etude des poutres	162
1. Calcul du ferrailage	162
2. Schéma de ferrailage	166
IV. Etude des fondations	167
IV.1. Les différents types de fondation	167
IV.2. Reconnaissance du sol	167
IV.3. Détermination des armatures de la semelle	170
IV.5. Schéma de ferrailage	172
V. Les longrines	172
V.1 Pré dimensionnement des longrines	172
V.2 Vérification	173
V.3 Ferrailage	174
VI. Conclusion	174

Conclusion générale

Liste des Figure :

Chapitre I

Figure 1: Structure en Béton Armé.	4
Figure 2: Structure en Acier.	5
Figure 3 : Structure en Bois.	6
Figure 4 : Murs en maçonnerie.	7
Figure 5 : Structures tridimensionnelles.	9
Figure 6 : Structures en portiques.	10
Figure 7 : Structures en treillis.	11

Chapitre II

Figure 1 : Vue en plan.	13
Figure 2 : plan d'implantation des poteaux	14
Figure 3 : Elévation ouest et élévation nord.	15
Figure 4 : Elévation sud et élévation est.	16
Figure 5 : résistance du béton à la compression	20
Figure 6 : Moyens d'assemblage mécanique et soudures.	22
Figure 7 : Diagramme des 3 pivots	23

Chapitre III

Figure 1: La force de Vent sur les façades de l'amphithéâtre.	24
Figure 2 : L'amphithéâtre section C-C.	25
Figure 3: Valeurs de Cd pour les structures mixtes (acier-béton)	27
Figure 4: Répartition de la pression dynamique sur l'amphithéâtre.	28
Figure 5: légende pour les parois verticales.	30
Figure 6 : Légende pour les parois verticales.	31
Figure 7 : légende pour les toitures à deux versants.	31
Figure 8: légende pour les parois verticales.	34
Figure 9 : Légende pour les parois verticales.	34
Figure 10: légende pour les toitures à deux versants.	35
Figure 11: L'amphithéâtre section B-B	37
Figure 12 : Répartition de la pression dynamique sur l'amphithéâtre.	38
Figure 13: légende pour les parois verticales.	39
Figure 14 : Légende pour les parois verticales.	39
Figure 15 : légende pour les toitures à deux versants.	40
Figure 16: L'amphithéâtre section D-D	42
Figure 17: Répartition de la pression dynamique sur l'amphithéâtre.	42
Figure 18: légende pour les parois verticales.	43
Figure 19 : Légende pour les parois verticales.	44
Figure 21 : Légende pour les toitures plates	44
Figure 20: Légende pour les toitures plates	45
Figure 22: légende pour les parois verticales.	47
Figure 23: Légende pour les parois verticales.	47
Figure 24: Légende pour les toitures plates	48
Figure 25 : Légende pour les toitures plates	48
Figure 26 : légende pour les parois verticales.	50
Figure 27 : Légende pour les toitures plates	50
Figure 28 : Légende pour les toitures plates	51

Figure 29 : La valeur de la charge caractéristique de la neige.	54
Chapitre IV	
Figure 1 : Couverture, en panneau sandwich.	55
Figure 2 : Cas de charge permanente.	55
Figure 3 : Cas de charge d'entretien.	56
Figure 4 : Cas de charge de neige.	56
Figure 5 : Cas de l'effet du vent.	57
Figure 6: Moment maximal pour une poutre continue sur 11	57
Figure 7: Chêneau d'eau et Coupe transversale du chéneau.	59
Figure 8 : Moignon cylindrique	59
Figure 9 : Disposition de la panne sur la toiture.	60
Figure 10: La pente du calcul.	60
Figure 11 : Schéma statique de panne sous charge permanente.	61
Figure 12: Schéma statique de panne sous charge d'entretien.	61
Figure 13: Moment dû à la charge d'entretien.	62
Figure 14 : Echantignolle.	70
Figure 15 : Réactions sous la charge 'q'.	70
Figure 16 : dimension de l'échantignolle	72
Figure 17 : coupe transversal du gradin.	75
Figure 18: coupe verticale du plancher à corps creux.	76
Figure 19 : Section de la poutrelle.	77
Figure 20: constituant du plancher étage courant.	78
Figure 21: Dimensions du poteau.	80
Figure 22: surface afférente du poteau plus chargé.	80
Figure 23 : Cas de charge d'entretien.	83
Figure 24: Moment maximal pour une poutre continue sur 7 appuis simples	84
Figure 25 : La pente du calcul.	85
Figure 26 : Schéma statique de panne sous charge d'entretien.	86
Figure 27: Réactions sous la charge 'q'.	93
Figure 28: surface afférente du poteau plus chargé.	96
Figure 29 : Réactions sous la charge 'q'.	104
Figure 30: surface afférente du poteau plus chargé.	108
Chapitre V	
Figure 1 : Vue de la structure C	112
Figure 2: Vue de la structure B	117
Figure 3: Vue de la structure D	122
Chapitre VI	
Figure 1 : Mode de déformation (translation suivant y-y).	136
Figure 2 : Mode de déformation (translation suivant x-x).	136
Figure 3 : Mode de déformation (translation suivant z-z).	137
Figure 4 : Mode de déformation (translation suivant x-x).	137
Figure 5 : Mode de déformation (translation suivant z-z).	138
Figure 6 : Mode de déformation (translation suivant y-y).	138
Figure 7 : Mode de déformation (translation suivant x-x)	139
Figure 8 : Mode de déformation (translation suivant y-y).	139
Figure 9 : Mode de déformation (translation suivant z-z).	140

Chapitre VII

Figure 1: Assemblage poteau-traverse. **145**

Chapitre IIX

Figure 1: Section d'un poteau. **157**

Figure 2: Schéma de ferrailage d'un poteau. **158**

Figure 3: Schéma de ferrailage des poutres en travée. **163**

Figure 4: Schéma de ferrailage des poutres en appui. **163**

Figure 5 : Vue d'une semelle isolée **165**

Figure 6: Schéma de ferrailage d'une semelle **169**

Figure 7 : Schéma de ferrailage des longrines **171**

Liste des Tableaux :

Chapitre III

Tableau 1 : Définition des catégories de terrain.	26
Tableau 2 : Les valeurs de Cr, Ce et qdyn.	29
Tableau 3 : Les coefficients de pression Cpe correspondants à chaque zone de paroi verticale.	30
Tableau 4 : coefficients Cpe correspondants à chaque zone de toiture.	32
Tableau 5 : Valeurs de la pression sur la paroi verticales V1.	32
Tableau 6 : Valeurs de la pression sur la toiture V1.	33
Tableau 7 : Les coefficients de pression Cpe correspondants à chaque zone de paroi verticale.	34
Tableau 8 : coefficients Cpe correspondants à chaque zone de toiture.	35
Tableau 9 : Valeurs de la pression sur la paroi verticales V3.	36
Tableau 10 : Valeurs de la pression sur la toiture V3.	36
Tableau 11 : Les valeurs de Cr, Ce et qdyn.	38
Tableau 12 : Les coefficients de pression Cpe correspondants à chaque zone de paroi verticale.	39
Tableau 13 : coefficients Cpe correspondants à chaque zone de toiture.	40
Tableau 14 : Valeurs de la pression sur la paroi verticales V4.	40
Tableau 15 : Valeurs de la pression sur la toiture V4.	41
Tableau 16 : Les valeurs de Cr, Ce et qdyn.	43
Tableau 17 : Les coefficients de pression Cpe correspondants à chaque zone de paroi verticale	44
Tableau 18 : coefficients Cpe correspondants à chaque zone de toiture.	45
Tableau 19 : Valeurs de la pression sur la paroi verticales V6.	46
Tableau 20 : Valeurs de la pression sur la toiture V6.	46
Tableau 21 : Les coefficients de pression Cpe correspondants à chaque zone de paroi verticale.	47
Tableau 22 : coefficients Cpe correspondants à chaque zone de toiture.	48
Tableau 23 : Valeurs de la pression sur la paroi verticales V7.	49
Tableau 24 : Valeurs de la pression sur la toiture V7.	49
Tableau 25 : Les coefficients de pression Cpe correspondants à chaque zone de paroi verticale.	50
Tableau 26 : coefficients Cpe correspondants à chaque zone de toiture.	51
Tableau 27 : Valeurs de la pression sur la paroi verticales V8.	52
Tableau 28 : Valeurs de la pression sur la toiture V8.	52
Tableau 29 : Coefficients de forme - Toitures à deux versants	53

Chapitre IV

Tableau 1 : Caractéristique du profilé IPE 100.	64
Tableau 2 : Evaluation des charges permanentes du plancher courant.	77
Tableau 3 : Evaluation des charges permanentes dues au mur extérieur.	78
Tableau 4 : Calcule de Nu des poteaux du bâtiment.	82
Tableau 5 : Caractéristique du profilé IPE 140.	88
Tableau 6 : Calcule de Nu des poteaux du bâtiment.	97
Tableau 7 : Calcule de Nu des poteaux du bâtiment.	109

Chapitre V

Tableau 1 : tableau d'éléments de la toiture.	126
---	-----

Chapitre VI

Tableau 1 : Les valeurs de la période fondamentale pour les deux sens.	129
Tableau 2 : Pénalité de vérification	130
Tableau 3 : pourcentage de participation de masse bâtiment C.	133
Tableau 4 : pourcentage de participation de masse bâtiment B.	134
Tableau 5 : pourcentage de participation de masse bâtiment D.	135
Tableau 6 : Combinaisons de calcul.	141
Tableau 7 : Vérification de l'effort tranchant à la base.	142
Tableau 8 : Déplacement max en situation durable.	143
Tableau 9 : Déplacement relatif des niveaux.	144

Chapitre VII

Tableau 1 : Efforts appliqué aux poteaux.	151
Tableau 2 : Assemblage.	156

Chapitre IIX

Tableau 1 : Armatures longitudinales minimales et maximales dans le poteau.	157
Tableau 2 : Sollicitation dans les poteaux.	158
Tableau 3 Armatures longitudinale dans le poteau.	158
Tableau 4 Les Armatures transversales dans le poteau.	159
Tableau 5 : Vérification des contraintes dans le béton.	160
Tableau 6 : Vérification des sollicitations tangentes.	160
Tableau 7 : Exemple de calcul des armatures longitudinales.	161
Tableau 8 : Les sollicitations à la base des poteaux (50*40).	168
Tableau 9 : Vérification des contraintes dans le sol.	170
Tableau 10 : Tableau de ferrailage.	174

Introduction Générale

Introduction générale

A l'issue de notre cursus de notre formation de master en Génie Civil spécialité « Structure » l'université 8 MAI 1945 « GUELMA » nous sommes amenés à réaliser un projet de fin d'études (PFE). Le but de ce projet est de mettre en application l'ensemble des connaissances acquises lors de notre formation dans un exemple concret. Le projet de fin d'étude que m'a proposé mon encadreur est **l'étude structurale d'un amphithéâtre** qui sera implanté dans la ville de Guelma.

Cette étude structurale explore la conception et les dimensions des différents composants porteurs de la structure, mais aussi les éléments secondaires. L'analyse dimensionnelle du projet par l'ingénieur ainsi que les charges mis en œuvre viendra conforter ou contredire les choix structuraux ou des matériaux prévus par l'architecte concepteur.

Dans mon cas, la structure métallique en portique a été validée vu les dimensions importantes des portées. Aussi et pour des raisons économiques, j'ai opté pour des poteaux en béton armé sachant que ce dernier est moins coutant que l'acier tout en répondant amplement aux résistances demandées. Le mémoire est structuré en huit chapitres:

Dans le premier chapitre je donne un aperçu bibliographique sur les différentes structures et matériaux utilisés en construction. Les données du projet sont présentées dans le chapitre deux.

Le chapitre trois est consacré à l'étude climatique, où les charges dues au vent et à la neige sont calculés selon les normes en vigueur. Le pré-dimensionnement des éléments de la structure fait l'objet du chapitre quatre.

Le cinquième chapitre traite le calcul des éléments de la structure par le logiciel Robot. L'étude sismique est abordées dans le chapitre six. Dans le chapitre sept, j'expose les résultats du calcul des différents assemblages utilisé dans mon étude.

Le calcul du ferrailage des éléments en béton armé fait l'objet du huitième et dernier chapitre. Le mémoire est clôturé par une petite conclusion et les référencés bibliographique utilisées dans mon étude.

Chapitre I : Généralités.

I. Les structures [1]

La structure est comme le squelette d'un animal. C'est la partie élémentaire sans laquelle tombe le reste de l'édifice. Dans la construction, tous les éléments sont plus ou moins structurants, puisqu'au moins ils se tiennent eux-mêmes et d'autres éléments voisins. En ce sens, l'architecture traditionnelle ne différenciait pas une structure d'enceinte. Pour illustrer, pensons à une pyramide ou une cathédrale romane. Toutes les pierres de l'enveloppe sont importantes et, bien que nous puissions en supprimer certaines, nous ne distinguons pas celles qui sont importantes et celles qui ne le sont pas. Tous coopèrent à la stabilité de l'ensemble.

Si la notion de structure est connue depuis l'Antiquité, c'est à partir du XIXe siècle, avec l'apparition de nouveaux matériaux comme l'acier et plus tard le béton, que la différenciation entre la structure et l'enveloppe s'étend. Aujourd'hui, presque tous les bâtiments ont une structure différente, qu'elle soit en béton, en acier ou en bois. Même si la structure est constituée de murs porteurs (briques, parpaings, etc.), il est clairement différencié quels murs sont des structures (dits murs porteurs) et quels murs sont des murs ou des cloisons.

II. Les types de structures [1]

Actuellement, il existe d'innombrables types de structures d'importance différente, bien que le béton armé prévale clairement. Voyons quels sont les systèmes structuraux les plus courants en ..., tant en construction neuve qu'en réhabilitation :

a) Béton armé

C'est le roi incontesté des structures dans notre pays et une grande partie du monde. Il est utilisé aussi bien pour les constructions neuves que pour les réhabilitations. Il convient de noter que le béton armé est composé de deux matériaux de base : une masse continue de béton et une armature interne en barres ou treillis d'acier. Il existe plusieurs systèmes différents de structures en béton armé, du système de linteau traditionnel composé de colonnes, de poutres et de planchers aux murs ou dalles en béton continu. Tous ces systèmes peuvent être combinés, c'est-à-dire qu'il peut y avoir des structures qui ont des piliers d'un côté et des murs en béton de l'autre. De plus, il peut y avoir des zones avec des poutres et des planchers et aussi des zones avec une dalle continue.

Le béton armé est présent dans la quasi-totalité des ouvrages dans au moins un élément : la fondation.

La fondation est comme la racine d'une plante. Toutes les structures ont besoin d'une fondation, qui sera plus ou moins élevée en fonction de la résistance du sol et du poids de la structure qu'elle supporte. La fondation est un élément aussi complexe voire plus que la structure elle-même, et nécessite normalement une étude géotechnique du terrain pour pouvoir être correctement calculée.



Figure 1: Structure en Béton Armé.

b) Acier

L'acier est un matériau essentiel dans les structures, car on rappelle que l'armature du béton armé en est constituée. Au niveau individuel, les structures en acier sont associées, par exemple, aux bâtiments industriels, aux tours de télécommunications, etc. L'acier est un matériau idéal pour supporter de grandes portées, grâce à l'utilisation de fermes ou de poutres profondes, il est donc très courant de l'utiliser dans de grands espaces ouverts. C'est aussi le matériau le plus courant dans les immeubles de grande hauteur, comme les tours ou les gratte-ciel, car, en général, il a une plus grande résistance que le béton.

Dans un bâtiment classique, il est moins utilisé en raison, d'une part, de son prix, et d'autre part, du manque de tradition et de main-d'œuvre qualifiée pour son utilisation. L'avantage qu'il a est son degré de préfabrication plus élevé, ce qui permet des travaux plus rapides et plus propres. C'est un matériau hautement recommandé en réhabilitation, grâce au fait que les travaux à sec produisent moins de dommages au bâtiment d'origine et sont plus réversibles.

Les structures en acier peuvent être parfaitement combinées avec celles en béton armé. La cause la plus fréquente est la dalle dite collaborative ou dalle à plaques collaboratives, qui consiste en une dalle constituée d'une tôle ondulée sur laquelle repose une dalle en béton, qui travaille conjointement. Cependant, il est également possible de combiner des colonnes en acier avec des dalles en béton, avec des dalles unidirectionnelles de poutres plates, etc.



Figure 2: Structure en Acier.

c) Bois

Le bois est le matériau d'origine pour la formation des structures, et il a été utilisé depuis la préhistoire. Toutes les grandes civilisations ont eu recours au bois pour l'élaboration des structures, notamment pour les toitures et les planchers intermédiaires, c'est-à-dire pour les structures horizontales. Cela est dû à sa grande résistance à la flexion, que d'autres matériaux comme la pierre et la brique n'ont pas.

Le bois a été utilisé pour la formation de structures dans notre pays dans le passé avant que l'obsession du béton armé ne commence à se répandre. Cependant, dans les dernières années du siècle dernier, le bois était une rareté dans les structures, ce qui n'était même pas envisagé par la réglementation sur le calcul des structures. Avec l'entrée du 21^e siècle, grâce à la diffusion de l'écologie, de l'efficacité énergétique et de la durabilité, le bois est redevenu à la mode en Europe et timidement aussi dans notre pays.

De nos jours, toutes sortes de structures en bois peuvent être réalisées, à partir de piliers et de poutres très résistantes, grâce au bois lamellé-collé ; aux sols et aux murs porteurs, grâce au CLT. Le bois est un matériau idéal pour la réhabilitation, en particulier pour les structures qui étaient à l'origine en bois. C'est un matériau réversible et écologique qui produit une empreinte carbone nulle et est disponible dans presque toutes les régions du monde.



Figure 3 : Structure en Bois.

d) Les murs en maçonnerie

Dans l'importance des structures. Par murs d'usine, on entend les murs constitués d'éléments emboîtés, normalement avec du mortier, tels que briques, blocs de béton, pierres, murs en céramique allégés, etc.

Les murs en maçonnerie sont les éléments traditionnels de l'architecture populaire pour les structures verticales. Dans chaque région, ils sont fabriqués avec les matériaux disponibles dans la région. Par exemple, dans le nord-ouest de la péninsule, les murs en pierre (le granit habituel) sont courants, tandis qu'à l'est, les murs en matériaux céramiques tels que la brique sont plus courants. Dans les espaces intérieurs, les cadres en bois sont combinés avec des remplissages en pierre. Les usines populaires étaient généralement blanchies à la chaux car elles étaient fabriquées avec des pièces peu homogènes.

De nos jours, des murs structuraux en maçonnerie sont encore fabriqués, en particulier pour la construction d'éléments mineurs tels que des hangars, des murs de clôture de fermes, des entrepôts, etc. ce ne sont qu'une enceinte.



Figure 4 : Murs en maçonnerie.

II. L'importance des structures ^[1]

Il n'y a pas de système structurel optimal. Selon le type de bâtiment, la structure la plus adaptée sera l'une ou l'autre. L'agent le plus qualifié pour choisir le type de structure sera le concepteur du projet. Plusieurs facteurs dépendent du choix de celui-ci, tels que les charges que le bâtiment va supporter, la taille des lumières (distance entre les piliers), la hauteur du bâtiment, le type de terrain, etc. Souvent, le constructeur voudra nous conditionner à réaliser un type de structure spécifique, adapté aux ressources matérielles et humaines dont il dispose. Il est toujours bon d'écouter ses motivations, au cas où nous pourrions économiser des coûts, mais nous devons également prendre en compte d'autres raisons techniques, telles que le calcul et la conception spécifique de chaque structure.

En règle générale, les structures les plus courantes pour les bâtiments de taille moyenne (maisons, immeubles résidentiels, écoles, hôpitaux, etc.) sont en béton. D'autre part, le système le plus courant est celui des colonnes et poutres en béton. Aujourd'hui, les poutres plates sont plus courantes car elles sont plus faciles à construire et créent des espaces plus polyvalents bien qu'elles nécessitent plus de béton et d'acier. Les dalles les plus courantes sont les poutres unidirectionnelles et les voûtes. Ce système est le standard et donc a priori le moins cher pour les bâtiments de taille intermédiaire.

III.1. Les avantages et les inconvénients du béton armé ^[4]

a) Béton armé ^[4]

Le béton armé c'est le mélange de deux matériaux : le béton et l'acier. C'est l'un des matériaux de construction les plus polyvalents.

Le béton est un matériau résistant à la compression mais faible à la traction, c'est matériau fragile et de ductilité limitée. Par conséquent, une forme de renforcement est nécessaire, les barres en acier renforcent le béton contre les tensions uniquement et localement. Les fissures dans les éléments en béton armé s'étendent librement jusqu'à rencontrer une barre d'armature.

b) Dosage du béton ^[6]

Le dosage du béton est lié au poids du liant employé pour réaliser un mètre cube de béton. Pour mener cette étude, le béton est dosé à 350 Kg de ciment par m³. Ce dosage est destiné à offrir les garanties de résistance escomptées et à présenter une protection efficace de l'armature.

Dans un mètre cube de béton, on a les proportions suivantes :

Ciment (CPA 325)	dosé à 350 kg /m ³
Sable grossier	0 < Dg < 5mm → 400 L
Gravier	15 < Dg < 25mm → 800L
Eau de gâchage	175 L

Le béton obtenu aura une masse volumique qui varie entre 2200 Kg/m³ et 2400Kg/m³.

c) Avantages et inconvénients ^[4]

c).1. Avantage du béton armé ^[4]

- Haute résistance à la compression.
- Résistance à la traction adéquate.
- Résistance au feu et aux intempéries.
- Durabilité.
- Économie pour modeler n'importe quelle forme.
- Faible coût de maintenance.
- L'économie comme matériau de construction.
- Moins de déviation.
- Utiliser comme composants structuraux préfabriqués.
- Main-d'œuvre moins qualifiée.

c).2. Inconvénient du béton armé ^[4]

- La résistance à la traction du béton armé moine que à la résistance à la compression.

- Les principales étapes de l'utilisation du béton armé sont le mélange, la coulée et la cure.
- Le coût des formes utilisées pour la coulée du béton armé est relativement plus élevé.
- Pour les bâtiments à plusieurs étages, la section de poteau du béton de ciment armé est supérieure à la section en acier car la résistance à la compression est plus faible dans le cas du béton armé.
- Le retrait provoque le développement de fissures et la perte de résistance.

III.2. Les avantages et les inconvénients de charpente métallique ^[5]

a) Charpente métallique ^[5]

Est une structure généralement en acier, Apparue dans les années 60. Composée d'éléments usinés en atelier et assemblés sur le chantier, elle constitue une alternative économique et pratique à la charpente traditionnelle. Elle nécessite cependant un certain nombre de compétences techniques pour sa conception, ce qui peut expliquer qu'elle ait longtemps été réservée aux sites industriels et aux bâtiments de grande ampleur. Aujourd'hui, la charpente métallique commence à s'implanter dans la construction de logements et de maisons individuelles, où elle permet la réalisation d'une grande variété de formes. Elle offre en effet de nombreuses possibilités, pour un coût raisonnable, et sait convaincre par sa résistance et sa robustesse.

a).1. Usage ^[5]

L'utilisation d'une charpente métallique s'est largement répandue, ou même l'ossature métallique, ont traditionnellement été utilisées pour les bâtiments industriels, ou agricoles. Elles permettent de couvrir de grandes surfaces de charpente dans des halls de stockage. La charpente métallique est également utilisée, de nos jours, pour la couverture des garages ou des abris de jardin. Elle est encore peu employée pour la réalisation de logements, mais son utilisation dans le secteur de l'habitat collectif ou particulier est destinée à se développer.

En effet, la charpente métallique présente une alternative intéressante à la charpente bois traditionnelle, tout en étant plus facile et plus rapide à mettre en œuvre et en permettant une réduction des coûts. Les charpentes métalliques peuvent par ailleurs être utilisées en lieu et place d'une ossature bois et ne sont donc pas réservées à la seule toiture. Elles peuvent servir à la construction des parois et sont alors recouvertes d'isolation et de plaques de plâtre.

b) Avantages et inconvénients ^[5]

b).1. Principaux avantages ^[5]

La charpente métallique présente de nombreux avantages, parmi lesquels sa simplicité de mise en œuvre et les possibilités techniques qu'elle offre :

- Mise en œuvre rapide : les éléments sont produits en usine, sur plans, et seul l'assemblage est effectué sur le chantier, ce qui permet un gain de temps considérable.
- Facilité du montage : il existe des charpentes en kit pour tous ceux qui veulent pratiquer l'auto-construction. Cette solution ne convient évidemment pas à de grandes charpentes, nécessitant des engins de levage. Dans ce cas, il faudra faire appel à une entreprise spécialisée dans l'assemblage de charpentes métalliques.
- Une solution économique : la charpente métallique permet un gain financier d'environ 10% sur une charpente traditionnelle.
- Des frais d'entretien pour ainsi dire inexistantes
- Une charpente durable et robuste, tout en étant légère.
- Une solution écologique, puisque contrairement au bois, la charpente métallique n'a pas à être imprégnée de fongicide.

b).2. Les inconvénients ^[5]

L'inconvénient majeur de la charpente métallique est son peu de résistance au feu, dans la mesure où la structure est déformée par les températures élevées. Elle nécessite donc un traitement d'ignifugation.

IV. Eléments de l'ouvrage

1) La couverture

Les structures en charpente métallique sont généralement de trois types :

▪ Les structures tridimensionnelles

Ce sont des structures réalisées à partir de tubes ronds creux. Ces structures sont légères mais ont une capacité de portée très importante. Elles peuvent couvrir plus de 6000 m² de surface sans appuis intermédiaires. Ce type de structure nécessite une main d'œuvre qualifiée et plus de temps pour le montage. Pour notre projet, de surface de 548.915 m². Les structures tridimensionnelles seront surestimées et onéreux.

Donc, elles ne sont pas une solution optimale pour réaliser cette salle.



Figure 5 : Structures tridimensionnelles.

▪ Les structures en portiques

Ce sont les structures les plus répandues en construction métallique. Les portiques qui constituent l'ossature principale sont constitués par des traverses, qui supportent les pannes, et de poteaux qui supportent les traverses ; les poteaux et les traverses sont liés par des encastremets. Le transfert des efforts tranchants d'un niveau au niveau inférieur s'effectue par le biais des moments de flexion que le déplacement horizontal relatif de ces deux niveaux permet de développer à la fois dans les traverses et dans les poteaux. Les portiques constituent du fait des systèmes à nœuds déplaçables. Leur forme est très variable (traverses horizontales, inclinées, brisées, arquées, etc.) ; il peut exister un seul cadre ou plusieurs.

Les portiques en âme pleine sont les plus utilisés, peuvent être constitués de :

- ❖ Profils à inertie constante (IPE, HEA ...), comportant ou non en sus de renforts au niveau des moments maximaux (jarrets aux appuis sur poteaux, clé de faîtage en milieu de travée).
- ❖ Profils à inertie variable en PRS.
- ✓ Vu leurs conceptions technologiques simples et très variables, les structures en portiques peuvent être un bon choix pour notre projet.



Figure 6 : Structures en portiques.

▪ Les structures en treillis

Ces structures contiennent des systèmes de barres rectilignes situées dans un même plan et assemblées entre elles selon des triangles (d'où leur appellation : systèmes triangulés). On peut considérer que les treillis ont des nœuds fixes. Elles sont constituées :

- ❖ Membrane supérieure (arbalétrier)
- ❖ Membrane inférieure (entrait)
- ❖ Âme à treillis (étrésillons), constituée d'éléments verticaux (montants) et obliques (diagonales)
- ✓ Vu leurs performances, les structures en treillis peuvent aussi être un bon choix pour notre projet.

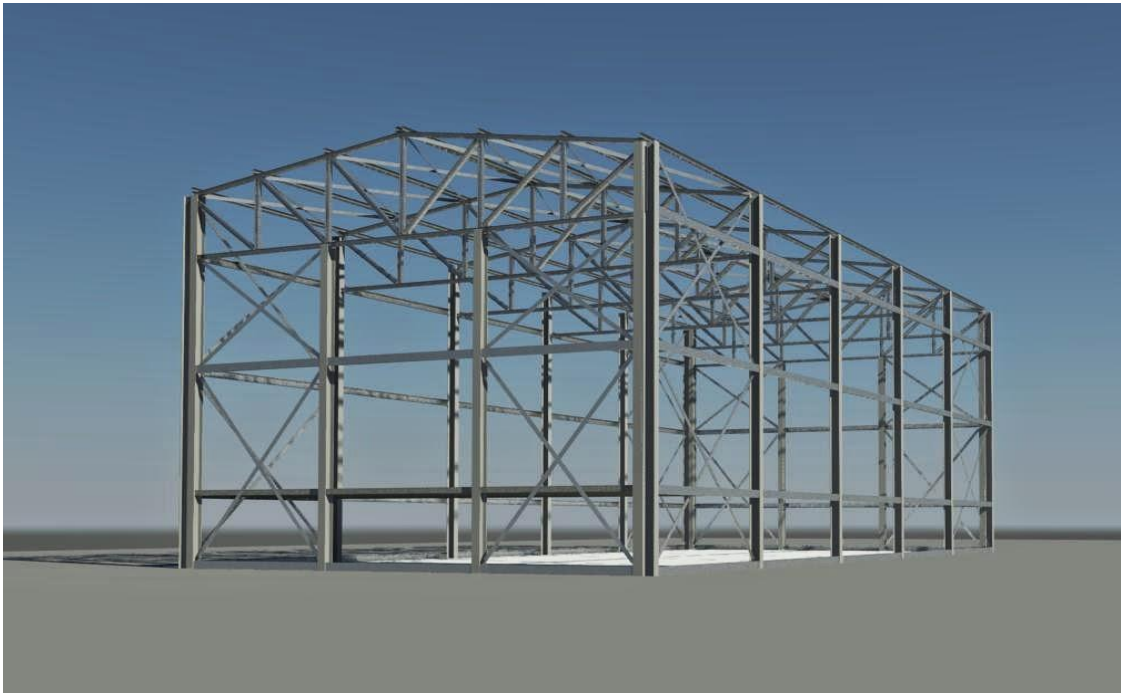


Figure 7 : Structures en treillis.

V. Conclusion

Après avoir mentionné les différents types de structures. Je opté pour une structure en fermes en portiques à leurs appuis. J'ai choisi que le toit du bâtiment soit en fer car les distances sont grandes, mais la structure sera en béton armé pour réduire pour le côté économique et réduire le coût.

Chapitre II : Présentation de l'ouvrage et hypothèses de calcul.

I. Présentation de l'ouvrage

Au cours de la dernière année de notre formation de Master en Génie Civil, Structure, à l'Université du 8 Mai 1945 à Guelma, nous avons été référés pour réaliser un Projet de Fin d'Etude (PFE). Calcul de structure d'un Amphithéâtre,

Il s'agit de faire une étude technique complète de dimensionnement et de la vérification de trois types de toitures différents, puisque l'amphithéâtre est divisé en trois structures, chacune avec une hauteur, l'entrée principale est en béton armé et le reste en une charpente métallique avec une charpente en béton armé, qui sera plantée dans la wilaya de Guelma.

L'étude se fera en respectant les réglementations et recommandations en vigueur à savoir (RPA99/2003, BAEL et CBA93, CCM66, RNVA99).

- ✚ Zone climatique : zone A pour la neige, zone I pour le vent (selon le RNVA2013).
- ✚ Zone sismique : zone IIa (moyenne sismicité selon le RPA99V2003).
- ✚ Terrain de catégorie III : la structure est implantée dans une zone suburbaine (selon le RNVA2013).

I.1. Caractéristiques géométriques

L'amphi est de forme rectangulaire. Suivant la vue en plan, les dimensions totales de la construction sont :

- ✚ Largeur totale : 29.11 m
- ✚ Longueur totale : 37.22 m
- ✚ Hauteur totale : 10 m

L'amphithéâtre est constitué de trois bâtiments séparés par des joints.

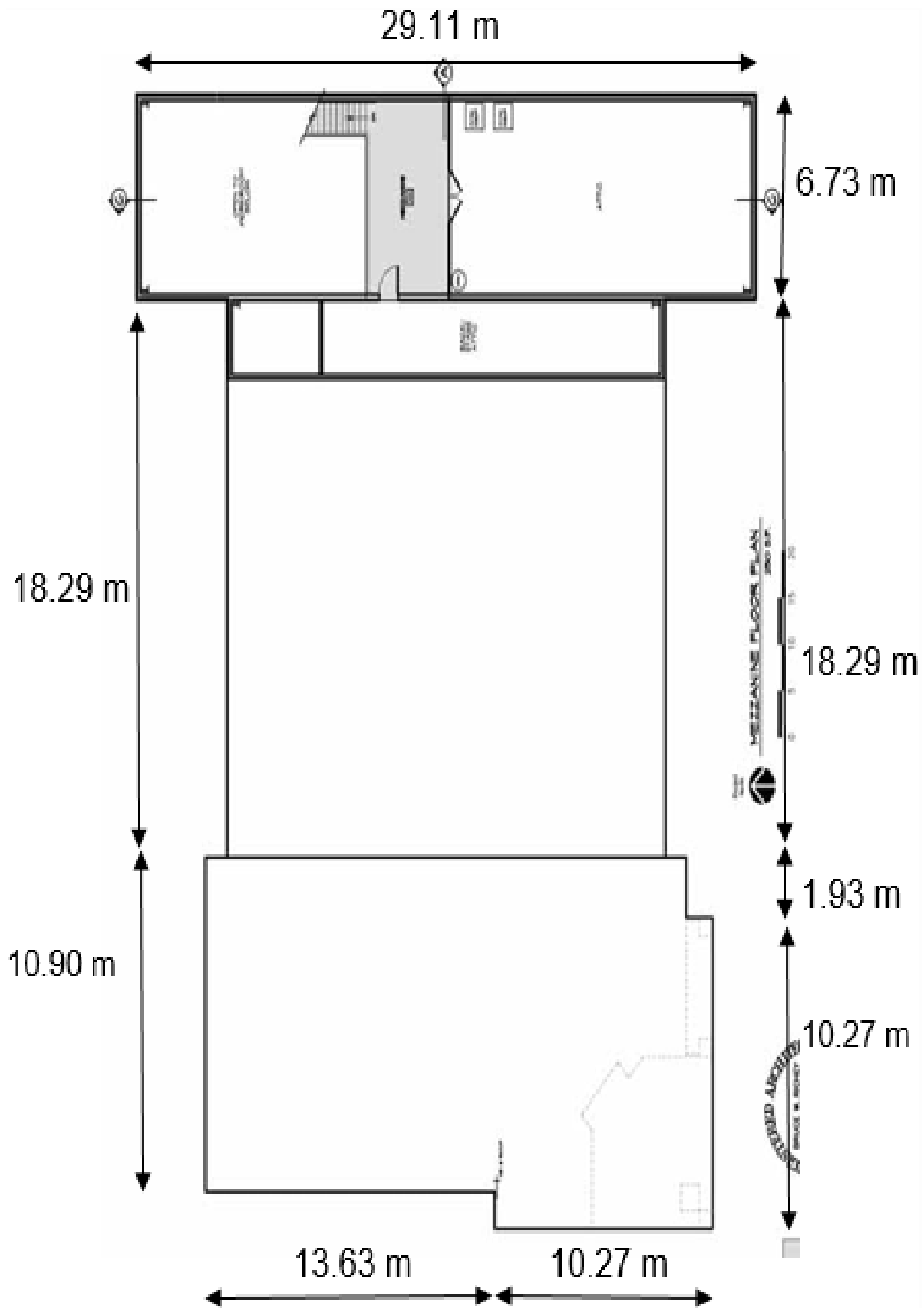


Figure 1: Vue en plan.

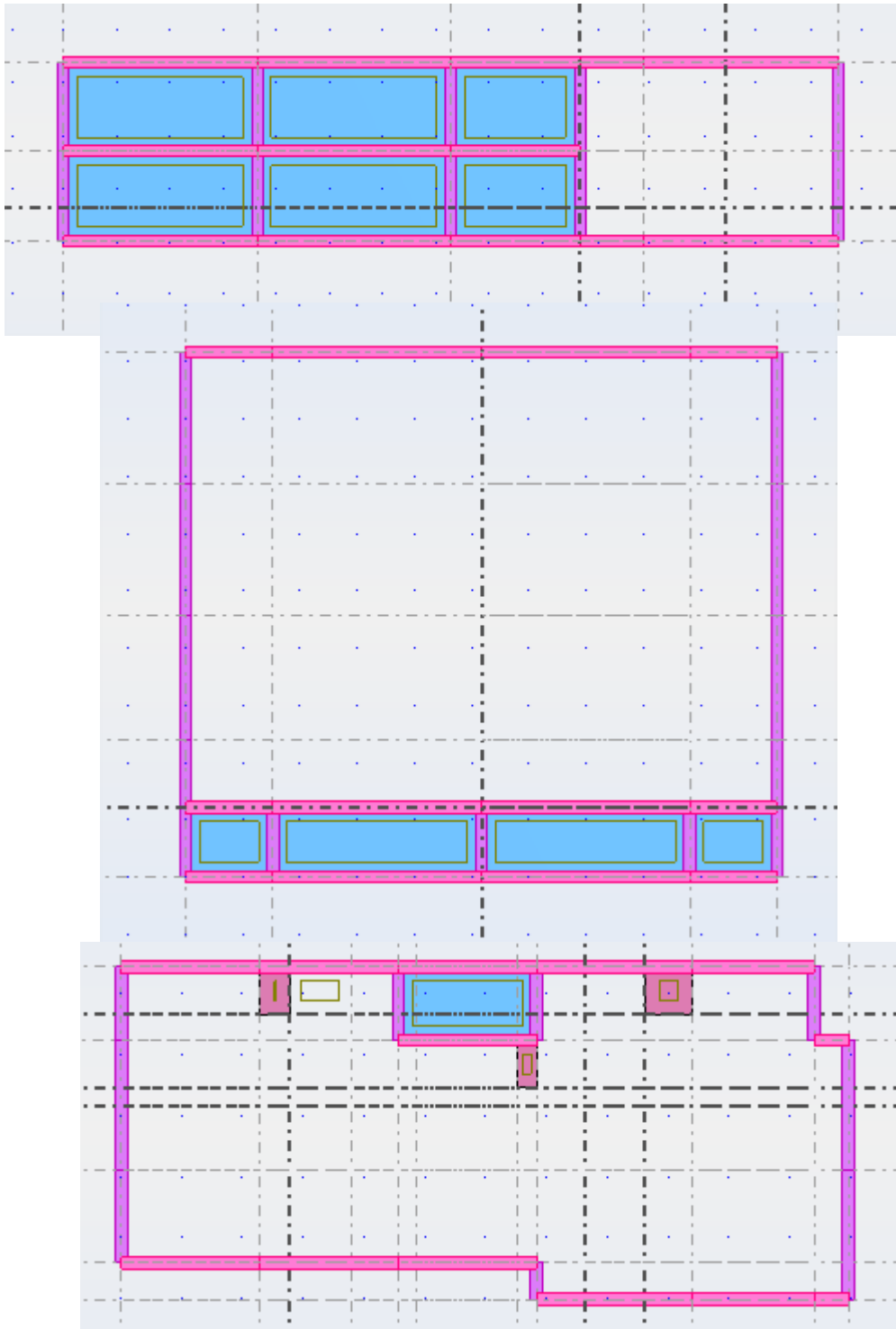


Figure 2: plan d'implantation des poteaux

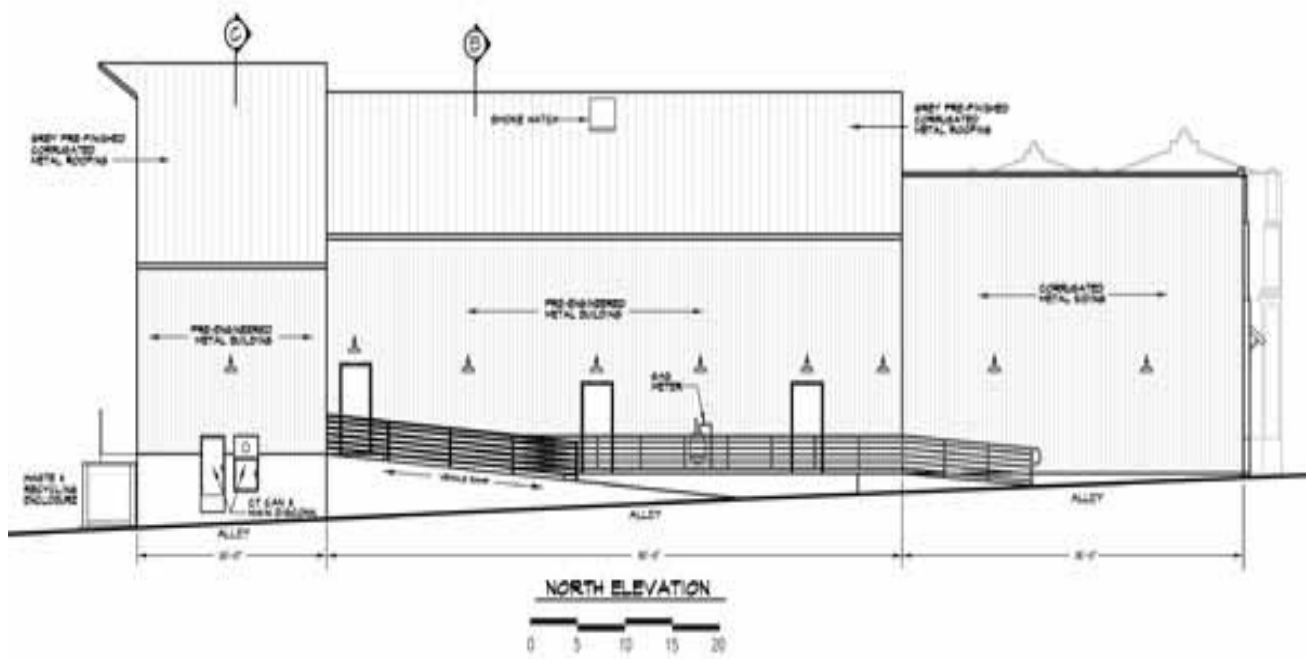
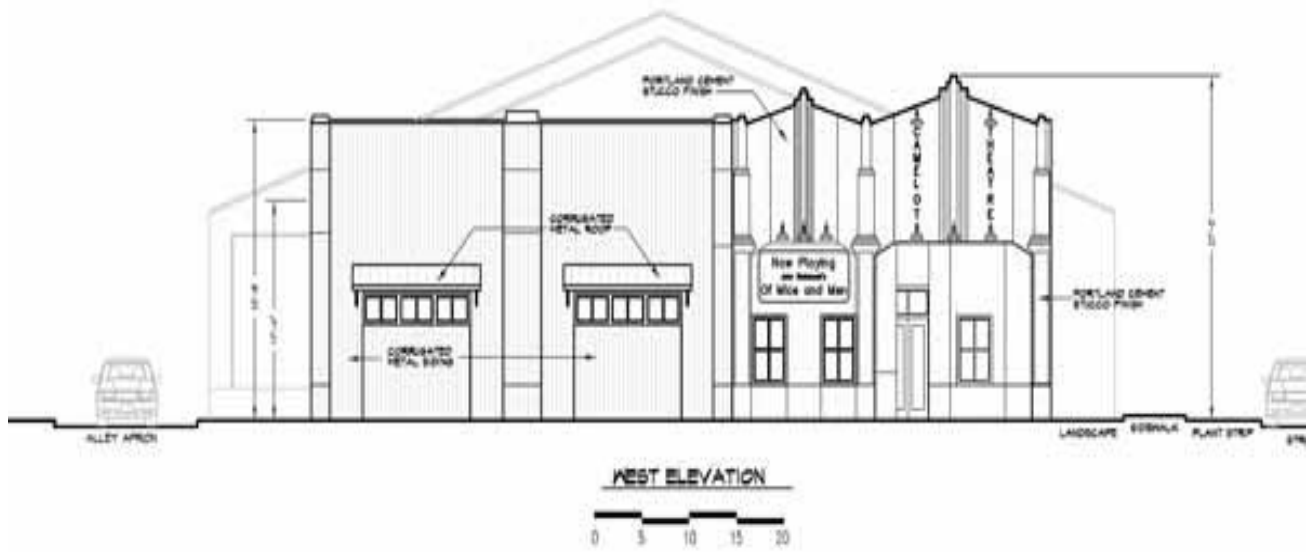


Figure 3 : Elévation ouest et élévation nord.

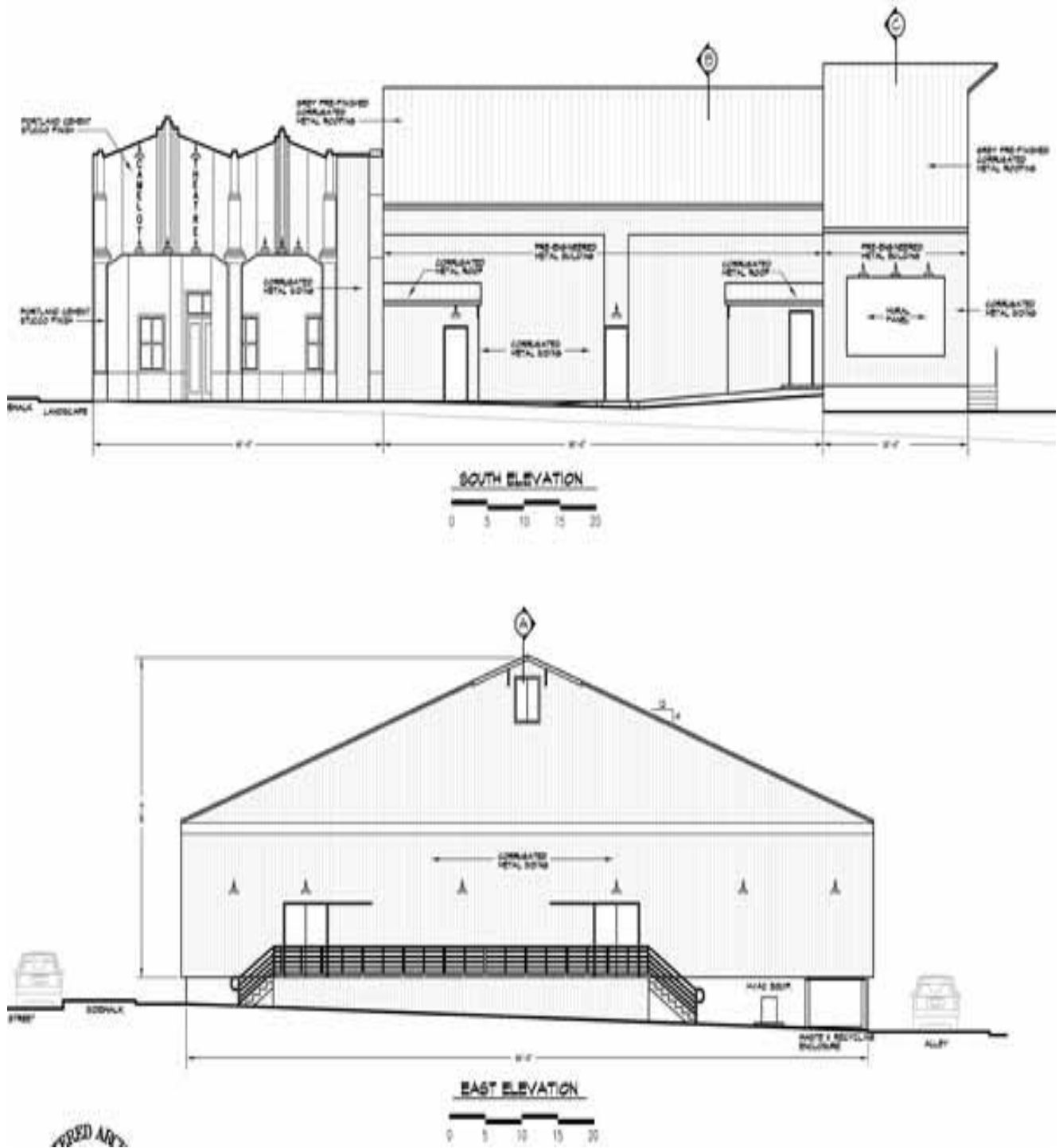


Figure 4 : Elévation sud et élévation est.

I.2. Données du site

Le projet en question est un amphithéâtre, implantée à plateau wilaya Guelma implanté dans une zone classée par le RPA 99/version 2003 comme zone de moyenne sismicité zone IIa.

L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2.

Le site est considéré comme meuble (S3).

Contrainte admissible du sol = 1 bar.

II.1. Matériaux utilisés

1. L'acier

L'acier est un matériau constitué essentiellement de fer et un faible taux de carbone, qui sont extraits de matières premières naturelles tirées du sous-sol (mines de fer et de charbon). Le carbone n'intervient, dans la composition, que pour une très faible part (généralement inférieure à 1%).

Outre le fer et le carbone, l'acier peut comporter d'autres éléments qui leur sont associés :

- soit involontairement : phosphore, soufre... qui sont des impuretés et qui altèrent les propriétés des aciers,

- soit volontairement : ce sont notamment le silicium, le manganèse, le nickel, le chrome, le tungstène, le vanadium, etc. qui ont pour propriété d'améliorer les caractéristiques mécaniques des aciers (résistance à la rupture, dureté, limite d'élasticité, ductilité, résilience, soudabilité, corrosion...). On parle, dans ces cas, d'acier alliés.

1.1. Propriétés de l'acier

a. Résistance : Les nuances d'aciers courantes et leurs résistances limites sont données par règlement Eurocode 03. La nuance d'acier choisie pour la réalisation de cet ouvrage est la S235.

b. Ductilité : La ductilité est la capacité des matériaux à se déformer plastiquement lors d'efforts élevés sans diminution significative de la résistance pendant plusieurs cycles de chargement.

L'acier de construction doit satisfaire les conditions suivantes :

Le rapport $\frac{f_u}{f_y} > \begin{cases} 1.08 & \text{Haute ductilité} \\ 1.05 & \text{ductilité normale} \end{cases}$ Eurocode 02

$\begin{cases} f_u : \text{limite d'élasticité (MPa)} \\ f_y : \text{limite de résistance à la traction (MPa)} \end{cases}$

La déformation ultime doit être supérieure à 20 fois la déformation élastique

$(f_u \geq 20 \cdot f_y)$

- A la rupture, l'allongement sur une longueur de $5,65\sqrt{A_0}$, soit supérieure à 15%, avec

- A_0 est la section transversale initiale de l'élément considéré.

c. Caractéristiques mécaniques

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

Limite élastique f_u (MPa) en fonction de l'épaisseur nominale

- Le module de Young : $E = 210\,000$ MPa
- Le coefficient de poisson : $\nu = 0,3$
- Module de cisaillement : $G = \frac{E}{2(1+\nu)} = 81\,000$ MPa
- Coefficient de dilatation thermique : $\alpha = 12 \cdot 10^{-6}$
- Masse volumique : $\rho = 7850$ Kg / m³

2. Le béton

Le béton est un matériau de construction hétérogène, constitué artificiellement d'un mélange de matériaux inertes appelés granulats (sable, gravier, pierres cassées...) avec du ciment et de l'eau et éventuellement d'adjuvants pour en modifier les propriétés. C'est le matériau de construction le plus utilisé au monde, que ce soit en bâtiment ou en travaux publics.

2.1. Composition du béton

Le dosage des différents constituants du béton dépend du type de matériau recherché, déterminé par ses utilisations. En effet, ses propriétés physiques et mécaniques dépendent de sa composition et des facteurs extérieurs, tel que la température, l'humidité, ... etc.

Il est composé :

- **D'un liant hydraulique (ciment)**

Le ciment joue un rôle de liant. Sa qualité dépendante des proportions de calcaire et d'argile, ou de bauxite et de la température de cuisson du mélange.

- **Des granulats**

- **Gravier** : constitué par des gains rocheux dont la grosseur avec des différents diamètres (3/8-8/15-15/25 et >25) mm.

- **Sable** : constitué par des grains provenant de la désagrégation des roches. La grosseur de ses grains est généralement inférieure à 5mm.

Un bon sable contient des grains de tout calibre mais doit avoir d'avantage de gros grains que de petits. Ils doivent être durs, propres et non gélives. Ils sont obtenus par concassage de roches dures (matériaux concassés).

- **D'eau de mouillage des granulats et d'hydratation du liant**

- **Adjuvants** : Ce sont des produits chimiques qu'on ajoute au mélange pour améliorer une qualité.

- **D'eau de mouillage des granulats et d'hydratation du liant.**

- **Qualités recherchées pour un bon béton :**

- Résistance mécanique élevée (25-40 Mpa) ;
- Imperméabilité à l'eau et absence de réaction chimique avec l'acier ;
- Bonne mise en œuvre (facile à couler) ;
- Bonne tenue dans le temps.

- **Ces résultats seront obtenus, en jouant sur les paramètres suivants**

- La qualité du ciment et granulats ;
- Le dosage (quantité) ;
- Un bon mélange (homogénéité).

2.2. Résistances mécaniques du béton

1) Résistance à la compression

Le béton est définie par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dit résistance caractéristique spécifiée celle-ci, noté f_{c28} pour les sollicitations qui s'exercent sur un béton âge de moins de 28 jours, on se réfère à la résistance caractéristique f_{cj} les règles BAEL donnent pour un âge $j < 28$ jours et pour un béton non traité thermiquement :

Le béton est caractérisé par sa bonne résistance à la compression, cette résistance est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes normalisées de 16 cm de diamètre et de 32cm de hauteur elle est évaluée par la formule f_{cj} :

a. Pour des résistances $f_{c28} \leq 40\text{MPa}$

$$f_{c28} = \frac{j}{4.76+0.83j} \times f_{c28} \quad \text{Si : } j < 60 \text{ jours}$$

$$f_{cj} = 1.1 f_{c28} \quad \text{Si : } j > 60 \text{ jours}$$

b. Pour des résistances $f_{c28} > 40\text{MPa}$:

$$f_{c28} = \frac{j}{1.40+0.95j} \times f_{c28} \quad \text{Si : } j < 28 \text{ jours}$$

$$f_{cj} = f_{c28} \quad \text{Si : } j > 28 \text{ jours}$$

2) Résistance à la traction

La résistance caractéristique à la traction, à l'âge de j jour notée f_{tj} est conventionnellement définie par la formule :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj} \quad \text{Si : } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa}$$

$$f_{tj} = 0.275 (f_{cj})^{2/3} \quad \text{Si : } f_{c28} > 60 \text{ MPa}$$

Pour : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ → Si : $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$

2.3. Déformation et contrainte de calcul

2.3.1. Définition Les états limites :

Un état limite est un état pour lequel une condition requise d'une construction (ou d'un de ses éléments) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de variation défavorable des actions appliquées.

Selon le BAEL 91 ; nous avons deux états limites : Ultime et Service.

a) Etat limite ultime de résistance

Pour les calculs à ELU, le comportement réel du béton est modélisé par la loi Parabole-rectangle sur un diagramme contraintes-déformations donné sur la figure suivante :

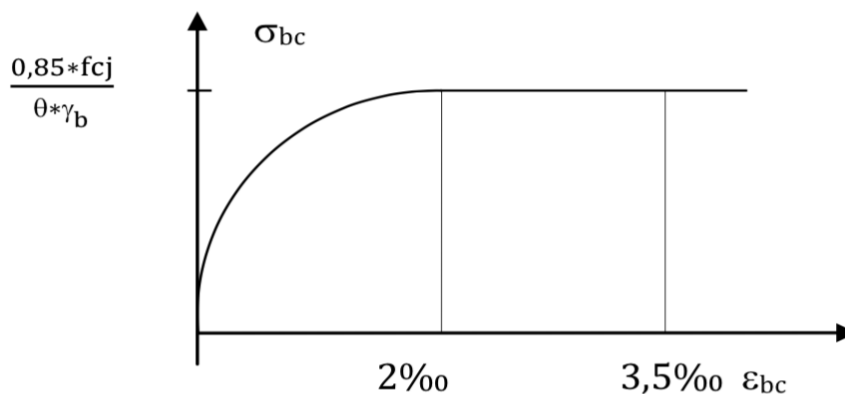


Figure 5 : résistance du béton à la compression

$$\epsilon_{bc1} = 2\text{‰}$$

$$\epsilon_{bc1} = 3.5\text{‰} \quad \text{Si: } f_{cj} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$\epsilon_{bc1} = (4.5 - 0.025 f_{cj})\text{‰} \quad \text{Si: } f_{cj} > 40 \text{ MPa}$$

La valeur de calcul de la résistance en compression de béton f_{bu} est donné par :

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{cj}}{\theta \gamma_b}$$

ϵ_{bc} : Déformation du béton en compression.

f_{bc} : contrainte de calcul pour $2\text{‰} \leq \epsilon_{bc} \leq 3.5\text{‰}$

f_{cj} : résistance caractéristique à la compression du béton à « j » jours.

γ_b : coefficient de sécurité.

$\gamma_b = 1,5$ cas général.

$\gamma_b = 1,15$ cas accidentel.

θ : est un coefficient qui tient compte de la durée d'application des charges :

- ✓ $\theta = 1$ si la durée est supérieure à 24h
- ✓ $\theta = 0,9$ si la durée est comprise entre 1h et 24h et
- ✓ $\theta = 0,85$ si la durée est inférieure à 1 h.

D'où la contrainte σ_{bc} est en fonction de son raccourcissement.

$$0 \leq \varepsilon_{bc} \leq 2\text{‰} \sigma_{bc}$$

b) Etat limite service de résistance [2] (Page 81)

La contrainte de compression du béton a l'ELS (symbole σ_{bc}) est limité à :

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{t28}$$

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

c) Contrainte ultime de cisaillement (Article A.5.2.11)

La contrainte ultime de cisaillement est limitée par : $\tau \leq \bar{\tau}$

$$\bar{\tau} = \min(0.13 f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa} \quad \text{Cas normal (fissuration peu nuisible)}$$

$$\bar{\tau} = \min(0.10 f_{c28}, 3 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa} \quad \text{Cas où la fissuration est préjudiciable.}$$

d) Module de déformation longitudinale (Article A.2.1.2)

1. Module de déformation différée

Sous des contraintes de longue durée d'application on admet qu'à l'âge de « j » jours le module de déformation longitudinale différée du béton E_{vj} est donné par la formule :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{avec } E_{vj} \text{ et } f_{cj} \text{ en MPa}$$

2. Module de déformation instantanée

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h. On admet qu'à l'âge de « j » jours le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est égale à :

$$E_{ij} = 11100 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{avec } E_{ij} \text{ et } f_{cj} \text{ en MPa} \quad \text{ou bien } E_{ij} = 3 \times E_{vj}$$

e) Module de déformation transversale

Coefficient de poisson

L'allongement d'un objet quand il est soumis à une force de traction s'accompagne d'un rétrécissement de sa section. Le coefficient de poisson est le rapport entre le rétrécissement dans une direction perpendiculaire à l'effort subi et l'allongement dans la direction de l'effort

$$\vartheta = \frac{\frac{\Delta d}{d}}{\frac{\Delta L}{L}}$$

Avec $\left(\frac{\Delta d}{d}\right)$: déformation relative transversale.

Et $\left(\frac{\Delta L}{L}\right)$: déformation relative longitudinale.

Il est pris égale à :

$\vartheta = 0,2$ pour ELS (béton non fissuré).

$\vartheta = 0,0$ pour ELU (béton fissuré).

II.2. Les moyens d'assemblage

Les caractéristiques principales du matériau des moyens d'assemblage sont examinées dans cette section. Les moyens d'assemblage peuvent être classifiés selon trois catégories :

- ✚ Moyens d'assemblage mécanique (boulons ; rivets ; goujons ; clous ...)
- ✚ Soudures

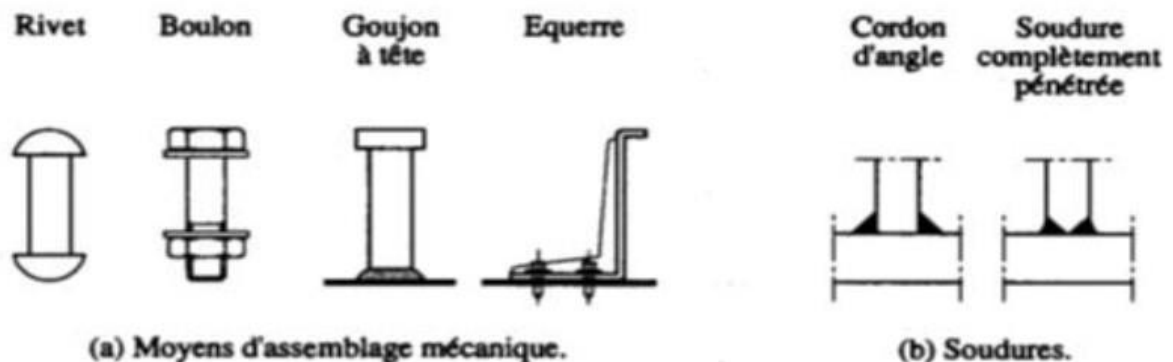


Figure 6 : Moyens d'assemblage mécanique et soudures.

- ✚ Moyens d'assemblage chimique
- ✚ Rivets
- ✚ Boulons

On distingue deux types de boulons :

- Les boulons de charpente métallique.
- Les boulons à haute résistance.
- Acier de construction
- Acier inoxydable
- Aluminium et ses alliages

III. Les hypothèses de calcul aux états limites

1. Hypothèses à l'ELU

- Conservation des sections planes (diagramme linéaire de déformations).
- Pas de glissement relatif entre l'acier et le béton.
- La résistance du béton à la traction est négligée.
- Le raccourcissement ultime du béton (ε_{bc}) est limité à (3.5 ‰) en flexion et à (2 ‰) en compression simple (centré).
- L'allongement ultime des aciers (ε_p) est limité à (10 ‰).
- Le diagramme de déformation d'une section à l'état limite ultime de résistance représenté par une droite doit obligatoirement passer par l'un des pivots A, B et C : c'est la règle des 3 pivots.

Cette règle se fixe comme objectif pour utiliser au mieux le béton et l'acier.

- Le pivot (A) si $y \leq 0.2593d$
- Le pivot (B) si $0.2593d \leq y \leq h$
- Le pivot (C) si $y > h$

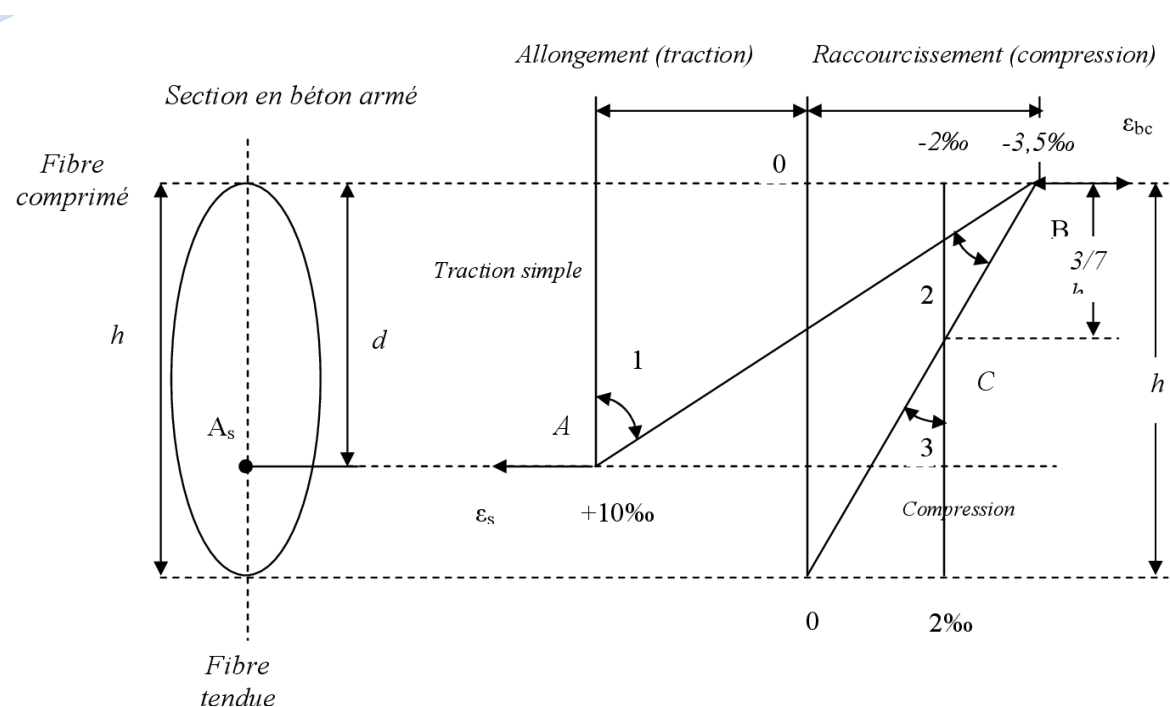


Figure 7 : Diagramme des 3 pivots

2. Hypothèse à l'ELS

- Conservation des sections planes.
- Les contraintes sont proportionnelles aux déformations

C'est-à-dire : $\sigma_{bc} = \varepsilon_{bc} \times E_{bc} \rightarrow$ Pour le béton

$\sigma_s = \varepsilon_s \times E_s \rightarrow$ Pour l'acier

- La résistance à la traction du béton est négligée.
- Le glissement relatif entre le béton et l'acier est négligé.
- Par convention, le coefficient d'équivalence acier-béton : $n = \frac{E_s}{E_{bc}} = 15$

IV. Règlements utilisés

Pour l'étude de cet ouvrage, les règlements techniques utilisés sont les suivants :

- ✓ RNV 2013 : l'étude climatique se fait suivant le règlement neige et vent Algérien 2013.
- ✓ Euro code 3 : Calcul des structures en acier selon les normes européennes.
- ✓ CCM66 : Règles de calcul des constructions métalliques.
- ✓ RPA 99 V2003 : l'étude sismique se fait suivant le règlement parasismique Algérien RPA2003 V2003.
- ✓ DTR B.C.2.2 : charges permanentes et surcharges d'exploitations.

B.A.E.L 91 : béton armé aux états limites.

Chapitre III : Etude Climatique.

I. Introductions

Les effets du vent ainsi que la neige, sur les structures métalliques est plus souvent prépondérants. Une étude approfondie et détaillée doit être menée minutieusement afin de déterminer les différentes actions et sollicitations. Et ceci dans toutes les directions. Le règlement (DTR : RNV 2013) sert pour la détermination des différentes actions du vent sur l'ensemble de la structure.

Les pressions exercées par le vent sur les surfaces sont déterminées par de nombreux facteurs :

- De la région.
- Du site d'implantation.
- De la hauteur de la structure.
- De la forme de la toiture.
- De la forme géométrique de l'ouvrage.

Selon le sens du vent et l'état des ouvertures, les cas sont envisagés et à prendre en compte

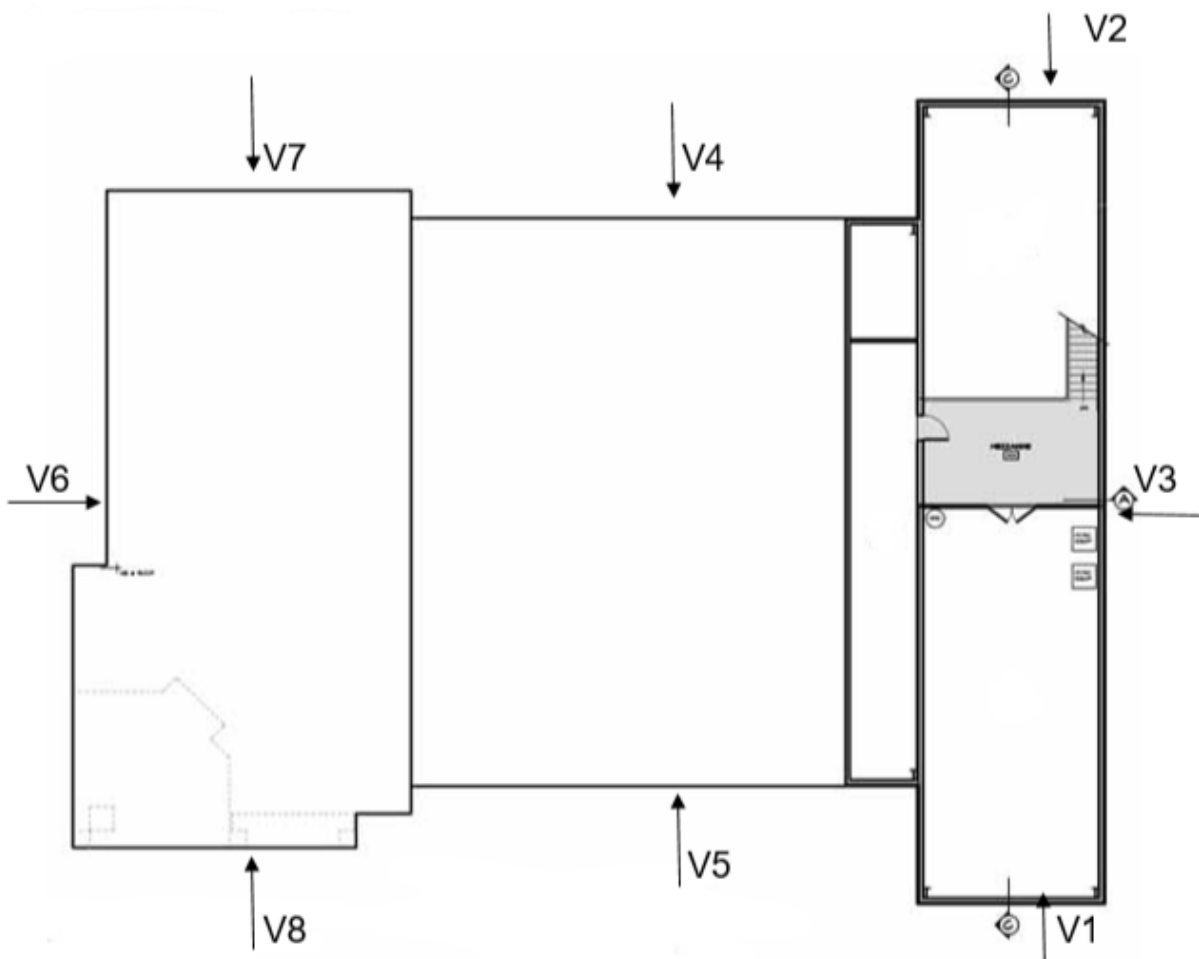


Figure 1: La force de Vent sur les façades de l'amphithéâtre.

✚ L'amphi est divisé en trois bâtiments, chacune avec des dimensions différentes.

A. Le 1^{er} bâtiment (section C-C)

- Longueur : 29.11 m
- Largeur : 6.73 m
- Hauteur : 10 m

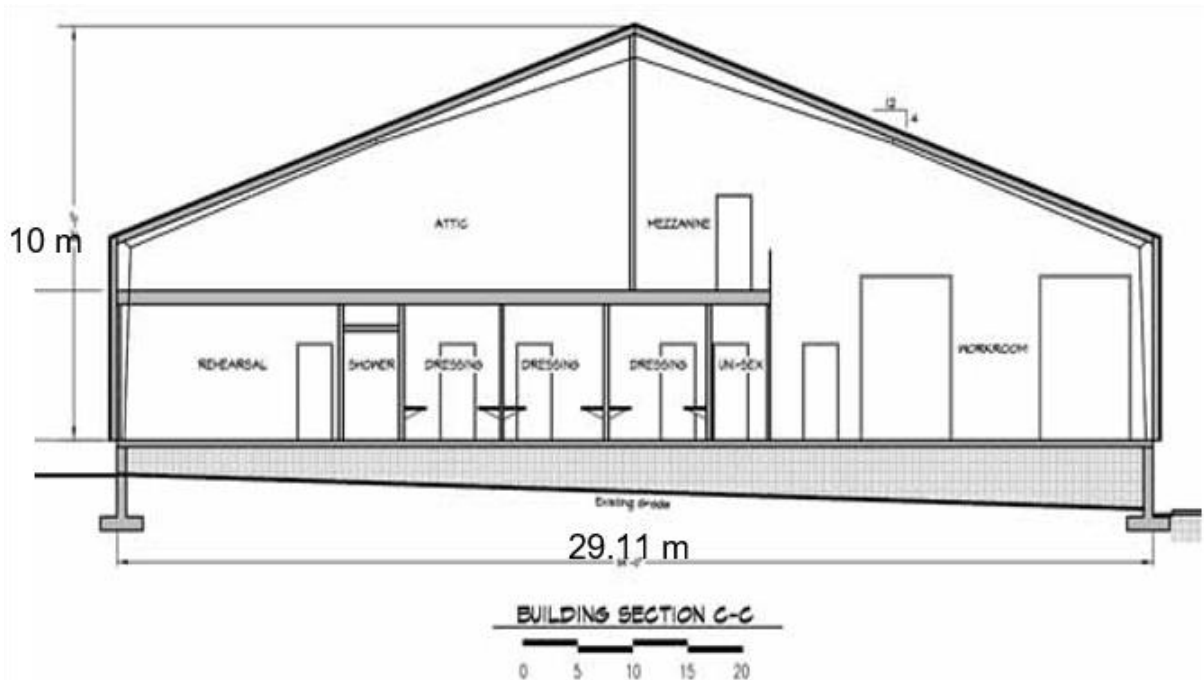


Figure 2 : L'amphithéâtre section C-C.

1. Les coefficients de calcul

1.1. Effet de la région ($q_{\text{réf}}$)

La pression dynamique de référence pour les constructions est en fonction de la zone du vent, le tableau 2.2 du RNV 2013. Comme notre structure est implantée dans la zone I (Guelma)

Donc : $q_{\text{réf}} = 375 \text{ N/m}^2$.

1.2. Effet de site

La structure sera implantée dans une zone suburbaine donc d'après le tableau 2.4 du RNV 2013 ; les valeurs des paramètres sont les suivantes :

- ✓ Le facteur de terrain $K_t = 0.22$
- ✓ Le paramètre de rugosité $Z_0 = 0.3 \text{ m}$
- ✓ La hauteur minimale $Z_{\text{min}} = 8 \text{ m}$
- ✓ Le coefficient $\varepsilon = 0.37$

Tableau 1 : Définition des catégories de terrain.

Catégories de terrain	K_T	z_0 (m)	z_{min} (m)	ϵ
I En bord de mer, au bord d'un plan d'eau offrant au moins 5 km de longueur au vent, régions lisses et sans obstacles.	0,17	0,01	2	0,11
II Régions de culture avec haies et avec quelques petites fermes, maisons ou arbres.	0,19	0,05	4	0,26
III Zones industrielles ou suburbaines, forêt, zones urbaines ne rentrant pas dans la catégorie de terrain IV	0,22	0,3	8	0,37
IV Zones urbaines dont au moins 15% de la surface est occupée par des bâtiments de hauteur moyenne supérieure à 15 m.	0,24	1	16	0,46

1.3. Coefficient topographique (Ct)

Le coefficient topographique C_t prend en compte l'accroissement de la vitesse du vent lorsque celui-ci souffle sur des obstacles tels que les collines, dénivellations, ...etc.

Le site est plat, le coefficient topographique est donné par le tableau 2.5 de RNV 99, les types de site et les valeurs de $C_t(z)$, donc en prend site montagneux ; $C_t(z)=1.5$

1.4. 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.

C_d est donné en fonction de :

- B (en m) qui désigne la dimension horizontale perpendiculaire à la direction du vent prise à la base de la construction ;
- H (en m) qui désigne la hauteur totale de la construction.

La structure de notre ouvrage étant structure en (acier, béton) on utilise l'abaque de la (fig. 3.1) pour la détermination du coefficient C_d pour chaque direction donnée la lecture pour :

- Direction V1 du vent :

Pour $h = 10$ m et $b = 6.73$ m ; après interpolation on aura : $C_d \approx 0,95$.

▪ Direction V3 du vent :

Pour $h = 10$ m et $b = 29.11$ m ; après interpolation on aura : $C_d \approx 0,91$.

Pour les deux directions $C_d < 1,2$; donc la structure sera considérée comme peu sensible aux excitations dynamiques.

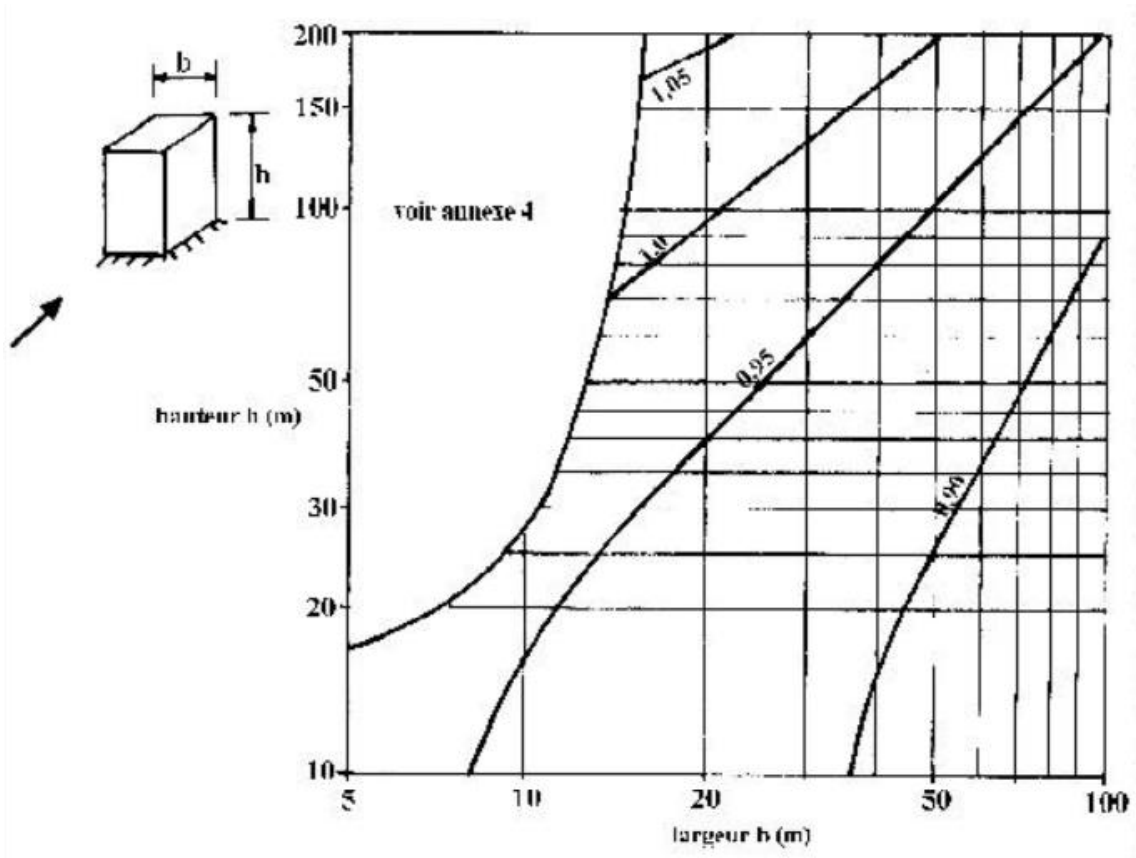


Figure 3: Valeurs de C_d pour les structures mixtes (acier-béton)

1.5. Détermination de pression dynamique (q_{dyn})

La salle à une hauteur égale à 10 m.

La pression dynamique $q_{dyn}(z_j)$ qui s'exerce sur un élément de surface j d'une structure permanente est donnée par :

$$q_{dyn}(z_j) = q_{ref} C_{e(z_j)} \text{ N/m}^2 \quad (\text{Art 3.2 du RNV 99})$$

Z_j : la distance verticale mesurée à partir du niveau du sol au centre de l'élément j

q_{ref} (N/m^2): La pression dynamique de référence pour les constructions permanentes

$C_{e(z_j)}$: Coefficient d'exposition.

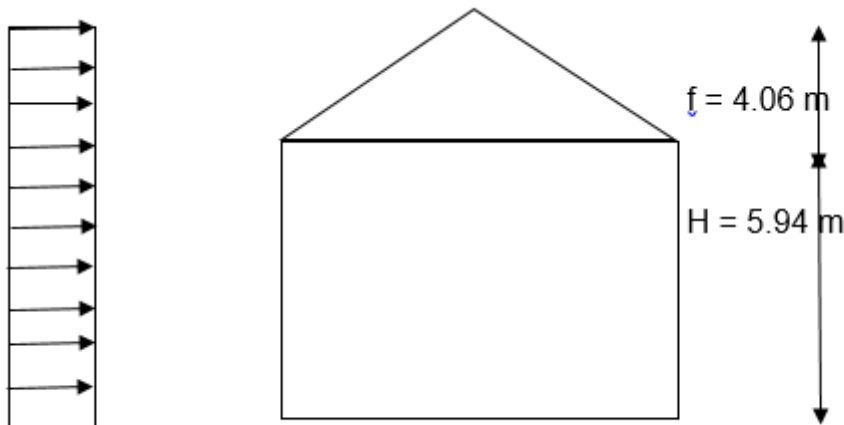


Figure 4: Répartition de la pression dynamique sur l'amphithéâtre.

1.6. Calcul de coefficient d'exposition (Ce)

Le coefficient d'exposition au vent $C_{e(z)}$ tient compte des effets de la rugosité du terrain, de la topographie du site et de la hauteur au-dessus du sol. En outre, il tient compte de la nature turbulente du vent.

$$C_e(z) = C_t(z)^2 \times C_r(z)^2 \times \left[1 + \frac{7 \times K_T}{C_r(z) \times C_t(z)} \right] \quad \text{Chap II RNV A99 Art (2.13)}$$

a) Coefficient de rugosité

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

$$\left[\begin{array}{l} C_r(z) = K_T \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad \text{pour } z_{\min} \leq z \leq 200 \text{ m} \\ C_r(z) = K_T \times \ln\left(\frac{z_{\min}}{z_0}\right) \quad \text{pour } z < z_{\min} \end{array} \right. \quad \text{Chap II RNV A99 Art (2.15)}$$

Où :

K_t : facteur de terrain défini précédemment $\rightarrow K_t = 0.22$

Z_0 : paramètre de rugosité défini précédemment $\rightarrow Z_0 = 0.30$

Z_{\min} : hauteur minimale définie précédemment $\rightarrow Z_{\min} = 8 \text{ m}$

Z : hauteur considérée (au centre des surface) $\rightarrow Z = 10 \text{ m}$

Dans notre cas :

- Pour toiture : $Z_{\min} = 8\text{ m} \leq Z = 10\text{ m} \leq 200\text{ m}$
- Pour paroi verticale : $Z = 5.94\text{ m} < Z_{\min} = 8\text{ m}$

b) Détermination de C_r , C_e , et q_{dyn}

Tableau 2 : Les valeurs de C_r , C_e et q_{dyn} .

	$Z(\text{m})$	C_r	C_e	$q_{\text{dyn}}(\text{N/m}^2)$
Parois	5.94	0.7223	2.8424	1065.9
Toiture	10	0.7714	3.1208	1170.3

2. Détermination des coefficients de pression

a) Coefficients de pression extérieure C_{pe}

Les coefficients de pression externe C_{pe} , des constructions à base rectangulaire et de leurs éléments constitutifs individuels dépendent de la dimension de la surface chargée. Ils sont définis pour des surfaces chargées de 1 m^2 et 10 m^2 , auxquelles correspondent les coefficients de pression notés respectivement $C_{pe,1}$ et $C_{pe,10}$.

C_{pe} s'obtient à partir des formules suivantes : Chap 5, art (5.1)

$$\begin{array}{ll}
 C_{pe} = C_{pe,1} & \text{si } S \leq 1\text{ m}^2 \\
 C_{pe} = C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) \times \log_{10}(S) & 1\text{ m}^2 < S < 10\text{ m}^2 \\
 C_{pe} = C_{pe,10} & S \geq 10\text{ m}^2
 \end{array}$$

Où S (en m^2) désigne la surface chargée de la paroi considérée.

2.1. Direction du vent V1 (façade latérale)

a) Calcul des coefficients de pression extérieure C_{pe}

▪ Paroi verticale :

On se réfère au chapitre 5 à la figure (5-1) du RNV 99 pour déterminer les différentes zones de pression, et au tableau (5-1) pour déterminer les valeurs des coefficients C_{pe} , pour chaque direction du vent considérée.

Dans notre cas on a :

- $b=6.73\text{ m}$
- $d=29.11\text{ m}$
- $h=10\text{ m}$
- $e=\min(6.37 ; 2 \times 10)=6.37\text{ m}$
- $e/5 = 6.37/5 = 1.274\text{ m}$

Donc : $d = 29.11 \text{ m} > e = 6.37 \text{ m}$

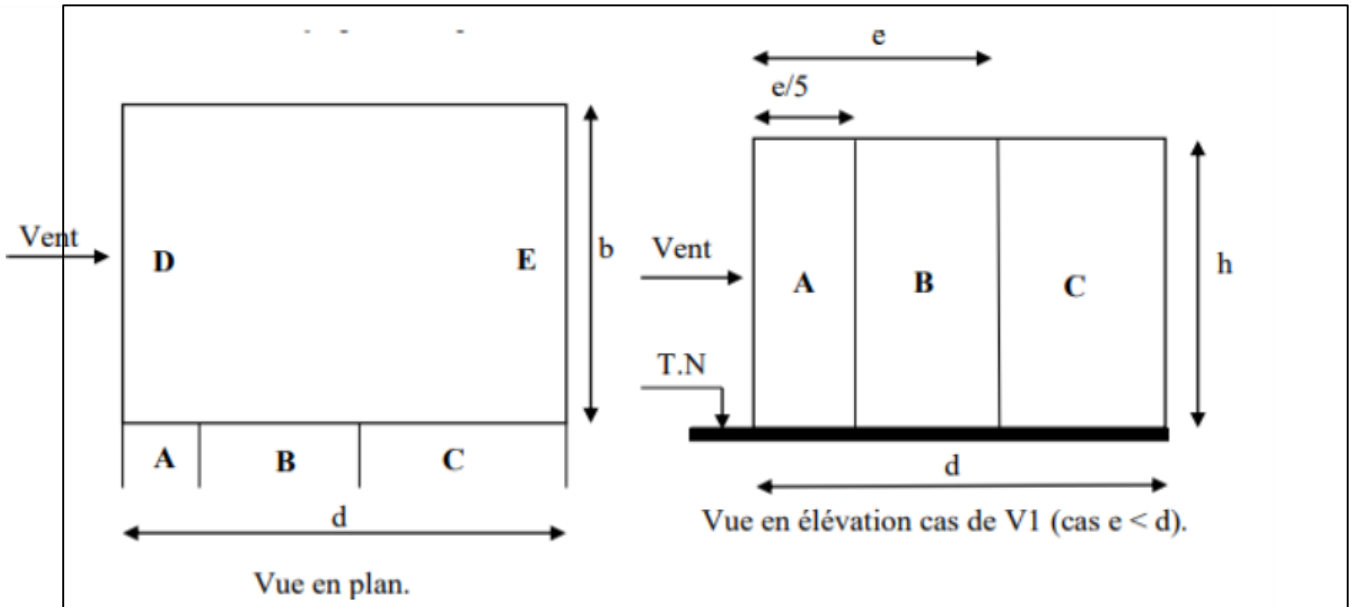


Figure 5: légende pour les parois verticales.

Les coefficients de pression externe C_{pe} , des constructions à base rectangulaire et de leurs éléments constitutifs individuels dépendent de la dimension de la surface chargée. Ils sont définis pour des surfaces chargées de 1 m^2 et 10 m^2 , auxquelles correspondent les coefficients de pression notés respectivement $C_{pe,1}$ et $C_{pe,10}$.

Les surfaces des parois sont $\geq 10 \text{ m}^2$ donc $C_{pe,1} = C_{pe,10}$.

Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondants à ces zones sont portées sur le tableau suivant :

Tableau 3 : Les coefficients de pression C_{pe} correspondants à chaque zone de paroi verticale.

Zone	A	B	C	D	E
C_{pe}	-1,0	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

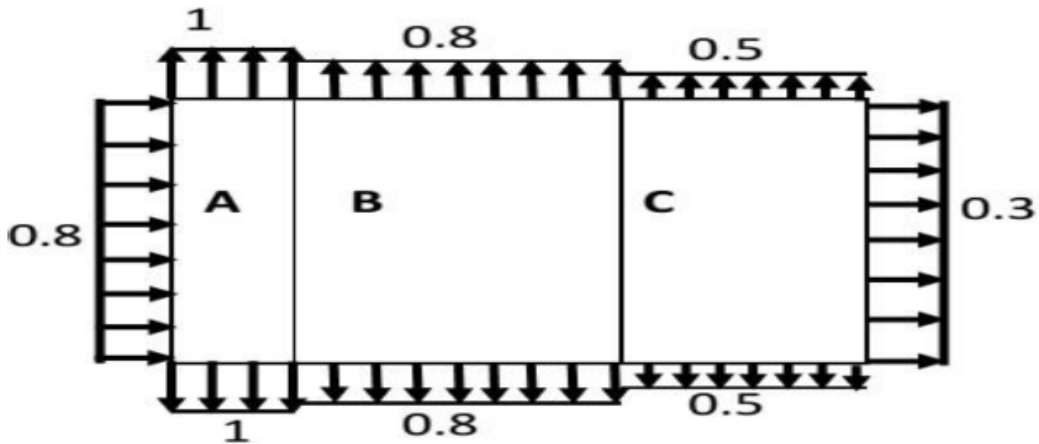


Figure 6 : Légende pour les parois verticales.

▪ **Pour la toiture**

On a une toiture à deux versants, pour la détermination du coefficient de pression on se réfère à la figure 5.4 chap. 5 du RNV A99.

La direction du vent est définie par un angle θ avec :

$\theta = 0$ vent ($V1$ et $V3$) ; dont la direction est perpendiculaire au génératrice et pour une valeur positive.

Il convient de diviser la toiture comme indique la figure ci-dessous :

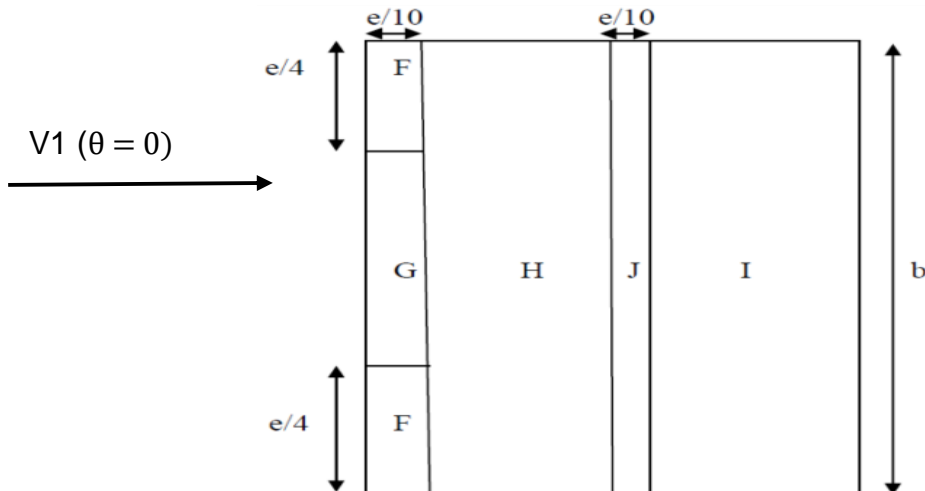


Figure 7 : légende pour les toitures à deux versants.

$h = 10 \text{ m}$; $b = 6.73 \text{ m}$; $d = 29.11 \text{ m}$; $\theta = 0^\circ$; $e = \min (b, 2h) = 6.73 \text{ m}$

$e/10 = 0.673 \text{ m}$; $e/4 = 1.6825 \text{ m}$

La valeur de $\alpha = 15.60^\circ$ n'existe pas dans le tableau 5.3 RNVA99.

Tableau 4 : coefficients Cpe correspondants à chaque zone de toiture.

Zones	F	G	H	I	J
Surfaces (m ²)	1.1323	2.2646	16.9058	174.4753	4.5293
Cpe	-1.17	-1.17	-0.2	-0.4	-0.5

b) Coefficient de pression intérieure (Cpi)

Le coefficient de pression intérieure C_{pi} des bâtiments sans cloisons intérieures (hall industriel par exemple) est donné par la figure 5.15 du RNV 99 en fonction de l'indice de perméabilité μ_p.

Avec :
$$\mu_p = \frac{\sum \text{des surfaces de toute les ouvertures ou } C_{pe} \leq 0}{\sum \text{des surfaces de toute les ouvertures}}$$

$\mu_p = 0.615 \rightarrow C_{pi} = -0.10$ (Voir figure 5.15 de RNV 99)

Les pressions q_{zj} sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$q_j = C_d * W_j$ avec : $W_j = q_{dyn} (C_{pe} - C_{pi})$

- **Parois verticales**

Pour : $b=6.73m \rightarrow C_d=0.95$

Tableau 5 : Valeurs de la pression sur la paroi verticale V1.

Zones	Cd	q _{dyn} (N/m ²)	C _{pe}	C _{pi}	C _{pe} -C _{pi}	q _j (N/m ²)
A	0.95	1065.9	-1.0	-0.1	-0.9	-911.3445
B	0.95	1065.9	-0.8	-0.1	-0.7	-708.8235
C	0.95	1065.9	-0.5	-0.1	-0.4	-405.0420
D	0.95	1065.9	+0.8	-0.1	+0.9	911.3445
E	0.95	1065.9	-0.3	-0.1	-0.2	-202.5210

- **La toiture****Tableau 6 : Valeurs de la pression sur la toiture V1.**

Zones	Cd	$q_{dyn}(N/m^2)$	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe}-C_{pi}$	$q_j(N/m^2)$
F	0.95	1170.3	-1.17	-0.1	-1.07	-1189.6099
G	0.95	1170.3	-1.17	-0.1	-1.07	-1189.6099
H	0.95	1170.3	-0.2	-0.1	-0.1	-111.1785
I	0.95	1170.3	-0.4	-0.1	-0.3	-333.5355
J	0.95	1170.3	-0.5	-0.1	-0.4	-444.714

2.2. Direction du vent V2 (perpendiculaire à la façade latérale)

Les valeurs de pressions de la direction V2 sont les mêmes que la direction V1.

2.3. Direction du vent V3 (façade principale)**a) Calcul des coefficients de pression extérieure Cpe****▪ Paroi verticale**

On se réfère au chapitre 5 à la figure (5-1) du RNV 99 pour déterminer les différentes zones de pression, et au tableau (5-1) pour déterminer les valeurs des coefficients Cpe, pour chaque direction du vent considérée.

Dans notre cas on a :

- $b=29.11$ m
- $d=6.73$ m
- $h=10$ m
- $e=\min(29.11 ; 2 \times 10)=20$ m
- $e/5 = 20/5 = 4$ m

Donc : $d = 6.73$ m < $e = 20$ m

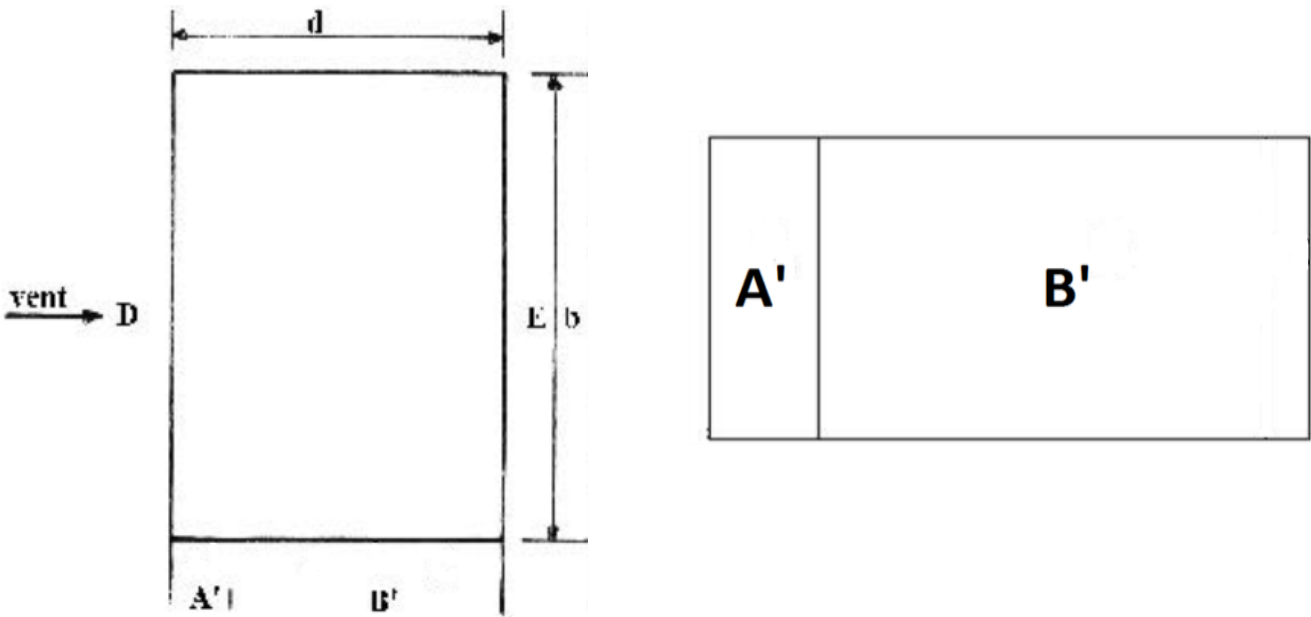


Figure 8: légende pour les parois verticales.

Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondants à ces zones sont portées sur le tableau suivant :

Tableau 7 : Les coefficients de pression C_{pe} correspondants à chaque zone de paroi verticale.

Zone	A'	B'	D	E
C _{pe}	-1,0	-0.8	+0.8	-0.3

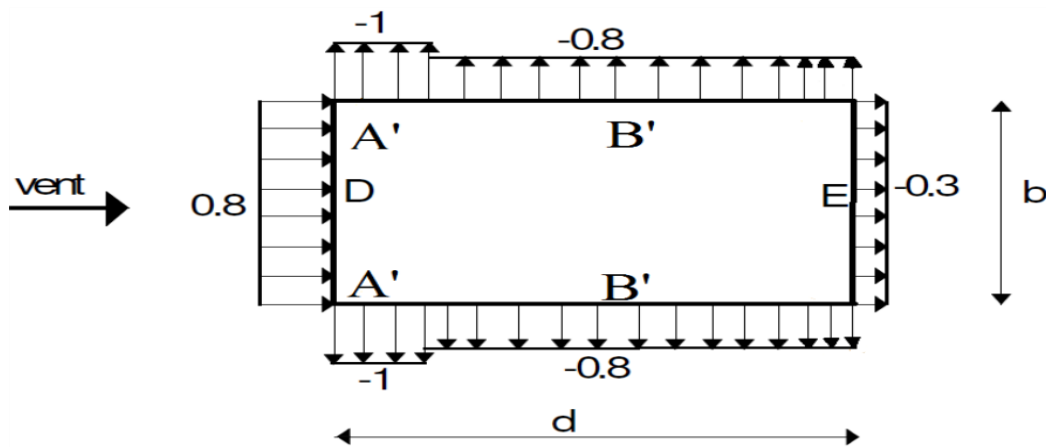


Figure 9 : Légende pour les parois verticales.

▪ **Pour la toiture**

On a une toiture à deux versants, pour la détermination du coefficient de pression on se réfère à la figure 5.4 chap. 5 du RNV A99.

La direction du vent est définie par un angle θ avec :

$\theta = 90^\circ$ vent (V3) ; dont la direction est parallèle au génératrice et pour une valeur positive.

Il convient de deviser la toiture comme indique la figure ci-dessous :

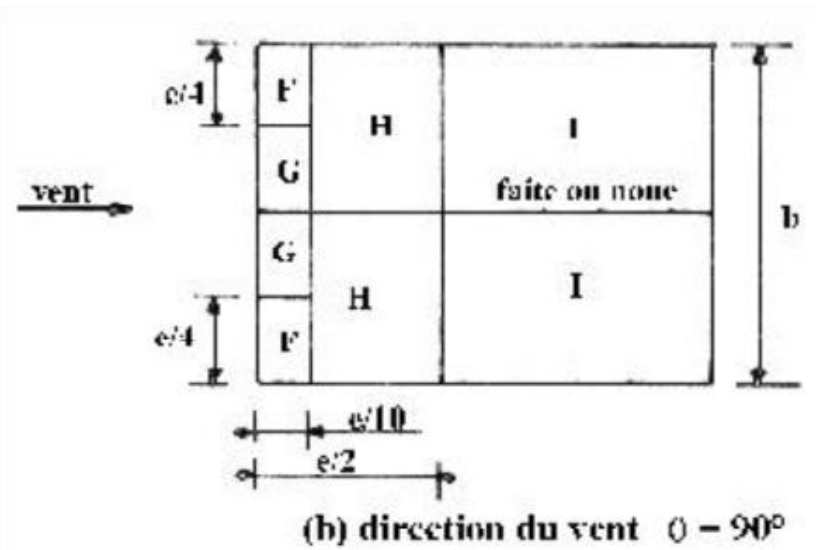


Figure 10: légende pour les toitures à deux versants.

$h = 10 \text{ m}$; $b = 29.11 \text{ m}$; $d = 6.73 \text{ m}$; $\theta = 90^\circ$; $e = \min (b, 2h) = 20 \text{ m}$

$e/10 = 2 \text{ m}$; $e/4 = 5 \text{ m}$; $e/2 = 10 \text{ m}$

La valeur de $\alpha = 15.60^\circ$ n'existe pas dans le tableau 5.3 RNVA99.

Afin de déterminer les valeurs de C_{pe} :

On a : Tout les surfaces $\geq 10\text{m}^2 \rightarrow C_{pe} = C_{pe,10}$

Tableau 8 : coefficients C_{pe} correspondants à chaque zone de toiture.

Zones	F	G	H	I
Surfaces (m^2)	10	19.1	116.44	582.2
C_{pe}	-1.1	-1.4	-0.8	-0.5

b) Coefficient de pression intérieure (C_{pi})

$$\mu_p = 0.615 \quad \rightarrow \quad C_{pi} = -0.10 \quad (\text{Voir figure 5.15 de RNV 99})$$

Les pressions q_{zi} sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$q_j = C_d * W_j \quad \text{avec :} \quad W_j = q_{dyn} (C_{pe} - C_{pi})$$

- Parois verticales

Pour : $b=29.11\text{m} \rightarrow C_d=0.91$

Tableau 9 : Valeurs de la pression sur la paroi verticales V3.

Zones	C_d	$q_{dyn}(N/m^2)$	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe}-C_{pi}$	$q_j(N/m^2)$
A	0.91	1065.9	-1.0	-0.1	-0.9	-872.9721
B	0.91	1065.9	-0.8	-0.1	-0.7	-678.9783
D	0.91	1065.9	+0.8	-0.1	+0.9	872.9721
E	0.91	1065.9	-0.3	-0.1	-0.2	-193.9938

- La toiture

Tableau 10 : Valeurs de la pression sur la toiture V3.

Zones	C_d	$q_{dyn}(N/m^2)$	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe}-C_{pi}$	$q_j(N/m^2)$
F	0.91	1170.3	-1.1	-0.1	-1.0	-1064.973
G	0.91	1170.3	-1.4	-0.1	-1.3	-1384.4649
H	0.91	1170.3	-0.8	-0.1	-0.7	-745.4811
I	0.91	1170.3	-0.5	-0.1	-0.4	-425.9892

3. Calcul de force de frottement

Dans notre cas : (§ 1.4 chapitre 2 RNVA99)

$$\begin{cases} d/b = 6.73/29.11 = 0,2312 < 3 \\ d/h = 6.73/10 = 0.673 < 3 \end{cases}$$

Condition vérifiée, pas de frottement.

B. Le 2^{ème} bâtiment (section B-B)

- Longueur : 20.61 m
- Largeur : 18.29 m
- Hauteur : 9.78 m

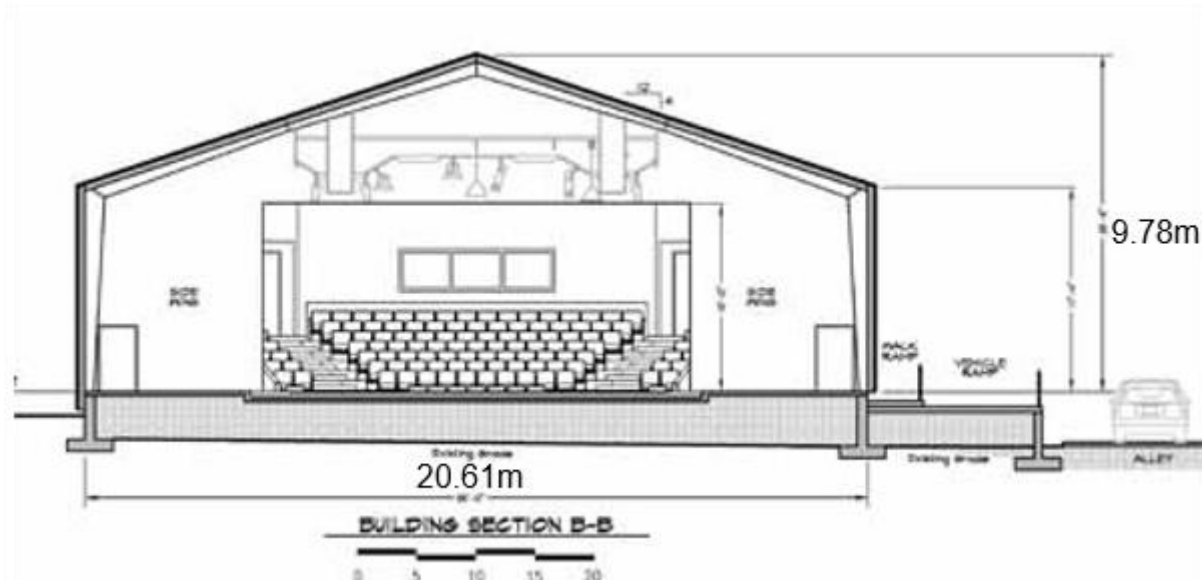


Figure 11: L'amphithéâtre section B-B

1. Les coefficients de calcul

$$q_{ref} = 375 \text{ N/m}^2.$$

$$C_t(z) = 1.5$$

- Direction V4 et V5 du vent :
Pour $h = 9.78 \text{ m}$ et $b = 18.29 \text{ m}$; après interpolation on aura : $C_d \approx 0,93$.
- La salle à une hauteur égale à 9.78 m .

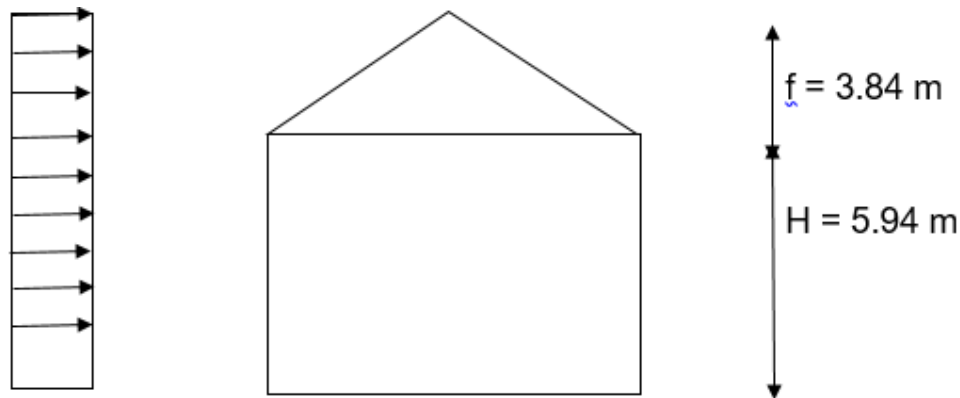


Figure 12 : Répartition de la pression dynamique sur l'amphithéâtre.

K_t : facteur de terrain défini précédemment $\rightarrow K_t = 0.22$

Z_0 : paramètre de rugosité défini précédemment $\rightarrow Z_0 = 0.30$

Z_{\min} : hauteur minimale définie précédemment $\rightarrow Z_{\min} = 8 \text{ m}$

Z : hauteur considérée (au centre des surface) $\rightarrow Z = 9.78 \text{ m}$

Dans notre cas :

- Pour toiture : $Z_{\min} = 8 \text{ m} \leq Z = 9.78 \text{ m} \leq 200 \text{ m}$
- Pour paroi verticale : $Z = 5.94 \text{ m} < Z_{\min} = 8 \text{ m}$

a) Détermination de C_r , C_e , et q_{dyn}

Tableau 11 : Les valeurs de C_r , C_e et q_{dyn} .

	$Z(m)$	C_r	C_e	$q_{\text{dyn}}(N/m^2)$
Parois	5.94	0.7223	2.8424	1065.9
Toiture	9.78	0.7665	3.0925	1159.7

2. Détermination des coefficients de pression

2.1. Direction du vent V4 (façade latérale)

a) Calcul des coefficients de pression extérieure C_{pe}

▪ Paroi verticale

Dans notre cas on a :

- $b=18.29 \text{ m}$

- $d=20.61$ m
- $h=9.78$ m
- $e=\min(18.29 ; 2 \times 9.78) = 18.29$ m
- $e/5 = 18.29/5 = 3.658$ m

Donc : $d = 20.61$ m $>$ $e = 18.29$ m

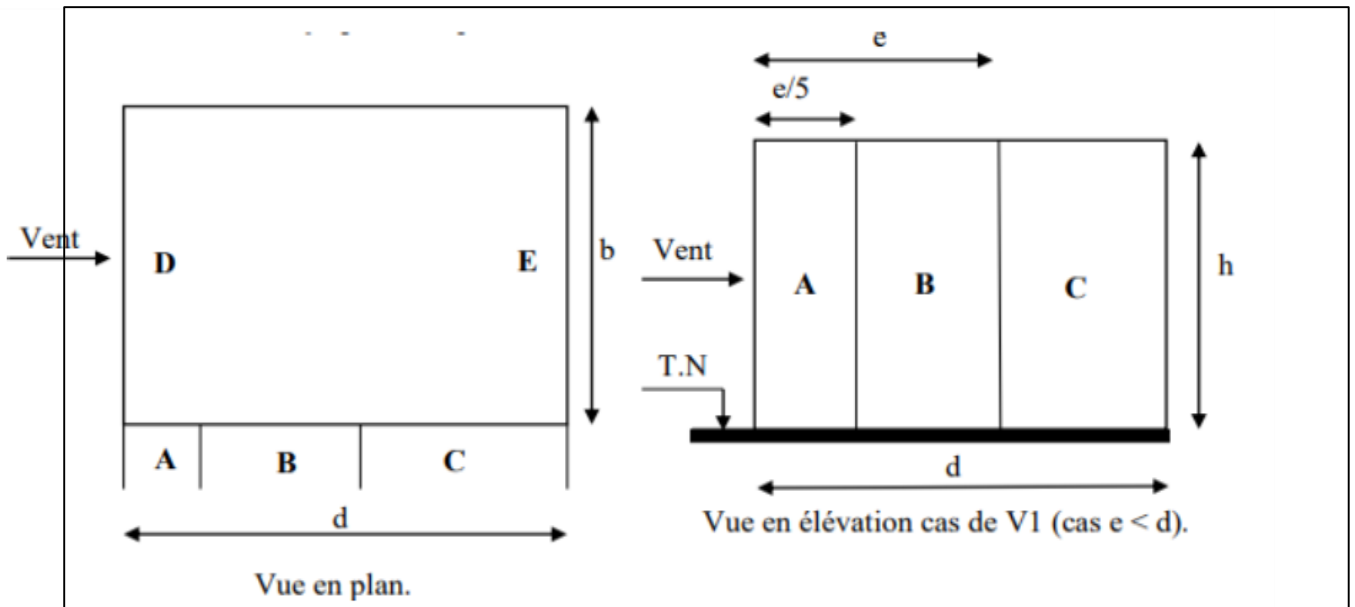


Figure 13: légende pour les parois verticales.

Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondants à ces zones sont portées sur le tableau suivant :

Tableau 12: Les coefficients de pression C_{pe} correspondants à chaque zone de paroi verticale.

Zone	A	B	C	D	E
C_{pe}	-1,0	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

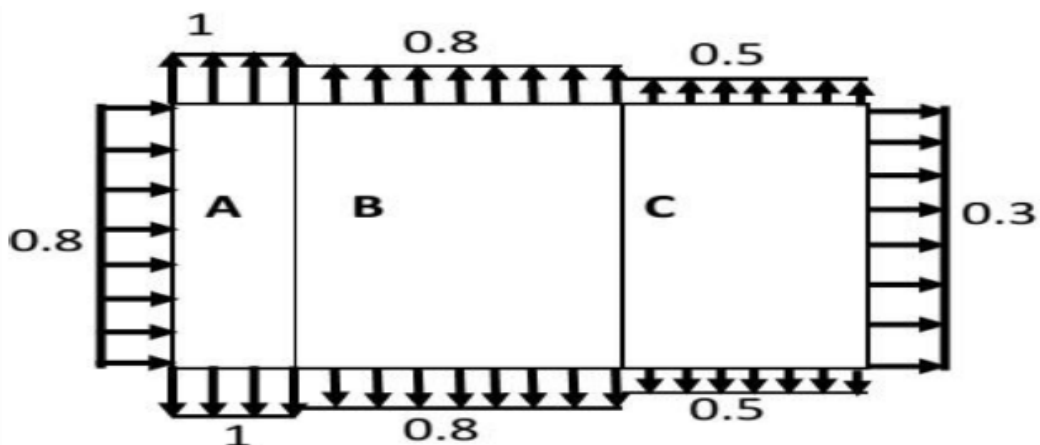


Figure 14 : Légende pour les parois verticales.

▪ **Pour la toiture**

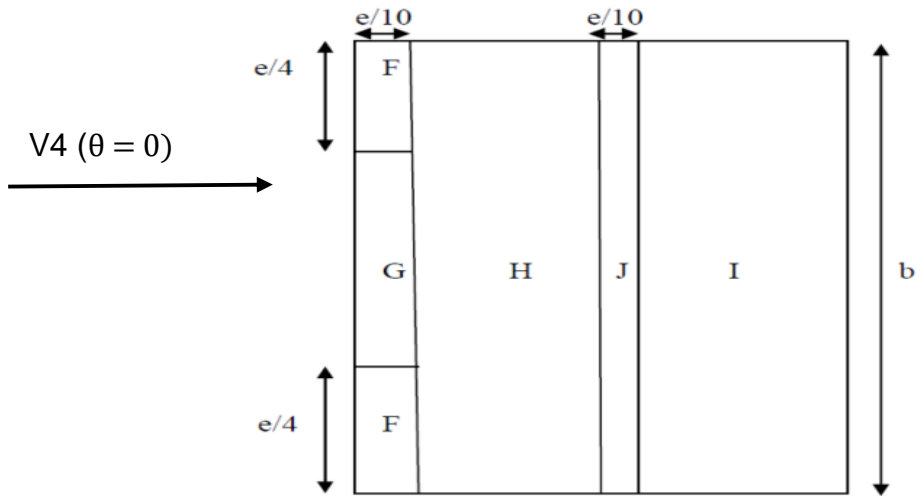


Figure 15 : légende pour les toitures à deux versants.

$h = 9.78 \text{ m}$; $b = 18.29 \text{ m}$; $d = 20.61 \text{ m}$; $\theta = 0^\circ$; $e = \min (b, 2h) = 18.29 \text{ m}$

$e/10 = 1.829 \text{ m}$; $e/4 = 9.145 \text{ m}$

La valeur de $\alpha = 20.44^\circ$ n'existe pas dans le tableau 5.3 RNVA99.

Tableau 13 : coefficients C_{pe} correspondants à chaque zone de toiture.

Zones	F	G	H	I	J
Surfaces (m ²)	17.3023	34.6047	132.6573	209.6949	34.6047
C_{pe}	-0.5	-0.5	-0.2	-0.4	-0.5

a) **Coefficient de pression intérieure (C_{pi})**

$\mu_p = 0.5 \rightarrow C_{pi} = 0.1$ (Voir figure 5.15 de RNV 99)

- **Parois verticales :**

Pour : $b = 18.29 \text{ m} \rightarrow C_d = 0.93$

Tableau 14 : Valeurs de la pression sur la paroi verticales V4.

Zones	C_d	$q_{dyn}(\text{N/m}^2)$	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	$q_j(\text{N/m}^2)$
A	0.93	1065.9	-1.0	0.1	-1.1	-1090.4157
B	0.93	1065.9	-0.8	0.1	-0.9	-892.1583

C	0.93	1065.9	-0.5	0.1	-0.6	-594.7722
D	0.93	1065.9	+0.8	0.1	+0.7	693.9009
E	0.93	1065.9	-0.3	0.1	-0.4	-396.5148

- La toiture

Tableau 15 : Valeurs de la pression sur la toiture V4.

Zones	Cd	q _{dyn} (N/m ²)	C _{pe}	C _{pi}	C _{pe} -C _{pi}	q _j (N/m ²)
F	0.93	1170.3	-0.5	0.1	-0.6	-653.0274
G	0.93	1170.3	-0.5	0.1	-0.6	-653.0274
H	0.93	1170.3	-0.2	0.1	-0.3	-326.5137
I	0.93	1170.3	-0.4	0.1	-0.5	-544.1895
J	0.93	1170.3	-0.5	0.1	-0.6	-653.0274

2.2. Direction du vent V5 (perpendiculaire à la façade latérale)

Les valeurs de pressions de la direction V5 sont les mêmes que la direction V4.

3. Calcul de force de frottement

Dans notre cas : (§ 1.4 chapitre 2 RNVA99)

$$\begin{cases} d/b = 18.29 / 20.61 = 0,8874 < 3 \\ d/h = 18.29 / 9.78 = 1.8701 < 3 \end{cases}$$

Condition vérifiée, pas de frottement.

C. Le 3^{ème} bâtiment (section D-D)

- Longueur : 23.90 m
- Largeur : 13.78 m
- Hauteur : 8.36 m

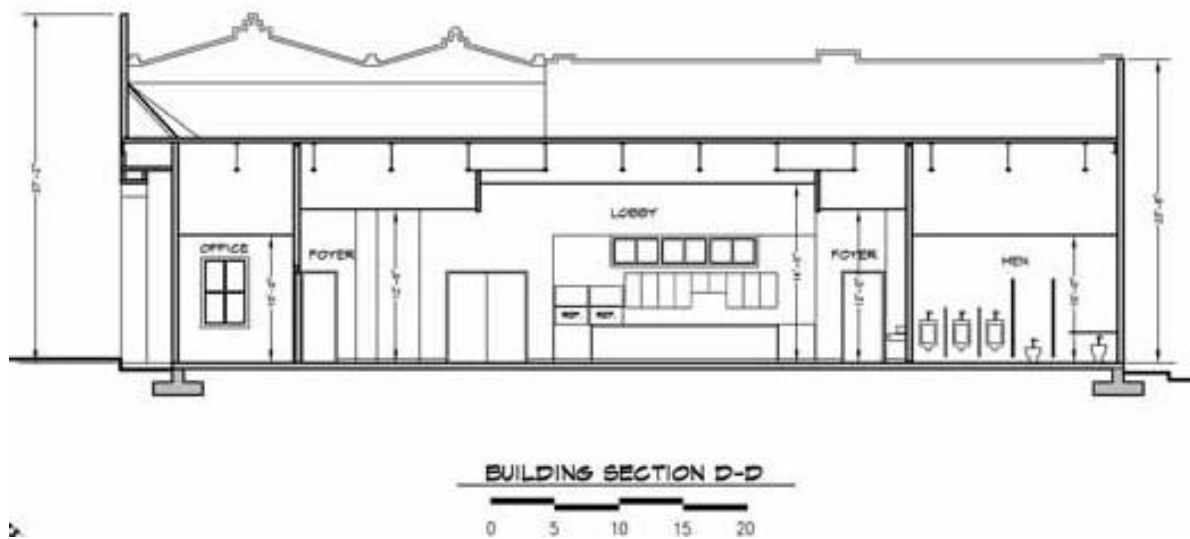


Figure 16: L'amphithéâtre section D-D

$$q_{\text{ref}} = 375 \text{ N/m}^2.$$

$$C_t(z) = 1.5$$

- Direction V6 du vent :
Pour $h = 8.36 \text{ m}$ et $b = 23.90 \text{ m}$; après interpolation on aura : $C_d \approx 0,92$.
- Direction V7 du vent :
Pour $h = 8.36 \text{ m}$ et $b = 10.90 \text{ m}$; après interpolation on aura : $C_d \approx 0,93$.
- Direction V8 du vent :
Pour $h = 8.36 \text{ m}$ et $b = 10.27 \text{ m}$; après interpolation on aura : $C_d \approx 0,93$.

La salle à une hauteur égale à 8.36 m .

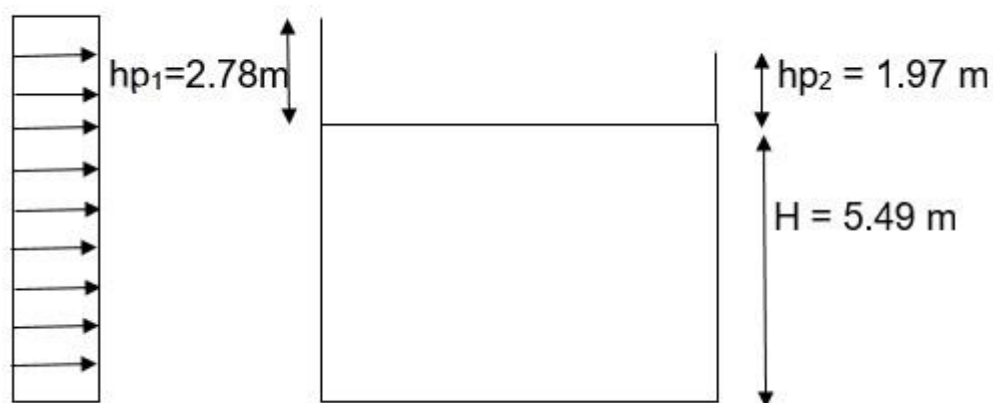


Figure 17: Répartition de la pression dynamique sur l'amphithéâtre.

a) Détermination de C_r , C_e , et q_{dyn} Tableau 16 : Les valeurs de C_r , C_e et q_{dyn} .

	$Z(m)$	C_r	C_e	$q_{dyn}(N/m^2)$
Parois	5.49	0.7223	2.8424	1065.9
Toiture	8.36	0.7320	2.8965	1086.2

1. Détermination des coefficients de pression**1.1. Direction du vent V6 (façade principale)**a) **Calcul des coefficients de pression extérieure C_{pe}** ▪ **Paroi verticale**

Dans notre cas on a :

- $b=23.90$ m
- $d=13.78$ m
- $h=8.36$ m
- $e=\min(23.90; 2 \times 8.36) = 16.72$ m
- $e/5 = 16.72/5 = 3.344$ m

Donc : $d = 13.78$ m < $e = 16.72$ m

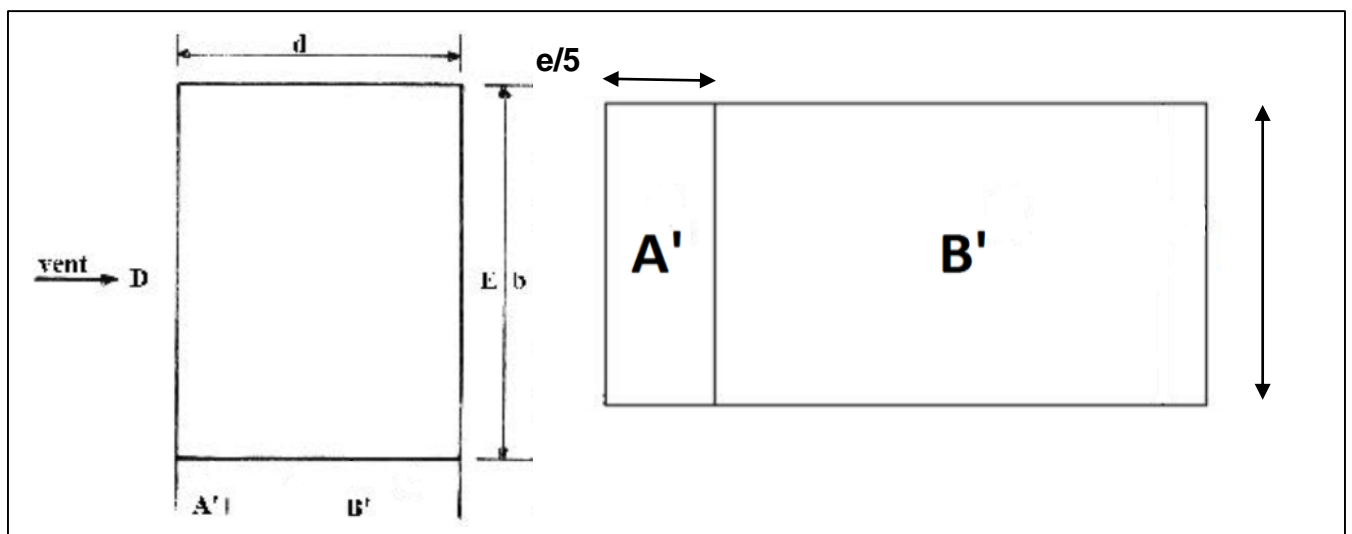


Figure 18: légende pour les parois verticales.

Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondants à ces zones sont portées sur le tableau suivant :

Tableau 17 : Les coefficients de pression Cpe correspondants à chaque zone de paroi verticale

Zone	A'	B'	D	E
Cpe	-1,0	-0.8	+0.8	-0.3

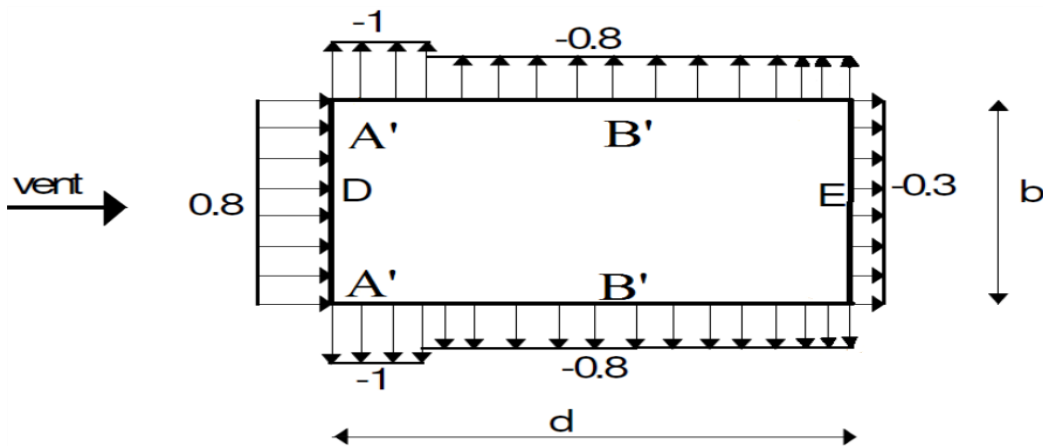


Figure 19 : Légende pour les parois verticales.

▪ **Pour la toiture**

La direction du vent est définie par un angle θ avec :

$\theta = 90^\circ$ vent .

Il convient de diviser la toiture comme indique la figure ci-dessous :

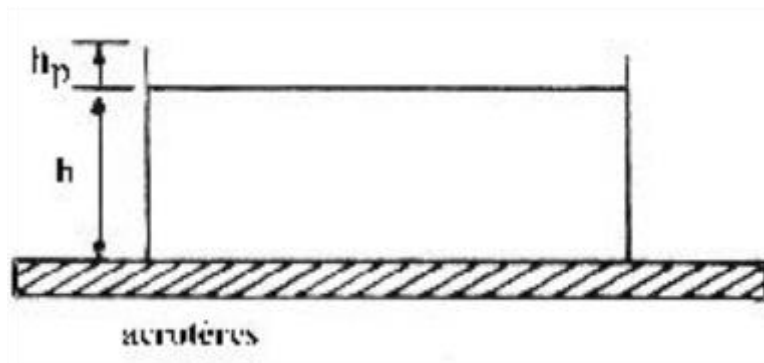


Figure 20 : Légende pour les toitures plates

$h = 8.36 \text{ m}$; $b = 23.90 \text{ m}$; $d = 13.78 \text{ m}$; $\theta = 90^\circ$; $e = \min (b, 2h) = 16.72 \text{ m}$

$e/10 = 1.672 \text{ m}$; $e/4 = 4.18 \text{ m}$; $e/2 = 8.36 \text{ m}$.

Avec : $hp_1/h = 0.3433 \text{ m}$; $hp_2/h = 0.2356 \text{ m}$.

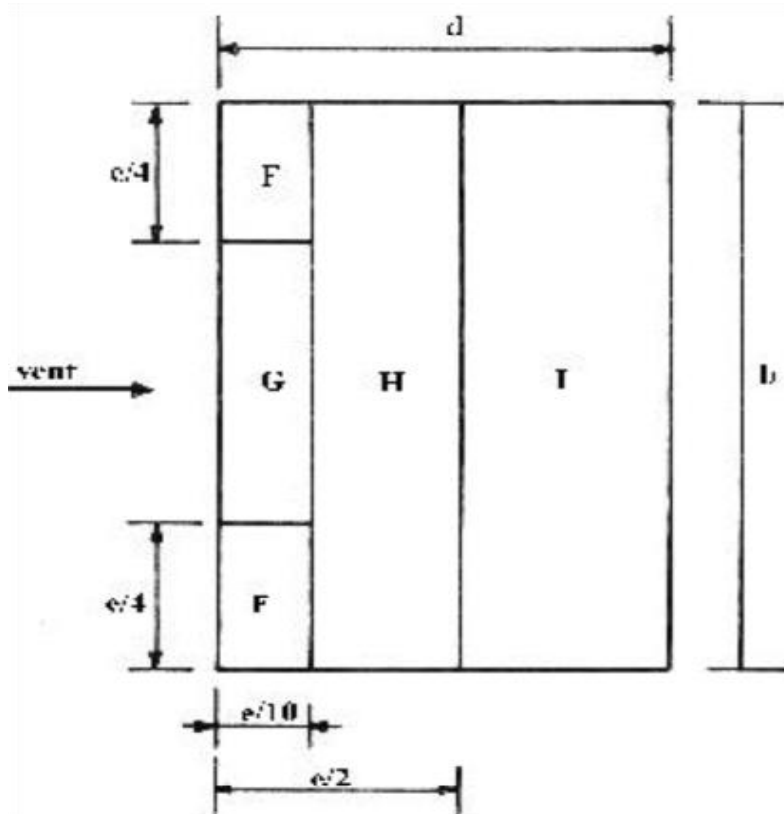


Figure 21: Légende pour les toitures plates

Tableau 18 : coefficients Cpe correspondants à chaque zone de toiture.

Zones	F	G	H	I
Surfaces (m ²)	7	13.9779	159.8432	129.5380
Cpe	-1.29	-0.8	-0.7	+0.2

a) Coefficient de pression intérieure (Cpi)

$\mu_p = 1 \rightarrow C_{pi} = -0.5$ (Voir figure 5.15 de RNV 99)

- Parois verticales

Pour : $b = 23.90 \text{ m} \rightarrow C_d = 0.92$

Tableau 19 : Valeurs de la pression sur la paroi verticales V6.

Zones	Cd	$q_{dyn}(N/m^2)$	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe}-C_{pi}$	$q_j(N/m^2)$
A'	0.92	1065.9	-1.0	-0.5	-0.4	-392.2512
B'	0.92	1065.9	-0.8	-0.5	-0.3	-294.1884
D	0.92	1065.9	+0.8	-0.5	+1.3	1274.8164
E	0.92	1065.9	-0.3	-0.5	+0.2	294.1884

- La toiture

Tableau 20 : Valeurs de la pression sur la toiture V6.

Zones	Cd	$q_{dyn}(N/m^2)$	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe}-C_{pi}$	$q_j(N/m^2)$
F	0.92	1170.3	-1.29	-0.5	-0.79	-850.5740
G	0.92	1170.3	-0.8	-0.5	-0.3	-323.0028
H	0.92	1170.3	-0.7	-0.5	-0.2	-215.3352
I	0.92	1170.3	+0.2	-0.5	+0.7	753.6732

1.2. Direction du vent V7 (façade latérale)a) Calcul des coefficients de pression extérieure Cpe▪ Paroi verticale

Dans notre cas on a :

- $b=10.90$ m
- $d=23.90$ m
- $h=8.36$ m
- $e=\min(10.90; 2 \times 8.36)$ m = 10.90 m
- $e/5 = 10.90/5 = 2.18$ m

Donc : $d = 23.90$ m < $e = 10.90$ m

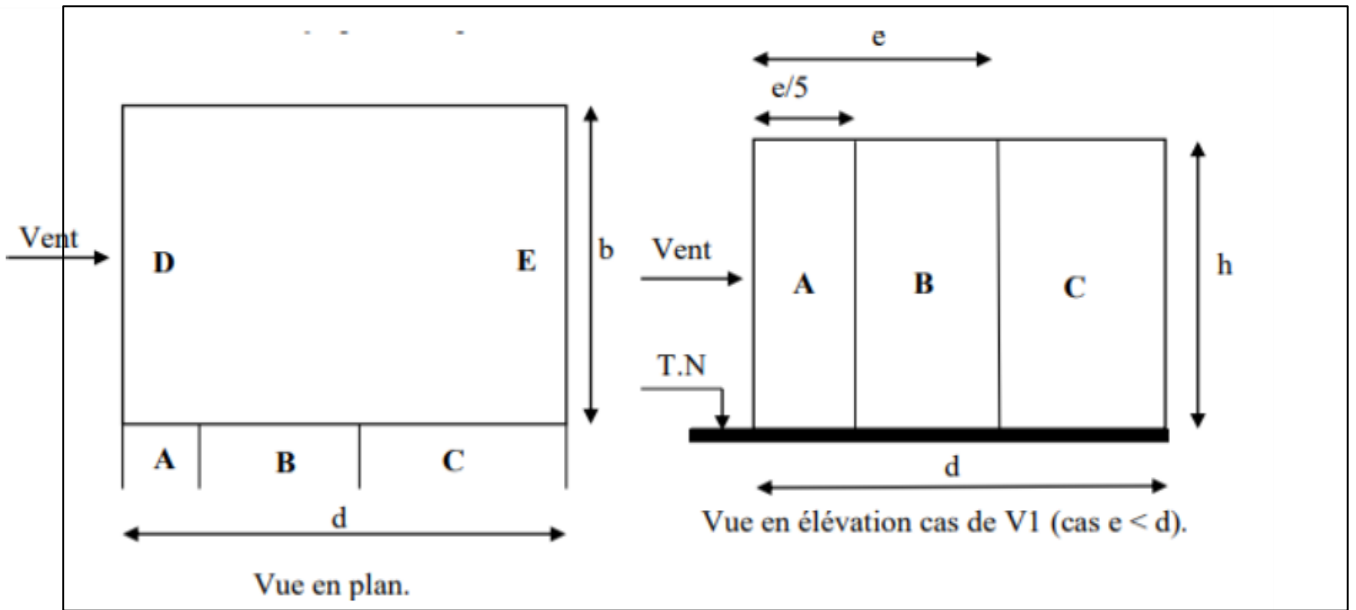


Figure 22: légende pour les parois verticales.

Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondants à ces zones sont portées sur le tableau suivant :

Tableau 21: Les coefficients de pression Cpe correspondants à chaque zone de paroi verticale.

Zone	A	B	C	D	E
Cpe	-1,0	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

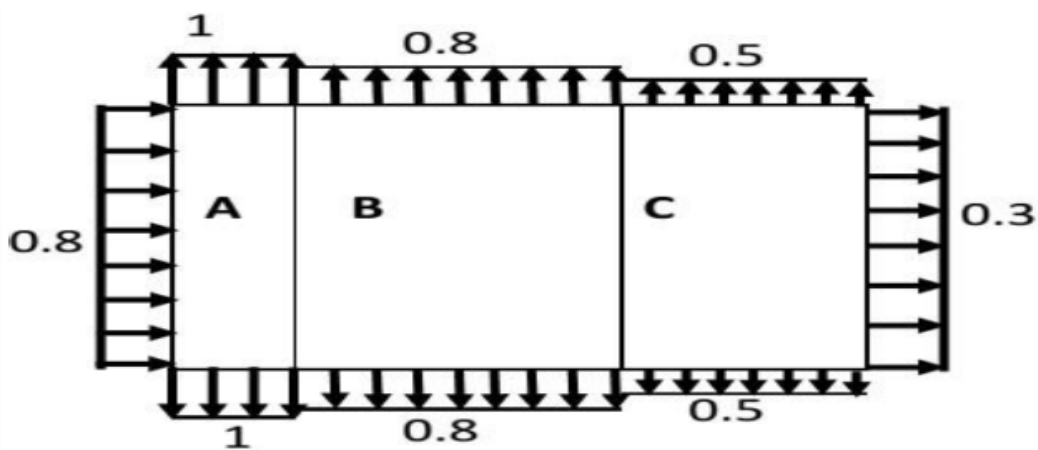


Figure 23: Légende pour les parois verticales.

Pour la toiture

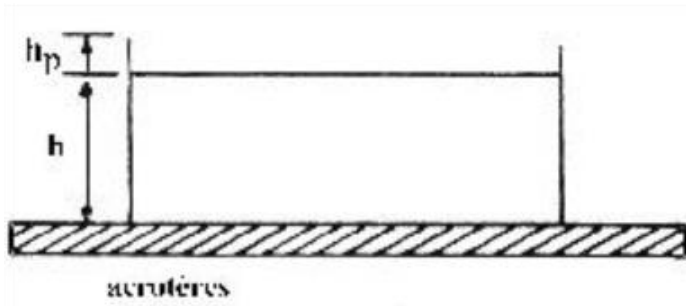


Figure 24: Légende pour les toitures plates

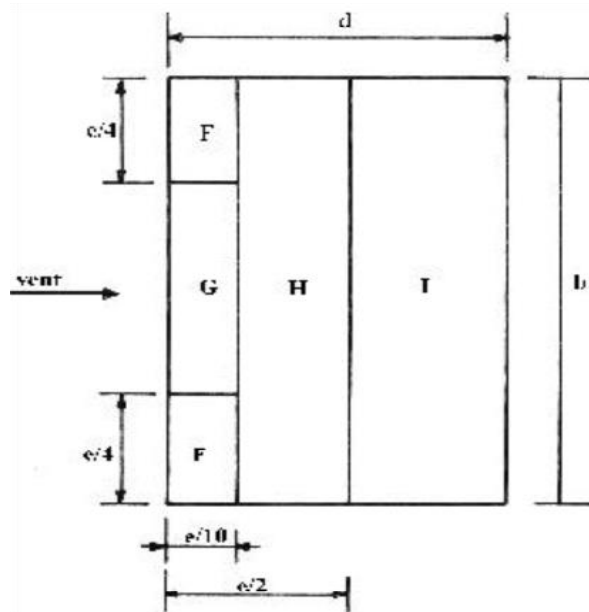


Figure 25 : Légende pour les toitures plates

$h = 8.36 \text{ m}$; $b = 10.90 \text{ m}$; $d = 23.90 \text{ m}$; $\theta = 0^\circ$; $e = \min (b, 2h) = 10.90 \text{ m}$

$e/10 = 1.090 \text{ m}$; $e/4 = 2.725 \text{ m}$; $e/2 = 5.45 \text{ m}$.

Avec : $hp_1/h = 0.3433 \text{ m}$; $hp_2/h = 0.2356 \text{ m}$.

Tableau 22 : coefficients Cpe correspondants à chaque zone de toiture.

Zones	F	G	H	I
Surfaces (m ²)	2.9703	5.9405	47.52	201.105
Cpe	-1.52	-0.94	-0.7	+0.2

b) Coefficient de pression intérieure (C_{pi})

$\mu_p = 0.336 \rightarrow C_{pi} = 0.49$ (Voir figure 5.15 de RNV 99)

- Parois verticales

Pour : $b=10.90\text{m} \rightarrow C_d=0.93$

Tableau 23 : Valeurs de la pression sur la paroi verticales V7.

Zones	C _d	q _{dyn} (N/m ²)	C _{pe}	C _{pi}	C _{pe} -C _{pi}	q _j (N/m ²)
A	0.93	1065.9	-1.0	0.49	-0.59	-584.8593
B	0.93	1065.9	-0.8	0.49	-1.29	-1278.7602
C	0.93	1065.9	-0.5	0.49	-0.99	-981.3741
D	0.93	1065.9	+0.8	0.49	+0.31	307.2989
E	0.93	1065.9	-0.3	0.49	-0.79	-783.1167

- La toiture**Tableau 24 : Valeurs de la pression sur la toiture V7.**

Zones	C _d	q _{dyn} (N/m ²)	C _{pe}	C _{pi}	C _{pe} -C _{pi}	q _j (N/m ²)
F	0.93	1170.3	-1.52	0.49	-2.01	-2187.6418
G	0.93	1170.3	-0.94	0.49	-1.43	-1556.3819
H	0.93	1170.3	-0.7	0.49	-1.19	-1295.1710
I	0.93	1170.3	+0.2	0.49	-0.29	-315.6299

1.3. Direction du vent V8 (perpendiculaire à la façade latérale)**a) Calcul des coefficients de pression extérieure C_{pe}****▪ Paroi verticale**

Dans notre cas on a :

- $b=10.27\text{ m}$
- $d=23.90\text{ m}$
- $h=8.36\text{ m}$
- $e=\min(10.27; 2 \times 8.36)\text{m} = 10.27\text{ m}$

➤ $e/5 = 10.27/5 = 2.054 \text{ m}$
 Donc : $d = 23.90 \text{ m} < e = 10.27 \text{ m}$

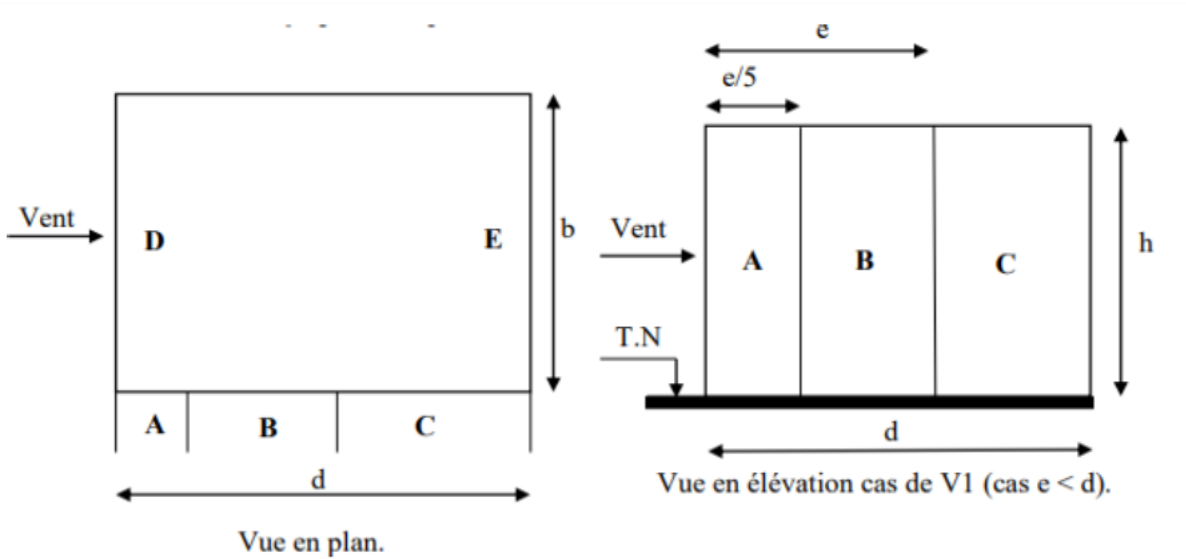


Figure 26 : légende pour les parois verticales.

Tableau 25: Les coefficients de pression Cpe correspondants à chaque zone de paroi verticale.

Zone	A	B	C	D	E
Cpe	-1,0	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

Pour la toiture

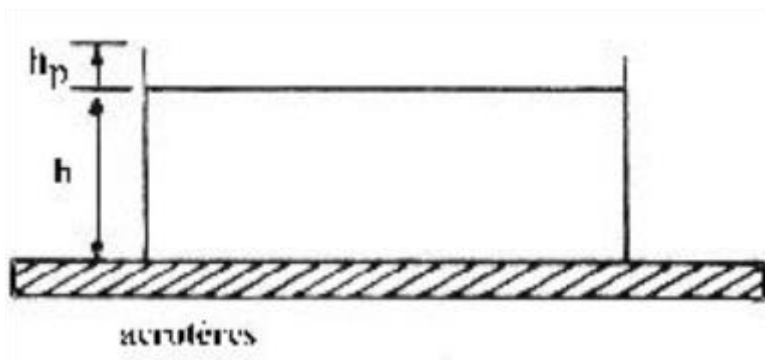


Figure 27 : Légende pour les toitures plates

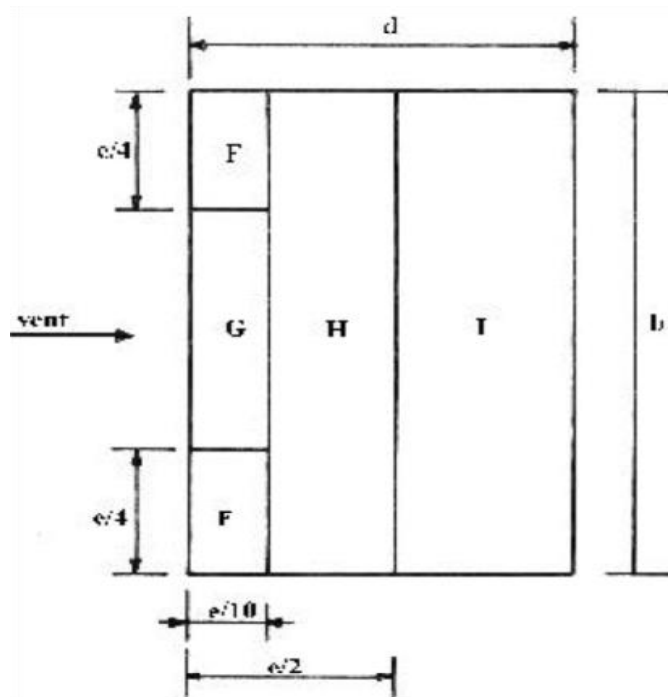


Figure 28 : Légende pour les toitures plates

$h = 8.36 \text{ m}$; $b = 10.27 \text{ m}$; $d = 23.90 \text{ m}$; $\theta = 180^\circ$; $e = \min(b, 2h) = 10.27 \text{ m}$
 $e/10 = 1.027 \text{ m}$; $e/4 = 2.5675 \text{ m}$; $e/2 = 5.135 \text{ m}$.
 avec : $hp_1/h = 0.3433 \text{ m}$; $hp_2/h = 0.2356 \text{ m}$.

Tableau 26 : coefficients Cpe correspondants à chaque zone de toiture.

Zones	F	G	H	I
Surfaces (m ²)	2.6368	5.2736	42.1892	192.7166
Cpe	-1.55	-0.97	-0.7	+0.2

b) Coefficient de pression intérieure (Cpi)

$\mu_p = 1 \rightarrow C_{pi} = -0.5$ (Voir figure 5.15 de RNV 99)

- **Parois verticales**

Pour : $b = 10.27 \text{ m} \rightarrow C_d = 0.94$

Tableau 27 : Valeurs de la pression sur la paroi verticales V8.

Zones	Cd	q _{dyn} (N/m ²)	C _{pe}	C _{pi}	C _{pe} -C _{pi}	q _j (N/m ²)
A	0.94	1065.9	-1.0	-0.5	0.4	400.7784
B	0.94	1065.9	-0.8	-0.5	-0.3	-300.5838
C	0.94	1065.9	-0.5	-0.5	0	0
D	0.94	1065.9	+0.8	-0.5	+1.3	1302.5298
E	0.93	1065.9	-0.3	-0.5	-0.2	-200.3892

La toiture**Tableau 28 : Valeurs de la pression sur la toiture V8.**

Zones	Cd	q _{dyn} (N/m ²)	C _{pe}	C _{pi}	C _{pe} -C _{pi}	q _j (N/m ²)
F	0.94	1170.3	-1.55	-0.5	-1.05	-1155.0861
G	0.94	1170.3	-0.97	-0.5	-0.47	-517.0385
H	0.94	1170.3	-0.7	-0.5	-0.2	-220.0164
I	0.94	1170.3	+0.2	-0.5	+0.7	770.0574

3. Calcul de force de frottement

Dans notre cas : (§ 1.4 chapitre 2 RNVA99)

$$\begin{cases} d/b = 23.90 / 10.90 = 2.1927m < 3 \\ d/h = 23.90 / 8.36 = 2.8589m < 3 \end{cases}$$

Condition vérifiée, pas de frottement.

II. Action de la neige

Domaine d'application des règles RNVA99 : les règles s'appliquent à l'ensemble des constructions en Algérie situées à une altitude inférieure à 2000m.

Les valeurs des surcharges considérées dépendent de la région et de l'altitude où se trouve la construction. La charge caractéristique de la neige « S » par unité de surface en projection horizontale s'obtient par la formule suivante :

$$S = \mu \times SK \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

Art .3.1.1 formule 1 p13 RNV 99

Où :

SK (kN /m²) : est la charge de neige sur le sol, donnée par le règlement RNVA 99 dans le paragraphe 4, en fonction de l'altitude et de la zone de neige.

μ : est un coefficient d'ajustement des charges, fonction de la forme de la toiture, appelé coefficient de forme et donné au paragraphe 6 RNVA99.

II.1. Calcul de la charge de neige sur le sol

La charge de neige sur le sol **SK** par unité de surface est fonction de la localisation géographique et de l'altitude de lieu considéré. D'après la carte de zonage de la neige en Algérie, la wilaya de Guelma est située en A.

$$SK = \frac{0.07 \times H + 15}{100}$$

H : l'altitude du site considéré par rapport au niveau de la mer

Pour notre site :

$$H=200 \text{ m} \rightarrow SK = 0.29 \text{ (kN/m}^2\text{)}.$$

II.2. Neige sur la toiture

Les coefficients de forme des toitures à un versant sans obstacles de retenue de la neige (la neige est supposée pouvoir tomber librement) sont donnés par le tableau 6.2 de RNV 99.

Tableau 29 : Coefficients de forme - Toitures à deux versants

(α) angle du versant par rapport à l'horizontale (en °)	$0 \leq \alpha \leq 15^\circ$	$15 < \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60$
coefficient μ_1	0.8	0.8	$0.8 \left(\frac{60 - \alpha}{30} \right)$	0.0
coefficient μ_2	0.8	$0.8 + 0.6 \left(\frac{\alpha - 15}{30} \right)$	$1.1 \cdot \left(\frac{60 - \alpha}{30} \right)$	0.0

On a : $\alpha = 15.586^\circ$, $\alpha = 20.44^\circ$ et $\alpha = 0^\circ$, d'après le tableau 6.1 P17 RNVA99,

$$0 \leq \alpha \leq 30^\circ$$

$\mu = 0,8$ donc :

$$S1 = \mu \times SK \rightarrow S1 = 0,8 \times 0,29 = 0.232 \text{ KN/m}^2.$$

La charge de la neige est : $S1 = 0.232 \text{ KN/m}^2$.

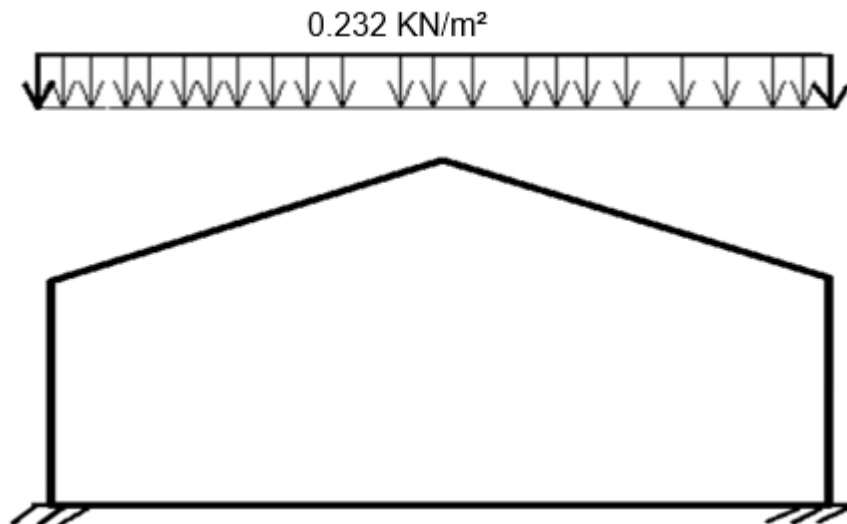


Figure 29 : La valeur de la charge caractéristique de la neige.

III. Conclusion

Dans ce chapitre nous avons défini les différentes valeurs représentatives des charges climatiques agissantes sur la structure qui sent le vent et la neige.

Donc on prend les valeurs les plus défavorables suivantes :

✚ Les valeurs de V_{Max} :

- Pour la pression, celle exposée au vent sur la section C-C :
Chargée en zone D → $q_{j (Max)} = 0.9113 \text{ kN/m}^2$. (Parois verticales)

Chargée en zone F → $q_{j (Max)} = -1.3845 \text{ kN/m}^2$. (Toiture)

- Pour la pression, celle exposée au vent sur la section B-B :
Chargée en zone A → $q_j (Max) = -1.0904 \text{ kN/m}^2$. (Parois verticales)

Chargée en zone F, G et J → $q_j (Max) = -0.655 \text{ kN/m}^2$. (Toiture)

- Pour la pression, celle exposée au vent sur la section D-D :
Chargée en zone D → $q_j (Max) = 1.3025 \text{ kN/m}^2$. (Parois verticales)

Chargée en zone F → $q_j (Max) = - 2.1876 \text{ kN/m}^2$. (Toiture)

✚ La charge de la neige est : $S = 0.232 \text{ kN/m}^2$.

Chapitre IV : Pré-dimensionnement Des éléments

I. Calcul de la couverture

II. Bâtiment C-C

II.1. Matériaux de couverture

La couverture, en panneaux sandwich, est composée de tôle et d'une matière isolante entre les deux parois.



Figure 1 : Couverture, en panneau sandwich.

- Poids propre : $P_p = 13.6 \text{ kg/m}^2$.

II.2. Détermination des sollicitations

Compte tenu de la pente des versants, les pannes sont posées inclinées d'un angle (α). De ce fait, le fonctionnement est en flexion déviée.

- ✚ Charge à prendre des calculs :

a) Charges permanentes G

Poids du panneau avec tôles en acier externe et interne.

- Couverture : $(P_{\text{totale}} + P_{\text{isolant}}) = 13.6 \text{ kg/m}^2$

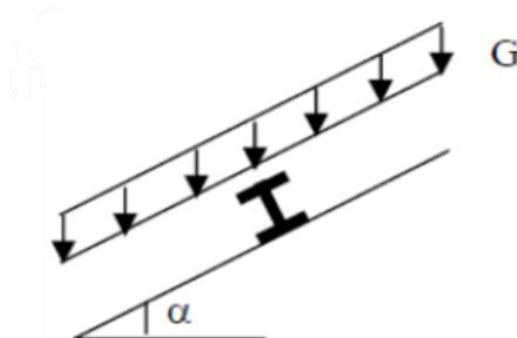


Figure 2 : Cas de charge permanente.

- Accessoire = $2,93 \text{ Kg/m}^2$
- $G_{\text{total}} = 13.6 + 2,93 = 16.53 \text{ Kg/m}^2$
- $G_{\text{total}} = 0,1653 \text{ KN/m}^2$.

b) Surcharges d'entretien Q

La charge d'entretien est déterminée suivant le document technique réglementaire (DTR-BC-2.2), Une charge de 1 KN appliquée sur une surface de 10 m².

Ces 10 m² forment un rectangle, dont un côté est déterminé par l'entre axe entre les éléments considérés. Donc une bande de (1 ml), Q sera prise égale à 1 KN/ml.

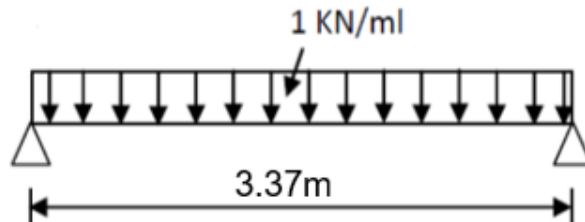


Figure 3 : Cas de charge d'entretien.

c) Actions climatiques

On à : $\alpha = 15.59^\circ$, pour la section C-C.

- Surcharge de la neige

$S_n = 0.232 \text{ KN/m}^2$.

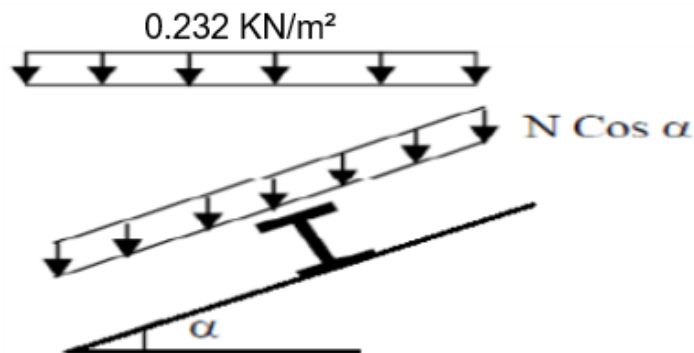


Figure 4 : Cas de charge de neige.

- Action du vent

La zone du vent la plus défavorable est celle exposée au vent sur la section C-C :

$C_{pi} = -0.1$ Vent, dépression extérieure maximale chargée en zone G.

$V_{Max} = -1.3845 \text{ KN/m}^2$.

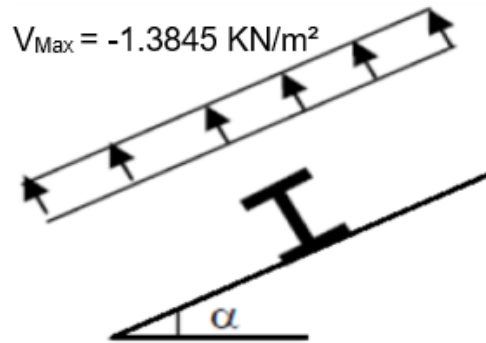


Figure 5 : Cas de l'effet du vent.

II.3. Vérification de la couverture

Après plusieurs simulations on prend le nombre de panne = 11

a. Combinaison des charges et actions à l'ELU

- $q_1 = 1.35 G + 1.5 Q = [1.35 \times 0.256] + [1.5 \times (1.47 \times 1)] = 2.60 \text{ KN/ml.}$
 - $q_2 = 1.35 G + 1.5 S_n = [1.35 \times 0.256] + [1.5 \times (1.47 \times 0.232)] = 0.857 \text{ KN/ml.}$
 - $q_3 = G + 1.5 V = 0.256 + 1.5 \times [1.47 \times (-1.3845)] = -2.8 \text{ KN/ml.}$
- $q = \max(q_1, q_2, q_3) = -2.8 \text{ KN/ml.}$

$q_{ELU} = 2.8 \text{ KN/ml.}$

b. Combinaison des charges et actions à l'ELS

- $q_1 = G + Q = 0.256 + 1.47 = 1.806 \text{ KN/ml.}$
- $q_2 = G + S_n = 0.256 + 0.232 = 0.488 \text{ KN/ml.}$
- $q_3 = G + V = 0.256 - 1.3845 = -1.1285 \text{ KN/ml.}$

$q = \max(q_1, q_2, q_3) = 1.806 \text{ KN/ml.}$

$q_{ELS} = 1.806 \text{ KN/ml.}$

$L_{vers} = \sqrt{(14.55^2 + 4.06^2)} = 15.11 \text{ m.}$

▪ Moment maximal pour une poutre continue sur 11 appuis simples

Le moment maximal est déterminé suivant les formules de R.D.M par la méthode des 3 moments.

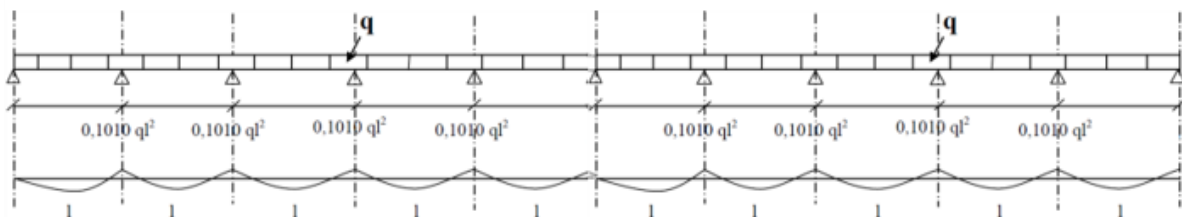


Figure 6: Moment maximal pour une poutre continue sur 11

- $M_{\max} = 0.1010 ql^2$
- $q = 2.8 \text{ KN/ml}$.
- $l = \text{espacement entre chaque panne} = 1.47 \text{ m}$.

▪ **Vérification de la couverture par l'équation de la flèche**

- **Equation de variation du moment**

$$M(x) = q \cdot \frac{x}{2} \cdot (1 - x) - 0.1010q \cdot lx = -q \cdot \frac{x^2}{2} + 0.899q \cdot lx$$

- **Détermination de la section d'abscisse x la plus sollicitée**

$$T(x) = -M'(x) = qx - 0.899ql$$

$M(x)$ max correspond à $T(x)$ nul donc :

$$T(x) = 0 \rightarrow x_0 = 0.866l$$

- **Equation de la flèche**

La flèche est obtenue en intégrant deux fois le moment fléchissant :

$$E_{ly}'' = -M(x) \rightarrow y'(x) = \frac{-1}{E \cdot I} \cdot \left[-\frac{qx^3}{6} + 0.199qlx^2 + c_1 \right]$$

$$y(x) = \frac{-1}{E \cdot I} \cdot \left[-\frac{qx^4}{24} + 0.066qlx^3 + c_1x + c_2 \right]$$

▪ **Conditions aux limites**

$$y(0) = y(l) = 0$$

$$- y(0) = 0 ; \rightarrow C_2 = 0$$

$$- y(l) = 0 ; \rightarrow C_1 = -0.0246ql^3 \cdot y(x) = -\frac{1}{E \cdot I} \left[-\frac{qx^4}{24} + 0.066qlx^3 + (-0.0246)ql^3x \right]$$

▪ **Flèche maximale « $y(x_0)$ »**

$$y(x_0) = -\frac{1}{E \cdot I} \left[-\frac{q(0.399l)^4}{24} + 0.066ql(0.399l)^3 + (-0.0246)ql^3(0.399l)^3 \right]$$

$$y(x_0) = -\frac{1}{E \cdot I} \left[-0.0011ql^4 + 0.0042ql^4 - 0.0098ql^4 \right]$$

$$y(x_0) = \frac{0.0067}{E \cdot I} ql^4$$

$$\sigma_{\max} = L/200 \text{ avec : } \sigma = y(x_0) \leq \sigma_{\max} .$$

$$\frac{0.0067}{E \cdot I} ql^4 = \frac{0.0067 \times (2.8 \times 10^{-2}) \times 147^4}{2.1 \times 10^4 \times 659} \leq \sigma_{\max}$$

$$0.0063 < 0.755 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

▪ **Conclusion**

La supposition du nombre de panne est bonne.

II.4. Chêneau et descente des eaux pluviales

Le chéneau à pour rôle l'évacuation des eaux pluviales et éviter leurs stagnations afin d'assurer une bonne étanchéité de la toiture de la construction.

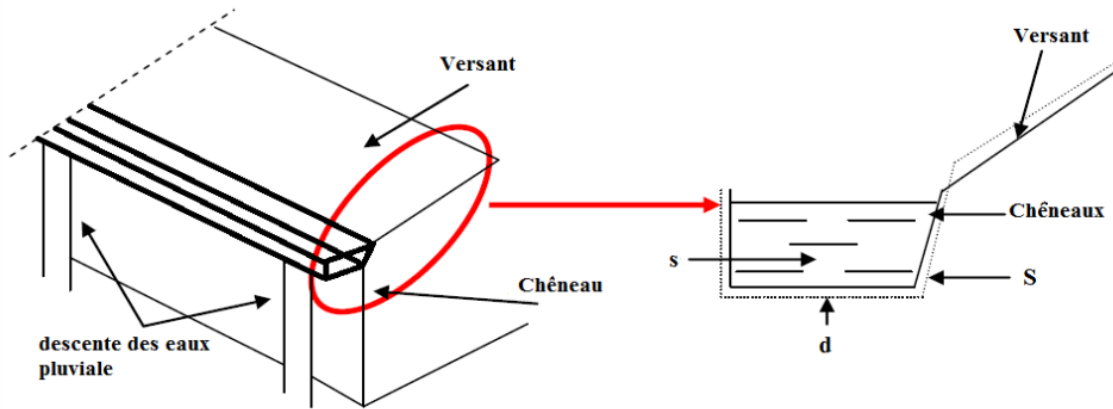


Figure 7: Chéneau d'eau et Coupe transversale du chéneau.

II.4.1. Calcul de la section du chéneau et des descentes d'eau

La section des descentes sera déterminée comme suit :

$$\frac{s}{S} \geq \frac{6.3}{\sqrt{\frac{s}{d} \times p}}$$

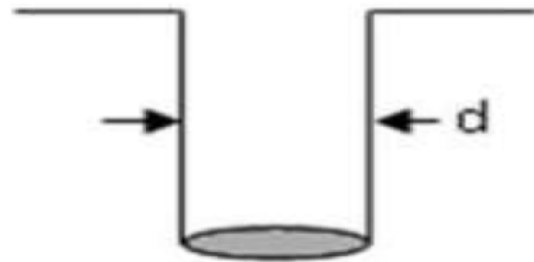


Figure 8 : Moignon cylindrique

Avec :

- s : section transversale du chéneau en (cm²).
- S : surface couverte intéressant le chéneau en (m²).
- d : périmètre de la section mouillée du chéneau en (cm).
- p : pente du chéneau (mm/m).

II.4.2. Diamètre des descentes d'eaux

S₁= 35.30 × 7.775 = 274.457 m².

P=1 mm/m.

Suivant l'abaque : → $\begin{cases} s_1 = 450 \text{ cm}^2 \\ d = 26 \text{ cm} \end{cases}$

(Annexe 6).

II.5. Calcul des pannes

II.5.1. Définition

Les pannes sont des éléments porteurs secondaires prenant appui sur l'intersection de l'ossature, destinés à supporter l'enrobage et à transférer les charges et charges supplémentaires qui lui sont appliquées sur la section transversale. Ils sont disposés parallèlement à la ligne de faîtage, et elles sont calculées en flexion déviée, sous l'effet des charges permanentes et d'exploitation climatique.

Il a plusieurs formes symbolisées par : (IPE), (HE), (UAP), (L)...etc.

On utilisera des profilés en I laminés à chaud.

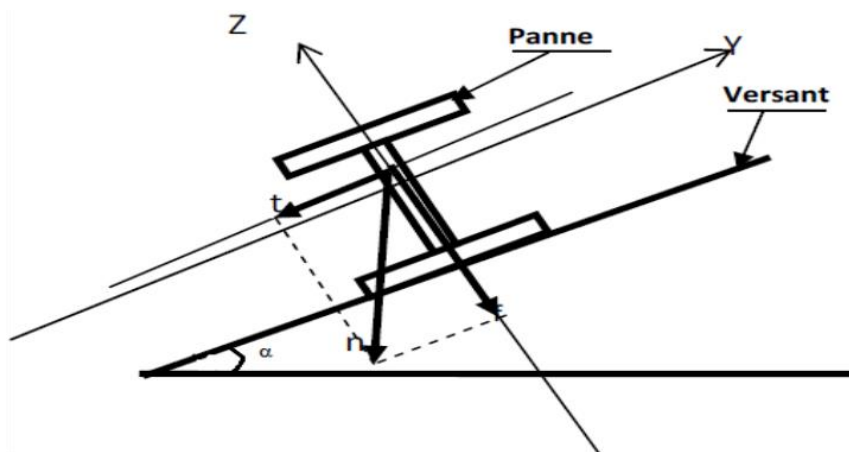


Figure 9 : Disposition de la panne sur la toiture.

▪ Données de calcul

On étudie la panne la plus sollicitée, qui est la panne intermédiaire de portée

$L = 3.37\text{m}$, incliné d'un angle $\alpha = 15.59^\circ$ et dont l'entraxe égale « $e = 1.47\text{ m}$ ».

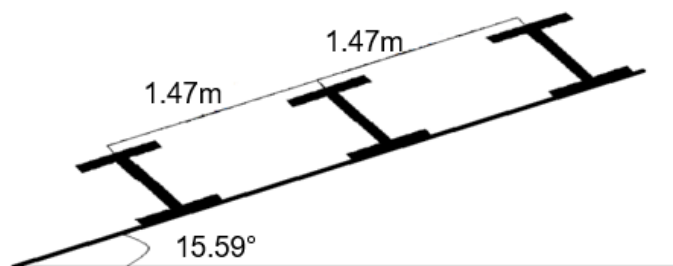


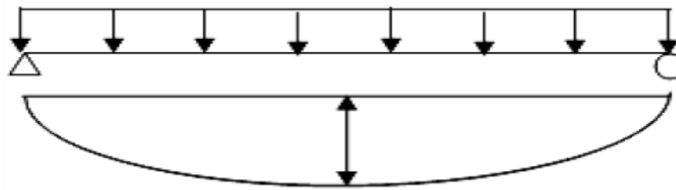
Figure 10: La pente du calcul.

II.5.2. Détermination des sollicitations

II.5.2.1. Evaluation des charges et surcharges

a) Les charges permanentes G

- Poids propre de la couverture (panneaux sandwichs) → 13.6 kg /m²
- Poids propre d'accessoires d'attache → 2.93 kg/m²
- Poids propre de la pannes (on choisit IPE 100) → 8.1 kg/m



$$M_{\max} = \frac{ql^2}{8} \quad f = \frac{5}{384} \frac{ql^4}{EI}$$

Figure 11 : Schéma statique de panne sous charge permanente.

$$G = \left[(P_{\text{couverture}} + P_{\text{accessoire}}) \times \left(\frac{e}{\cos \alpha} \right) \right] + P_{\text{panne}}$$

$$G = \left[(13.6 + 2.93) \times \left(\frac{1.47}{\cos 15.59} \right) \right] + 8.1$$

$$G = 0.34 \text{ KN/ml}$$

b) Surcharge d'entretien P

Dans le cas des toitures inaccessibles on le considère uniquement dans les calculs d'une charge d'entretien qui est égale au poids d'un ouvrier et de son assistant et qui est équivalente à deux charges concentrées de 100 kg chacune située à 1/3 et 2/3 de la portée de la panne.

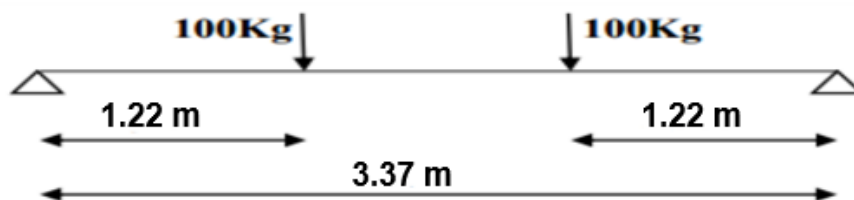


Figure 12: Schéma statique de panne sous charge d'entretien.

$$M_{\max} = 100 \times 1.22 = 122 \text{ Kg.m}$$

La charge uniformément répartie (P) due à la surcharge d'entretien est obtenue en égalisant les deux moments max dus à P aux charges ponctuelles P_{eq} .

$$M_{max} = P \times \frac{l}{3} = P_{eq} \times \frac{l^2}{8}$$

$$P_{eq} = \frac{8}{3} \times \frac{P}{l} = \frac{8}{3} \times \frac{100}{3.37}$$

$$P_{eq} = 79.13 \text{ Kg/ml} \rightarrow P_{eq} = 0.7913 \text{ KN/ml}$$

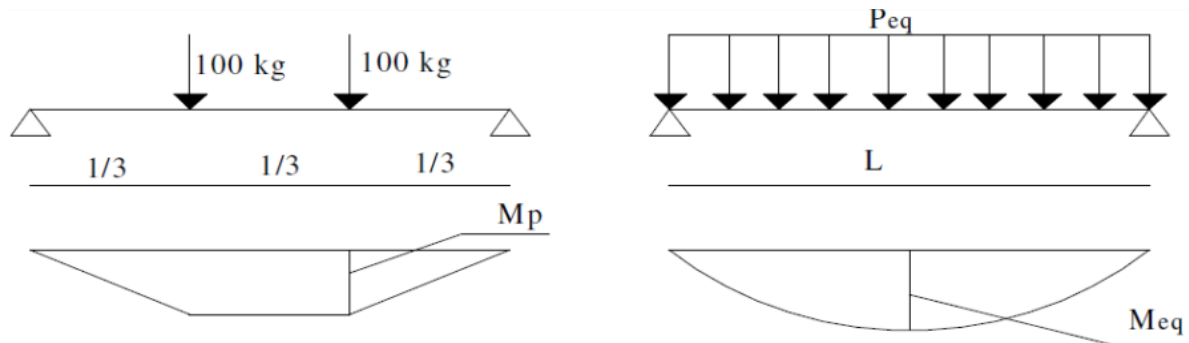


Figure 13: Moment dû à la charge d'entretien.

c) Surcharge climatique du vent

La panne la plus sollicitée est celle exposée au vent sur la façade principale avec $C_{pi} = -0.1$ Vent, dépression extérieure maximale en toiture chargée en zone G.

$$W = -1.3845 \times 1.47 = -2.04 \text{ KN / ml}$$

d) Surcharge climatique de la neige

La surcharge de neige est en fonction de site d'implantation de la construction (Région, altitude) et de la forme de toiture.

$$S = 0.232 \text{ KN/m}^2$$

$$S = 0.232 \times 1.47 = 0.34 \text{ KN/ml}$$

II.5.2.2. Combinaisons des charges les plus défavorables

- Les charges et surcharges appliquées

$$G = 0.34 \text{ KN/ml.}$$

$$Q = 0.7913 \text{ KN/ml.}$$

$$W = -2.04 \text{ KN/ml.}$$

$$S = 0.34 \text{ KN/ml.}$$

- Décomposition de charges

➤ Suivant l'axe Z-Z

$$G_z = G \cos \alpha = 0.34 \cos 15.59^\circ = 0.327 \text{ KN/ml}$$

$$Q_z = Q \cos \alpha = 0.7913 \cos 15.59^\circ = 0.762 \text{ KN/ml}$$

$$S_z = S \cos \alpha = 0.34 \cos 15.59^\circ = 0.33 \text{ KN/ml}$$

$$W_{(z)} = -2.04 \text{ KN/m}$$

➤ **Suivant l'axe Y-Y**

$$G_y = G \cdot \sin \alpha = 0.34 \sin 15.59^\circ = 0.102 \text{ KN/ml}$$

$$Q_y = Q \cdot \sin \alpha = 0.7913 \sin 15.59^\circ = 0.213 \text{ KN/ml}$$

$$S_y = S \cdot \sin \alpha = 0.34 \sin 15.59^\circ = 0.091 \text{ KN/ml}$$

$$W_{(y)} = 0 \text{ KN/ml}$$

II.5.2.3. Combinaisons d'actions

▪ **Remarque**

Les charges d'entretien ne se combinent pas avec les charges climatiques (vent et neige) d'après le DTR B-C 2.2 [5].

• **ELU**

➤ **Axe Z-Z**

$$G_z + 1.5W_z = 0.327 + 1.5 \times (-2.04) = -2.733 \text{ KN/ml.}$$

$$1.35G_{z,\max} + 1.5Q_z = 1.35 \times 0.327 + 1.5 \times 0.762 = 1.584 \text{ KN/ml.}$$

$$1.35G_{z,\max} + 1.5S_z = 1.35 \times 0.327 + 1.5 \times 0.33 = 0.94 \text{ KN/ml.}$$

➤ **Axe Y-Y**

$$G_y + 1.5W_y = 0.102 + 1.5 \times 0 = 0.102 \text{ KN/ml.}$$

$$1.35G_{y,\max} + 1.5Q_y = 1.35 \times 0.102 + 1.5 \times 0.213 = 0.457 \text{ KN/ml.}$$

$$1.35G_{y,\max} + 1.5S_y = 1.35 \times 0.102 + 1.5 \times 0.091 = 0.274 \text{ KN/ml.}$$

• **ELS**

➤ **Axe Z-Z**

$$G_z + W_z = 0.327 + (-2.04) = -1.713 \text{ KN/ml.}$$

$$G_{z,\max} + Q_z = 0.327 + 0.762 = 1.089 \text{ KN/ml.}$$

$$G_{z,\max} + S_z = 0.327 + 0.33 = 0.66 \text{ KN/ml.}$$

➤ **Axe Y-Y**

$$G_y + W_y = 0.102 + 0 = 0.102 \text{ KN/ml.}$$

$$G_{y,\max} + Q_y = 0.102 + 0.213 = 0.315 \text{ KN/ml.}$$

$$G_{y,\max} + S_y = 0.102 + 0.091 = 0.2 \text{ KN/ml.}$$

II.5.3. Pré-dimensionnement

Le pré-dimensionnement se fait par la condition de la flèche (ELS) :

- **Suivant l'axe Z-Z**

$$f_z = \frac{5}{384} \frac{q_z \times l^4}{E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{200} \quad \rightarrow \quad \frac{L}{200} = \frac{337}{200} = 1.69 \text{ cm}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times q_z \times l^4}{1.69 \times 384 \times E} = \frac{5 \times 1.819 \times 337^4 \times 10^{-1}}{1.69 \times 384 \times 2.1 \times 10^5} \quad \rightarrow \quad I_y \geq 86.077 \text{ cm}^4$$

Les caractéristiques de (IPE 100) sont

Tableau 1 : Caractéristique du profilé IPE 100.

Profilés	Section	Dimensions				Caractéristiques			
	A cm ²	H mm	B mm	t _f mm	t _w mm	I _y Cm ⁴	I _z Cm ⁴	W _{ply} Cm ³	W _{plz} Cm ³
<p>IPE 100</p>	10.3	100	55	5.7	4.1	171.0	15.91	39.4	9.1

G=0.34 KN/ml.

G_z = 0.34 x cos 15.59 = 0.327 KN/ml.

G_y = 0.34 x sin 15.59 = 0.091 KN/ml.

II.5.4. Dimensionnement des pannes

Les pannes sont dimensionnées pour satisfaire les conditions suivantes :

- Condition de la flèche(ELS).
- Condition de résistance (ELU).

II.5.4.1. Les combinaisons de calcul

$$\begin{cases} q_z = 1.35G_z + 1.5Q_z \\ q_y = 1.35G_y + 1.5Q_y \end{cases} \dots\dots\dots (1)$$

$$\begin{cases} q_z = 1.35 \times 0.327 + 1.5 \times 0.762 \\ q_y = 1.35 \times 0.091 + 1.5 \times 0.213 \end{cases}$$

$$\begin{cases} qz = 1.584 \text{ KN/ml} \\ qy = 0.442 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

$$\begin{cases} qz = Gz + 1.5Wz \\ qy = Gy + 1.5Wy \end{cases} \dots\dots\dots (2)$$

$$\begin{cases} qz = 0.327 + 1.5 \times (-2.146) \\ qy = 0.091 + 1.5 \times 0 \end{cases}$$

$$\begin{cases} qz = -2.892 \text{ KN/ml} \\ qy = 0.091 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

$$\begin{cases} qz = 1.35Gz + 1.5Sz \\ qy = 1.35Gy + 1.5Sy \end{cases} \dots\dots\dots (3)$$

$$\begin{cases} qz = 1.35 \times 0.327 + 1.5 \times 0.347 \\ qy = 1.35 \times 0.091 + 1.5 \times 0.097 \end{cases}$$

$$\begin{cases} qz = 0.962 \text{ KN/ml} \\ qy = 0.268 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

II.5.4.2. Détermination des sollicitations

- **Moments**

✓ Sous le charge d'exploitation :

$$\text{Axe Z-Z} \quad \rightarrow \quad My = \frac{qz l^2}{8} = \frac{1.584 \times 3.37^2}{8} = 2.249 \text{ KN.m}$$

$$\text{Axe Y-Y} \quad \rightarrow \quad Mz = \frac{qy l^2}{8} = \frac{0.442 \times 3.37^2}{8} = 0.627 \text{ KN.m}$$

✓ Sous le vent :

$$\text{Axe Z-Z} \quad \rightarrow \quad My = \frac{qz l^2}{8} = \frac{2.892 \times 3.37^2}{8} = 4.106 \text{ KN.m}$$

$$\text{Axe Y-Y} \quad \rightarrow \quad Mz = \frac{qy l^2}{8} = \frac{0.091 \times 3.37^2}{8} = 0.129 \text{ KN.m}$$

✓ Sous charge de la neige :

$$\text{Axe Z-Z} \quad \rightarrow \quad My = \frac{qz l^2}{8} = \frac{0.962 \times 3.37^2}{8} = 1.366 \text{ KN.m}$$

$$\text{Axe Y-Y} \quad \rightarrow \quad Mz = \frac{qy l^2}{8} = \frac{0.268 \times 3.37^2}{8} = 0.380 \text{ KN.m}$$

- **Effort tranchant**

✓ Effort tranchant due à la charge d'exploitation :

$$V_Q = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{1.584 \times 3.37}{2} = 2.669 \text{ KN}$$

✓ Effort tranchant due au vent :

$$V_W = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{-2.892 \times 3.37}{2} = -4.873 \text{ KN}$$

✓ Effort tranchant due à la neige :

$$V_S = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{0.962 \times 3.37}{2} = 1.621 \text{ KN}$$

✓ Effort tranchant due au poids propre :

$$V_G = \frac{G \cdot l}{2} = \frac{0.327 \times 3.37}{2} = 0.551 \text{ KN}$$

- **1^{er} combinaison**

$$V_Z = V_G + 1.5V_W = 0.551 + 1.5 \times (-4.873) = -6.759 \text{ KN}$$

- **2^{ème} combinaison**

$$V_Z = 1.35V_G + 1.5V_Q = 1.35 \times 0.551 + 1.5 \times 2.669 = 4.747 \text{ KN}$$

- **3^{ème} combinaison**

$$V_Z = 1.35V_G + 1.5V_S = 1.35 \times 0.551 + 1.5 \times 1.621 = 3.175 \text{ KN}$$

II.5.4.3. Vérification de la résistance des pannes

a) Vérification à l'effort tranchant

La vérification à l'effort de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$V_Z < V_{plz} \quad ; \quad V_{plz} = \frac{A_{vz} \times F_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} \quad \text{EC3 Art 5.4.6}$$

Avec :

V_{plz} : Effort tranchant résistant de la section.

A_{vz} : Aire de cisaillement.

$$A_{vz} = A - 2 \times b \times tf + (tw + 2 \times r) \times tf$$

$$A_{vz} = 10.3 - 2 \times 5.5 \times 0.57 + (0.41 + 2 \times 0.7) \times 0.57 = 5.062 \text{ cm}^2$$

$$V_{plz} = \frac{5.062 \times 23.5}{\sqrt{3} \times 1.1} = 62.42 \text{ KN}$$

- Sous la charge d'exploitation :

$$V_Z = 4.747 \text{ KN} < V_{plz} = 62.42 \text{ KN} \quad \rightarrow \quad \text{Vérifiée.}$$

- Sous le vent :

$$V_Z = 6.759 \text{ KN} < V_{plz} = 62.42 \text{ KN} \quad \rightarrow \quad \text{Vérifiée.}$$

- Sous la neige :

$$V_Z = 3.175 \text{ KN} < V_{plz} = 62.42 \text{ KN} \quad \rightarrow \quad \text{Vérifiée.}$$

b) Vérification au déversement

La vérification à faire est

$$M_{y,sd} \leq M_{b,rd} = \chi_{LT} \times \beta_w \times \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M1}} \quad EC3 Art 5.5.2 [3]$$

$\beta_w = 1 \rightarrow$ section de classe 1

χ_{LT} : coefficient de réduction en fonction de $\overline{\lambda}_{LT}$ (l'élanement adimensionnel)

$$\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_w \times W_{ply} \times f_y}{M_{cr}}} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] (\beta_w)^{0.5}$$

M_{cr} : est le moment critique de déversement.

$$M_{cr} = \frac{C1\pi^2EIz}{(KL)^2} \left\{ \left[\left(\frac{K}{KW} \right) \times \frac{IW^2}{IZ} + \frac{(KL)^2 \times GIt}{\pi^2EIz} + (C2Zg - C3Zj)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (C2Zg - C3Zj) \right\} \quad EC3 Art F. 1.2 [3].$$

C1, C2 et C3 : facteurs dépendants des conditions de charge et d'encastrement.

C1 = 1,132, C2 = 0,459, C3 = 0,525 EC3 tableau F.1.2

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad ; \quad \text{avec : } \nu = 0.3$$

On aura G= 80769.23 MPa.

K et Kw : les facteurs de longueur effective avec : K=1 appui simple, Kw =1

L =337 cm

$Z_g = Z_a - Z_s$.

Z_g : est la distance du point d'application de la charge au centre de torsion de la section (Z_g est positif si la charge agit vers le centre de torsion et négatif dans le cas contraire)

Z_a : Coordonnée du point d'application de la charge.

Z_s : Coordonnée du centre de cisaillement.

$$\begin{cases} Z_a = -\frac{h}{2} = -\frac{10}{2} = -5 \text{ cm} & \text{sous le vent.} \\ Z_a = 5 \text{ cm} & \text{sous la charge verticale.} \end{cases}$$

$\begin{cases} Z_s = 0 \text{ cm} & \text{section doublement symétrique EC3 figure F. 1.1} \\ Z_j = 0 \text{ cm} & \text{section doublement symétrique EC3 figure F. 1.1} \end{cases}$

$$Z_g = Z_a - Z_s = -5 \text{ cm}$$

$$I_t = 1,20 \text{ cm}^4, I_w = 353,698 \text{ cm}^6$$

$$M_{cr} = \frac{1.132 \times 3.14^2 \times 2.1 \times 15.91}{(1 \times 3.37)^2} \left\{ \left[\left(\frac{1}{1} \right)^2 \times \frac{0.035}{15.91} + \frac{(1 \times 3.37)^2 \times 0.808 \times 1.2}{3.14^2 \times 2.1 \times 15.91} + (0.459 \times (-0.05) - 0)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (0.459 \times (-0.05) - 0) \right\}$$

$$M_{cr} = 6.997 \text{ KN.m}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{1 \times 39.41 \times 10^{-6} \times 235}{6.997 \times 10^{-3}}} = 1.2 > 0.4 \quad \text{Donc il y a risque de diversement.}$$

Profilé laminé ; $\alpha = 0,21$; Courbe (a)

On calcul χ_{LT} à l'aide du 'EC3 tableau 5.5.2' par interpolation entre :

$$\bar{\lambda}_{LT} = 1.2 \quad \rightarrow \quad \chi_{LT} = 0.530$$

$$M_{b,rd} = 0.530 \times 1 \times \frac{39.41 \times 10^{-3} \times 235}{1.1}$$

$$M_{b,rd} = 4.462 \text{ KN.m}$$

$$M_{y,sd} = 4.106 \text{ KN.m} < M_{b,rd} = 4.462 \text{ KN.m} \quad \text{Vérifiée}$$

La section en IPE100 assure une bonne résistance vis-à-vis des différents cas d'instabilité, donc il est convenable pour les pannes de notre structure.

c) Vérification de la résistance

La condition à vérifier est :

$$\left(\frac{M_y}{M_{ply}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_z}{M_{plz}} \right)^\beta \leq 1 \quad \text{EC03 Art 5.4.8.1 [3]}$$

Avec : $\alpha = 2$ et $\beta = 1$ (profilé en I classe 1).

$$M_{ply} = \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{et} \quad M_{plz} = \frac{W_{plz} \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$M_{ply} = \frac{39.41 \times 10^{-3} \times 235}{1} \quad \text{et} \quad M_{plz} = \frac{9.15 \times 10^{-3} \times 235}{1}$$

$$M_{ply} = 9.261 \text{ KN.m} \quad \text{et} \quad M_{plz} = 2.150 \text{ KN.m}$$

✓ Sous le charge d'exploitation

$$\left(\frac{2.249}{9.261} \right)^2 + \left(\frac{0.627}{2.150} \right)^1 = 0.351 \leq 1 \quad \rightarrow \quad \text{Vérifiée}$$

✓ Sous le vent :

$$\left(\frac{4.106}{9.261}\right)^2 + \left(\frac{0.129}{2.150}\right)^1 = 0.257 \leq 1 \quad \rightarrow \quad \text{Vérifiée}$$

✓ Sous charge de la neige :

$$\left(\frac{1.366}{9.261}\right)^2 + \left(\frac{0.380}{2.150}\right)^1 = 0.199 \leq 1 \quad \rightarrow \quad \text{Vérifiée}$$

d) Vérification de la flèche

Le pré-dimensionnement se fait par la condition de la flèche (ELS) :

• **Suivant l'axe Z-Z**

$$f_z = \frac{5}{384} \frac{q_z \times l^4}{E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{200} \quad \rightarrow \quad \frac{L}{200} = \frac{337}{200} = 1.69 \text{ cm}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times q_z \times l^4}{1.69 \times 384 \times E} = \frac{5 \times 1.819 \times 337^4 \times 10^{-1}}{1.69 \times 384 \times 2.1 \times 10^5} \quad \rightarrow \quad I_y \geq 86.077 \text{ cm}^4$$

• **Combinaisons de calcul**

$$\begin{cases} q_z = G_z + Q_z \\ q_y = G_y + Q_y \end{cases} \dots\dots\dots (1)$$

$$\begin{cases} q_z = 0.327 + 0.762 \\ q_y = 0.091 + 0.213 \end{cases}$$

$$\begin{cases} q_z = 1.089 \text{ KN/ml} \\ q_y = 0.304 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

$$\begin{cases} q_z = G_z + W_z \\ q_y = G_y + W_y \end{cases} \dots\dots\dots (2)$$

$$\begin{cases} q_z = 0.327 + (-2.146) \\ q_y = 0.091 + 0 \end{cases}$$

$$\begin{cases} q_z = -1.819 \text{ KN/ml} \\ q_y = 0.091 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

$$\begin{cases} q_z = G_z + S_z \\ q_y = G_y + S_y \end{cases} \dots\dots\dots (3)$$

$$\begin{cases} q_z = 0.327 + 0.347 \\ q_y = 0.091 + 0.097 \end{cases}$$

$$\begin{cases} q_z = 0.674 \text{ KN/ml} \\ q_y = 0.188 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

• **Calcul de la flèche**

- Suivant l'axe Z-Z :

$$f_z = \frac{5}{384} \frac{1.819 \times 337^4}{2.1 \times 10^6 \times 171} = 0.85 \text{ cm} < f_{adm} = 1.69 \text{ cm} \quad \text{Vérifiée}$$

- Suivant l'axe Y-Y :

$$f_y = \frac{5}{384} \frac{0.304 \times 337^4}{2.1 \times 10^6 \times 15.91} = 1.53 \text{ cm} < f_{adm} = 1.69 \text{ cm} \quad \text{Vérifiée}$$

La flèche est vérifiée donc on garde la section à IPE 100.

II.6. Calcul de l'échantignolle

II.6.1. Introduction

L'échantignolle est un dispositif de fixation permettant d'attacher les pannes aux fermes, le principal effort de résistance de l'échantignolle est le moment de renversement dû au chargement (surtout sous l'action de soulèvement du vent).

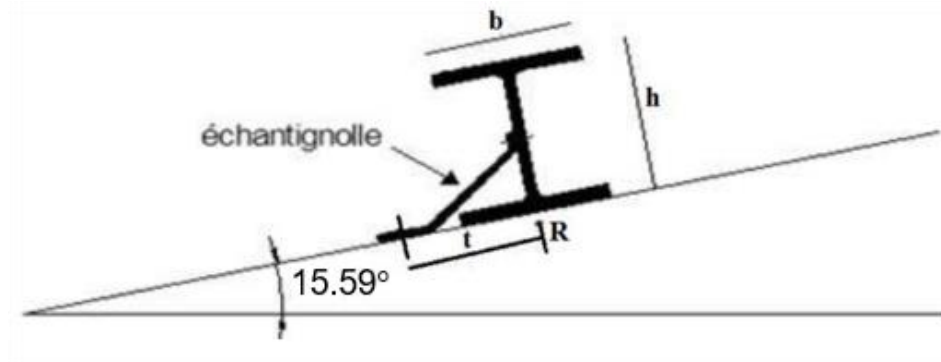


Figure 14 : Echantignolle.

- **L'excentrement {t} est limité par la condition suivante**

L'excentrement {t} est limité par la condition suivante :

$$2 (b/2) \leq t \leq 3 (b/2)$$

Pour un IPE100 : $b = 5.5 \text{ cm}$, $h = 10 \text{ cm}$

$5.5 \text{ cm} \leq t \leq 8.25 \text{ cm} \rightarrow$ on adopte $t = 8 \text{ cm}$.

II.6.2. Détermination des sollicitations

a) Effort de soulèvement

$$Q_z = G_z - 1.5W$$

$$Q_z = 0.327 - 1.5 \times 2.146$$

$$Q_z = - 2.892 \text{ KN/ml}$$

b) Effort suivant rampant

$$Q_y = 1,35 G_y$$

$$Q_y = 1,35 \times 0.091$$

$$Q_y = 0.123 \text{ KN/ml}$$

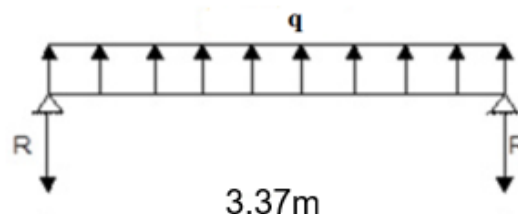


Figure 15 : Réactions sous la charge 'q'.

- **Echantignolle de rive**

$$R_z = Q_z \times l/2 = 2.892 \times (3.37/2) = 4.873 \text{ KN}$$

$$R_y = Q_y \times l/2 = 0.123 \times (3.37/2) = 0.207 \text{ KN}$$

- **Echantignolle intermédiaire**

$$R'_z = 2R_z = 9.746 \text{ KN}$$

$$R'_y = 2R_y = 0.414 \text{ KN}$$

c) Calcul du moment de renversement

$$M_R \leq M_{\text{pliag}}$$

$$M_R = R'_z t + R'_y h/2$$

$$M_R = 9.746 \times 0.08 + 0.414 \times 0.05$$

$$M_R = 0.80 \text{ KN.m}$$

- **Remarque**

Généralement les échantignolles sont des éléments formes à froid. La classe de section est au moins de classe 3.

$$M_R \leq W_{el} \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \rightarrow W_{el} \geq \frac{M_R \times \gamma_{M0}}{f_y}$$

$$W_{el} \geq \frac{8 \times 10^4 \times 1}{235 \times 10^2} = 3.361 \text{ cm}^2$$

Moment de résistance élastique de la section brute.

II.6.3. Dimensionnement de l'échantignolle

II.6.3.1. Calcul de l'épaisseur de l'échantignolle

$$\sigma \leq \frac{M_R}{W_{el}} \rightarrow W_{el} \geq \frac{M_R}{\sigma} \rightarrow W_{el} \geq \frac{8 \times 10^4}{235 \times 10^2} = 3.361 \text{ cm}^2$$

On a : $W_{el} = \frac{a \times e}{6}$ section rectangulaire.

$$a = 6 + 6 + 1 = 13 \text{ cm.}$$

Avec l'épaisseur du gousset de 10mm.

$$\text{Donc : } e \geq \sqrt{\frac{6 \times W_{el}}{a}} \rightarrow e \geq \sqrt{\frac{6 \times 3.361}{13}} \rightarrow e \geq 1.245 \text{ cm}$$

On choisir : $e = 2 \text{ cm.}$

▪ **Remarque**

La largeur de l'échantignolle « a » est calculée après avoir dimensionné la membrure supérieure de la panne, 2L70*70*6.

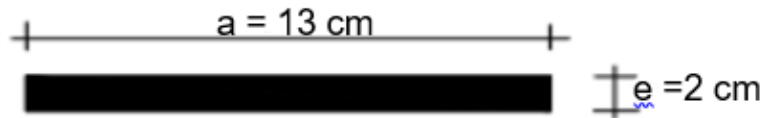


Figure 16 : dimension de l'échantignolle

✓ **Hypothèses du calcul**

L'étude se fait selon la combinaison la plus défavorable des deux combinaisons suivantes :

✚ Cas de soulèvement : $G + 1,5W$

✚ Cas de la neige seule : $1,35G + 1,5S$

La ferme a une longueur de 15.55 m avec des forces concentrées verticales dues à la charge transmise par la toiture par l'intermédiaire des pannes.

II.7.1. Calcul des charges revenantes sur les nœuds

a) Nœud intermédiaire

$$S = 1.51 \times 3.37 = 5.089 \text{ m}^2.$$

• **Poids propre**

- La couverture (panneaux sandwich) + accessoires de pose :

$$0.256 \times 5.089 = 1.303 \text{ KN}$$

- La panne (IPE 100) :

$$0.081 \times 3.37 = 0.273 \text{ KN}$$

- Les contreventements (la moyenne) :

$$0.04 \times 5.089 = 0.204 \text{ KN}$$

$$G_T = (1.303 + 0.273 + 0.204) = 1.78 \text{ KN}$$

• **Surcharges climatiques**

- **Surcharges du vent**

$C_{pi} = -0.1$ Vent, (maximale chargée en zone G).

$$q_j = 1.385 \text{ KN/m}^2.$$

$$W_{\max} = q_j \times S = 1.385 \times 5.089 = 7.048 \text{ KN}.$$

- **Surcharge de la neige**

$$S_{\max} = 0.232 \text{ KN/m}^2.$$

$$S_{\max} = 0.232 \times 5.089 = 1.181 \text{ KN}.$$

b) Nœud de rive

$$S = 0.775 \times 3.37 = 2.612 \text{ m}^2$$

- **Poids propre**

- La couverture (panneaux sandwich) + accessoires de pose :
 $0.256 \times 2.612 = 0.669 \text{ KN}$
- La panne (IPE 100) : $0.081 \times 3.37 = 0.273 \text{ KN}$
- Les contreventements (la moyenne) : $0.04 \times 2.612 = 0.104 \text{ KN}$

$$G_T = (0.669 + 0.273 + 0.104) = 1.046 \text{ KN}$$

- **Surcharges climatiques**

- **Surcharges du vent**

$$q_j = 1.385 \text{ KN/m}^2.$$

$$W_{\max} = q_j \times S = 1.138 \times 2.612 = 2.972 \text{ KN}.$$

- **Surcharges de la neige**

$$S_{n(\max)} = 0.275 \text{ KN/m}^2.$$

$$S = 0.275 \times 2.612 = 0.718 \text{ KN}.$$

II.7.2. Calcul des forces selon les combinaisons de charges

a) Nœud intermédiaire

- **Soulèvement**

$$F = G + 1.5W = 1.78 + 1.5 \times (-7.048) = -8.792 \text{ KN}.$$

- **Neige**

$$F = 1.35G + 1.5S = (1.35 \times 1.78) + (1.5 \times 0.718) = 3.48 \text{ KN}.$$

b) Nœud de rive

- **Soulèvement**

$$F = G + 1.5W = 1.046 + 1.5 \times (-2.972) = -3.412 \text{ KN}.$$

- **Neige**

$$F = 1.35G + 1.5S_n = (1.35 \times 1.046) + (1.5 \times 0.718) = 2.489 \text{ KN}.$$

II.8. Pré dimensionnement des éléments en béton (Bâtiment C-C)

II.8.1. Les poutres

a) Poutres principale

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \quad \rightarrow \quad \frac{728}{15} \leq h \leq \frac{728}{10} \quad \rightarrow \quad 48.53 \text{ cm} \leq h \leq 72.8 \text{ cm}$$

L_{\max} : portée maximale entre nœuds d'appuis de deux poutres principales.

$$L_{\max} = 728 \text{ cm}.$$

▪ Vérification

Selon les recommandations du RPA 99V2003, on doit satisfaire les conditions suivantes :

II.8.2. Les escaliers

a. Définition

Les escaliers sont des éléments qui permettent l'accès aux différents étages d'un bâtiment, ou le passage d'un niveau à un autre, ils sont en béton armé, en acier ou en bois.

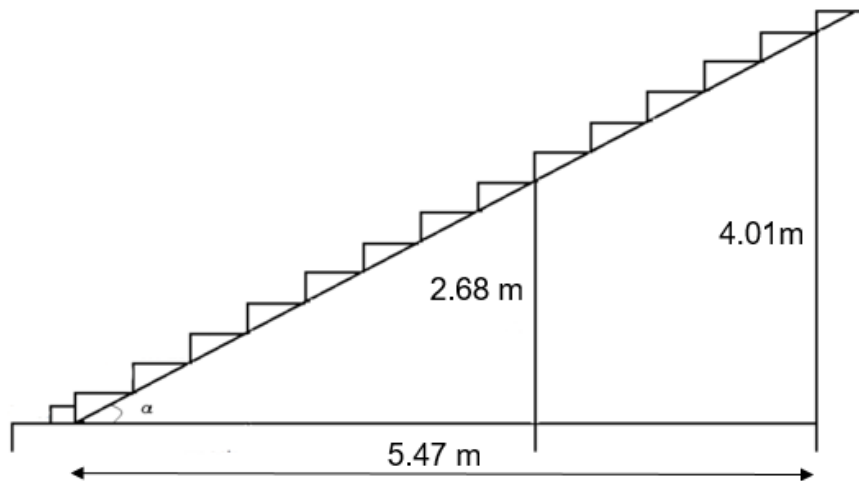


Figure 17 : coupe transversal du gradin.

$H = 4.01 \text{ m}$ → la hauteur de l'étage.

g : largeur de la marche (giron) donné par : $25 \text{ cm} \leq g \leq 32 \text{ cm}$; soit $g = 30 \text{ cm}$

$59 \text{ cm} \leq g + 2 \times h \leq 64 \text{ cm}$ → $29 \text{ cm} \leq 2 \times h \leq 34 \text{ cm}$

$14.5 \text{ cm} \leq h \leq 17$ → $h = 17 \text{ cm}$.

h : la hauteur de la centre marche.

$n = H \div h = 401 \div 17$ → $n = 24$.

n : nombre de contremarche.

b. Inclinaison de la paillasse

$\text{Tg } \alpha = H/L = 4.01/5.46$

$\alpha = 36.29^\circ$

c. L'épaisseur de la paillasse

$L/30 \leq e \leq L/20$ → $337/30 \leq e \leq 337/20$

$11.23 \text{ cm} \leq e \leq 17 \text{ cm}$ → choix : $e = 16 \text{ cm}$.

- La charge permanente (marche) : $G = 0.17 \times 22 = 3.74 \text{ KN}$.
- La charge permanente (paillasse) : $G = (25 \times 0.16) \div \text{Cos}(36.29) = 4.96 \text{ KN}$.
- La charge permanente totale $G_T = 3.74 + 4.96 = 8.70 \text{ KN}$
-

II.8.3. Plancher

a) Plancher à corps creux

On a opté pour des planchers à corps creux et ceci pour les raisons suivantes :

- La facilité de réalisation.
 - Les portées de l'ouvrage sont importantes.
 - Diminuer le poids de la structure et par conséquent la valeur de la force sismique.
- L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent des conditions d'utilisation et de résistance.

• Résistance au feu

D'après BAEL 91 :

- $e = 7 \text{ cm}$ → pour une heure de coupe-feu.
- $e = 11 \text{ cm}$ → pour deux heures de coupe-feu.
- $e = 17,5$ → pour un coupe-feu de quatre heures.

On admet que : $e=18\text{cm}$.

• Condition de flèche

Les planchers sont constitués de poutrelles préfabriquées associées aux corps creux. Pour le Pré dimensionnement de la hauteur des poutrelles en utilisera la formule empirique suivante :

$$h_t \geq \frac{l_{\max}}{22,5} = \frac{401}{22,5} = 17,82 \text{ cm}$$

$L_{\max} = 4.01 \text{ m}$ (longueurs max d'une travée de la poutrelle entre nus des appuis).

Donc : $h_t = 20\text{cm}$.

On adopte $h_t = 20 \text{ cm}$ (4 cm de la dalle de compression et 16 cm de corps creux).

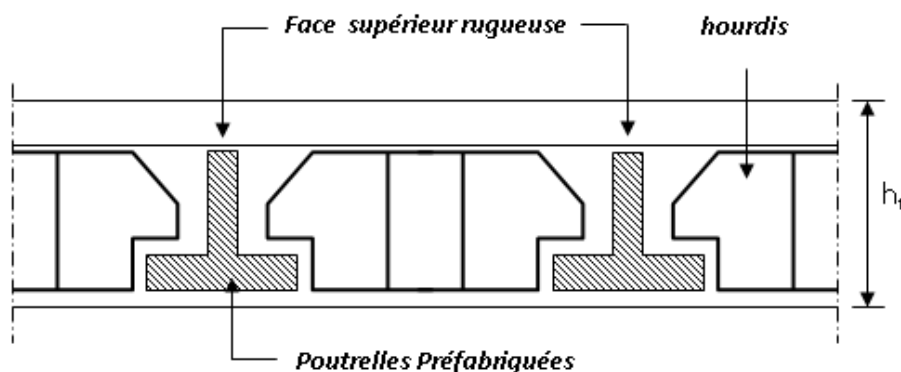


Figure 18: coupe verticale du plancher à corps creux.

• Dimensions des poutrelles

Les poutrelles sont des sections en T, en béton armé servant à transmettre les charges vers les poutres principales.

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères

- Sont disposées parallèlement à la plus petite portée (sens porteur, le plancher travaillant dans un seul sens).
- Si les poutres dans les deux sens sont égales alors on choisit le sens ou on a plus d'appuis (critère de continuité) car les appuis soulagent les moments en travée et diminuent la flèche

$$b_1 = \min(l_n/2 ; l_{max} /10 ; 6h_0).$$

l_n : distance entre axes des nervures et $h_0 = 4$ cm.

$$50\text{cm} \geq l_n \geq 80\text{cm} \text{ donc } l_n = 65 \text{ cm.}$$

$$b_1 = \min(65/2 ; 401/10 ; 24) \text{ donc } b_1 = 24 \text{ cm.}$$

$$b_0 \geq h/2 \text{ donc } b_0 \geq 10 \text{ cm.}$$

$$b = l_n = 65 \text{ cm.}$$

$$b_0 = b - 2b_1 = 65 - 48 = 17 \text{ cm.}$$

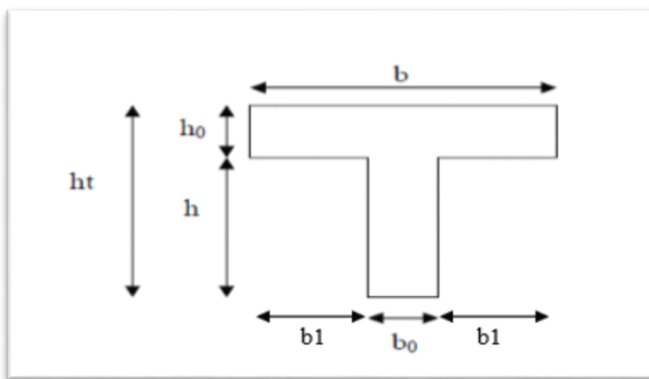


Figure 19 : Section de la poutrelle.

- Plancher étage courant

Tableau 2: Evaluation des charges permanentes du plancher courant.

Matériaux	Epaisseur (cm)	Masse volumique (kg/m ³)	G (kg/m ²)
1-Carrelage	2	2200	44
2-Mortier de pose	2	2000	40
3-Lit de sable	2	1800	36
4-Dalle en corps creux	16+4	1400	280

5-Enduit plâtre	2	1000	20
6-cloison de séparation	/	/	75

Les plancher des étages courant sont en corps creux.

- La charge permanente $G = 4.95 \text{ KN}$.
- La charge d'exploitation $Q = 1.50 \text{ KN}$.

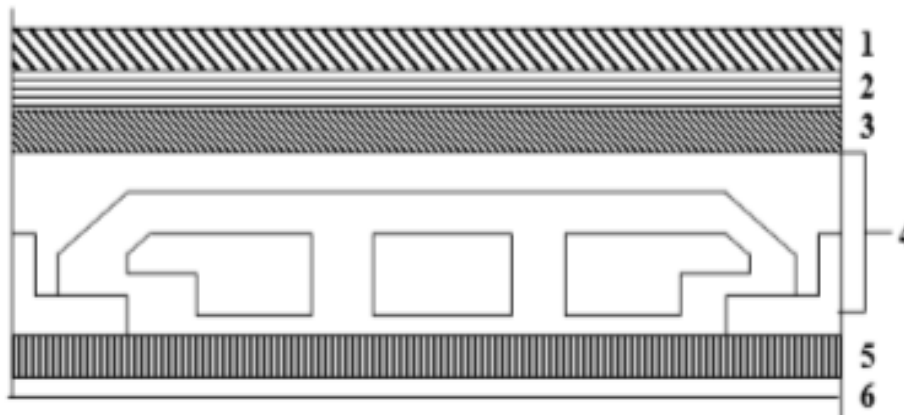


Figure 20: constituant du plancher étage courant.

II.8.4. Mur extérieur (double cloison)

Tableau 3 : Evaluation des charges permanentes dues au mur extérieur.

N°	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumique (kg/m ³)	Poids surfacique (kg/m ²)
1	Enduit en ciment	0.02	1800	36
2	Brique creuse	0.15	700	130
3	Brique creuse	0.1	700	90
4	Enduit de plâtre	0,02	1000	20
			Total	276

- La charge permanente $G = 276 \times (4.01-0,35) = 1007.40 \text{ kg/m}^2$
 $\rightarrow G = 10.074 \text{ KN}$

II.8.5. Les poteaux

Les poteaux sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent les points d'appuis, pour transmettre les charges aux fondations.

On dimensionne les poteaux, en utilisant un calcul basé sur la descente des charges permanentes et des surcharges d'exploitation à l'état limite ultime ($N_u = 1,35G + 1,5Q$), cette charge peut être majorée de 10% pour les poteaux intermédiaires voisins des poteaux de rive dans le cas des Tour comportant au moins trois travées, donc dans ce cas cette charge devienne : ($N_u = 1,1N_u$)

Selon le BAEL91 : $\frac{l_f}{a} \leq 14.4$

a : petite dimension du poteau.

$$l_0 = 4.01 \quad l_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 4.01 = 2.807 \text{ m.}$$

$$a \geq \frac{l_f}{14.4} = \frac{2.807}{14.4} = 0.195 \text{ m}$$

Le pré-dimensionnement des poteaux se fait :

- À la compression centrée.
- Vérification au flambement.

Les calculs seront menés pour un poteau qui reprend les grandes surfaces.

Le RPA 99 préconise en zone sismique IIa.

Les poteaux doivent avoir les sections suivantes :

$$\begin{cases} \min(b, h) \geq 25 \text{ cm} \\ \min(b, h) \geq \frac{h_e}{20} \text{ cm} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4 \end{cases}$$

Avec $\rightarrow h_e$: la hauteur libre de portique.

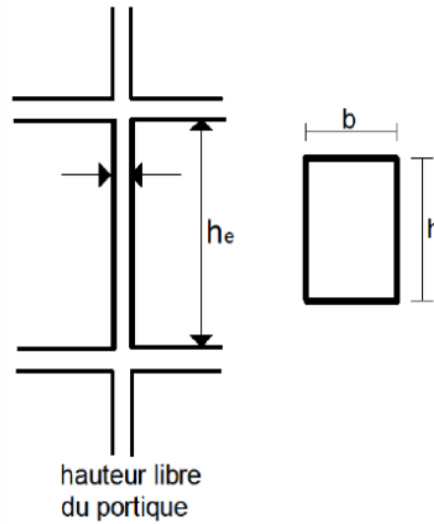


Figure 21: Dimensions du poteau.

- $h_e = 4.01$ m de niveau $+0.00$ m jusqu'à $+4.01$ m.
- $$\left\{ \begin{array}{l} \min(40,50) \geq 25 \text{ cm} \\ \min(40,50) \geq \frac{401}{20} = 20.05 \text{ cm} \\ \frac{1}{4} \leq 1.25 \leq 4 \end{array} \right.$$

Un poteau plus chargé (poteau 2B)

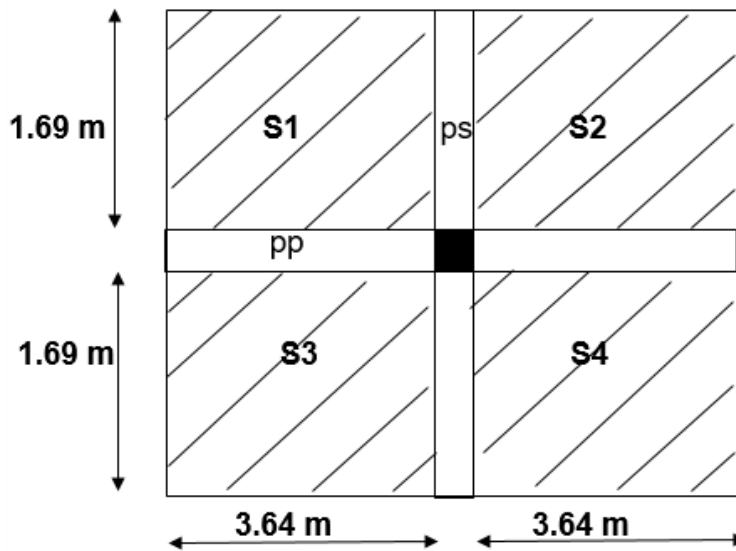


Figure 22: surface afférente du poteau plus chargé.

$$(S1 = S2 = S3 = S4) = 3.64 \times 1.69 = 6 \text{ m}^2.$$

$$S1 + S2 + S3 + S3 = 24 \text{ m}^2.$$

1. Descente de charge

La descente de charges est le chemin suivi par les différentes actions (charges et surcharges) du haut vers le bas avant sa transmission au sol, on effectuera la descente de charges pour le poteau le plus sollicité et qui a souvent la plus grande surface afférente.

a) Les charges et surcharges

- Poids propre de la couverture « panneaux sandwichs » + accessoires :
 $0.256 \times 24 = 6.144 \text{ KN}$
- Poids propre des contreventements (poids forfaitaire) $0.04 \times 24 = 9.6 \text{ KN}$
- Poids propre de la panne : $[(0.081 \times 11) \times 2] \times 24 = 42.77 \text{ KN}$
- Poids propre des poutres principal : $[25 \times (7.28 \times 0.4 \times 0.5)] = 29.12 \text{ KN}$
- Poids propre des poutres secondaire : $[25 \times (3.37 \times 0.4 \times 0.4)] = 13.48 \text{ KN}$
- Poids propre des poteaux : $[25 \times (4.01 \times 0.5 \times 0.4)] = 20.05 \text{ KN}$
- Poids propre des corps creux : 4.95 KN
- Poids propre d'un escalier : 8.7 KN
- Poids propre des Mur : 10.074 KN

Poids total $G = 144.89 \text{ KN}$.

b) Effet de la neige

$N_n = 0.275 \text{ KN/m}^2$

$N_n = 0.275 \times 24 = 6.6 \text{ KN}$.

2. Vérification du poteau

$N_u = 1,35 G + 1,5 N = 1.35 \times 144.89 + 1.5 \times 6.6 = 205.502 \text{ KN}$.

2.1. Vérification à la compression simple

$$\frac{N_u}{B} \leq 0.6 \times f_{c28}$$

Avec : B= section du béton.

$$B \leq \frac{N_u}{0.6 \times f_{c28}} \rightarrow B \geq \frac{205.502 \times 10^{-3}}{0.6 \times 25} = 0.014 \text{ m}^2$$

On a : $B = 0.5 \times 0.4 = 0.2 \text{ m}^2 > 0.014 \text{ m}^2$.

2.2. Vérification au flambement

D'après le BAEL 91 on doit vérifier que :

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{B \times \gamma_s} \right]}$$

Avec :

B_r : Section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie.

γ_b : Coefficient de sécurité du béton tel que.

$\gamma_b = 1,5$ situation durable ou transitoire.

$\gamma_b = 1,15$ situation accidentelle.

$\gamma_s = 1,15$ situation durable ou transitoire.

$\gamma_s = 1$ situation accidentelle.

$f_{c28} = 25\text{MPa}$ et $f_e = 400\text{MPa}$: Résistances caractéristiques du béton et de l'acier.

A_s : Section d'armatures dans le poteau prise égale à (0,2%) de la section réelle du poteau.

α : Coefficient fonction de l'élançement du poteau : Selon le BAEL 91 révisée 99 (Art B.8.4.1).

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} ; \text{ pour } \lambda < 50$$

$$\text{et } \alpha = \left(0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2\right) ; \text{ pour } 50 \leq \lambda \leq 70$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \quad \text{et } i = \frac{b}{\sqrt{12}}$$

Où : i : Rayon de giration.

λ : L'élançement géométrique.

L_f : Longueur de flambement.

Tableau 4 : Calcul de N_u des poteaux du bâtiment.

Dimension (cm)	L_f (m)	λ	α	A_s (m ²)	N_u (KN)
40×50	2.807	24.41	0.78	4	205.502

$$B_r \geq \frac{205.502 \times 10^{-3}}{0.78 \left[\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{1.15} \times 0.02 \right]} = 0.01 \text{ m}^2$$

$$B_r = (50 - 2) \times (40 - 2) = 1824 \rightarrow 0.182 \text{ m}^2 > 0.01 \text{ m}^2.$$

Pas de risque au flambement.

III. Bâtiment B-B

a) Surcharges d'entretien Q

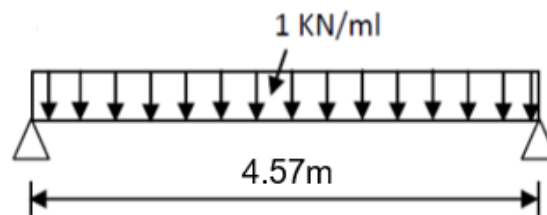


Figure 23 : Cas de charge d'entretien.

b) Actions climatiques

On à : $\alpha=20.44^\circ$, pour la section B-B.

- Surchage de la neige

$$S_n = 0.232 \text{ KN/m}^2$$

- Action du vent

La zone du vent la plus défavorable est celle exposée au vent sur la section B-B :

$C_{pi} = 0.1$ Vent, dépression extérieure maximale chargée en zone A, B, J.

$$V_{Max} = -0.653 \text{ KN/m}^2.$$

III.1. Vérification de la couverture

Après plusieurs simulations on prend le nombre de panne = 7

a) Combinaison des charges et actions à l'ELU

- $q_1 = 1.35 G + 1.5 Q = [1.35 \times 0.256] + [1.5 \times (1.72 \times 1)] = 2.93 \text{ KN/ml.}$
 - $q_2 = 1.35 G + 1.5 S_n = [1.35 \times 0.256] + [1.5 \times (1.72 \times 0.232)] = 0.944 \text{ KN/ml.}$
 - $q_3 = G + 1.5 V = 0.256 + 1.5 \times [1.72 \times (-0.653)] = - 1.429 \text{ KN/ml.}$
- $$q = \max (q_1, q_2, q_3) = - 2.93 \text{ KN/ml.}$$

$$q_{ELU} = 2.93 \text{ KN/ml.}$$

b) Combinaison des charges et actions à l'ELS

- $q_1 = G + Q = 0.256 + 1.72 = 1.976 \text{ KN/ml.}$
- $q_2 = G + S_n = 0.256 + 0.232 = 0.488 \text{ KN/ml.}$
- $q_3 = G + V = 0.256 - 0.653 = -0.397 \text{ KN/ml.}$

$$q = \max (q_1, q_2, q_3) = 1.976 \text{ KN/ml.}$$

$$q_{ELS} = 1.976 \text{ KN/ml.}$$

$$L_{\text{vers}} = \sqrt{(10.305^2 + 3.84^2)} = 10.997 \text{ m.}$$

▪ **Moment maximal pour une poutre continue sur 7 appuis simples**

Le moment maximal est déterminé suivant les formules de R.D.M par la méthode des 3 moments.

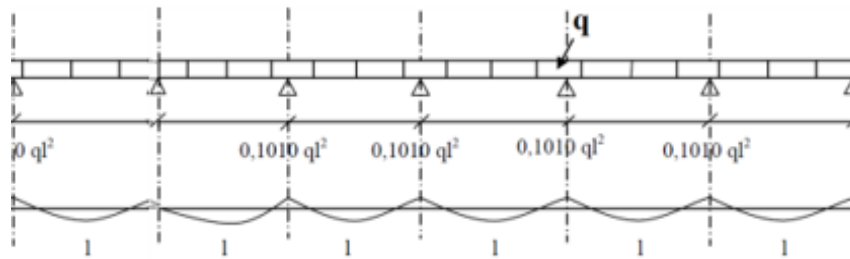


Figure 24: Moment maximal pour une poutre continue sur 7 appuis simples

- $M_{\text{max}} = 0.1010 ql^2$
- $q = 2.67 \text{ KN/ml.}$
- $l = 1.72 \text{ m.}$

▪ **Vérification de la couverture par l'équation de la flèche**

- **Equation de variation du moment**

$$M(x) = q \cdot \frac{x}{2} \cdot (1 - x) - 0.1010q \cdot lx = -q \cdot \frac{x^2}{2} + 0.899q \cdot lx$$

- **Détermination de la section d'abscisse x la plus sollicitée**

$$T(x) = -M'(x) = qx - 0.899ql$$

$M(x)$ max correspond à $T(x)$ nul donc :

$$T(x) = 0 \rightarrow x_0 = 0.866l$$

- **Equation de la flèche**

La flèche est obtenue en intégrant deux fois le moment fléchissant :

$$E_{ly}'' = -M(x) \rightarrow y'(x) = \frac{-1}{E \cdot I} \cdot \left[-\frac{qx^3}{6} + 0.199qlx^2 + c_1 \right]$$

$$y(x) = \frac{-1}{E \cdot I} \cdot \left[-\frac{qx^4}{24} + 0.066qlx^3 + c_1x + c_2 \right]$$

▪ **Conditions aux limites**

$$y(0) = y(l) = 0$$

- $y(0) = 0$; $\rightarrow C_2 = 0$
- $y(l) = 0$; $\rightarrow C_1 = -0,0246ql^3$. $y(x) = -\frac{1}{E \cdot I} \left[-\frac{qx^4}{24} + 0.066qlx^3 + (-0.0246)ql^3x \right]$

▪ **Flèche maximale « $y(x_0)$ »**

$$y(x_0) = -\frac{1}{E.I} \left[-\frac{q(0.399l)^4}{24} + 0.066ql(0.399l)^3 + (-0.0246)ql^3(0.399l)^3 \right]$$

$$y(x_0) = -\frac{1}{E.I} [-0.0011ql^4 + 0.0042ql^4 - 0.0098ql^4]$$

$$y(x_0) = \frac{0.0067}{E.I} ql_4$$

$$\sigma_{\max} = L/200 \quad \text{avec : } \sigma = y(x_0) \leq \sigma_{\max} .$$

$$\frac{0.0067}{E.I} ql_4 = \frac{0.0067 \times (2.67 \times 10^{-2}) \times 172^4}{2.1 \times 10^4 \times 659} \leq \sigma_{\max}$$

$$0.011 < 0.755 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

▪ **Données de calcul**

On étudie la panne la plus sollicitée, qui est la panne intermédiaire de portée

$L = 4.57\text{m}$, incliné d'un angle $\alpha = 20.44^\circ$ et dont l'entraxe égale « $e = 1.72\text{ m}$ ».

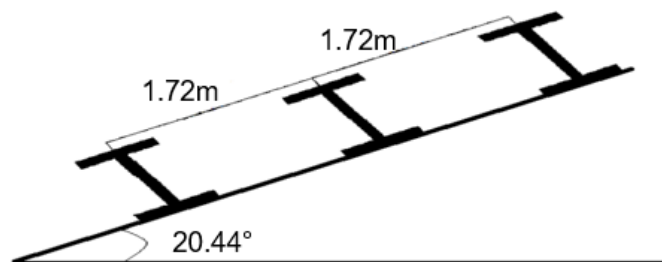


Figure 25 : La pente du calcul.

III.2. Détermination des sollicitations

III.2.1. Evaluation des charges et surcharges

a) Les charges permanentes G

- Poids propre de la couverture (panneaux sandwichs) → 13.6 kg/m^2
- Poids propre d'accessoires d'attache → 2.93 kg/m^2
- Poids propre de la pannes (IPE 140) → 12.9 kg/m

$$G = \left[(13.6 + 2.93) \times \left(\frac{1.72}{\cos 20.44} \right) \right] + 12.9$$

$$G = 0.432\text{KN/ml}$$

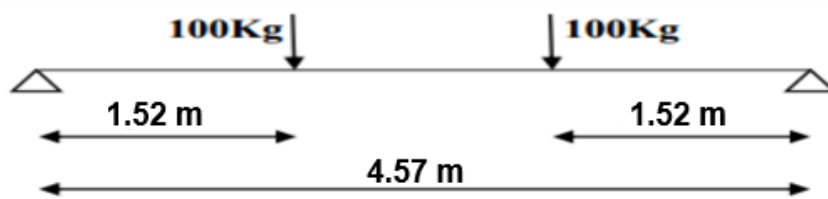
b) Surcharge d'entretien P

Figure 26 : Schéma statique de panne sous charge d'entretien.

$$M_{\max} = 100 \times 1.52 = 152 \text{ Kg.m}$$

$$M_{\max} = P \times \frac{l}{3} = P_{eq} \times \frac{l^2}{8}$$

$$P_{eq} = \frac{8}{3} \times \frac{P}{l} = \frac{8}{3} \times \frac{100}{4.57}$$

$$P_{eq} = 58.35 \text{ Kg/ml} \rightarrow P_{eq} = 0.5835 \text{ KN/ml}$$

c) Surcharge climatique du vent

La panne la plus sollicitée est celle exposée au vent sur la façade principale avec $C_{pi} = 0.1$ Vent, dépression extérieure maximale en toiture chargée en zone A, B, J.

$$W = -0.653 \times 1.72 = -1.123 \text{ KN / ml}$$

d) Surcharge climatique de la neige

$$S = 0.232 \text{ KN/m}^2$$

$$S = 0.232 \times 1.72 = 0.4 \text{ KN/ml}$$

III.2.2. Combinaisons des charges les plus défavorables

- **Les charges et surcharges appliquées**

$$G = 0.432 \text{ KN/ml.}$$

$$Q = 0.5835 \text{ KN/ml.}$$

$$W = -1.123 \text{ KN/ml.}$$

$$S = 0.4 \text{ KN/ml.}$$

- **Décomposition de charges**

➤ **Suivant l'axe Z-Z**

$$G_z = G \cos \alpha = 0.432 \cos 20.44^\circ = 0.405 \text{ KN/ml}$$

$$Q_z = Q \cos \alpha = 0.5835 \cos 20.44^\circ = 0.547 \text{ KN/ml}$$

$$S_z = S \cos \alpha = 0.4 \cos 20.44^\circ = 0.375 \text{ KN/ml}$$

$$W_z = -1.123 \text{ KN/ml}$$

➤ **Suivant l'axe Y-Y**

$$G_y = G \cdot \sin \alpha = 0.432 \sin 20.44^\circ = 0.151 \text{ KN/ml}$$

$$Q_y = Q \cdot \sin \alpha = 0.5835 \sin 20.44^\circ = 0.204 \text{ KN/ml}$$

$$S_y = S \cdot \sin \alpha = 0.4 \sin 20.44^\circ = 0.14 \text{ KN/ml}$$

$$W_y = 0 \text{ KN/ml}$$

III.2.3. Combinaisons d'actions

- **ELU**

➤ **Axe Z-Z**

$$G_z + 1.5W_z = 0.405 + 1.5 \times (-1.123) = -1.28 \text{ KN/ml.}$$

$$1.35G_{z,\max} + 1.5Q_z = 1.35 \times 0.405 + 1.5 \times 0.547 = 1.367 \text{ KN/ml.}$$

$$1.35G_{z,\max} + 1.5S_z = 1.35 \times 0.405 + 1.5 \times 0.375 = 1.109 \text{ KN/ml.}$$

➤ **Axe Y-Y**

$$G_y + 1.5W_y = 0.151 + 1.5 \times 0 = 0.151 \text{ KN/ml.}$$

$$1.35G_{y,\max} + 1.5Q_y = 1.35 \times 0.151 + 1.5 \times 0.204 = 0.51 \text{ KN/ml.}$$

$$1.35G_{y,\max} + 1.5S_y = 1.35 \times 0.151 + 1.5 \times 0.14 = 0.414 \text{ KN/ml.}$$

- **ELS**

➤ **Axe Z-Z**

$$G_z + W_z = 0.405 + (-1.123) = -0.718 \text{ KN/ml.}$$

$$G_{z,\max} + Q_z = 0.405 + 0.547 = 0.952 \text{ KN/ml.}$$

$$G_{z,\max} + S_z = 0.405 + 0.375 = 0.78 \text{ KN/ml.}$$

➤ **Axe Y-Y**

$$G_y + W_y = 0.151 + 0 = 0.151 \text{ KN/ml.}$$

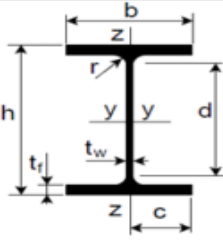
$$G_{y,\max} + Q_y = 0.151 + 0.204 = 0.355 \text{ KN/ml.}$$

$$G_{y,\max} + S_y = 0.151 + 0.14 = 0.291 \text{ KN/ml.}$$

III.3.1. Pré-dimensionnement

Les caractéristiques de (IPE 140) sont

Tableau 5 : Caractéristique du profilé IPE 140.

Profilés	Section	Dimensions				Caractéristiques			
	A cm ²	H mm	B mm	t _f mm	t _w mm	I _y Cm ⁴	I _z Cm ⁴	W _{ply} Cm ³	W _{plz} Cm ³
 <p>IPE 140</p>	16.43	140	73	6.9	4.7	541.2	44.92	88.34	19.25

G=0.432 KN/ml.

G_z = 0.432 × cos 20.44 = 0.405 KN/ml.

G_y = 0.432×sin 20.44 = 0.151 KN/ml.

III.3.2. Dimensionnement des pannes

III.3.2.1. Les combinaisons de calcul

$$\begin{cases} q_z = 1.35G_z + 1.5Q_z \\ q_y = 1.35G_y + 1.5Q_y \end{cases} \dots\dots\dots (1)$$

$$\begin{cases} q_z = 1.35 \times 0.405 + 1.5 \times 0.547 \\ q_y = 1.35 \times 0.151 + 1.5 \times 0.204 \end{cases}$$

$$\begin{cases} q_z = 1.367 \text{ KN/ml} \\ q_y = 0.510 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

$$\begin{cases} q_z = G_z + 1.5W_z \\ q_y = G_y + 1.5W_y \end{cases} \dots\dots\dots (2)$$

$$\begin{cases} q_z = 0.405 + 1.5 \times (-1.012) \\ q_y = 0.151 + 1.5 \times 0 \end{cases}$$

$$\begin{cases} q_z = -1.113 \text{ KN/ml} \\ q_y = 0.151 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

$$\begin{cases} q_z = 1.35G_z + 1.5S_z \\ q_y = 1.35G_y + 1.5S_y \end{cases} \dots\dots\dots (3)$$

$$\begin{cases} qz = 1.35 \times 0.405 + 1.5 \times 0.337 \\ qy = 1.35 \times 0.151 + 1.5 \times 0.126 \end{cases}$$

$$\begin{cases} qz = 1.052 \text{ KN/ml} \\ qy = 0.393 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

III.3.2.2. Détermination des sollicitations

- **Moments :**

✓ Sous le charge d'exploitation :

$$\text{Axe Z-Z} \quad \rightarrow \quad My = \frac{qz l^2}{8} = \frac{1.367 \times 4.57^2}{8} = 3.569 \text{ KN.m}$$

$$\text{Axe Y-Y} \quad \rightarrow \quad Mz = \frac{qy l^2}{8} = \frac{0.510 \times 4.57^2}{8} = 1.331 \text{ KN.m}$$

✓ Sous le vent :

$$\text{Axe Z-Z} \quad \rightarrow \quad My = \frac{qz l^2}{8} = \frac{1.113 \times 4.57^2}{8} = 2.906 \text{ KN.m}$$

$$\text{Axe Y-Y} \quad \rightarrow \quad Mz = \frac{qy l^2}{8} = \frac{0.151 \times 4.57^2}{8} = 0.394 \text{ KN.m}$$

✓ Sous charge de la neige :

$$\text{Axe Z-Z} \quad \rightarrow \quad My = \frac{qz l^2}{8} = \frac{1.052 \times 4.57^2}{8} = 2.746 \text{ KN.m}$$

$$\text{Axe Y-Y} \quad \rightarrow \quad Mz = \frac{qy l^2}{8} = \frac{0.393 \times 4.57^2}{8} = 1.026 \text{ KN.m}$$

- **Effort tranchant**

✓ Effort tranchant due à la charge d'exploitation :

$$V_Q = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{1.367 \times 4.57}{2} = 3.124 \text{ KN}$$

✓ Effort tranchant due au vent :

$$V_W = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{-1.113 \times 4.57}{2} = -2.543 \text{ KN}$$

✓ Effort tranchant due à la neige :

$$V_S = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{1.052 \times 4.57}{2} = 2.404 \text{ KN}$$

✓ Effort tranchant due au poids propre :

$$V_G = \frac{G \cdot l}{2} = \frac{0.405 \times 4.57}{2} = 0.925 \text{ KN}$$

- **1^{er} combinaison**

$$V_Z = V_G + 1.5V_W = 0.925 + 1.5 \times (-2.543) = -2.890 \text{ KN}$$

- **2^{ème} combinaison**

$$V_z = 1.35V_G + 1.5V_Q = 1.35 \times 0.925 + 1.5 \times 3.124 = 5.935 \text{ KN}$$

- **3^{ème} combinaison**

$$V_z = 1.35V_G + 1.5V_S = 1.35 \times 0.925 + 1.5 \times 2.404 = 4.855 \text{ KN}$$

III.3.2.3. Vérification de la résistance des pannes

a) Vérification à l'effort tranchant

$$A_{vz} = A - 2 \times b \times tf + (tw + 2 \times r) \times tf$$

$$A_{vz} = 16.43 - 2 \times 6.4 \times 0.69 + (0.47 + 2 \times 0.7) \times 0.69 = 8.89 \text{ cm}^2$$

$$V_{plz} = \frac{8.89 \times 23.5}{\sqrt{3} \times 1.1} = 109.652 \text{ KN}$$

- Sous la charge Maximale :

$$V_{z(Max)} = 5.935 \text{ KN} < V_{plz} = 109.652 \text{ KN} \quad \rightarrow \quad \text{Vérifiée.}$$

b) Vérification au déversement

La vérification à faire est

$$\beta_w = 1 \rightarrow \text{section de classe 1}$$

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad ; \quad \text{avec : } \nu = 0.3$$

On aura $G = 80769.23 \text{ MPa}$.

$$L = 457 \text{ cm}$$

$$Z_g = Z_a - Z_s.$$

$$\begin{cases} Z_a = -\frac{h}{2} = -\frac{9.78}{2} = -4.89 \text{ cm} & \text{sous le vent.} \\ Z_a = 4.89 \text{ cm} & \text{sous la charge verticale.} \end{cases}$$

$$\begin{cases} Z_s = 0 \text{ cm} \\ Z_j = 0 \text{ cm} \end{cases}$$

$$Z_g = Z_a - Z_s = -4.89 \text{ cm}$$

$$I_t = 2.45 \text{ cm}^4, I_w = 1980 \text{ cm}^6$$

$$M_{cr} = \frac{1.132 \times 3.14^2 \times 2.1 \times 44.92}{(1 \times 4.57)^2} \left\{ \left[\left(\frac{1}{1} \right) \times \frac{0.198^2}{44.92} + \frac{(1 \times 4.57)^2 \times 0.808 \times 2.45}{3.14^2 \times 2.1 \times 44.92} \right. \right. \\ \left. \left. + (0.459 \times (-0.0489) - 0)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (0.459 \times (-0.0489) - 0) \right\}.$$

$$M_{cr} = 11.91 \text{ KN.m}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{1 \times 88.34 \times 10^{-6} \times 235}{11.91 \times 10^{-3}}} = 1.32 > 0.4 \quad \text{Donc il y a risque de diversement.}$$

Profilé laminé ; $\alpha = 0,34$; Courbe (b)

On calcul χ_{LT} à l'aide du 'EC3 tableau 5.5.2' par interpolation entre :

$$\bar{\lambda}_{LT} = 1.3 \quad \rightarrow \quad \chi_{LT} = 0.4269$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = 1.32 \quad \rightarrow \quad \chi_{LT} = 0.4335$$

$$M_{b,rd} = 0.4335 \times 1 \times \frac{88.34 \times 10^{-3} \times 235}{1.1}$$

$$M_{b,rd} = 8.181 \text{ KN.m}$$

$$M_{y,sd} = 3.569 \text{ KN.m} < M_{b,rd} = 8.181 \text{ KN.m} \quad \text{Vérifiée}$$

La section en IPE140 assure une bonne résistance vis-à-vis des différents cas d'instabilité, donc il est convenable pour les pannes de notre structure.

c) Vérification de la résistance

La condition à vérifier est :

$$\left(\frac{My}{Mply}\right)^\alpha + \left(\frac{Mz}{Mplz}\right)^\beta \leq 1 \quad \text{EC03 Art 5.4.8.1 [3]}$$

Avec : $\alpha = 2$ et $\beta = 1$ (profilé en I classe 1).

$$Mply = \frac{Wply \times fy}{\gamma_{M0}} \quad \text{et} \quad Mplz = \frac{Wplz \times fy}{\gamma_{M0}}$$

$$Mply = \frac{88.34 \times 10^{-3} \times 235}{1} \quad \text{et} \quad Mplz = \frac{19.25 \times 10^{-3} \times 235}{1}$$

$$Mply = 20.76 \text{ KN.m} \quad \text{et} \quad Mplz = 4.524 \text{ KN.m}$$

✓ Sous le charge d'exploitation :

$$\left(\frac{3.569}{20.76}\right)^2 + \left(\frac{1.331}{4.524}\right)^1 = 0.324 \leq 1 \quad \rightarrow \quad \text{Vérifiée}$$

✓ Sous le vent :

$$\left(\frac{2.906}{20.76}\right)^2 + \left(\frac{0.394}{4.524}\right)^1 = 0.107 \leq 1 \quad \rightarrow \quad \text{Vérifiée}$$

✓ Sous charge de la neige :

$$\left(\frac{2.746}{20.76}\right)^2 + \left(\frac{1.026}{4.524}\right)^1 = 0.244 \leq 1 \quad \rightarrow \quad \text{Vérifiée}$$

d) Vérification de la flèche (ELS)

- Suivant l'axe Z-Z

$$f_z = \frac{5}{384} \frac{q_z \times l^4}{E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{200} \quad \rightarrow \quad \frac{L}{200} = \frac{457}{200} = 2.285 \text{ cm}$$

$$I_y \geq 152.347 \text{ cm}^4$$

- **Combinaisons de calcul**

$$\begin{cases} q_z = G_z + Q_z \\ q_y = G_y + Q_y \end{cases} \dots\dots\dots (1)$$

$$\begin{cases} q_z = 0.405 + 0.547 \\ q_y = 0.151 + 0.204 \end{cases}$$

$$\begin{cases} q_z = 0.952 \text{ KN/ml} \\ q_y = 0.355 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

$$\begin{cases} q_z = G_z + W_z \\ q_y = G_y + W_y \end{cases} \dots\dots\dots (2)$$

$$\begin{cases} q_z = 0.405 + (-1.012) \\ q_y = 0.151 + 0 \end{cases}$$

$$\begin{cases} q_z = -0.607 \text{ KN/ml} \\ q_y = 0.151 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

$$\begin{cases} q_z = G_z + S_z \\ q_y = G_y + S_y \end{cases} \dots\dots\dots (3)$$

$$\begin{cases} q_z = 0.405 + 0.337 \\ q_y = 0.151 + 0.126 \end{cases}$$

$$\begin{cases} q_z = 0.742 \text{ KN/ml} \\ q_y = 0.277 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

- **Calcul de la flèche**

- Suivant l'axe Z-Z :

$$f_z = \frac{5}{384} \frac{0.952 \times 457^4}{2.1 \times 10^6 \times 541.2} = 0.48 \text{ cm} < f_{adm} = 2.285 \text{ cm} \quad \text{Vérifiée}$$

- Suivant l'axe Y-Y :

$$f_y = \frac{5}{384} \frac{0.355 \times 457^4}{2.1 \times 10^6 \times 44.92} = 2.137 \text{ cm} < f_{adm} = 2.285 \text{ cm} \quad \text{Vérifiée}$$

La flèche est vérifiée donc on garde la section à IPE 140.

III.4. Calcul de l'échantignolle

- L'excentrement $\{t\}$ est limité par la condition suivante

$$2 (b/2) \leq t \leq 3 (b/2)$$

Pour un IPE140 : $b = 7.3 \text{ cm}$, $h = 14 \text{ cm}$

$7.3 \text{ cm} \leq t \leq 10.95 \text{ cm} \rightarrow$ on adopte $t = 10 \text{ cm}$.

III.4.1. Détermination des sollicitations

a) Effort de soulèvement

$$Q_z = G_z - 1.5W$$

$$Q_z = 0.405 - 1.5 \times 1.012$$

$$Q_z = - 1.113 \text{ KN/ml}$$

b) Effort suivant rampant

$$Q_y = 1,35 G_y$$

$$Q_y = 1,35 \times 0.151$$

$$Q_y = 0.204 \text{ KN/ml}$$

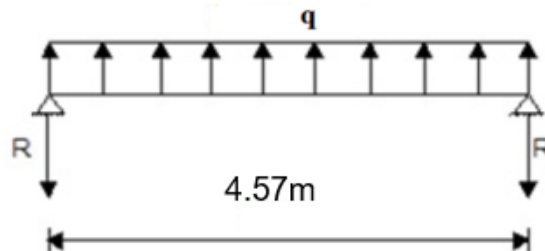


Figure 27: Réactions sous la charge 'q'.

- Echantignolle de rive

$$R_z = Q_z \times l/2 = 1.113 \times (4.57/2) = 2.543 \text{ KN}$$

$$R_y = Q_y \times l/2 = 0.204 \times (4.57/2) = 0.466 \text{ KN}$$

- Echantignolle intermédiaire

$$R'_z = 2R_z = 5.086 \text{ KN}$$

$$R'_y = 2R_y = 0.932 \text{ KN}$$

c) Calcul du moment de renversement

$$M_R \leq M_{pl\text{ia}g}$$

$$M_R = R'_z t + R'_y h/2$$

$$M_R = 5.086 \times 0.1 + 0.932 \times (14/2)$$

$$M_R = 7.033 \text{ KN.m.}$$

III.4.2. Dimensionnement de l'échantignolle

III.4.2.1. Calcul de l'épaisseur de l'échantignolle

On a : $W_{el} = \frac{a \times e}{6}$ section rectangulaire.

$$a = 10 + 10 + 1.2 = 21.2 \text{ cm.}$$

$$\text{Donc : } e \geq \sqrt{\frac{6 \times W_{el}}{a}} \rightarrow e \geq \sqrt{\frac{6 \times 3}{21.2}} \rightarrow e \geq 0.92 \text{ cm}$$

On choisit : $e = 2 \text{ cm.}$

III.5.1. Calcul des charges revenantes sur les nœuds

a) Nœud intermédiaire

$$S = 1.72 \times 4.57 = 7.86 \text{ m}^2.$$

- **Poids propre**

- La couverture (panneaux sandwich) + accessoires de pose :

$$0.256 \times 7.86 = 2.012 \text{ KN}$$

- La panne (IPE 140) :

$$0.081 \times 4.57 = 0.37 \text{ KN}$$

- Les contreventements (la moyenne) :

$$0.04 \times 7.86 = 0.314 \text{ KN}$$

$$\mathbf{G_T = (2.012 + 0.37 + 0.314) = 2.699 \text{ KN}}$$

- **Surcharges climatiques**

- **Surcharges du vent**

$$C_{pi} = 0.1.$$

$$q_j = -0.653 \text{ KN/m}^2.$$

$$W_{\max} = q_j \times S = 0.635 \times 7.86 = 4.991 \text{ KN.}$$

- **Surcharge de la neige**

$$S_{\max} = 0.232 \text{ KN/m}^2.$$

$$S_{\max} = 0.232 \times 7.86 = 1.824 \text{ KN.}$$

b) Nœud de rive

$$S = 0.775 \times 4.57 = 3.542 \text{ m}^2$$

- **Poids propre**

- La couverture (panneaux sandwich) + accessoires de pose :

$$0.256 \times 3.542 = 0.907 \text{ KN}$$

- La panne (IPE 140) :

$$0.081 \times 4.57 = 0.370 \text{ KN}$$

- Les contreventements (la moyenne) :

$$0.04 \times 3.542 = 0.142 \text{ KN}$$

$$G_T = (0.907+0.307+0.142) = 1.356 \text{ KN}$$

- **Surcharges climatiques**
 - **Surcharges du vent**

$$q_j = 0.653 \text{ KN/m}^2.$$

$$W_{\max} = q_j \times S = 0.653 \times 3.542 = 2.313 \text{ KN}.$$

- **Surcharges de la neige**

$$S_{n(\max)} = 0.232 \text{ KN/m}^2.$$

$$S = 0.232 \times 3.542 = 0.822 \text{ KN}.$$

III.5.2. Calcul des forces selon les combinaisons de charges

a) Nœud intermédiaire

- **Soulèvement**

$$F = G + 1.5W = 2.699 + 1.5 \times (-4.991) = -4.788 \text{ KN}.$$

- **Neige**

$$F = 1.35G + 1.5S = (1.35 \times 2.699) + (1.5 \times 1.824) = 6.38 \text{ KN}.$$

b) Nœud de rive

- **Soulèvement**

$$F = G + 1.5W = 1.356 + 1.5 \times (-2.313) = -2.114 \text{ KN}.$$

- **Neige**

$$F = 1.35G + 1.5S_n = (1.35 \times 1.356) + (1.5 \times 0.822) = 3.064 \text{ KN}.$$

III.6. Pré dimensionnement des éléments en béton (Bâtiment B-B)

III.6.1. Les poutres

c) Poutres principale

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \quad \rightarrow \quad \frac{515}{15} \leq h \leq \frac{515}{10} \quad \rightarrow \quad 34.33 \text{ cm} \leq h \leq 51.5 \text{ cm}$$

$$L_{\max} = 515 \text{ cm}.$$

▪ Vérification

Selon les recommandations du RPA 99V2003, on doit satisfaire les conditions suivantes :

Soit : $h = 50 \text{ cm}$ et $b = 40 \text{ cm}$

On a :

- $b = 40 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$ Vérifiée.
- $h = 50 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$ Vérifiée.

- $h/b = 50/40 = 1.25 < 4$ Vérifiée.

Donc on adopte pour les poutres de chainages la section $(b \times h) = (50 \times 40) \text{ cm}^2$.

d) Poutres secondaires

Elles sont déposées sur les poteaux, leur hauteur est donnée selon la condition suivante :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \rightarrow \frac{457}{15} \leq h \leq \frac{457}{10} \rightarrow 30.47 \text{ cm} \leq h \leq 45.7 \text{ cm}$$

$L_{max} = 457 \text{ cm}$.

▪ Vérification

Soit : $h = 40 \text{ cm}$ et $b = 40 \text{ cm}$

On a :

- $b = 40 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$ Vérifiée.
- $h = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$ Vérifiée.
- $h/b = 40/40 = 1 < 4$ Vérifiée.

Donc on adopte pour les poutres de chainages la section $(b \times h) = (40 \times 40) \text{ cm}^2$.

III.6.2. Les poteaux

- $h_e = 4.01 \text{ m}$ de niveau $+0.00 \text{ m}$ jusqu'à $+4.01 \text{ m}$.

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(40,50) \geq 25 \text{ cm} \\ \min(40,50) \geq \frac{401}{20} = 20.05 \text{ cm} \\ \frac{1}{4} \leq 1.25 \leq 4 \end{array} \right.$$

Le poteau le plus chargé

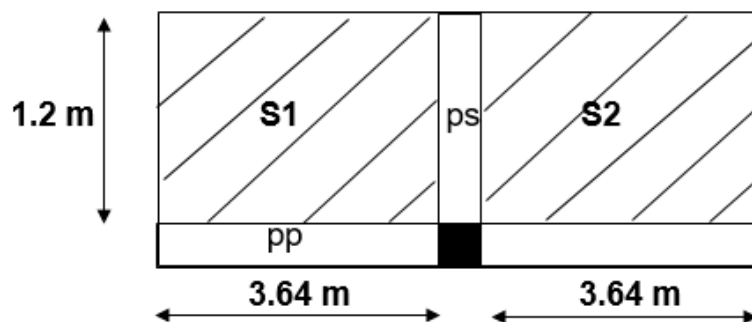


Figure 28: surface afférente du poteau plus chargé.

$$(S1 = S2) = 3.64 \times 1.2 = 4.368 \text{ m}^2.$$

$$\Sigma S = 8.74 \text{ m}^2.$$

1. Descente de charge

c) Les charges et surcharges

- Poids propre de la couverture « panneaux sandwichs » + accessoires :
 $0.256 \times 8.74 = 2.24 \text{ KN}$
- Poids propre des contreventements (poids forfaitaire) $0.04 \times 8.74 = 0.35 \text{ KN}$
- Poids propre de la panne : $[(0.081 \times 7) \times 2] \times 8.74 = 9.91 \text{ KN}$
- Poids propre des poutres principal : $[25 \times (7.28 \times 0.4 \times 0.5)] = 29.12 \text{ KN}$
- Poids propre des poutres secondaire : $[25 \times (3.37 \times 0.4 \times 0.4)] = 13.48 \text{ KN}$
- Poids propre des poteaux : $[25 \times (4.01 \times 0.5 \times 0.4)] = 20.05 \text{ KN}$
- Poids propre des corps creux : 4.95 KN
- Poids propre des Mur : 10.1 KN

Poids total $G = 87.96 \text{ KN}$.

d) Effet de la neige

$$N_n = 0.275 \text{ KN/m}^2$$

$$N_n = 0.275 \times 8.74 = 2.404 \text{ KN}.$$

2. Vérification du poteau

$$N_u = 1,35 G + 1,5 N = 1.35 \times 87.96 + 1.5 \times 2.404 = 122.35 \text{ KN}.$$

2.1. Vérification à la compression simple

$$\frac{N_u}{B} \leq 0.6 \times f_{c28}$$

Avec : B= section du béton.

$$B \leq \frac{N_u}{0.6 \times f_{c28}} \rightarrow B \geq \frac{122.35 \times 10^{-3}}{0.6 \times 25} = 0.082 \text{ m}^2$$

On a : $B = 0.5 \times 0.4 = 0.2 \text{ m}^2 > 0.082 \text{ m}^2$.

2.2. Vérification au flambement

Tableau 6 : Calcule de N_u des poteaux du bâtiment.

Dimension (c m)	L_i (m)	λ	α	A_s (m^2)	N_u (KN)
40×50	2.807	24.41	0.78	4	122.35

$$B_r \geq \frac{122.35 \times 10^{-3}}{0.78 \left[\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{1.15 \times 0.02} \right]} = 0.062 \text{ m}^2$$

$$B_r = (50 - 2) \times (40 - 2) = 1824 \rightarrow 0.182 \text{ m}^2 > 0.062 \text{ m}^2.$$

Pas de risque au flambement.

IV. Bâtiment D-D

a) Actions climatiques

- Surcharge de la neige

$$S_n = 0.232 \text{ KN/m}^2.$$

- Action du vent

La zone du vent la plus défavorable est celle exposée au vent sur la section D-D :

$C_{pi} = 0.49$ Vent, dépression extérieure maximale chargée en zone F.

$$V_{Max} = -2.187 \text{ KN/m}^2.$$

IV.1. Vérification de la couverture

Après plusieurs simulations on prend le nombre de panne = 11.

c) Combinaison des charges et actions à l'ELU

$$q_{ELU} = 2.75 \text{ KN/ml.}$$

d) Combinaison des charges et actions à l'ELS

$$q_{ELS} = 1.456 \text{ KN/ml.}$$

$$L_{vers} = 12.05 \text{ m.}$$

▪ Moment maximal pour une poutre continue sur 11 appuis simples

- $M_{max} = 0.1010 \text{ ql}^2$
- $q = 2.75 \text{ KN/ml.}$
- $l = 1.2 \text{ m.}$

▪ Vérification de la couverture par l'équation de la flèche

- Equation de variation du moment

$$M(x) = q \cdot \frac{x}{2} \cdot (1 - x) - 0.1010q \cdot lx = -q \cdot \frac{x^2}{2} + 0.899q \cdot lx$$

- Détermination de la section d'abscisse x la plus sollicitée

$$T(x) = -M'(x) = qx - 0.899ql$$

$M(x)$ max correspond à $T(x)$ nul donc :

$$T(x) = 0 \rightarrow x_0 = 0.866l$$

- Equation de la flèche

$$\frac{0.0067}{E.I} ql_4 = \frac{0.0067 \times (2.75 \times 10^{-2}) \times 120^4}{2.1 \times 10^4 \times 659} \leq \sigma_{\max}$$

$$0.0028 < 0.755 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

▪ **Conclusion**

La supposition du nombre de panne est bonne.

▪ **Données de calcul**

L = 5.13m, incliné d'un angle $\alpha=0^\circ$ et dont l'entraxe égale « e=1.2 m ».

IV.2. Détermination des sollicitations

IV.2.1. Evaluation des charges et surcharges

a) Les charges permanentes G

- Poids propre de la couverture (panneaux sandwichs) → 13.6 kg /m²
- Poids propre d'accessoires d'attache → 2.93 kg/m²
- Poids propre de la pannes (IPE 140) → 12.9 kg/m

$$G = \left[(13.6 + 2.93) \times \left(\frac{1.2}{\cos 0} \right) \right] + 12.9$$

$$G = 0.33 \text{ KN/ml}$$

b) Surcharge d'entretien P

$$M_{\max} = 100 \times 1.2 = 120 \text{ Kg.m}$$

$$M_{\max} = P \times \frac{l}{3} = P_{eq} \times \frac{l^2}{8}$$

$$P_{eq} = \frac{8}{3} \times \frac{P}{l} = \frac{8}{3} \times \frac{100}{5.13}$$

$$P_{eq} = 51.98 \text{ Kg/ml} \rightarrow P_{eq} = 0.5198 \text{ KN/ml}$$

c) Surcharge climatique du vent

$$W = -2.188 \times 1.2 = -2.626 \text{ KN / ml}$$

d) Surcharge climatique de la neige

$$S = 0.232 \text{ KN/m}^2$$

$$S = 0.232 \times 1.2 = 0.278 \text{ KN/ml}$$

IV.2.2. Combinaisons des charges les plus défavorables

- **Les charges et surcharges appliquées**

$$G = 0.33 \text{ KN/ml.}$$

$$Q = 0.5198 \text{ KN/ml.}$$

$$W = -2.626 \text{ KN/ml.}$$

$$S = 0.278 \text{ KN/ml.}$$

IV.2.3. Combinaisons d'actions

- **ELU**

$$G + 1.5W = 0.33 + 1.5 \times (-2.626) = -3.609 \text{ KN/ml.}$$

$$1.35G_{\max} + 1.5Q = 1.35 \times 0.33 + 1.5 \times 0.5198 = 1.225 \text{ KN/ml.}$$

$$1.35G_{\max} + 1.5S = 1.35 \times 0.33 + 1.5 \times 0.278 = 0.863 \text{ KN/ml.}$$

- **ELS**

$$G + W = 0.33 + (-2.626) = -2.296 \text{ KN/ml.}$$

$$G_{\max} + Q = 0.33 + 0.5198 = 0.85 \text{ KN/ml.}$$

$$G_{\max} + S = 0.33 + 0.278 = 0.608 \text{ KN/ml.}$$

IV.3. Pré-dimensionnement

$$G = 0.33 \text{ KN/ml.}$$

IV.3.1. Dimensionnement des pannes

1. Les combinaisons de calcul

$$q = 1.35G + 1.5Q \quad \dots\dots\dots (1)$$

$$q = 1.35 \times 0.33 + 1.5 \times 0.5198 \rightarrow q = 2.58 \text{ KN/ml}$$

$$q = G + 1.5W \quad \dots\dots\dots (2)$$

$$q = 0.33 + 1.5 \times (-2.626) \rightarrow q = -3.609 \text{ KN/ml}$$

$$q = 1.35G + 1.5S \quad \dots\dots\dots (3)$$

$$q = 1.35 \times 0.33 + 1.5 \times 0.278 \rightarrow q = 2.213 \text{ KN/ml}$$

2. Détermination des sollicitations

- **Moments**

✓ Sous le charge d'exploitation :

$$M = \frac{ql^2}{8} = \frac{2.58 \times 5.125^2}{8} = 8.471 \text{ KN.m}$$

✓ Sous le vent :

$$M = \frac{ql^2}{8} = \frac{3.609 \times 5.125^2}{8} = 11.849 \text{ KN.m}$$

✓ Sous charge de la neige :

$$M = \frac{ql^2}{8} = \frac{2.213 \times 5.125^2}{8} = 7.266 \text{ KN.m}$$

- **Effort tranchant**

✓ Effort tranchant due à la charge d'exploitation :

$$V_Q = \frac{q.l}{2} = \frac{2.58 \times 5.125}{2} = 6.611 \text{ KN}$$

✓ Effort tranchant due au vent :

$$V_W = \frac{q.l}{2} = \frac{-3.609 \times 5.125}{2} = -9.248 \text{ KN}$$

✓ Effort tranchant due à la neige :

$$V_S = \frac{q.l}{2} = \frac{2.213 \times 5.125}{2} = 5.671 \text{ KN}$$

✓ Effort tranchant due au poids propre :

$$V_G = \frac{G.l}{2} = \frac{0.33 \times 5.125}{2} = 0.846 \text{ KN}$$

- **1^{er} combinaison**

$$V_z = V_G + 1.5V_W = 0.846 + 1.5 \times (-9.248) = -13.026 \text{ KN}$$

- **2^{ème} combinaison**

$$V_z = 1.35V_G + 1.5V_Q = 1.35 \times 0.846 + 1.5 \times 6.611 = 11.059 \text{ KN}$$

- **3^{ème} combinaison**

$$V_z = 1.35V_G + 1.5V_S = 1.35 \times 0.846 + 1.5 \times 5.671 = 9.649 \text{ KN}$$

3. Vérification de la résistance des pannes

a) Vérification à l'effort tranchant

$$A_{vz} = A - 2 \times b \times tf + (tw + 2 \times r) \times tf$$

$$A_{vz} = 16.43 - 2 \times 6.4 \times 0.69 + (0.47 + 2 \times 0.7) \times 0.69 = 8.89 \text{ cm}^2$$

$$V_{plz} = \frac{8.89 \times 23.5}{\sqrt{3} \times 1.1} = 109.652 \text{ KN}$$

- Sous la charge Maximale :

$$V_{z(Max)} = 13.026 \text{ KN} < V_{plz} = 109.652 \text{ KN} \quad \rightarrow$$

Vérifiée.

b) Vérification au déversement

- La vérification à faire est :

$$\beta_w = 1 \rightarrow \text{section de classe 1}$$

C1, C2 et C3 : facteurs dépendants des conditions de charge et d'encastrement.

$$C1 = 1,132, C2 = 0,459, C3 = 0,525$$

EC3 tableau F.1.2

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad ; \quad \text{avec : } \nu = 0.3$$

On aura $G = 80769.23 \text{ MPa}$.

$$L = 512.5 \text{ cm}$$

$$Z_g = Z_a - Z_s.$$

$$\begin{cases} Z_a = -\frac{h}{2} = -\frac{8.18}{2} = -4.09 \text{ cm} & \text{sous le vent.} \\ Z_a = 4.09 \text{ cm} & \text{sous la charge verticale.} \end{cases}$$

$$\begin{cases} Z_s = 0 \text{ cm} \\ Z_j = 0 \text{ cm} \end{cases}$$

$$Z_g = Z_a - Z_s = -4.09 \text{ cm}$$

$$I_t = 2.45 \text{ cm}^4, I_w = 1980 \text{ cm}^6$$

$$M_{cr} = \frac{1.132 \times 3.14^2 \times 2.1 \times 44.92}{(1 \times 5.125)^2} \left\{ \left[\left(\frac{1}{1} \right) \times \frac{0.198^2}{44.92} + \frac{(1 \times 5.125)^2 \times 0.808 \times 2.45}{3.14^2 \times 2.1 \times 44.92} \right. \right. \\ \left. \left. + (0.459 \times (-0.0409) - 0)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - (0.459 \times (-0.0409) - 0) \right\}.$$

$$M_{cr} = 10.33 \text{ KN.m}$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{1 \times 88.34 \times 10^{-6} \times 235}{10.33 \times 10^{-3}}} = 1.42 > 0.4 \quad \text{Donc il y a risque de divergence.}$$

Profilé laminé ; $\alpha = 0,34$; Courbe (b)

On calcul χ_{LT} à l'aide du 'EC3 tableau 5.5.2' par interpolation entre :

$$\overline{\lambda}_{LT} = 1.4 \quad \rightarrow \quad \chi_{LT} = 0.4179$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = 1.42 \quad \rightarrow \quad \chi_{LT} = 0.4239$$

$$M_{b,rd} = 0.4239 \times 1 \times \frac{88.34 \times 10^{-3} \times 235}{1.1}$$

$$M_{b,rd} = 8.001 \text{ KN.m}$$

$$M_{y,sd} = 3.569 \text{ KN.m} < M_{b,rd} = 8.001 \text{ KN.m}$$

Vérifiée

La section en IPE140 assure une bonne résistance vis-à-vis des différents cas d'instabilité, donc il est convenable pour les pannes de notre structure.

c) Vérification de la résistance

La condition à vérifier est :

$$\left(\frac{My}{Mply}\right)^\alpha + \left(\frac{Mz}{Mplz}\right)^\beta \leq 1 \quad \text{EC03 Art 5.4.8.1 [3]}$$

Avec : $\alpha = 2$ et $\beta = 1$ (profilé en I classe 1).

$$Mply = \frac{Wply \times fy}{\gamma_{M0}} \quad \text{et} \quad Mplz = \frac{Wplz \times fy}{\gamma_{M0}}$$

$$Mply = \frac{88.34 \times 10^{-3} \times 235}{1} \quad \text{et} \quad Mplz = \frac{19.25 \times 10^{-3} \times 235}{1}$$

$$Mply = 20.76 \text{ KN.m} \quad \text{et} \quad Mplz = 4.524 \text{ KN.m}$$

✓ Sous le charge d'exploitation :

$$\left(\frac{8.471}{20.76}\right)^2 + (0)^1 = 0.167 \leq 1 \quad \rightarrow \quad \text{Vérifiée}$$

✓ Sous le vent :

$$\left(\frac{11.849}{20.76}\right)^2 + (0)^1 = 0.326 \leq 1 \quad \rightarrow \quad \text{Vérifiée}$$

✓ Sous charge de la neige :

$$\left(\frac{7.266}{20.76}\right)^2 + (0)^1 = 0.123 \leq 1 \quad \rightarrow \quad \text{Vérifiée}$$

d) Vérification de la flèche (ELS)

$$f_z = \frac{5}{384} \frac{qz \times l^4}{E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{200} \quad \rightarrow \quad \frac{L}{200} = \frac{512.5}{200} = 2.563 \text{ cm}$$

• Combinaisons de calcul

$$q = G + Q \quad \dots\dots\dots (1)$$

$$q = 0.33 + 0.5198 \rightarrow q = 0.85 \text{ KN/ml}$$

$$q = G + W \quad \dots\dots\dots (2)$$

$$q = 0.33 + (-2.626) \rightarrow q = -2.296 \text{ KN/ml}$$

$$q = G + S \quad \dots\dots\dots (3)$$

$$q = 1.33 + 0.278 \rightarrow q = 0.608 \text{ KN/ml}$$

- **Calcul de la flèche**

$$f_z = \frac{5}{384} \frac{2.296 \times 512.5^4}{2.1 \times 10^6 \times 541.2} = 1.815 \text{ cm} < f_{adm} = 2.285 \text{ cm} \quad \text{Vérifiée}$$

La flèche est vérifiée donc on garde la section à IPE 140.

IV.4. Calcul de l'échantignolle

- **L'excentrement {t} est limité par la condition suivante**

$$2 (b/2) \leq t \leq 3 (b/2)$$

Pour un IPE140 : b = 7.3 cm, h = 14 cm

7.3 cm ≤ t ≤ 10.95 cm → on adopte t = 10 cm.

IV.4.1. Détermination des sollicitations

- a) **Effort de soulèvement**

$$Q = G - 1.5W$$

$$Q = 0.33 - 1.5 \times 2.188$$

$$Q = - 2.952 \text{ KN/ml}$$

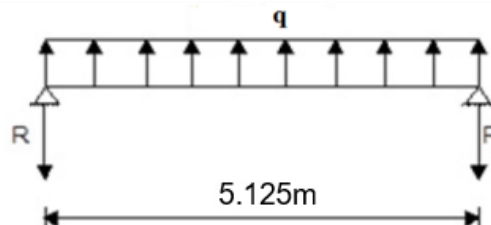


Figure 29 : Réactions sous la charge 'q'.

- **Echantignolle de rive**

$$R = Q \times l/2 = 2.952 \times (5.125/2) = 7.565 \text{ KN}$$

- **Echantignolle intermédiaire**

$$R' = 2R = 15.13 \text{ KN}$$

- b) **Calcul du moment de renversement**

$$M_R \leq M_{pliag}$$

$$M_R = R' h/2$$

$$M_R = 15.13 \times 0.07$$

$$M_R = 1.059 \text{ KN.m.}$$

IV.4.2. Dimensionnement de l'échantignolle

1. Calcul de l'épaisseur de l'échantignolle

On a : $W_{el} = \frac{a \times e}{6}$ section rectangulaire.

$a = 10 + 10 + 1.2 = 21.2$ cm.

Avec l'épaisseur du gousset de 10mm.

Donc : $e \geq \sqrt{\frac{6 \times W_{el}}{a}} \rightarrow e \geq \sqrt{\frac{10.59 \times 3}{21.2}} \rightarrow e \geq 1.22$ cm

On choisit : $e = 2$ cm.

✓ Hypothèses du calcul

L'étude se fait selon la combinaison la plus défavorable des deux combinaisons suivantes :

- ✚ Cas de soulèvement : $G + 1,5W$
- ✚ Cas de la neige seule : $1,35G + 1,5S$

IV.5. Calcul des charges revenantes sur les nœuds

a) Nœud intermédiaire et de rive

$S = 5.125 \times 1.2 = 6.15$ m².

• Poids propre

- La couverture (panneaux sandwich) + accessoires de pose :
 $0.256 \times 6.15 = 1.574$ KN
- La panne (IPE 140) : $0.081 \times 5.125 = 0.415$ KN
- Les contreventements (la moyenne) : $0.04 \times 6.15 = 0.246$ KN

$G_T = 2.235$ KN

• Surcharges climatiques

- Surcharges du vent

$C_{pi} = 0.49$.

$q_j = -2.188$ KN/m².

$W_{max} = q_j \times S = 2.188 \times 6.15 = 13.456$ KN.

- Surcharge de la neige

$S_{max} = 0.232$ KN/m².

$S_{max} = 0.232 \times 6.15 = 1.427$ KN.

$S = 0.232 \times 3.542 = 0.822$ KN.

IV.5.1. Calcul des forces selon les combinaisons de charges**a) Nœud intermédiaire et de rive****- Soulèvement**

$$F=G+1.5W= 2.235 +1.5 \times (-13.456) = -17.949 \text{ KN.}$$

- Neige

$$F=1.35G+1.5S= (1.35 \times 2.235) + (1.5 \times 0.822) = 4.25 \text{ KN.}$$

IV.6. Pré dimensionnement des éléments en béton**IV.6.1. Les poutres****a) Poutres principal**

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \rightarrow \frac{512.5}{15} \leq h \leq \frac{512.5}{10} \rightarrow 34.17 \text{ cm} \leq h \leq 51.25 \text{ cm}$$

$$L_{max} = 512.5 \text{ cm.}$$

▪ Vérification

Soit : h= 50 cm et b = 40 cm

On a :

- b = 40 cm > 20 cm Vérifiée.
- h = 50 cm ≥ 30 cm Vérifiée.
- h/b = 50/40 = 1.25 < 4 Vérifiée.

Donc on adopte pour les poutres de chainages la section (b×h) = (50×40) cm².

Poutres secondaires

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \rightarrow \frac{425}{15} \leq h \leq \frac{425}{10} \rightarrow 28.33 \text{ cm} \leq h \leq 42.5 \text{ cm}$$

$$L_{max} = 425 \text{ cm.}$$

▪ Vérification

Soit : h= 40 cm et b = 40 cm

On a :

- b = 40 cm > 20 cm Vérifiée.
- h = 40 cm ≥ 30 cm Vérifiée.
- h/b = 40/40 = 1 < 4 Vérifiée.

Donc on adopte pour les poutres de chainages la section (b×h) = (40×40) cm².

IV.6.2. Les escaliers

$$\color{red}{\oplus} \text{ H} = 3 \text{ m} ; \text{ L} = 5.125\text{m}$$

$$25 \text{ cm} \leq g \leq 33 \text{ cm} ; \text{ soit } g = 30 \text{ cm}$$

$$59 \text{ cm} \leq g + 2 \times h \leq 64 \text{ cm} \rightarrow 29 \text{ cm} \leq 2 \times h \leq 34 \text{ cm}$$

$$14.5 \text{ cm} \leq h \leq 17 \rightarrow h = 17 \text{ cm.}$$

$$n = 300/15 \rightarrow n = 20.$$

a) Inclinaison de la paille

$$\text{Tg } \alpha = H'/L' = 1.5/2.99$$

$$\alpha = 26.64^\circ$$

b) L'épaisseur de la paille

$$L/30 \leq e \leq L/20 \rightarrow 512.5/30 \leq e \leq 512.5/20$$

$$17.07 \text{ cm} \leq e \leq 25.6 \text{ cm} \rightarrow \text{choix : } e = 18 \text{ cm.}$$

$$\color{red}{\oplus} H = 3 \text{ m} ; L = 4.55 \text{ m}$$

$$\text{Soit } g = 30 \text{ cm}$$

$$h = 17 \text{ cm.}$$

$$n = 300/15 \rightarrow n = 20.$$

a) Inclinaison de la paille

$$\text{Tg } \alpha = H'/L' = 3/3.93$$

$$\alpha = 37.36^\circ$$

b) L'épaisseur de la paille

$$L/30 \leq e \leq L/20 \rightarrow 455/30 \leq e \leq 455/20$$

$$15.17 \text{ cm} \leq e \leq 22.75 \text{ cm} \rightarrow \text{choix : } e = 18 \text{ cm.}$$

IV.6.3. Les poteaux

$$\text{Selon le BAEL91 : } \frac{l_f}{a} \leq 14.4$$

$$l_0 = 3 ; l_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 3 = 2.1 \text{ m.}$$

$$a \geq \frac{l_f}{14.4} = \frac{2.1}{14.4} = 0.146 \text{ m}$$

- he = 3 m de niveau +0.00 m jusqu'à +3 m.

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(40,50) \geq 25 \text{ cm} \\ \min(40,50) \geq \frac{300}{20} = 15 \text{ cm} \\ \frac{1}{4} \leq 1.25 \leq 4 \end{array} \right.$$

Le poteau le plus chargé (poteau 9D)

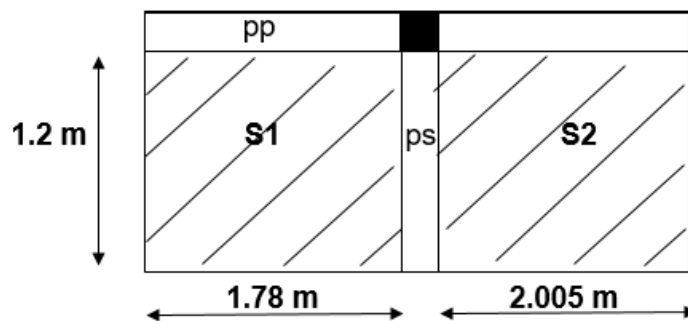


Figure 30: surface afférente du poteau plus chargé.

$$S1 = 1.78 \times 1.2 = 2.14 \text{ m}^2.$$

$$S2 = 2.005 \times 1.2 = 2.41 \text{ m}^2.$$

$$\Sigma S = 4.55 \text{ m}^2.$$

1. Descente de charge

a) Les charges et surcharges

- Poids propre de la couverture « panneaux sandwichs » + accessoires :
 $0.256 \times 4.55 = 3.81 \text{ KN}$
- Poids propre des contreventements (poids forfaitaire) $0.04 \times 4.55 = 0.182 \text{ KN}$
- Poids propre de la panne : $[(0.081 \times 11) \times 2] \times 4.55 = 8.11 \text{ KN}$
- Poids propre des poutres principal : $[25 \times (5.125 \times 0.4 \times 0.5)] = 25.63 \text{ KN}$
- Poids propre des poutres secondaire : $[25 \times (4.25 \times 0.4 \times 0.4)] = 17 \text{ KN}$
- Poids propre des poteaux : $[25 \times (3 \times 0.5 \times 0.4)] = 15 \text{ KN}$
- Poids propre des corps creux : 4.95 KN
- Poids propre d'un escalier : $8.7 \times 2 = 17.4 \text{ KN}$
- Poids propre des Mur : 10.074 KN

Poids total $G = 102.16 \text{ KN}$.

b) Effet de la neige

$$N_n = 0.275 \text{ KN/m}^2$$

$$N_n = 0.275 \times 4.55 = 1.251 \text{ KN}.$$

2. Vérification du poteau

$$N_u = 1,35 G + 1,5 N = 1.35 \times 102.16 + 1.5 \times 1.251 = 139.79 \text{ KN}.$$

1.1. Vérification à la compression simple

$$\frac{Nu}{B} \leq 0.6 \times f_{c28}$$

Avec : B= section du béton.

$$B \leq \frac{Nu}{0.6 \times f_{c28}} \rightarrow B \geq \frac{139.79 \times 10^{-3}}{0.6 \times 25} = 0.093 \text{ m}^2$$

On a : B= 0.5 × 0.4 =0.2 m² > 0.093 m².

1.2. Vérification au flambement

Tableau 7: Calcul de Nu des poteaux du bâtiment.

Dimension (cm)	L _r (m)	λ	α	A _s (m ²)	N _u (KN)
40×50	2.1	18.26	0.81	4	139.79

$$B_r \geq \frac{139.79 \times 10^{-3}}{0.81 \left[\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{1.15} \times 0.02 \right]} = 0.068 \text{ m}^2$$

Br = (50 – 2) × (40 – 2) = 1824 → 0.182 m² > 0.068 m².

Pas de risque au flambement.

V. Conclusion

Après que nous avons fini le pré-dimensionnement des éléments et fait toutes les vérifications nécessaires, nous avons adopté les sections suivantes :

- ✚ Les panne (Bâtiment C) : IPE 100
- ✚ Les panne (Bâtiment B) : IPE 140
- ✚ Les panne (Bâtiment D) : IPE 140
- ✚ Les poteaux : (40×50) cm².
- ✚ Les poutres principales : (40×40) cm².
- ✚ Les poutres secondaires : (40×50) cm².

Chapitre V : Dimensionnements des éléments de la toiture

I. Introduction

Nous avons effectué le calcul avec le logiciel Robot structural, qui est doté d'options permettant le dimensionnement des éléments, et leurs vérifications (Résistance au flambement, résistance au déversement, vérification des flèches et des déplacements...) selon le profilé dimensionné et son mode de sollicitation.

II. Itinéraire de dimensionnement avec ROBOT

Avant de commencer la modélisation de la structure, nous avons défini préalablement quelques paramètres (Préférences de l'affaire), concernant les règlements adoptés pour les calculs, et les unités utilisées.

- ❖ Unité et dimension : KN, m et cm
- ❖ Charge de Neige et Vent : DTR C2-47/NV99
- ❖ Charge sismique : RPA99 (2003)

Ainsi nous pouvons enfin commencer la modélisation de la structure, une étape primordiale pour pouvoir dimensionner une structure avec le logiciel ROBOT, et qui se traduit par la conception de la structure à étudier en 3D, en prenant soin de bien choisir pour chaque élément, un type de profilés couramment utilisés.

Après avoir modélisé la structure, on passe au chargement, en affectant à la structure les différentes charges à laquelle elle est soumise (calculées auparavant).

Notre structure est soumise aux charges suivantes :

- Poids propre de la structure.
- Charges permanentes (panneau sandwich,).
- Charges d'exploitations.
- Charges climatiques (vent, neige).
- Charges sismiques.

Ayant terminé le chargement de la structure, on passe à la définition des combinaisons (ELU, ELS, ACC) avec lesquelles le logiciel effectue le dimensionnement et les vérifications, ensuite on affecte à chaque type d'élément les paramètres de flambement et de déversement pour le calcul à l'ELU, ainsi que les déplacements et flèches limites pour le calcul à l'ELS, selon le type de chaque élément, et on lance l'analyse de la structure.

Après avoir effectué toutes ces étapes, on pourra passer à l'étape de pré-dimensionnement des éléments de la structure, en procédant comme suit :

Pour pouvoir effectuer un pré-dimensionnement automatique avec ROBOT, on doit créer pour chaque type d'élément ce qu'on appelle une famille, en sélectionnant la

liste des éléments de même type (montants, poutres, membrures supérieures de la ferme...), et la liste des profilés avec lesquels on veut que le logiciel dimensionne notre élément. On lance le calcul, et on choisit parmi les résultats proposés par le logiciel, le profilé le mieux adapté à notre cas.

III. Les vérifications à faire sont

1. La traction

$$N_{sd} \leq N_{rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} \quad EC3 \text{ Art 5.4.3.1}$$

2. Au flambement

$$N_{sd} \leq N_{rd} = \chi_{min} \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \quad EC3 \text{ Art 5.5.1.1}$$

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

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

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} \quad ; \quad \text{avec} : i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}}$$

$$\bar{\lambda} = \left[\frac{\lambda}{\lambda_1} \right] [\beta_a]^{0.5} \quad ; \quad \text{avec} : \beta_a = 1 \quad \rightarrow \quad \text{section de classe 01.}$$

3. La condition de résistance

$$\frac{N_{sd}}{N_{rd}} < 1 \quad \rightarrow \quad \begin{cases} N_{sd} : \text{Effort normal sollicitation} \\ N_{rd} : \text{Effort résistant} \end{cases}$$

Efforts max sollicitant les éléments structuraux de la toiture du trois bâtiments :

A. Bâtiment C

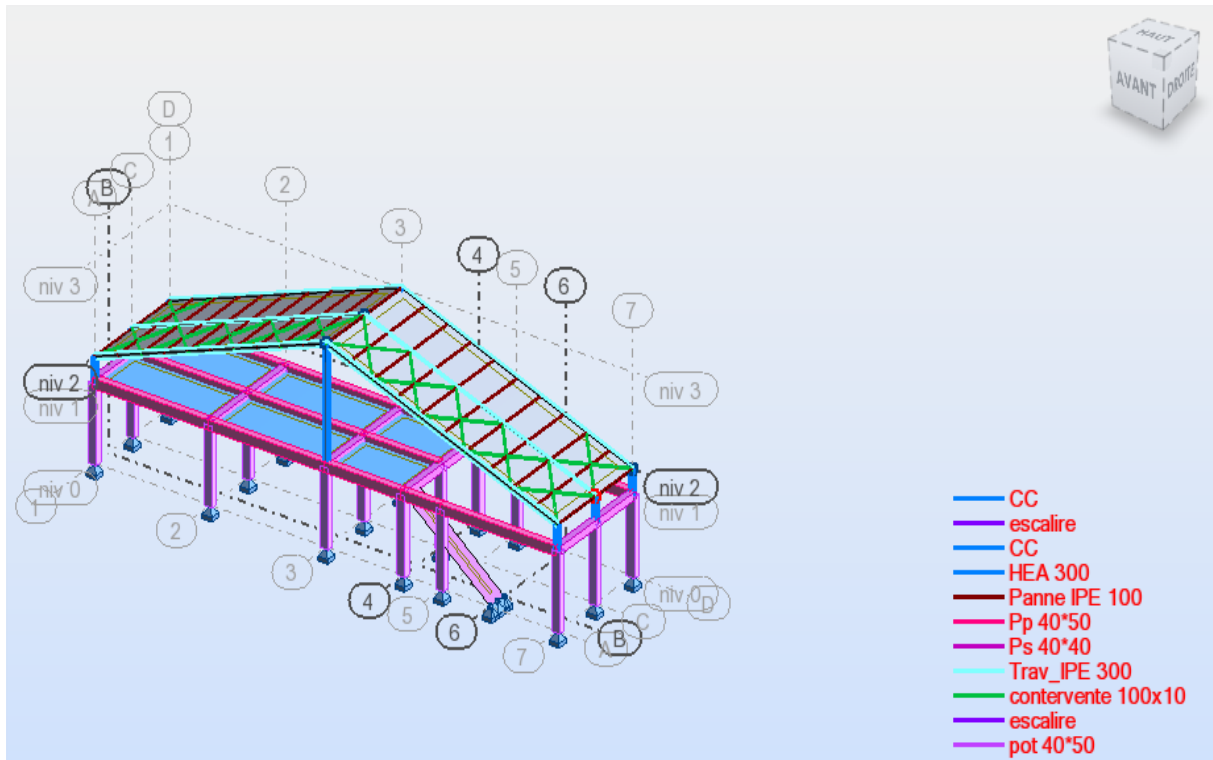


Figure 1 : Vue de la structure C

a) Les Contreventements

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME : **CM66**

TYPE D'ANALYSE : **Vérification des pièces**

FAMILLE :

PIECE : **104 Arbalétrier_CM66_104**

POINT : **1**

COORDONNEE :

x = 0.00 L = 0.00 m

CHARGEMENTS :

Cas de charge décisif : **13 G+1.5V2 (1+2)*1.00+9*1.50**

MATERIAU :

ACIER **fy = 235.00 MPa**


PARAMETRES DE LA SECTION : contrevente 100x10

ht=10.0 cm

bf=10.0 cm

ea=1.0 cm

es=1.0 cm

Ay=10.00 cm²Iy=176.70 cm⁴Wely=24.61 cm³Az=10.00 cm²Iz=176.70 cm⁴Welz=24.61 cm³Ax=19.15 cm²Ix=6.33 cm⁴
CONTRAINTES : SigN = -6.33/19.15 = -3.30 MPa

SigFy = 2.00/24.61 = 81.22 MPa

SigFz = 0.08/62.66 = 1.31 MPa


PARAMETRES DE DEVERSEMENT :
PARAMETRES DE FLAMBEMENT :


en y :



en z :

FORMULES DE VERIFICATION :

SigN + SigFy + SigFz = -3.30 + 81.22 + 1.31 = 79.22 < 235.00 MPa (3.731)

1.54*Tauy = 1.54*0.03 = 0.04 < 235.00 MPa (1.313)

1.54*Tauz = |1.54*-2.03| = |-3.13| < 235.00 MPa (1.313)

DEPLACEMENTS LIMITES

Flèches

uz = 0.2 cm < uz max = L/200.00 = 2.3 cm

Vérifié

Cas de charge décisif : 10 V3

Déplacements Non analysé
Profil correct !!!
b) Les poteaux
CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME : CM66

TYPE D'ANALYSE : Vérification des pièces

FAMILLE :

PIECE : 63 Arbalétrier_CM66_63

POINT : 1

COORDONNEE :

x = 0.00 L = 0.00 m

CHARGEMENTS :

Cas de charge décisif : 29 1.35*(G+Q+S) (1+2+3+7)*1.35

MATERIAU :

ACIER $f_y = 235.00$ MPa

PARAMETRES DE LA SECTION : HEA 300

ht=29.0 cm

bf=30.0 cm

ea=0.9 cm

es=1.4 cm

Ay=84.00 cm²Iy=18263.50 cm⁴Wely=1259.55 cm³Az=24.65 cm²Iz=6309.56 cm⁴Welz=420.64 cm³Ax=112.53 cm²Ix=75.30 cm⁴

CONTRAINTES : SigN = 45.02/112.53 = 4.00 MPa

SigFy = 65.10/1259.55 = 51.68 MPa

SigFz = 9.82/420.64 = 23.34 MPa



PARAMETRES DE DEVERSEMENT :

PARAMETRES DE FLAMBEMENT :



en y :



1.0



en z :

Lz=1.23 m

Lfz=1.23 m

Lambda z=16.43

Muz=1920.03

k1z=1.00

kFz=1.00

FORMULES DE VERIFICATION :

$$k_1 \cdot \text{SigN} + k_{Fy} \cdot \text{SigFy} + k_{Fz} \cdot \text{SigFz} = 1.00 \cdot 4.00 + 1.00 \cdot 51.68 + 1.00 \cdot 23.34 = 79.04 <$$

235.00 MPa (3.731)

$1.54 \cdot \tau_{uy} = 1.54 \cdot 1.05 = 1.62 < 235.00 \text{ MPa}$ (1.313)

$1.54 \cdot \tau_{uz} = 1.54 \cdot 33.34 = 51.34 < 235.00 \text{ MPa}$ (1.313)

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches

$u_z = 0.0 \text{ cm} < u_z \text{ max} = L/200.00 = 0.6 \text{ cm}$ Vérifié

Cas de charge décisif : 9 V2



Déplacements Non analysé

Profil correct !!!

c) Les traverses

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME : CM66

TYPE D'ANALYSE : Vérification des pièces

FAMILLE :

PIECE : 69 Arbalétrier_CM66_69

POINT : 1

COORDONNEE :

$x = 0.00 \text{ L} = 0.00 \text{ m}$

CHARGEMENTS :

Cas de charge décisif : 20 G+Q+1.2Ex (1+2+3)*1.00+5*1.20

MATERIAU :

ACIER $f_y = 235.00 \text{ MPa}$



PARAMETRES DE LA SECTION : Trav_IPE 300

ht=30.0 cm

bf=15.0 cm

ea=0.7 cm

es=1.1 cm

Ay=32.10 cm²

Iy=8356.11 cm⁴

Wely=557.07 cm³

Az=21.30 cm²

Iz=603.78 cm⁴

Welz=80.50 cm³

Ax=53.81 cm²

Ix=19.47 cm⁴

CONTRAINTES : $\text{SigN} = 64.25/53.81 = 11.94 \text{ MPa}$
 $\text{SigFy} = 23.04/557.07 = 41.35 \text{ MPa}$
 $\text{SigFz} = 0.39/80.50 = 4.84 \text{ MPa}$



PARAMETRES DE DEVERSEMENT :

PARAMETRES DE FLAMBEMENT :



en y :



en z :

$Lz=15.31 \text{ m}$

$Muz=0.83$

$Lfz=15.31 \text{ m}$

$k1z=99.00$

$\text{Lambda } z=457.03$

$kFz=99.00$

FORMULES DE VERIFICATION :

$k1*\text{SigN} + kFy*\text{SigFy} + kFz*\text{SigFz} = 99.00*11.94 + 1.00*41.35 + 99.00*4.84 = 1702.65 > 235.00 \text{ MPa} \text{ (3.731)}$

$1.54*\text{Tauy} = 1.54*0.12 = 0.19 < 235.00 \text{ MPa} \text{ (1.313)}$

$1.54*\text{Tauz} = 1.54*4.12 = 6.34 < 235.00 \text{ MPa} \text{ (1.313)}$

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches

$uz = 0.3 \text{ cm} < uz \text{ max} = L/200.00 = 7.7 \text{ cm}$

Vérifié

Cas de charge décisif : 9 V2



Déplacements Non analysé

Profil correct !!!

B. Bâtiment B

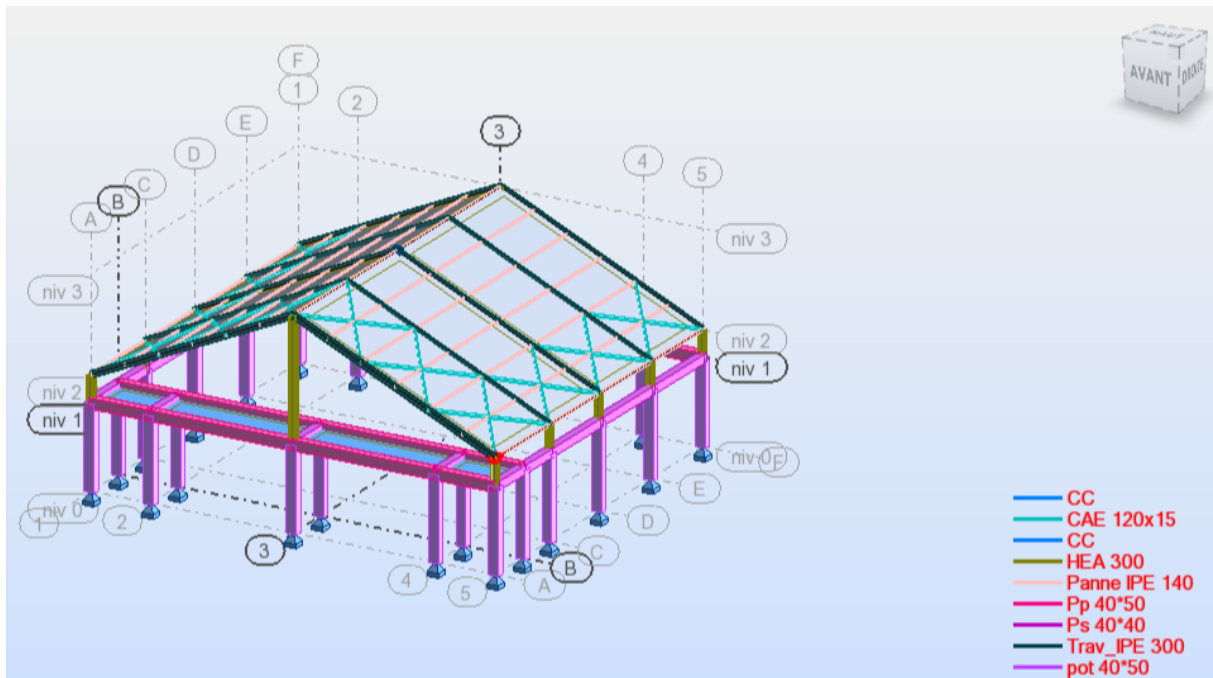


Figure 2: Vue de la structure B

a) Les Contreventements

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME : *CM66*

TYPE D'ANALYSE : *Vérification des pièces*

FAMILLE :

PIECE : 126 Centrevent_126

POINT : 1

COORDONNEE :

$x = 0.00$ $L = 0.00$ m

CHARGEMENTS :

Cas de charge décisif : 13 1.35G+1.5S (1+2)*1.35+7*1.50

MATERIAU :

ACIER $f_y = 235.00$ MPa

**PARAMETRES DE LA SECTION : CAE 120x15**

ht=12.0 cm

bf=12.0 cm

ea=1.5 cm

es=1.5 cm

Ay=18.00 cm²Iy=444.90 cm⁴Wely=52.40 cm³Az=18.00 cm²Iz=444.90 cm⁴Welz=52.40 cm³Ax=33.93 cm²Ix=25.31 cm⁴

CONTRAINTES : SigN = 27.75/33.93 = 8.18 MPa
 SigFy = -2.91/52.40 = -55.50 MPa
 SigFz = -0.15/126.75 = -1.21 MPa

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT :****PARAMETRES DE FLAMBEMENT :**

en y :

Ly=6.05 m

Lfy=6.05 m

Lambda y=167.17

Muy=9.07

k1y=1.04

kFy=1.20



en z :

Lz=6.05 m

Lfz=6.05 m

Lambda z=167.17

Muz=9.07

k1z=1.04

kFz=1.20

FORMULES DE VERIFICATION :

$$k1 \cdot \text{SigN} + kFy \cdot \text{SigFy} + kFz \cdot \text{SigFz} = 1.04 \cdot 8.18 + 1.20 \cdot (-55.50) + 1.20 \cdot (-1.21) = | -59.53 | < 235.00 \text{ MPa} \quad (3.731)$$

$$1.54 \cdot \text{Tauy} = | 1.54 \cdot (-0.02) | = | -0.03 | < 235.00 \text{ MPa} \quad (1.313)$$

$$1.54 \cdot \text{Tauz} = 1.54 \cdot 1.14 = 1.76 < 235.00 \text{ MPa} \quad (1.313)$$
Profil correct !!!**b) Les poteaux**

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME : CM66**TYPE D'ANALYSE :** Vérification des pièces**FAMILLE :**

PIECE : 55 Poteau_de_rive_CM66_55

POINT : 1

COORDONNEE :

x = 0.00 L = 0.00 m

CHARGEMENTS :

Cas de charge décisif : 13 1.35G+1.5S (1+2)*1.35+7*1.50

MATERIAU :ACIER $f_y = 235.00$ MPa**PARAMETRES DE LA SECTION : HEA 300**

ht=29.0 cm

bf=30.0 cm

ea=0.9 cm

es=1.4 cm

Ay=84.00 cm²Iy=18263.50 cm⁴Wely=1259.55 cm³Az=24.65 cm²Iz=6309.56 cm⁴Welz=420.64 cm³Ax=112.53 cm²Ix=75.30 cm⁴**CONTRAINTES :**

SigN = 23.97/112.53 = 2.13 MPa

SigFy = 10.87/1259.55 = 8.63 MPa

SigFz = 14.45/420.64 = 34.35 MPa

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT :**

z=0.00

ID_sup=1.23 m

B=1.00

C=2.81

D=1.02

kD=1.00

Sig D=127.03 MPa

PARAMETRES DE FLAMBEMENT :

en y :

Ly=1.23 m

Lfy=2.46 m

Lambda y=19.31

Muy=2609.96

k1y=1.00

kFy=1.00



en z :

Lz=1.23 m

Lfz=1.23 m

Lambda z=16.43

Muz=3606.68

k1z=1.00

kFz=1.00

FORMULES DE VERIFICATION :

$$k_1 \cdot \text{SigN} + k_D \cdot k_{Fy} \cdot \text{SigFy} + k_{Fz} \cdot \text{SigFz} = 1.00 \cdot 2.13 + 1.00 \cdot 1.00 \cdot 8.63 + 1.00 \cdot 34.35 = 45.13 < 235.00 \text{ MPa} \quad (3.731)$$

$$1.54 \cdot \text{Tau}_y = 1.54 \cdot 1.76 = 2.71 < 235.00 \text{ MPa} \quad (1.313)$$

$$1.54 \cdot \text{Tau}_z = |1.54 \cdot -9.82| = |-15.13| < 235.00 \text{ MPa} \quad (1.313)$$

DEPLACEMENTS LIMITES
**Flèches** Non analysé**Déplacements**
 $v_x = 0.1 \text{ cm} < v_x \text{ max} = L/150.00 = 0.8 \text{ cm}$ Vérifié

Cas de charge décisif : 5 Sismique RPA 99 (2003) Dir. - masses_X

Profil correct !!!
c) Les traverses
CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME : CM66

TYPE D'ANALYSE : Vérification des pièces

FAMILLE :
PIECE : 67 Poteau_de_rive_CM66_67

POINT : 1

COORDONNEE :
 $x = 0.00 \text{ L} = 0.00 \text{ m}$

CHARGEMENTS :
Cas de charge décisif : 13 1.35G+1.5S (1+2)*1.35+7*1.50

MATERIAU :

 ACIER $f_y = 235.00 \text{ MPa}$


PARAMETRES DE LA SECTION : Trav_IPE 300

 $h_t = 30.0 \text{ cm}$
 $b_f = 15.0 \text{ cm}$
 $e_a = 0.7 \text{ cm}$
 $e_s = 1.1 \text{ cm}$
 $A_y = 32.10 \text{ cm}^2$
 $I_y = 8356.11 \text{ cm}^4$
 $W_{ely} = 557.07 \text{ cm}^3$
 $A_z = 21.30 \text{ cm}^2$
 $I_z = 603.78 \text{ cm}^4$
 $W_{elz} = 80.50 \text{ cm}^3$
 $A_x = 53.81 \text{ cm}^2$
 $I_x = 19.47 \text{ cm}^4$

CONTRAINTES : $\text{SigN} = 4.36/53.81 = 0.81 \text{ MPa}$

$$\text{SigFy} = 14.35/557.07 = 25.76 \text{ MPa}$$

$$\text{SigFz} = 0.17/80.50 = 2.15 \text{ MPa}$$

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT :**

$$z=0.00$$

$$B=1.00$$

$$D=2.84$$

$$\text{Sig D}=37.66 \text{ MPa}$$

$$\text{ID_inf}=11.27 \text{ m}$$

$$C=1.01$$

$$kD=4.04$$

PARAMETRES DE FLAMBEMENT :

en y :



en z :

$$L_y=11.27 \text{ m}$$

$$M_{uy}=78.20$$

$$L_z=11.27 \text{ m}$$

$$M_{uz}=22.60$$

$$L_{fy}=22.53 \text{ m}$$

$$k_{1y}=1.00$$

$$L_{fz}=11.27 \text{ m}$$

$$k_{1z}=1.01$$

$$\text{Lambda } y=180.81$$

$$k_{Fy}=1.02$$

$$\text{Lambda } z=336.31$$

$$k_{Fz}=1.07$$

FORMULES DE VERIFICATION :

$$k_1 \cdot \text{SigN} + kD \cdot k_{Fy} \cdot \text{SigFy} + k_{Fz} \cdot \text{SigFz} = 1.01 \cdot 0.81 + 4.04 \cdot 1.02 \cdot 25.76 + 1.07 \cdot 2.15 = 109.29 < 235.00 \text{ MPa} \quad (3.731)$$

$$1.54 \cdot \text{Tau}_y = 1.54 \cdot 0.01 = 0.02 < 235.00 \text{ MPa} \quad (1.313)$$

$$1.54 \cdot \text{Tau}_z = 1.54 \cdot 3.21 = 4.94 < 235.00 \text{ MPa} \quad (1.313)$$

DEPLACEMENTS LIMITES**Flèches** Non analysé**Déplacements**

$$v_x = 0.0 \text{ cm} < v_x \text{ max} = L/150.00 = 7.5 \text{ cm}$$

Vérifié

$$\text{Cas de charge décisif : } 18 \text{ G+S } (1+2+7) \cdot 1.00$$

Profil correct !!!

C. Bâtiment D

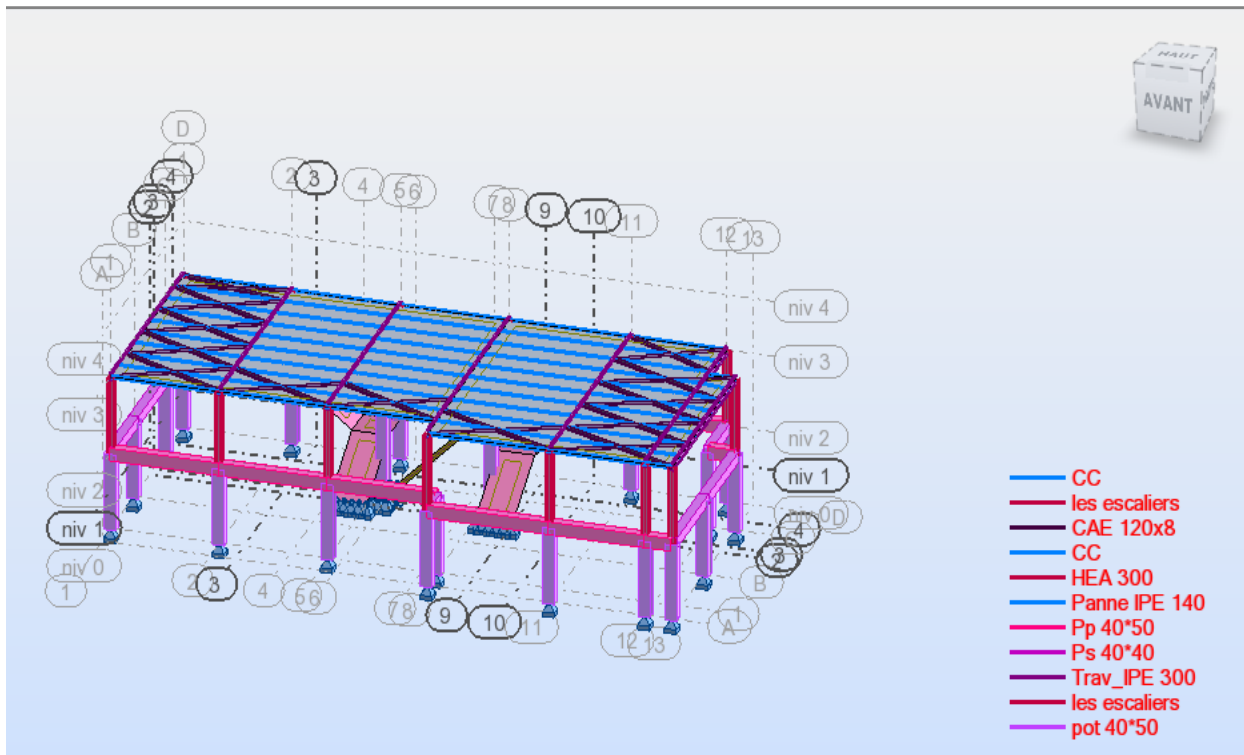


Figure 3: Vue de la structure D

a) Les Contreventements

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME : *CM66*

TYPE D'ANALYSE : *Vérification des pièces*

FAMILLE :

PIECE : *136 Membrure_sup_CM66_136*

POINT : *1*

COORDONNEE :

x = 0.00 L = 0.00 m

CHARGEMENTS :

*Cas de charge décisif : 12 1.35G+1.5S (1+2)*1.35+7*1.50*

MATERIAU :

ACIER $f_y = 235.00$ MPa

**PARAMETRES DE LA SECTION : CAE 120x8**

ht=12.0 cm

bf=12.0 cm

ea=0.8 cm

es=0.8 cm

Ay=9.60 cm²Iy=255.40 cm⁴Wely=29.09 cm³Az=9.60 cm²Iz=255.40 cm⁴Welz=29.09 cm³Ax=18.74 cm²Ix=3.96 cm⁴**CONTRAINTES :**

SigN = -5.55/18.74 = -2.96 MPa

SigFy = -2.14/29.09 = -73.40 MPa

SigFz = 0.02/79.32 = 0.22 MPa

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT :****PARAMETRES DE FLAMBEMENT :**

en y :



en z :

FORMULES DE VERIFICATION :

SigN + SigFy + SigFz = -2.96 + -73.40 + 0.22 = | -76.14 | < 235.00 MPa (3.731)

1.54*Tauy = 1.54*0.01 = 0.01 < 235.00 MPa (1.313)

1.54*Tauz = 1.54*1.76 = 2.70 < 235.00 MPa (1.313)

Profil correct !!!**b) Les poteaux****CALCUL DES STRUCTURES ACIER****NORME :** CM66**TYPE D'ANALYSE :** Vérification des pièces**FAMILLE :****PIECE :** 60 Arbalétrier_CM66_60**POINT :** 3**COORDONNEE :**

x = 1.00 L = 3.00 m

CHARGEMENTS :

Cas de charge décisif : $12 \text{ } 1.35G+1.5S \text{ } (1+2)*1.35+7*1.50$

MATERIAU :

ACIER $f_y = 235.00 \text{ MPa}$

**PARAMETRES DE LA SECTION : HEA 300**

ht=29.0 cm

bf=30.0 cm

ea=0.9 cm

es=1.4 cm

$A_y=84.00 \text{ cm}^2$

$I_y=18263.50 \text{ cm}^4$

$W_{ely}=1259.55 \text{ cm}^3$

$A_z=24.65 \text{ cm}^2$

$I_z=6309.56 \text{ cm}^4$

$W_{elz}=420.64 \text{ cm}^3$

$A_x=112.53 \text{ cm}^2$

$I_x=75.30 \text{ cm}^4$

CONTRAINTES : $\text{SigN} = 26.56/112.53 = 2.36 \text{ MPa}$
 $\text{SigFy} = 2.72/1259.55 = 2.16 \text{ MPa}$
 $\text{SigFz} = 37.95/420.64 = 90.22 \text{ MPa}$

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT :****PARAMETRES DE FLAMBEMENT :**

en y :



en z :

$L_z=3.00 \text{ m}$

$L_{fz}=3.00 \text{ m}$

$\text{Lambda } z=40.06$

$M_{uz}=546.99$

$k_{1z}=1.00$

$k_{Fz}=1.00$

FORMULES DE VERIFICATION :

$k_1*\text{SigN} + k_{Fy}*\text{SigFy} + k_{Fz}*\text{SigFz} = 1.00*2.36 + 1.00*2.16 + 1.00*90.22 = 95.00 < 235.00 \text{ MPa} \text{ } (3.731)$

$1.54*\text{Tau}_y = 1.54*1.89 = 2.92 < 235.00 \text{ MPa} \text{ } (1.313)$

$1.54*\text{Tau}_z = |1.54*-1.13| = |-1.74| < 235.00 \text{ MPa} \text{ } (1.313)$

Profil correct !!!

c) Les traverses

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME : CM66

TYPE D'ANALYSE : Vérification des pièces

FAMILLE :

PIECE : 115 Membrure_sup_CM66_115

POINT : 3

COORDONNEE :

x = 1.00 L = 8.50 m

CHARGEMENTS :

Cas de charge décisif : 29 G+Q+1.2Ey (1+2+3)*1.00+6*1.20

MATERIAU :

ACIER $f_y = 235.00$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION : Trav_IPE 300

ht=30.0 cm

bf=15.0 cm

ea=0.7 cm

es=1.1 cm

Ay=32.10 cm²

Iy=8356.11 cm⁴

Wely=557.07 cm³

Az=21.30 cm²

Iz=603.78 cm⁴

Welz=80.50 cm³

Ax=53.81 cm²

Ix=19.47 cm⁴

CONTRAINTES : SigN = 6.34/53.81 = 1.18 MPa

SigFy = 11.12/557.07 = 19.97 MPa

SigFz = 0.53/80.50 = 6.54 MPa



PARAMETRES DE DEVERSEMENT :

PARAMETRES DE FLAMBEMENT :



en y :

Ly=8.50 m

Lfy=7.65 m

Lambda y=61.39

Muy=466.91

k1y=1.00

kFy=1.00



en z :

Lz=8.50 m

Lfz=8.50 m

Lambda z=253.76

Muz=27.33

k1z=1.01

kFz=1.06

FORMULES DE VERIFICATION :

$$k_1 \cdot \text{SigN} + k_{Fy} \cdot \text{SigFy} + k_{Fz} \cdot \text{SigFz} = 1.01 \cdot 1.18 + 1.00 \cdot 19.97 + 1.06 \cdot 6.54 = 28.15 < 235.00 \text{ MPa} \quad (3.731)$$

$$1.54 \cdot \text{Tau}_y = 1.54 \cdot 0.18 = 0.28 < 235.00 \text{ MPa} \quad (1.313)$$

$$1.54 \cdot \text{Tau}_z = |1.54 \cdot -1.90| = |-2.92| < 235.00 \text{ MPa} \quad (1.313)$$

Profil correct !!!

IV. Conclusion**Tableau 1: tableau d' éléments de la toiture.**

	Élément	Profil
Bâtiment C	Contrevent	CAE 100×10
	poteau	HAE 300
	Traverse	IPE 300
Bâtiment B	Contrevent	CAE 120×15
	poteau	HAE 300
	Traverse	IPE 300
Bâtiment D	Contrevent	CAE 120×8
	poteau	HAE 300
	Traverse	IPE 300

Chapitre VI : Etude sismique

I. Introduction

L'un des principaux obstacles au génie civil est les « tremblements de terre », car il représente un danger pour la structure structurelle, de sorte que les entrepreneurs doivent fournir la protection nécessaire par le biais des réglementations sismiques algériennes. Pour cette raison, nous avons étudié d'un Amphithéâtre divisée en 3 bâtiments qui seront établis dans l'état de Guelma classés selon le règlement parasismique algérien (RPA99) comme une zone de moyenne sismicité **IIa**. Au regard les recommandations des règles parasismiques algériennes (RPA99 V 2003).

II. Modélisation

Nous avons effectué les étapes de modélisation avec le logiciel ROBOT Structural Analysis professionnel 2010, de façon totalement graphique, numérique ou combinée, en utilisant les innombrables outils disponibles.

II.1. Analyse de la structure

II.1.1. Type d'analyse

L'analyse se fera selon les conditions posées par les règlements, sur les cas de chargement.

- **Les chargements statiques**
 - Poids propre de la structure.
 - Les effets dus aux actions climatiques.
 - Les charges d'exploitation.

- **Les chargements dynamiques**
 - Les effets sismiques.

II.1.2. Méthodes de calcul

La détermination de la réponse de la structure et son dimensionnement peuvent se faire par trois méthodes de calcul « la méthode statique équivalente, la méthode d'analyse modale spectrale, la méthode d'analyse dynamique par accélérogramme », dont le choix est fonction à la fois du type de la structure et de la nature de l'excitation dynamique.

II.1.2.1. Méthode statique équivalente

La méthode de calcul la plus employée pour le calcul dynamique des structures, est celle basé sur l'utilisation des spectres de reponse. Mais comme le « RPA 99 V 2003 » préconise que le l'effort tranchant dynamique soit supérieur à 80% de l'effort tranchant statique, donc on calcule l'effort tranchant statique par la méthode statique équivalente.

a. Principe de la méthode

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les efforts sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

b. Calcul de la force sismique totale

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

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

A : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau (4.1) de « RPA99 version 2003 » en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage du bâtiment Dans notre cas, on est dans la Zone **Ila** et un Groupe d'usage 1B Nous trouverons :

$$A = 0.20$$

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

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

Avec :

T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 du [RPA99/ version 2003], (S1) : site rocheux :

- T1 (sec) = 0.15s.
- T2 (sec) = 0.50s.

η : Facteur de correction d'amortissement donnée par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \varepsilon)}} \geq 0.7$$

Où ε (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

ε est donnée par le tableau 4.2 du RPA99 V2003 :

Nous avons une structure en portiques, Donc $\varepsilon = 6\%$

D'où : $\eta = 0.935 > 0.7$

• Estimation de la période fondamentale

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques. La formule empirique à utiliser est donnée par le RPA 99 V 2003 par la formule (4.6) :

$$T = \min \left\{ \begin{array}{l} C_t h_n^{(3/4)} \\ 0.09 h_n \\ \frac{0.09 h_n}{\sqrt{D_{x,y}}} \end{array} \right.$$

h_n :

- La hauteur totale du bâtiment « C » = 10 m
- La hauteur totale du bâtiment « B » = 9.78 m
- La hauteur totale du bâtiment « D » = 8.36 m

Tableau 1 : Les valeurs de la période fondamentale pour les deux sens

	Sens (X-X)	Sens (Y-Y)
C_t	0.050	0.050
$D_{x,y}$	29.11 m 20.61 m 23.90 m	6.73 m 18.29 m 12.10 m
$C_t h_n^{(3/4)}$	0.59 s 0.58 s 0.52 s	0.59 s 0.58 s 0.52 s
$\frac{0.09 h_n}{\sqrt{D_{x,y}}}$	0.17 s 0.19 s 0.15 s	0.35 s 0.21 s 0.22 s
T_{min}	0.17 s 0.19 s 0.15 s	0.35 s 0.21 s 0.22 s

C_t : Coefficient, en fonction du système de contreventement, du type de remplissage est donné par le tableau 4.6 du RPA99 V 2003.

$D_{x,y}$: est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

- $T_x=0.17$ s ; $T_y=0.35$ s → Bâtiment C.
- $T_x=0.19$ s ; $T_y=0.21$ s → Bâtiment B.
- $T_x=0.15$ s ; $T_y=0.22$ s → Bâtiment D.

Donc la valeur du facteur d'amplification dynamique moyen est égale :

$$D = 2,5 \eta = 2,5 \times 0,935 \rightarrow D = 2,34$$

Q : facteur de qualité de la structure est fonction de :

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

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 Pq \quad \text{RPA99 V 2003 (4.4 Art 4.2.3)}$$

Tableau 2 : Pénalité de vérification

Critère de qualité "q"	Pq
1. conditions minimales sur les files de contreventement	0
2. Redondance en plan	0
3. régularité en plan	0
4. régularité en élévation	0
5. Contrôle de qualité des matériaux	0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0.05
ΣPq	0.10

$$Q = 1.10$$

R : coefficient de comportement global de la structure. Sa valeur unique est donnée par le « tableau 4.3 Art 4.2.3 » du RPA99 V 2003 en fonction du système de contreventement. En cas d'utilisation de systèmes de contreventement différents dans les deux directions considérées il y a lieu d'adopter pour le coefficient R la valeur la

plus petite. Dans notre cas on a : des portiques auto stables avec remplissages en maçonnerie rigide.

On prend : $R = 3,5$.

W : poids total de la structure

$$W = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

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

W_{Qi} : charge d'exploitation

β : coefficient de pondération, de tableau 4.5 du RPA99 V 2003:

Notre bâtiment est à usage (Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions avec places debout), donc $\beta = 0.3$

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

A. Bâtiment « C »

$W = 2061.263 \text{ KN}$.

$$V = \frac{0.2 \times 2.34 \times 1.1}{3.5} \times 2061.263 \rightarrow V = 303.18 \text{ kN}$$

B. Bâtiment « B »

$W = 2484.75 \text{ KN}$.

$$V = \frac{0.2 \times 2.34 \times 1.1}{3.5} \times 2484.75 \rightarrow V = 365.47 \text{ kN}$$

C. Bâtiment « D »

$W = 2797.34 \text{ KN}$.

$$V = \frac{0.2 \times 2.34 \times 1.1}{3.5} \times 2797.34 \rightarrow V = 422 \text{ kN}$$

II.1.2.2. Principe de la méthode spectrale

Par cette méthode, 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 réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

a) Spectre de la réponse de calcul

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul RPA 99 V 2003 :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases} \quad (4.3)$$

Avec :

$Q = 1.10$; $A = 0.2$; $\eta = 0.935$; $T_1 = 0.15s$; $T_2 = 0.50s$.

b) Nombre de modes de vibrations à considérer

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

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

Avec ça le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{et} \quad TK \leq 0.29 s$$

Où :

N : le nombre de niveaux au-dessus du sol.

Tk : la période du mode K.

c) Résultats du calcul
1. Pourcentage de la participation de masse

Tableau 3 : pourcentage de participation de masse bâtiment C.

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]	Tot.mas.UZ [kg]
4/ 1	2,55	0,39	1,95	70,20	0,11	1,95	70,20	0,11	210190,06	210190,06	119279,52
4/ 2	3,38	0,30	10,51	91,76	0,11	8,55	21,56	0,00	210190,06	210190,06	119279,52
4/ 3	4,32	0,23	28,98	93,49	0,22	18,47	1,73	0,11	210190,06	210190,06	119279,52
4/ 4	4,86	0,21	28,99	93,62	0,23	0,01	0,13	0,00	210190,06	210190,06	119279,52
4/ 5	5,30	0,19	29,29	93,63	0,23	0,30	0,01	0,00	210190,06	210190,06	119279,52
4/ 6	5,47	0,18	29,37	93,64	0,23	0,08	0,01	0,00	210190,06	210190,06	119279,52
4/ 7	5,52	0,18	31,47	93,78	0,25	2,11	0,15	0,01	210190,06	210190,06	119279,52
4/ 8	5,67	0,18	31,83	93,84	0,25	0,35	0,06	0,00	210190,06	210190,06	119279,52
4/ 9	6,29	0,16	31,90	93,85	2,39	0,08	0,01	2,14	210190,06	210190,06	119279,52
4/ 10	6,50	0,15	32,95	93,90	2,57	1,05	0,05	0,19	210190,06	210190,06	119279,52
5/ 1	2,55	0,39	1,95	70,20	0,11	1,95	70,20	0,11	210190,06	210190,06	119279,52
5/ 2	3,38	0,30	10,51	91,76	0,11	8,55	21,56	0,00	210190,06	210190,06	119279,52
5/ 3	4,32	0,23	28,98	93,49	0,22	18,47	1,73	0,11	210190,06	210190,06	119279,52
5/ 4	4,86	0,21	28,99	93,62	0,23	0,01	0,13	0,00	210190,06	210190,06	119279,52
5/ 5	5,30	0,19	29,29	93,63	0,23	0,30	0,01	0,00	210190,06	210190,06	119279,52
5/ 6	5,47	0,18	29,37	93,64	0,23	0,08	0,01	0,00	210190,06	210190,06	119279,52
5/ 7	5,52	0,18	31,47	93,78	0,25	2,11	0,15	0,01	210190,06	210190,06	119279,52
5/ 8	5,67	0,18	31,83	93,84	0,25	0,35	0,06	0,00	210190,06	210190,06	119279,52
5/ 9	6,29	0,16	31,90	93,85	2,39	0,08	0,01	2,14	210190,06	210190,06	119279,52
5/ 10	6,50	0,15	32,95	93,90	2,57	1,05	0,05	0,19	210190,06	210190,06	119279,52
6/ 1	2,55	0,39	1,95	70,20	0,11	1,95	70,20	0,11	210190,06	210190,06	119279,52
6/ 2	3,38	0,30	10,51	91,76	0,11	8,55	21,56	0,00	210190,06	210190,06	119279,52
6/ 3	4,32	0,23	28,98	93,49	0,22	18,47	1,73	0,11	210190,06	210190,06	119279,52
6/ 4	4,86	0,21	28,99	93,62	0,23	0,01	0,13	0,00	210190,06	210190,06	119279,52
6/ 5	5,30	0,19	29,29	93,63	0,23	0,30	0,01	0,00	210190,06	210190,06	119279,52
6/ 6	5,47	0,18	29,37	93,64	0,23	0,08	0,01	0,00	210190,06	210190,06	119279,52
6/ 7	5,52	0,18	31,47	93,78	0,25	2,11	0,15	0,01	210190,06	210190,06	119279,52
6/ 8	5,67	0,18	31,83	93,84	0,25	0,35	0,06	0,00	210190,06	210190,06	119279,52
6/ 9	6,29	0,16	31,90	93,85	2,39	0,08	0,01	2,14	210190,06	210190,06	119279,52
6/ 10	6,50	0,15	32,95	93,90	2,57	1,05	0,05	0,19	210190,06	210190,06	119279,52

Tableau 4 : pourcentage de participation de masse bâtiment B.

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]
4/ 1	2,05	0,49	0,00	51,56	#ind#	0,00	51,56	#ind#	232324,72	232324,72
4/ 2	2,65	0,38	0,00	99,16	#ind#	0,00	47,60	#ind#	232324,72	232324,72
4/ 3	2,74	0,36	96,88	99,16	#ind#	96,88	0,00	#ind#	232324,72	232324,72
4/ 4	2,89	0,35	96,99	99,19	#ind#	0,11	0,03	#ind#	232324,72	232324,72
4/ 5	3,80	0,26	98,63	99,19	#ind#	1,64	0,00	#ind#	232324,72	232324,72
4/ 6	4,97	0,20	98,67	99,19	#ind#	0,04	0,00	#ind#	232324,72	232324,72
4/ 7	6,02	0,17	98,67	99,20	#ind#	0,00	0,02	#ind#	232324,72	232324,72
4/ 8	6,63	0,15	98,67	99,24	#ind#	0,00	0,03	#ind#	232324,72	232324,72
4/ 9	7,62	0,13	98,76	99,24	#ind#	0,08	0,00	#ind#	232324,72	232324,72
4/ 10	7,80	0,13	98,76	99,24	#ind#	0,00	0,00	#ind#	232324,72	232324,72
5/ 1	2,05	0,49	0,00	51,56	#ind#	0,00	51,56	#ind#	232324,72	232324,72
5/ 2	2,65	0,38	0,00	99,16	#ind#	0,00	47,60	#ind#	232324,72	232324,72
5/ 3	2,74	0,36	96,88	99,16	#ind#	96,88	0,00	#ind#	232324,72	232324,72
5/ 4	2,89	0,35	96,99	99,19	#ind#	0,11	0,03	#ind#	232324,72	232324,72
5/ 5	3,80	0,26	98,63	99,19	#ind#	1,64	0,00	#ind#	232324,72	232324,72
5/ 6	4,97	0,20	98,67	99,19	#ind#	0,04	0,00	#ind#	232324,72	232324,72
5/ 7	6,02	0,17	98,67	99,20	#ind#	0,00	0,02	#ind#	232324,72	232324,72
5/ 8	6,63	0,15	98,67	99,24	#ind#	0,00	0,03	#ind#	232324,72	232324,72
5/ 9	7,62	0,13	98,76	99,24	#ind#	0,08	0,00	#ind#	232324,72	232324,72
5/ 10	7,80	0,13	98,76	99,24	#ind#	0,00	0,00	#ind#	232324,72	232324,72
6/ 1	2,05	0,49	0,00	51,56	#ind#	0,00	51,56	#ind#	232324,72	232324,72
6/ 2	2,65	0,38	0,00	99,16	#ind#	0,00	47,60	#ind#	232324,72	232324,72
6/ 3	2,74	0,36	96,88	99,16	#ind#	96,88	0,00	#ind#	232324,72	232324,72
6/ 4	2,89	0,35	96,99	99,19	#ind#	0,11	0,03	#ind#	232324,72	232324,72
6/ 5	3,80	0,26	98,63	99,19	#ind#	1,64	0,00	#ind#	232324,72	232324,72
6/ 6	4,97	0,20	98,67	99,19	#ind#	0,04	0,00	#ind#	232324,72	232324,72
6/ 7	6,02	0,17	98,67	99,20	#ind#	0,00	0,02	#ind#	232324,72	232324,72
6/ 8	6,63	0,15	98,67	99,24	#ind#	0,00	0,03	#ind#	232324,72	232324,72
6/ 9	7,62	0,13	98,76	99,24	#ind#	0,08	0,00	#ind#	232324,72	232324,72
6/ 10	7,80	0,13	98,76	99,24	#ind#	0,00	0,00	#ind#	232324,72	232324,72

Tableau 5 : pourcentage de participation de masse bâtiment D.

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]	Tot.mas.UZ [kg]
4/ 1	1,47	0,68	0,00	0,00	0,04	0,00	0,00	0,04	255798,63	255798,63	98169,48
4/ 2	1,48	0,67	0,00	0,00	0,07	0,00	0,00	0,03	255798,63	255798,63	98169,48
4/ 3	3,26	0,31	0,00	7,39	0,08	0,00	7,39	0,01	255798,63	255798,63	98169,48
4/ 4	3,29	0,30	0,00	7,39	0,08	0,00	0,01	0,00	255798,63	255798,63	98169,48
4/ 5	3,41	0,29	0,03	41,07	0,10	0,03	33,68	0,02	255798,63	255798,63	98169,48
4/ 6	3,68	0,27	0,03	49,30	0,19	0,00	8,23	0,09	255798,63	255798,63	98169,48
4/ 7	4,56	0,22	32,92	49,46	1,23	32,88	0,16	1,03	255798,63	255798,63	98169,48
4/ 8	4,71	0,21	41,75	50,39	1,26	8,84	0,92	0,04	255798,63	255798,63	98169,48
4/ 9	5,18	0,19	49,31	50,59	1,31	7,56	0,20	0,05	255798,63	255798,63	98169,48
4/ 10	5,79	0,17	50,04	50,60	1,33	0,73	0,01	0,02	255798,63	255798,63	98169,48
5/ 1	1,47	0,68	0,00	0,00	0,04	0,00	0,00	0,04	255798,63	255798,63	98169,48
5/ 2	1,48	0,67	0,00	0,00	0,07	0,00	0,00	0,03	255798,63	255798,63	98169,48
5/ 3	3,26	0,31	0,00	7,39	0,08	0,00	7,39	0,01	255798,63	255798,63	98169,48
5/ 4	3,29	0,30	0,00	7,39	0,08	0,00	0,01	0,00	255798,63	255798,63	98169,48
5/ 5	3,41	0,29	0,03	41,07	0,10	0,03	33,68	0,02	255798,63	255798,63	98169,48
5/ 6	3,68	0,27	0,03	49,30	0,19	0,00	8,23	0,09	255798,63	255798,63	98169,48
5/ 7	4,56	0,22	32,92	49,46	1,23	32,88	0,16	1,03	255798,63	255798,63	98169,48
5/ 8	4,71	0,21	41,75	50,39	1,26	8,84	0,92	0,04	255798,63	255798,63	98169,48
5/ 9	5,18	0,19	49,31	50,59	1,31	7,56	0,20	0,05	255798,63	255798,63	98169,48
5/ 10	5,79	0,17	50,04	50,60	1,33	0,73	0,01	0,02	255798,63	255798,63	98169,48
6/ 1	1,47	0,68	0,00	0,00	0,04	0,00	0,00	0,04	255798,63	255798,63	98169,48
6/ 2	1,48	0,67	0,00	0,00	0,07	0,00	0,00	0,03	255798,63	255798,63	98169,48
6/ 3	3,26	0,31	0,00	7,39	0,08	0,00	7,39	0,01	255798,63	255798,63	98169,48
6/ 4	3,29	0,30	0,00	7,39	0,08	0,00	0,01	0,00	255798,63	255798,63	98169,48
6/ 5	3,41	0,29	0,03	41,07	0,10	0,03	33,68	0,02	255798,63	255798,63	98169,48
6/ 6	3,68	0,27	0,03	49,30	0,19	0,00	8,23	0,09	255798,63	255798,63	98169,48
6/ 7	4,56	0,22	32,92	49,46	1,23	32,88	0,16	1,03	255798,63	255798,63	98169,48
6/ 8	4,71	0,21	41,75	50,39	1,26	8,84	0,92	0,04	255798,63	255798,63	98169,48
6/ 9	5,18	0,19	49,31	50,59	1,31	7,56	0,20	0,05	255798,63	255798,63	98169,48
6/ 10	5,79	0,17	50,04	50,60	1,33	0,73	0,01	0,02	255798,63	255798,63	98169,48

2. Les réponses nodales de la structure

▪ Déformation modale

La déformation de la structure suivant les modes de vibration les plus prépondérants est illustrés par les figures suivantes :

✚ Bâtiment C

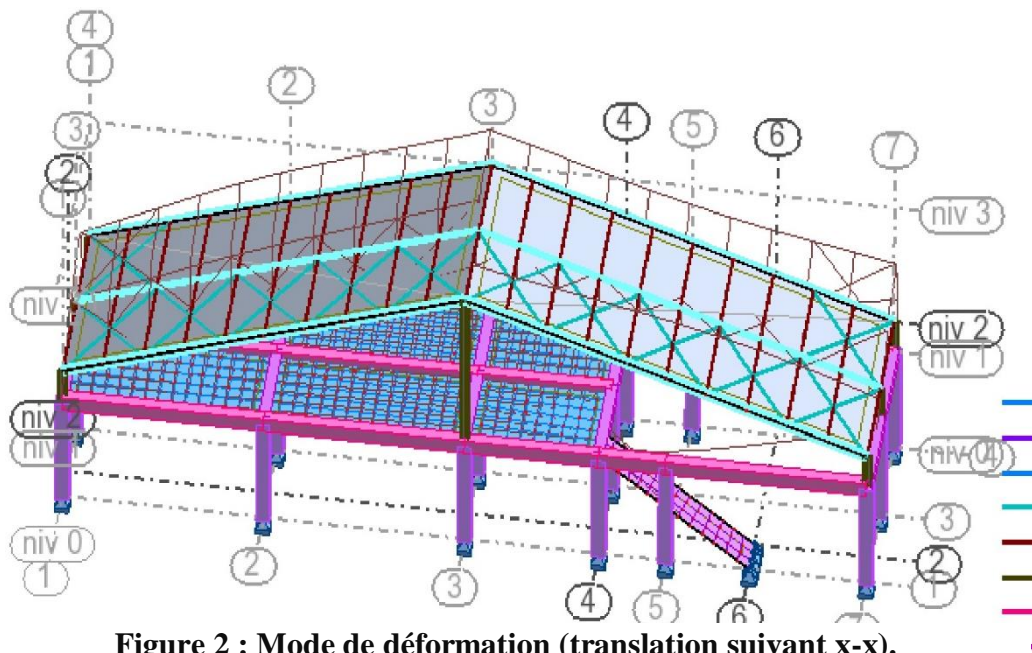


Figure 2 : Mode de déformation (translation suivant x-x).

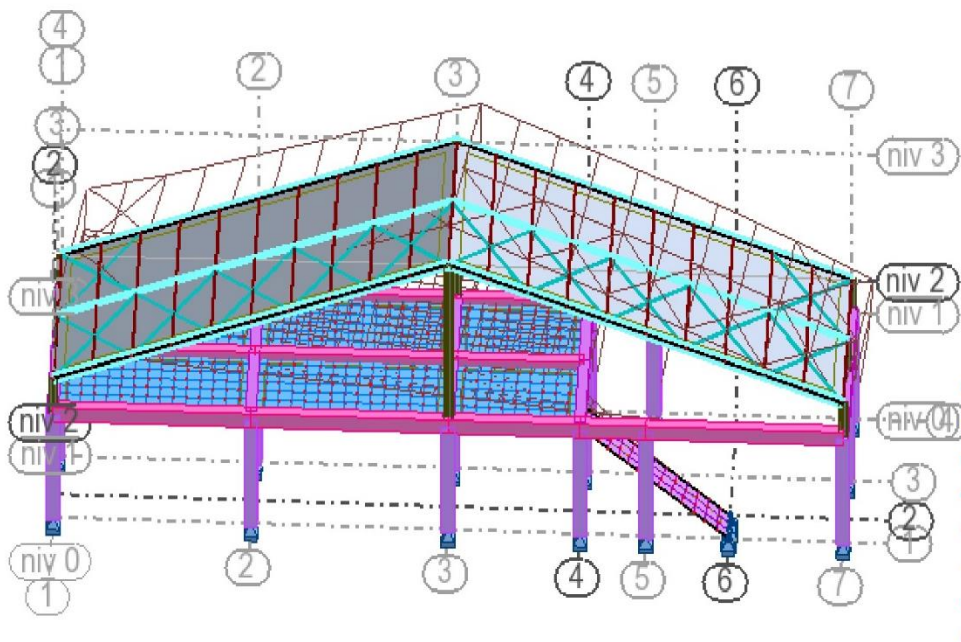


Figure 1 : Mode de déformation (translation suivant y-y).

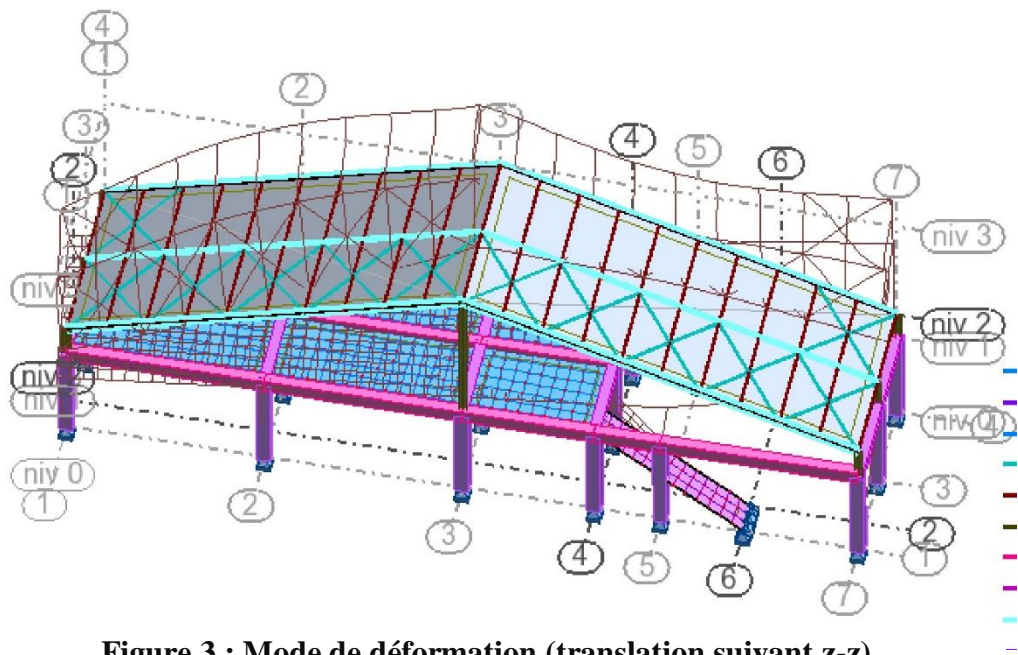


Figure 3 : Mode de déformation (translation suivant z-z).

✚ Bâtiment B

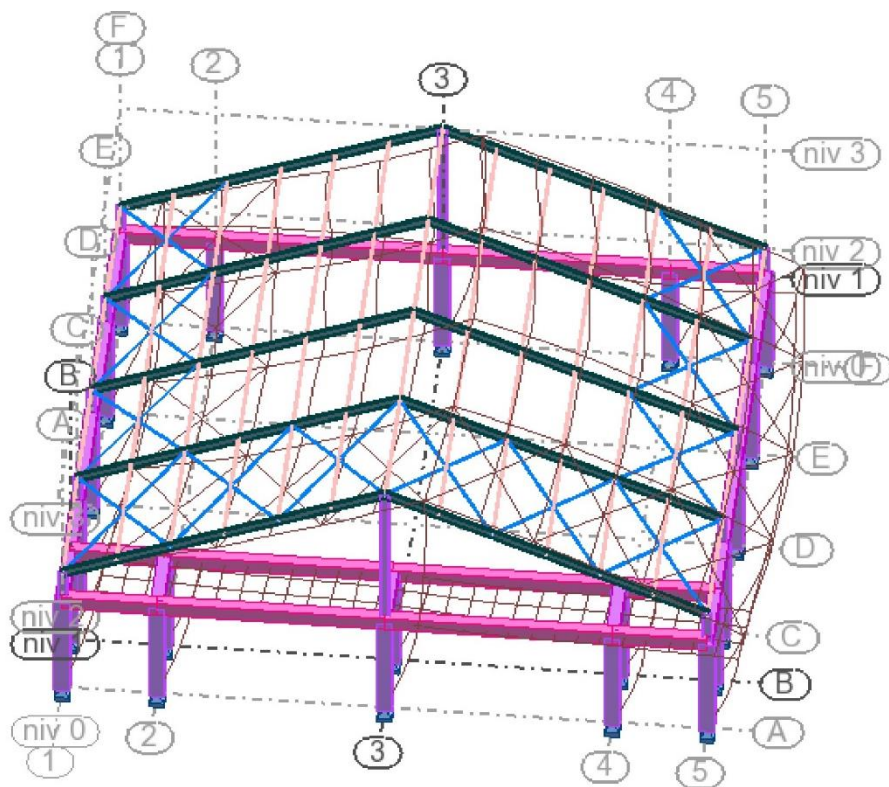


Figure 4 : Mode de déformation (translation suivant x-x).

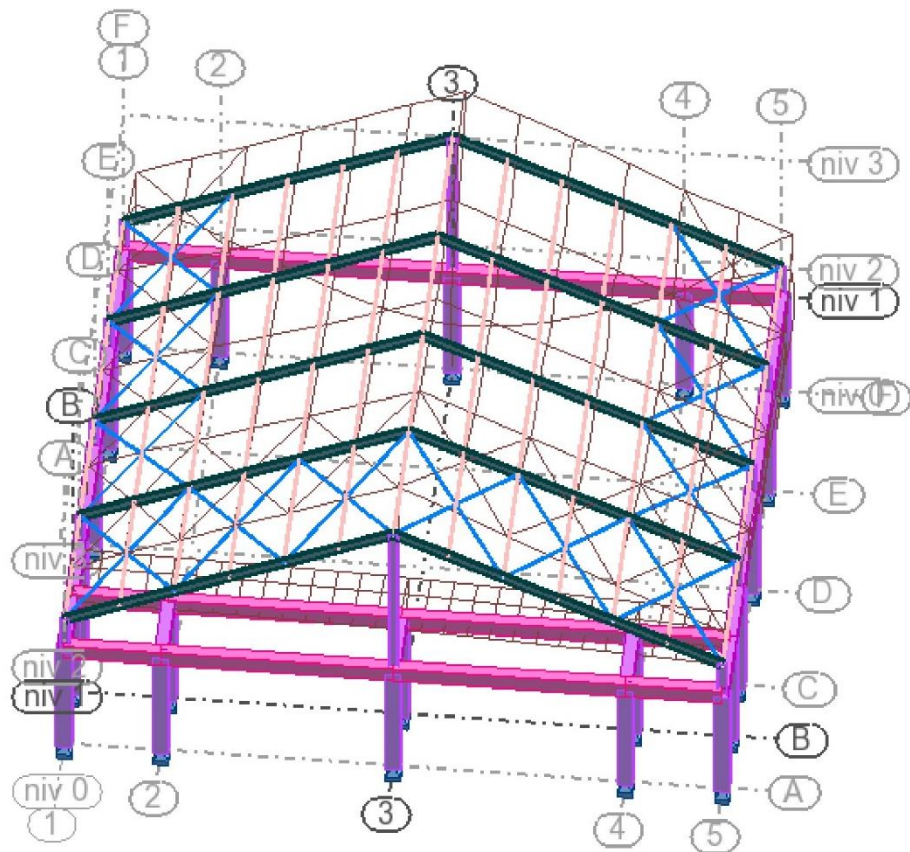


Figure 6 : Mode de déformation (translation suivant y-y).

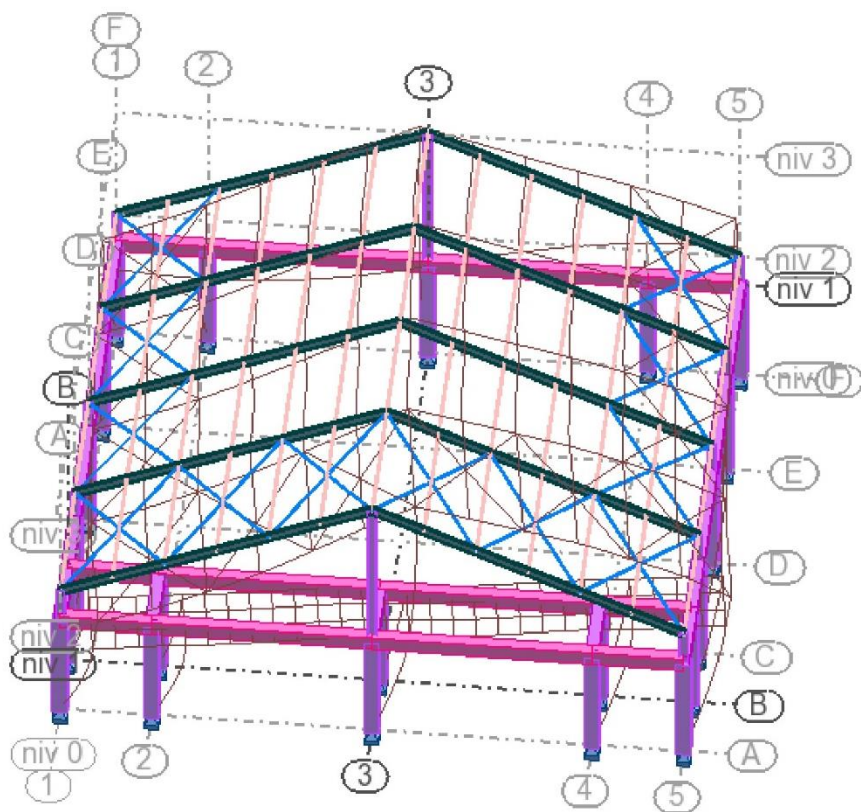


Figure 5 : Mode de déformation (translation suivant z-z).

✚ Bâtiment D

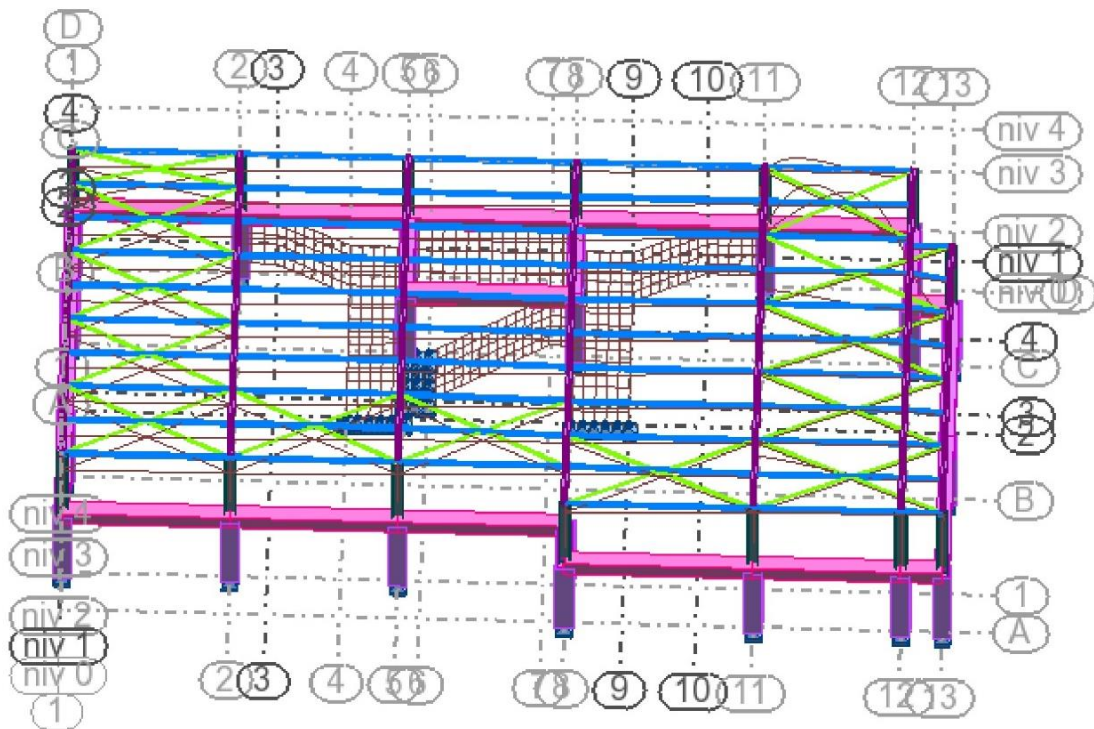


Figure 7 : Mode de déformation (translation suivant x-x)

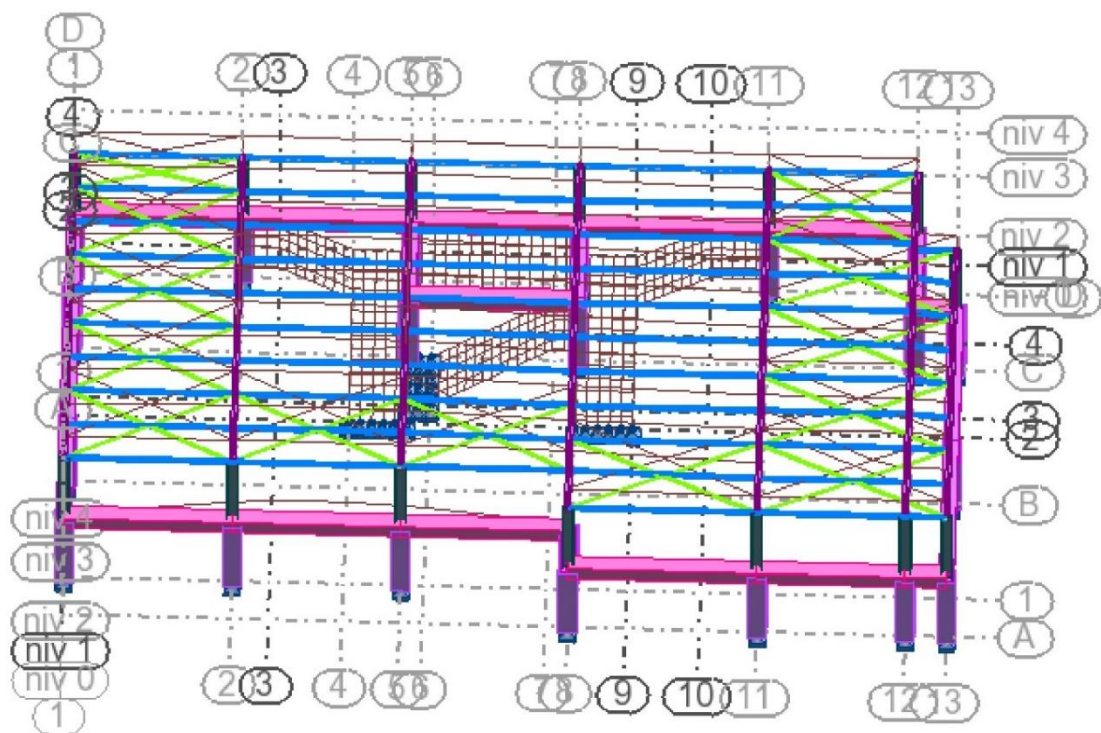


Figure 8 : Mode de déformation (translation suivant y-y).

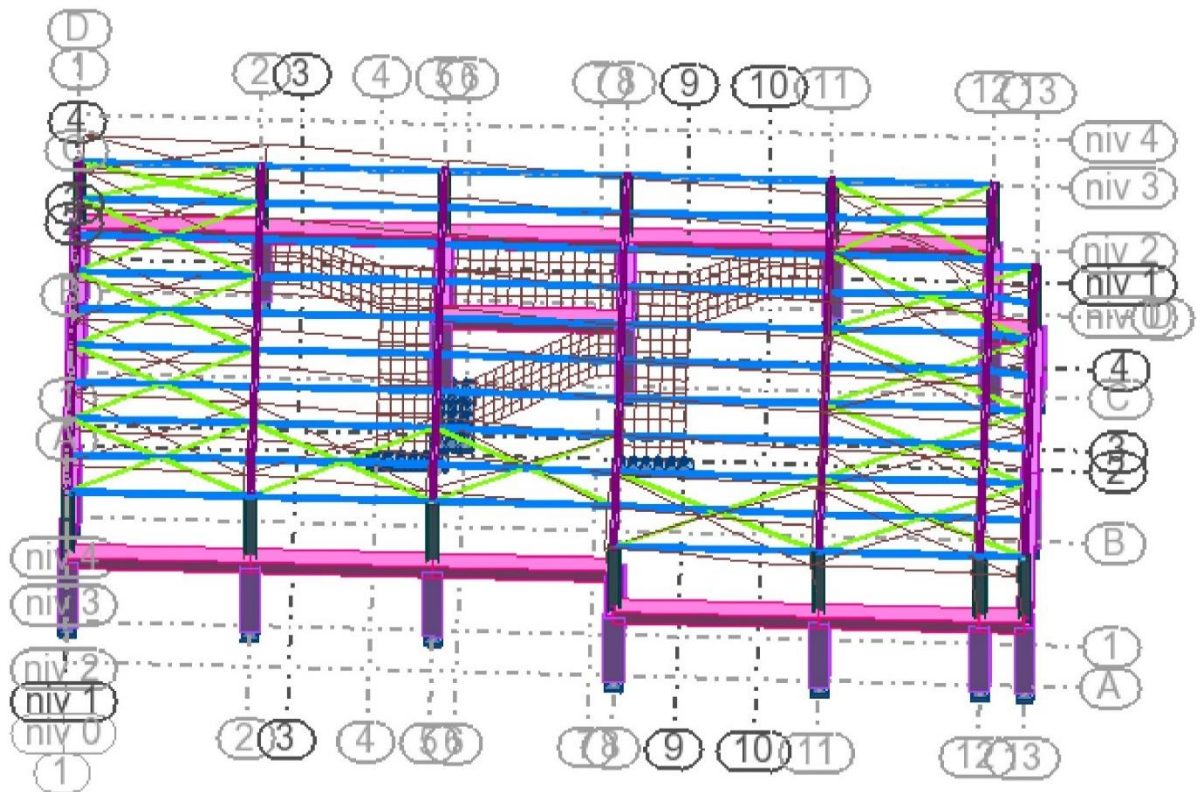


Figure 9 : Mode de déformation (translation suivant z-z).

III. Analyse des résultats

Il y a lieu de constater que la structure présente des translations suivant les deux directions horizontales et une rotation autour de l'axe verticale.

III.1. Les combinaisons de calcul

PP : Poids propre.

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

N : Action de la neige.

V : Action du vent.

- V1 : Vent sur la façade latérale gauche (Bâtiment C).
- V2 : Vent sur la façade latérale droite (Bâtiment C).
- V3 : Vent sur la façade secondaire (Bâtiment C).
- V4 : Vent sur la façade latérale droite (Bâtiment B).
- V5 : Vent sur la façade latérale gauche (Bâtiment B).
- V6 : Vent sur la façade principale (Bâtiment D).

- V7 : Vent sur la façade latérale droite (Bâtiment D).
- V8 : Vent sur la façade latérale gauche (Bâtiment D).

E : Action sismique.

- Ex : Action sismique dans le sens x-x.
- Ey : Action sismique dans le sens y-y.

Les combinaisons de calculs du trois bâtiments (C, B, D) adoptés selon les règlements en vigueur sont données dans le tableau suivant :

Tableau 6 : Combinaisons de calcul.

ELU :	ELS :	ACC :
1.35 G+1.5Q	G+Q	G+Q±Ex
G+1.5V1	G+V1	G+Q±Ey
G+1.5V2	G+V2	G+Q±1.2Ex
G+1.5V3	G+V3	G+Q±1.2Ey
G+1.5V4	G+V4	0.8G±Ex
G+1.5V5	G+V5	0.8G±Ey
G+1.5V6	G+V6	
G+1.5V7	G+V7	
G+1.5V8	G+V8	
1.35G+1.5S	G+S	
1.35×(G+Q+S)	G+0.9(Q+S)	

III.2. Vérification de la résultante des forces sismiques

Selon « l'article 4.3.6 » du RPA 99, la résultante des forces sismiques à la base obtenue par la combinaison des valeurs modales doit être supérieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente.

Tableau 7: Vérification de l'effort tranchant à la base.

Forces sismiques		V _{statique} (kN)	0.8V _{statique} (kN)	V _{dynamique} (kN)	Observation
Bâtiment C	Sens x-x	311.065	248.852	237.32	Vérifiée
	Sens y-y	311.065	248.852	347.21	Vérifiée
Bâtiment B	Sens x-x	365.47	292.38	411.38	Vérifiée
	Sens y-y	365.47	292.38	310.27	Vérifiée
Bâtiment D	Sens x-x	422	337.6	300.77	Vérifiée
	Sens y-y	422	337.6	391.77	Vérifiée

III.3. Vérification des déplacements

✓ 1^{er} Cas : situation durable

Les déplacements sont limités à :

- Déplacement horizontal

$$\begin{cases} \frac{h}{500} ; \text{ Sans charge du vent} \\ \frac{h}{125} ; \text{ Avec charge du vent} \end{cases}$$

EC3 Art 4.2.2 [3].

$$\begin{cases} \frac{1000}{500} = 2 \text{ cm} ; \frac{987}{500} = 1.974 \text{ cm} ; \frac{836}{500} = 1.67 \text{ cm} \\ \frac{1000}{125} = 8 \text{ cm} ; \frac{987}{125} = 7.896 \text{ cm} ; \frac{836}{125} = 6.668 \text{ cm} \end{cases}$$

Où h : hauteur du poteau

- Déplacement vertical

$$\frac{L}{200} \rightarrow \frac{2911}{200} = 14.554 \text{ cm} ; \frac{2061}{200} = 10.31 \text{ cm} ; \frac{2390}{200} = 11.95 \text{ cm}$$

L : longueur de la travée ; EC3 tab 4.1 [3]

Tableau 8 : Déplacement max en situation durable.

		Combinaisons		Déplacements max (cm)	
		Avec le vent	Sans le vent	Avec le vent	Sans le vent
Bâtiment C	Suivant X	G + 1.5 V3	1,35G+1.5S	1.6	0.6
	Suivant Y	G + 1.5 V1	1,35G+1.5S	0.1	0.1
	Suivant Z	G + 1.5 V2	1,35G+1.5S	6.2	0.0
Bâtiment B	Suivant X	G + 1.5 V4	1,35G+1.5S	0.8	0.3
	Suivant Y	G + 1.5 V4	1,35G+1.5S	0.1	0.3
	Suivant Z	G + 1.5 V5	1,35G+1.5S	1.6	0.0
Bâtiment D	Suivant X	G + 1.5 V8	1,35G+1.5S	0.1	0.1
	Suivant Y	G + 1.5 V7	1,35G+1.5S	0.7	0.1
	Suivant Z	G + 1.5 V6	1,35G+1.5S	5.2	0.0

On constate que les déplacements suivant les trois directions sont inférieurs aux déplacements admissibles.

✓ **2^{ème} Cas : situation accidentelle**

Le D.T.R RPA 99 V2003 précise que le déplacement horizontal est calculé sous les forces sismiques seules « art 4.4.3 » et préconise de limiter les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents à 1% de la hauteur d'étage « art 5.10 ».

Le déplacement horizontal à chaque niveau k de la structure est calculé comme suite :

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

Avec :

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques.

R : Coefficient de comportement R = 3.5

Déplacement dû aux forces sismiques « d'après ROBOT »

Il s'agit de vérifier le point le plus haut de la toiture par rapport au sol.

Tableau 9 : Déplacement relatif des niveaux.

Niveau		Déplacements (cm)		Déplacements relatifs (cm)	
		Suivant X	Suivant Y	Suivant X	Suivant Y
Bâtiment C	Toiture	2.5	1.1	8.75	3.85
Bâtiment B		1.2	0.6	4.2	2.1
Bâtiment D		0.1	3.0	0.35	10.5

Tous les déplacements vérifiés.

IV. Conclusion

Le risque sismique est lié à la vulnérabilité de la construction, raison pour laquelle une démarche globale de conception parasismique dans la construction doit être mise en place, Elle doit s'appuyer sur le respect de la réglementation parasismique, la conception architecturale parasismique et la mise en œuvre soignée de la construction. J'ai donc généralement réussi à satisfaire la majorité des exigences du RPA 99 V 2003 ce qui n'est pas une chose aisée pour toute types de structures « entre le bon comportement et la vérification de la période », car des contraintes architecturales peuvent entraver certaines étapes.

Chapitre VII : Calcul des assemblage

I. Introduction

Un assemblage est un dispositif qui permet de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elles, en assurant la transmission et la réparation des diverses sollicitations entre les pièces, sans générer des sollicitations parasites notamment de torsions. Dans ce chapitre, on va concevoir et dimensionner les principaux assemblages entre les éléments métalliques d'une part et autre un élément métallique et un autre en béton armé.

Notes de calcul puisées de logiciel ROBOT des différents éléments de la toiture pour les assemblages :

II. Les différents types d'assemblages

Il existe plusieurs types d'assemblage dans la construction et plusieurs techniques pour les réaliser. Ils doivent cependant tous obéir à la même règle :

Les assemblages ne doivent jamais affaiblir la résistance des pièces. Dans notre projet on retrouve différents types d'assemblages qui sont :

- Assemblage poteau-traverse.
- Assemblage des travers-travers.
- Assemblage de la panne sur l'échantignolle.
- Assemblage poteau en acier sur poteau en béton.

III. Assemblage

A. Bâtiment C

Notes de calcul puisées de logiciel ROBOT des différents éléments de la toiture pour les assemblages :

- ✚ **Assemblage poteau-traverse.**
 - **Angle de portique**

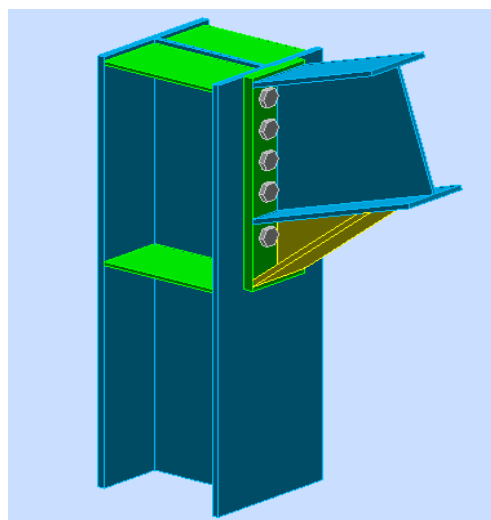


Figure 1: Assemblage poteau-traverse.

GENERAL

Assemblage N° : 1
 Nom de l'assemblage : Angle de portique
 Noeud de la structure : 58
 Barres de la structure : 134, 74

GEOMETRIE**POTEAU**

Profilé : HEA 300
 Barre N° : 134
 $a = -90,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_c = 290$ [mm] Hauteur de la section du poteau
 $b_{fc} = 300$ [mm] Largeur de la section du poteau
 $t_{wc} = 9$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau
 $t_{fc} = 14$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau
 $r_c = 27$ [mm] Rayon de congé de la section du poteau
 $A_c = 112,53$ [cm²] Aire de la section du poteau
 $I_{xc} = 18263,50$ [cm⁴] Moment d'inertie de la section du poteau
 Matériau : ACIER
 $s_{ec} = 235,00$ [MPa] Résistance

POUTRE

Profilé : IPE 300
 Barre N° : 74
 $a = 18,1$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_b = 300$ [mm] Hauteur de la section de la poutre
 $b_f = 150$ [mm] Largeur de la section de la poutre
 $t_{wb} = 7$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
 $t_{fb} = 11$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
 $r_b = 15$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
 $r_b = 15$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
 $A_b = 53,81$ [cm²] Aire de la section de la poutre
 $I_{xb} = 8356,11$ [cm⁴] Moment d'inertie de la poutre
 Matériau : ACIER
 $s_{eb} = 235,00$ [MPa] Résistance

BOULONS

d =	22 [mm]	Diamètre du boulon
Classe =	HV 10.9	Classe du boulon
F _b =	190,89 [kN]	Résistance du boulon à la rupture
n _h =	2	Nombre de colonnes des boulons
n _v =	5	Nombre de rangées des boulons
h ₁ =	53 [mm]	Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
Ecartement e _i =	70 [mm]	
Entraxe p _i =	70;70;70;100 [mm]	

PLATINE

h _p =	476 [mm]	Hauteur de la platine
b _p =	150 [mm]	Largeur de la platine
t _p =	20 [mm]	Epaisseur de la platine
Matériau :	ACIER	
s _{ep} =	235,00 [MPa]	Résistance

JARRET INFERIEUR

w _d =	150 [mm]	Largeur de la platine
t _{fd} =	12 [mm]	Epaisseur de l'aile
h _d =	140 [mm]	Hauteur de la platine
t _{wd} =	8 [mm]	Epaisseur de l'âme
l _d =	300 [mm]	Longueur de la platine
a =	39,3 [Deg]	Angle d'inclinaison
Matériau :	ACIER	
s _{ebu} =	235,00 [MPa]	Résistance

RAIDISSEUR POTEAU**Supérieur**

h _{su} =	262 [mm]	Hauteur du raidisseur
b _{su} =	146 [mm]	Largeur du raidisseur
t _{hu} =	8 [mm]	Epaisseur du raidisseur
Matériau :	ACIER	
s _{esu} =	235,00 [MPa]	Résistance

Inférieur

h _{sd} =	262 [mm]	Hauteur du raidisseur
b _{sd} =	146 [mm]	Largeur du raidisseur
t _{hd} =	8 [mm]	Epaisseur du raidisseur
Matériau :	ACIER	
s _{esu} =	235,00 [MPa]	Résistance

SOUDURES D'ANGLE

$a_w = 5$ [mm] Soudure âme
 $a_f = 8$ [mm] Soudure semelle
 $a_s = 5$ [mm] Soudure du raidisseur
 $a_{fd} = 5$ [mm] Soudure horizontale

EFFORTS

Cas : 14: G+1.5V3 (1+2)*1.00+10*1.50

$M_y = -104,89$ [kN*m] Moment fléchissant
 $F_z = 69,04$ [kN] Effort tranchant
 $F_x = 88,84$ [kN] Effort axial

RESULTATS

DISTANCES DE CALCUL

Bou lon N°	Type	a ₁	a ₂	a ₃	a ₄	a ₅	a ₆	a' ₁	a' ₂	a' ₃	a' ₄	a' ₅	a' ₆	s	s ₁	s ₂
1	Intérieurs	24	31			76	87	4	31			83	90			
2	Centraux	24	31					4	31							85
3	Centraux	24	31					4	31							70
4	Centraux	24	31					4	31							70

$x = 52$ [mm] Zone comprimée

$x = e_s * \ddot{O}(b/e_a)$

EFFORTS PAR BOULON - METHODE PLASTIQUE

Boulon N°	d _i	F _t	F _a	F _s	F _p	F _b		F _i	p _i [%]
1	341	139,83	0,00	298,82	458,98	190,89	->	139,83	100,00
2	241	70,62	70,91	100,89	316,13	190,89	->	70,62	93,51
3	171	66,76	58,40	83,09	299,11	190,89	->	58,40	0,00
4	101	66,76	58,40	83,09	299,11	190,89	->	58,40	0,00

d_i – position du boulon

F_t – effort transféré par la platine de l'élément aboutissant

- d_i – position du boulon
- F_a – effort transféré par l'âme de l'élément aboutissant
- F_s – effort transféré par la soudure
- F_p – effort transféré par l'aile du porteur
- F_b – effort transféré par le boulon
- F_i – effort sollicitant réel

VERIFICATION DE LA RESISTANCE

$F_{tot} =$	$\frac{411,7}{4}$ [kN]	Effort total dans la semelle comprimée	$F_{tot} = 2 \cdot S[F_i \cdot (p_i/100)]$
$M_{tot} =$	$\frac{127,3}{8}$ [kN*m]	Moment Résultant Total	$M_{tot} = 2 \cdot S[F_i \cdot d_i \cdot (p_i/100)]$ [9.2.2.2]

Moment			[9.2.2.2.1]
$M_y \leq M_{tot}$	$104,89 < 127,38$	vérifié	(0,82)
Effort tranchant			[8.1.2]
$Q_{adm} = 60,06$ [kN]			$Q_{adm} = 1.1 \cdot m_v \cdot (P_v - N_1)$
$Q_1 \leq Q_{adm}$	$6,90 < 60,06$	vérifié	(0,11)
Effort axial			[9.1]
$F_{min} = 286,33$ [kN]			$F_{min} = \min(0.15 \cdot A \cdot s_e, 0.15 \cdot n \cdot P_v)$
$ F_x \leq F_{min}$	$ 88,84 < 286,33$	vérifié	(0,31)
La méthode de calcul est applicable			

VERIFICATION DE LA POUTRE

$F_{res} =$	$339,07$ [kN]	Effort de compression	$F_{res} = F_{tot} \cdot M/M_{tot}$
Compression réduite de la semelle			[9.2.2.2.2]
$N_{c adm} = 517,13$ [kN]		Résistance de la section de la poutre	$N_{c adm} = A_{bc} \cdot s_e + N \cdot A_{bc}/A_b$
$F_{res} \leq N_{c adm}$	$339,07 < 517,13$	vérifié	(0,66)

VERIFICATION DU POTEAU

Compression de l'âme du poteau			[9.2.2.2.2]
$F_{res} \leq F_{pot}$	$339,07 < 793,88$	vérifié	(0,43)
Cisaillement de l'âme du poteau - (recommandation C.T.I.C.M)			
$V_R = 411,74$ [kN]		Effort tranchant dans l'âme	$V_R = 0.47 \cdot A_v \cdot s_e$
$ F_{res} \leq V_R$	$ 339,07 < 411,74$	vérifié	(0,82)

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme	Ratio	0,82
--	-------	------

Assemblage de la panne sur l'échantignolle

On dimensionnera le boulon au cisaillement avec $R_{vz} / 2$ (chaque boulon reprend une seule panne)

On vérifiera l'assemblage pour un boulon ordinaire afin de réaliser une articulation.

{ Soit un boulon ordinaire M14 de classe 8.8 ; $f_{ub} = 800$ MPa → bâtiment C et B.
 { Soit un boulon ordinaire M16 de classe 8.8 ; $f_{ub} = 600$ MPa → bâtiment D.

$$\begin{cases} R_{vz(max)C} = 41.06 \text{ kN} \\ R_{vz(max)B} = 29.05 \text{ kN} ; \text{ est celui due au vent} \\ R_{vz(max)D} = 96.93 \text{ kN} \end{cases}$$

1. Assemblage de l'échantignolle sur la membrure supérieure

Dans ce cas-là, le boulon est soumis simultanément un effort de cisaillement et de traction.

$$F_{v,rd} = \frac{\alpha_v \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{Mb}}$$

Pour bâtiment C et B :

$$F_{v,rd} = \frac{0.6 \times 800 \times 0.115}{1.25} \rightarrow F_{v,rd} = 44.16 \text{ kN}$$

$$F_{v,sd(C)} = \frac{41.06}{2} \rightarrow F_{v,sd} = 20.53 \text{ kN} < 44.16 \text{ kN} \quad \text{Vérifiée.}$$

$$F_{v,sd(B)} = \frac{29.05}{2} \rightarrow F_{v,sd} = 14.53 \text{ kN} < 44.16 \text{ kN} \quad \text{Vérifiée.}$$

Pour bâtiment D :

$$F_{v,rd} = \frac{0.6 \times 800 \times 0.157}{1.25} \rightarrow F_{v,rd} = 60.29 \text{ kN}$$

$$F_{v,sd(D)} = \frac{41.06}{2} \rightarrow F_{v,sd} = 20.53 \text{ kN} < 60.29 \text{ kN} \quad \text{Vérifiée.}$$

Remarque

L'épaisseur de l'échantignolle choisi est capable de reprendre le moment de renversement dû au chargement.

Assemblage poteau en acier sur le poteau en béton

Dans notre cas on a une jonction ferme et poteau en béton armé qui sera calculé comme un pied de poteau encastré à sa base qui sert à transmettre les charges au

sol à l'aide d'assises en acier, ces assises sont des plaques métalliques appelées : « platines », fixées aux pieds des poteaux par des tiges d'ancrage sur le béton d'appui.

1. Sollicitations

Les sollicitations les plus défavorables sont données dans le tableau ci-dessous :

Tableau 1: Efforts appliqué aux poteaux.

	N (KN)	M_y (KN.m)	V_y (KN)	M_z (KN.m)	V_z (KN)
C	52.01	11.82	1.66	-17.19	2.81
B	178.31	-15.89	2.82	-11.28	-3.97
D	-68.23	19.27	20.03	68.74	-6.42

On opte 4 tiges avec la disposition suivante :

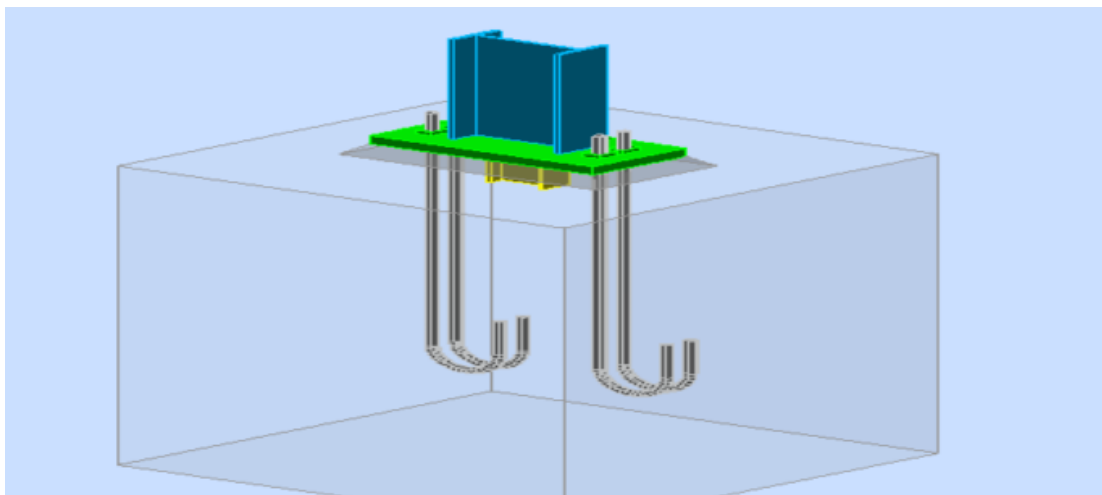


Figure 2 : Dispositions constructives.

h_p : la hauteur de la section HEA300 $\rightarrow h_p = 300$ mm.

b_p : la largeur de la section HEA300 $\rightarrow b_p = 290$ mm.

c : le débord ; $c_1 = 100$ mm, et $c_2 = 55$ mm.

D'où :

$$a = h_p + 2 \times c_1 = 500 \text{ mm}$$

$$b = b_p + 2 \times c_2 = 400 \text{ mm}$$

Soit : $c_1 \rightarrow e_1 = e_2 = 50$ mm ; et : $c_2 \rightarrow e_3 = e_4 = 27.5$ mm.

2. Dimensionnement des tiges d'ancrages

La tige d'ancrage sera dimensionnée avec l'effort de traction et le moment les plus défavorables dans les trois bâtiments :

$$N_t = -68.23 \text{ kN}$$

$$M_y = 19.27 \text{ kN.m}$$

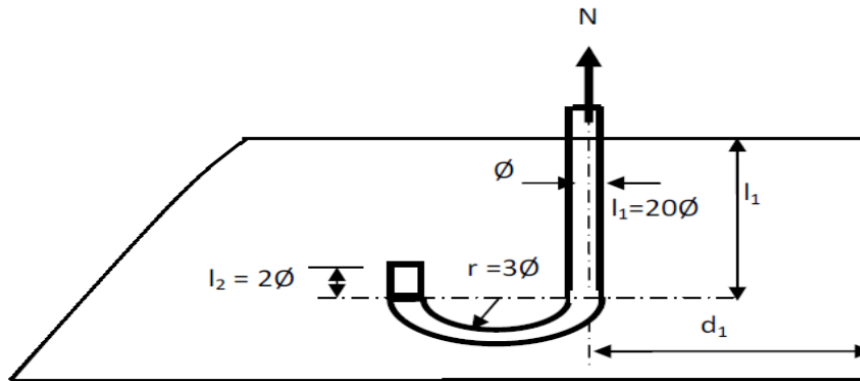


Figure 3 : Tige d'ancrage du pied du poteau.

Les tiges d'ancrages se dimensionnent à la traction simple, sous un effort de traction (N_a) et un moment sollicitant M_y .

$$N_{st} = \frac{N_t}{n} + \frac{M_y}{2 \times h}$$

n : nombre de tiges.

N_t : effort sollicitant de traction.

$$N_t = 68.23 \text{ KN.}$$

$$\frac{N_{st}}{4} = \frac{\pi \times \varphi^2 \times f_y}{4} \rightarrow \varphi \geq \sqrt{\frac{N_t}{\pi \times f_y}}$$

$$\varphi \geq \sqrt{\frac{68.23}{3.14 \times 23.5}} = 9.62 \text{ mm} \rightarrow \text{Soit des tiges d'ancrage de 40 mm de diamètre}$$

3. Vérification de la tige d'ancrage

L'effort admissible par scellement est fixé par la règle suivante :

$$N_a = 0.1 \times \left(1 + \frac{7 \times g_c}{1000}\right) \times \frac{\varphi}{\left(1 + \frac{\varphi}{d_1}\right)^2} \times (l_1 + 6.4r + 3.5l_2)$$

N_a : effort normal résistant d'une tige.

$$r = 3\varphi ; l_1 = 20\varphi ; l_2 = 2\varphi$$

g_c : Le dosage en ciment = 350kg/m³.

$$r = 3\varphi = 9 \text{ cm}$$

$$l_1 = 20\varphi = 60 \text{ cm}$$

$$l_2 = 2\varphi = 6 \text{ cm}$$

$$d_1 = 6 \text{ cm}$$

$$N_a = 0.1 \times \left(1 + \frac{7 \times 350}{1000}\right) \times \frac{2}{\left(1 + \frac{2}{6}\right)^2} \times (60 + 6.4 \times 9 + 3.5 \times 6)$$

$$N_a = 51.43 \text{ kN} > N_{st} = 49.17 \text{ kN}$$

Soit des tiges d'ancrages de 40 mm de diamètre $\rightarrow \varphi = 40 \text{ mm}$.

4. Vérification des contraintes dans le béton et l'acier

$$e = \frac{M_{sd}}{N_{sd}} \rightarrow e = \frac{19.27}{68.23} \rightarrow e = 0.28 \text{ m}$$

$$e = 28 \text{ cm} > \frac{D}{6} = 6.5 \text{ cm}$$

Donc le centre de poussée se trouve hors du tiers central de la section, et la platine est soulevée à gauche (les boulons de gauche sont sollicités en traction).

$A = 7.07 \text{ cm}^2$ (A : aire de la section de 2 tiges à gauche du poteau)

$l = 36 \text{ cm}$; $h = 29 \text{ cm}$; $b = 40 \text{ cm}$

$$n = \frac{E_a}{E_b} = 15$$

$$h'^3 + 3(l - h) \times h'^2 + 90 \times A \times \frac{l}{b} \times h' - 90 \times A \times \frac{l}{b} \times h = 0$$

$$h'^3 + 3(36 - 29) \times h'^2 + 90 \times 7.07 \times \frac{36}{40} \times h' - 90 \times 7.07 \times \frac{36}{40} \times 29 = 0$$

$h' = 14.96 \text{ cm}$.

a) Les contraintes dans le béton

La contrainte de compression sur le béton est donnée par :

$$\sigma_b = \frac{2 \times N \times l}{b \times h' \times \left(h - \frac{h'}{3}\right)} \leq f_{ub} = 0.85 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad ; \text{avec} : \gamma_b = 1.5$$

$$\sigma_b = \frac{2 \times 68.23 \times 36}{40 \times 14.96 \times \left(29 - \frac{14.96}{3}\right)} = 0.34 \text{ MPa} \leq f_{ub} = 14.2 \text{ MPa} ; \text{Vérifiée}$$

b) Les contraintes dans l'acier

Vérification des goujons à la traction :

$$\sigma_a = \frac{N}{A} \times \frac{l - h + \frac{h'}{3}}{\left(h - \frac{h'}{3}\right)} \leq f_y$$

$$\sigma_a = \frac{68.23}{7.07} \times \frac{36 - 29 + \frac{14.96}{3}}{\left(29 - \frac{14.96}{3}\right)} = 4.82 \text{ MPa} \leq f_y = 235 \text{ MPa} ; \text{ Vérifiée}$$

5. Dimensionnement de l'épaisseur de la platine

a) Vérification de la section 1-1

Le moment dans la section 1-1 est obtenu grâce au diagramme trapézoïdal de contraintes situées à droite de la section, que l'on peut décomposer en un diagramme rectangulaire (1) et un diagramme triangulaire (2). Les moments correspondant, pour une bonde de largeur unité (1 cm) et d'épaisseur t, sont :

$$M_1 = 0.45 \times 10 \times \frac{14.96}{2} \times 10^{-3} \rightarrow M_1 = 0.034 \text{ kN.m}$$

$$M_2 = \left(10 \times \frac{0.346}{2}\right) \times \frac{10}{2} \times 10^{-3} \rightarrow M_2 = 8.56 \times 10^{-3} \text{ kN.m}$$

$$M = M_1 - M_2 = 0.025 \text{ kN.m}$$

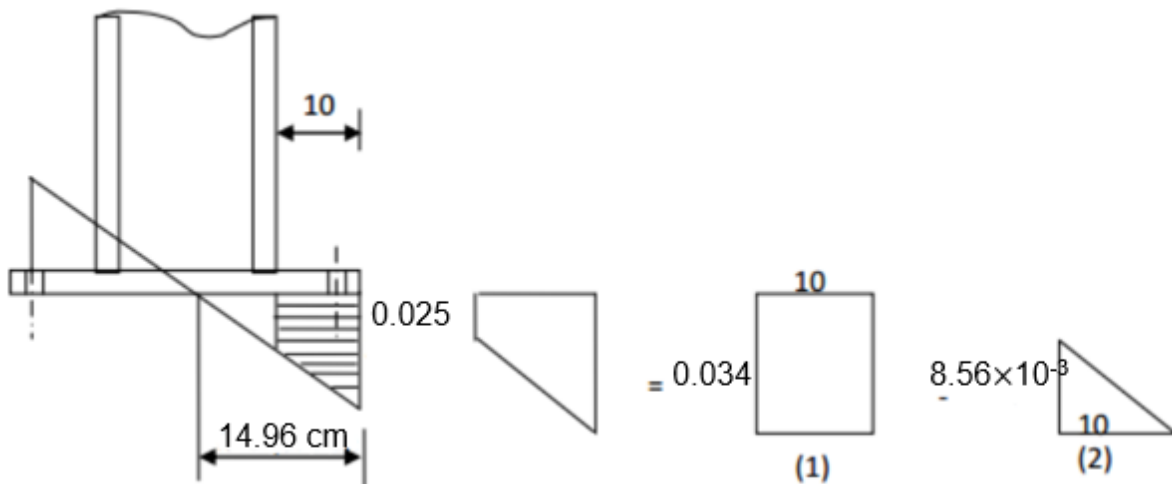


Figure 4 : Vérification dans la section 1-1

- Le module d'inertie de la platine pour $b = 1\text{cm}$:

$$\frac{I}{V} = \frac{\left(\frac{b \times t^2}{12}\right)}{\frac{t}{2}} = \frac{b \times t^2}{6}$$

- La contrainte de flexion dans la section est :

$$\frac{M}{W_{el}} \leq f_y \rightarrow t \geq \sqrt{\frac{0.025 \times 6}{10^{-2} \times 23.5}} = 0.59 \text{ cm}$$

$$t \geq 0.8 \text{ cm}$$

b) Vérification de la section 2-2

Par le même raisonnement, on aura le moment maximal :

$$M = 0.45 \times 10 \times \frac{10}{2} \times 10^{-3} \rightarrow M = 0.022 \text{ kN.m}$$

$$t \geq \sqrt{\frac{0.022 \times 6}{10^{-2} \times 23.5}} \rightarrow t \geq 0.574 \text{ cm}$$

c) Vérification de la section 3-3

Du côté tendu, la platine est soumise à un moment : $M = 0.1T$

$$T = A \times \sigma_a \rightarrow T = 7.07 \times 4.32 \times 10^{-1} = 3.1 \text{ kN}$$

$$M = 3.1 \times 10^{-1} \rightarrow M = 0.31 \text{ kN.m}$$

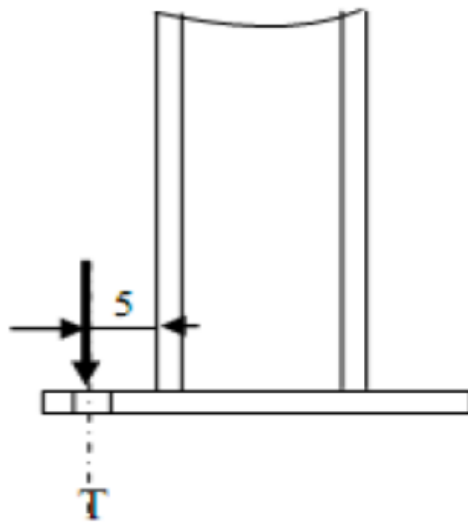


Figure 5 : Vérification de la section 3-3.

$$W_{el} = \frac{50 \times t^2}{6}$$

Il faut donc vérifier que :

$$\frac{0.31 \times 6}{50 \times t^2} \leq f_y \rightarrow t \geq \sqrt{\frac{0.31 \times 6}{50 \times 23.5}} = 0.04 \text{ cm}$$

Donc : $t \geq 0.04 \text{ cm}$

On prendra une platine d'épaisseur : $t = 3 \text{ cm}$.

IV. Conclusion

Tableau 2: Assemblage.

	Eléments	Assemblages
Bâtiment C	Poteau-traverse	5 boulons 22 ; HV 10.9
	Traverse-poteau-traverse	8 boulons 22 ; HR 10.9
	Travers-travers	5 boulons 22 ; HR 10.9
	Panne sur l'échantignolle	4 boulons M14 ; 8.8
Bâtiment B	Poteau-traverse	5 boulons 22 ; HV 10.9
	Traverse-poteau-traverse	8 boulons 22 ; HR 10.9
	Travers-travers	5 boulons 22 ; HR 10.9
	Panne sur l'échantignolle	4 boulons M14 ; 8.8
Bâtiment D	Poteau-traverse	CAE 100×10 9 boulons M18 ; 8.8
	Poteau-panne	4 boulons 18 ; 10.9
	Panne sur l'échantignolle	4 boulons M16 ; 8.8
	Poteau en acier sur poteau en béton	4 tiges d'ancrages

Chapitre IIX : Ferrailage des éléments.

I. Introduction

Une construction devra être conçue et dimensionnée de telle sorte qu'elle résistera aux actions horizontales exceptionnelles (vents, chocs...,) notamment les séismes. Pour cela ces éléments doivent être suffisamment dimensionnés et ferrailés (armés), de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre toutes les sollicitations.

II. Etude des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les charges à la base de la structure. Ils sont soumis à des efforts normaux et moments fléchissant en tête et à la base dans les deux sens. Leurs ferrailages se fait à la flexion composée selon l'une des sollicitations suivantes (la plus défavorable) :

Moment maximal et un effort normal correspondant : $M_{\max} + N_{\text{corr}}$

Effort normal maximal avec le moment correspondant : $N_{\max} + M_{\text{corr}}$

Effort normal minimal avec le moment correspondant : $N_{\min} + M_{\text{corr}}$

Les combinaisons utilisées pour déterminées ces sollicitations sont :

$1.35G + 1.5Q$; $G + Q$

$G + Q \pm E$; $0.8G \pm E$; $G+Q \pm 1.2E$

II.1. Recommandations du RPA99 V 2003

1. Les armatures longitudinales

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

- Leur pourcentage minimal sera de : $0.8 \% \times (b \times h)$ en zone IIa.
- Leur pourcentage maximal sera de : 4 % en zone courante et 6 % en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimal des barres est de 12mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de $40\emptyset$ en zone IIa
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 25cm en zone (IIa).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).
- Les valeurs numériques relatives aux prescriptions du RPA99 sont rapportées dans le tableau suivant :

Tableau 1 : Armatures longitudinales minimales et maximales dans le poteau.

Section du Poteau (cm ²)	A _{min} (RPA) (cm ²)	A _{max} (RPA) (cm ²)	
		Zone courante	Zone de recouvrement
50 × 40	16	80	120

2. Armatures transversales

- Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e} \quad \text{RPA 99 V 2003 (Art 7.4.2)}$$

Avec :

V_u : L'effort tranchant de calcul.

h₁ : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a: Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant, qui est égal à 2,5 si l'élançement géométrique λ_g ≥ 5, et à 3,75 si λ_g < 5.

t : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule précédente, par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suit en zone IIa :

- en zone nodale : t ≤ min(10 ∅_l; 15cm)
- en zone courante : t ≤ 15 ∅_l

∅_l: le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau

- **La quantité d'armatures transversales minimales**

$\frac{A_t}{t \times b_1}$ en % donné comme suit :

$$\begin{cases} A_{t(min)} = 0.3 \% (t \times b_1) & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ A_{t(min)} = 0.8 \% (t \times b_1) & \text{si } \lambda_g \geq 3 \end{cases} \quad \text{avec : } \lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

a et b sont les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et l_f étant la longueur de flambement

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10∅_t minimum

Sollicitations de calcul

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel ROBOT, les résultats sont résumés dans le tableau ci-après :

Tableau 2: Sollicitation dans les poteaux

Section (cm ²)	Combinaison	Effort	Valeur (C)	Valeur (B)	Valeur (D)
50×40	ELU (1.35G+1.5Q)	N _(max) (kN)	576.10	353.81	369.15
		M _{y(corr)} (kN.m)	8.97	-0.17	40.94
		M _{z(corr)} (kN.m)	2.95	-20.34	-0.0
50×40	ACC (G+Q±1.2E) (0.8G±E)	N _{corr} (kN)	576.10	172.76	304.52
		M _{y(max)} (kN.m)	115.56	112.98	52.54
		M _{z(max)} (kN.m)	83.27	68.94	43.15
50×40	ACC (G+Q±1.2E) (0.8G±E)	N _(min) (kN)	-44.84	-9.90	-75.02
		M _{y(corr)} (kN.m)	115.56	60.88	16.35
		M _{z(corr)} (kN.m)	83.27	47.67	-69.60

3. Calcul des armatures longitudinales

Le calcul du ferrailage des poteaux se fait à la flexion composée avec les sollicitations les plus défavorables

Tableau 3 Armatures longitudinale dans le poteau.

Section (cm ²)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (RPA) (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)
50×40 (C)	13.61	16	8HA16=16.08

4. Calcul des armatures transversales

Tableau 4 Les Armatures transversales dans le poteau

Section (cm ²)	Ø _{l min} (cm)	V _u (kN)	S _{t(zc)} (cm)	S _{t(zn)} (cm)	A _{t cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{t adoptée} (cm ²)
50×40 (C)	6	33.07	15	12	2.61	7.2	HA8

5. Vérification des contraintes

La fissuration est peu nuisible, donc on ne vérifiera que la contrainte du béton pour le poteau le plus sollicité.

$$\sigma_{bc1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M_{ser}^G \times v}{I_{yy'}} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15MPa$$

$S = b \times h + 15(A + A') \rightarrow$ (section homogène)

$$M_{ser}^G = M_{ser} - N_{ser} \left(\frac{h}{2} - V \right)$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3}(V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V)^2$$

$$V = \frac{1}{S} \left(\frac{b \times h^2}{2} + 15(A' \times d' + A \times d) \right); V' = h - V$$

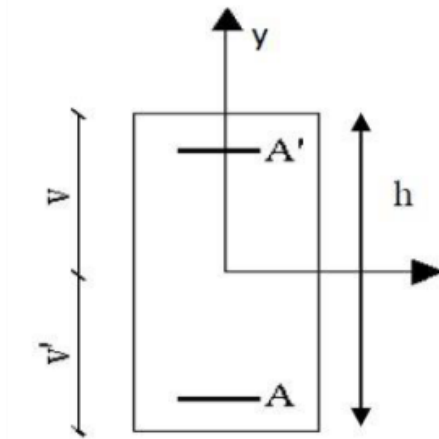


Figure 1: Section d'un poteau.

Les résultats de calcul sont récapitulés et reportés dans le tableau qui suit :

Tableau 5: Vérification des contraintes dans le béton.

Section (cm ²)	d (cm)	A (cm ²)	V (cm)	V' (cm)	I _{yy'} (m ⁴)	S (m ²)
50×40 (C)	37	20.36	22.25	17.75	0.0034	0.231
	N _{ser}	M _{ser}	M _{ser} ^G	σ _{bc1}	σ _{bc2}	σ _{bu}
	0.3	0.071	0.078	0.136	0.13	15

6. Vérification aux sollicitations tangentes RPA 99/2003 (art 7.4.3.2)

$$\tau_{bu} \leq \overline{\tau_{bu}} \text{ tel que : } \overline{\tau_{bu}} = \rho_d \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } \rho_d = \begin{cases} 0.075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases} ; \lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

τ_{bu} : (La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique), les résultats sont reportés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 6: Vérification des sollicitations tangentes.

Section (cm ²)	l _f (cm)	λ _g (cm ²)	ρ _d	d (cm)	V _u	τ _{bu}	τ _{bu}
50×40 (C)	4.66	9.32	0.075	37	33.07	0.179	1.87

7. Schéma de ferraillage

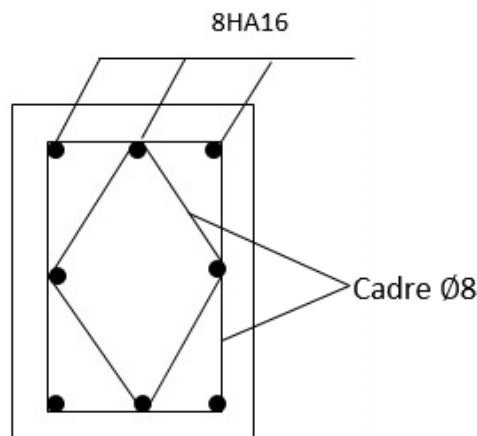


Figure 2: Schéma de ferraillage d'un poteau.

III. Etude des poutres

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant permettant de déterminer les dimensions des armatures longitudinales, et un effort tranchant permettant de déterminer les armatures transversales. Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts des données par le logiciel ROBOT qui résultent des combinaisons du RPA99 V 2003 qui sont :

$$1.35G + 1.5Q ; G + Q$$

$$G + Q \pm E ; 0.8G \pm E$$

1. Calcul du ferrailage

Tableau 7: Exemple de calcul des armatures longitudinales.

Section (cm ²)	ELU		ELS		ACC	
	M _{ut(max)} (KN.m)	M _{ua(max)} (KN.m)	M _{st(max)} (KN.m)	M _{sa(max)} (KN.m)	M _{t(max)} (KN.m)	M _{a(max)} (KN.m)
40×50	113.41	-195.89	79.45	-137.17	78.73	-140.55
40×40	55.44	-91.99	39.15	-64.88	37.13	-69.60

▪ Calcul des armatures longitudinales

Le calcul du ferrailage est en flexion simple

$$h = 0,50 \text{ m} ; b = 0,40 \text{ m} ; d = 0,9 \times h = 0,45 \text{ m}$$

$$f_{c28} = 25\text{MPa} ; f_{t28} = 2,1\text{MPa} ; f_{bc} = 14,20\text{MPa} ; \sigma_{st} = 348\text{MPa}$$

ELU :

• En travée

$$M_{ut} = 113.41 \times 10^6 \text{ N.mm}$$

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \times f_{bc} \times d^2} = \frac{113.41 \times 10^6}{400 \times 14,20 \times (450)^2} = 0,099$$

$$\mu_u = 0,099 < \mu_r = 0,392$$

La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,099})$$

$$\alpha = 0,13$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 450 \times (1 - 0,4 \times 0,13)$$

$$Z = 396 \text{ mm}$$

$$A_{st} = \frac{M_{Utr}}{Z \times \sigma_{St}} = \frac{113,41 \times 10^6}{396 \times 348} = 822,96 \text{ mm}^2$$

$$A_{st} = 8,23 \text{ cm}^2$$

- En appuis

$$M_{uapp} = -195,89 \times 10^6 \text{ N.mm}$$

$$\mu_u = \frac{M_{uapp}}{b \times f_{bc} \times d^2} = \frac{195,89 \times 10^6}{400 \times 14,20 \times (450)^2} = 0,17$$

$$\mu_u = 0,17 < \mu_r = 0,392$$

La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,17})$$

$$\alpha = 0,234$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 450 \times (1 - 0,4 \times 0,234)$$

$$Z = 407,88 \text{ mm}$$

$$A_{st} = \frac{M_{Ua}}{Z \times \sigma_{St}} = \frac{195,89 \times 10^6}{407,88 \times 348} = 1380,07 \text{ mm}^2$$

$$A_{st} = 13,80 \text{ cm}^2$$

➤ Condition de non fragilité

La section minimale :

$$A_{st} \min \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 40 \times 50 \times \frac{2,1}{400} = 2,42 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \min \geq 2,42 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

ACC

- En travée

$$M_{acct} = 78,73 \times 10^6 \text{ N.mm}$$

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \times f_{bc} \times d^2} = \frac{78,73 \times 10^6}{400 \times 18,48 \times (450)^2} = 0,053 ; \text{ avec : } f_{bc} = \frac{f_{c28} \times 0,85}{1,15} = 18,48 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = 0,053 < \mu_r = 0,392$$

Donc la section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,053})$$

$$\alpha = 0,068$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 450 \times (1 - 0,4 \times 0,068)$$

$$Z = 439,2 \text{ mm.}$$

$$A_{st} = \frac{M_{Ut}}{Z \times \sigma_{St}} = \frac{78.73 \times 10^6}{439.2 \times 348} = 515.11 \text{ mm}^2$$

$$A_{st} = 5.15 \text{ cm}^2$$

- En appuis

$$M_{u(\text{app})} = -140.55 \times 10^6 \text{ N.mm}$$

$$\mu_u = \frac{M_{u\text{app}}}{b \times f_{bc} \times d^2} = \frac{140.55 \times 10^6}{400 \times 18.48 \times (450)^2} = 0.10$$

$$\mu_u = 0,100 < \mu_r = 0,392$$

La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,100})$$

$$\alpha = 0,133$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 360 \times (1 - 0,4 \times 0,133)$$

$$Z = 340,92 \text{ mm}$$

$$A_{st} = \frac{M_{U\text{app}}}{Z \times \sigma_{St}} = \frac{140.55 \times 10^6}{340,92 \times 348} = 1184.67 \text{ mm}^2$$

$$A_{sa} = 11.85 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité

$$A_{st(\text{min})} \geq 2.42 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Finalemment : $A_{st} = \max (A_{st} \text{ en travée (ELU)} ; A_{st} \text{ en travée (ACC)}) \rightarrow \max (8.23 ; 5.15) \text{ cm}^2$

$$A_{st} = 8.23 \text{ cm}^2$$

On adopte en travée : **3HA16 + 3HA20** de section : **15.45 cm²**

$$A_{\text{app}} = \max (A_{st} \text{ en apuis (ELU)} ; A_{st} \text{ en appuis (ACC)})$$

$$\rightarrow \max (13.80 ; 11.85) = 13.80 \text{ cm}^2$$

On adopte en appui : **6HA16** de section : **9,24 cm²**

a) Condition du RPA 99 V 2003

$$A_{\text{min}} = 0,5\% \times b \times h = 5 \times 10^{-3} \times 40 \times 50 = 10 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

ELS

- En travée

Puisque la fissuration est peut nuisible et l'acier utilisé est le FeE400, alors la vérification des contraintes à l'ELS sera simplifiée comme suit :

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}; \text{ Avec } : \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

$$\gamma = \frac{113.41}{97.45} = 1.16$$

$$\frac{1.16-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,33 \quad \text{avec } \alpha = 0,13 \text{ (ELU)}$$

Donc : $0,13 \leq 0,33$ Condition vérifiée.

• **En appuis**

$$\gamma = \frac{195.89}{137.17} = 1.43$$

$$\frac{1.43-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,42 \quad \text{avec } \alpha = 0,234 \text{ (ELU)}$$

Donc : $0,230 \leq 0,42$ Condition vérifiée.

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$

b) Vérification au cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_{u(\max)}}{b \times d} = \frac{141.97 \times 10^3}{400 \times 450} = 0.79 \text{ MPa}$$

Pour des fissurations peu nuisibles :

$$\overline{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right)$$

$\overline{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \tau_u < \overline{\tau}_u$ Condition vérifiée.

▪ **Calcul des armatures transversales**

Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_l \leq \min \left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10} \right)$$

$$\phi_l \leq \min (1,43 \text{ cm}; 1,40 \text{ cm}; 4 \text{ cm}).$$

On prend : $\phi_l = \phi 8 \text{ mm}$

Donc on opte pour : $A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$ (cadre +étrier Ø8).

➤ **Calcul d'espacement des cadres**

D'après le RPA99 / version 2003 (art 7.4.2.2) on a :

$$\text{Zone nodale } S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi_l; 30 \text{ cm} \right)$$

$S_t \leq 12.5 \text{ cm}$ on prend $S_t = 10 \text{ cm}$.

Zone courante $S_t \leq \frac{h}{2} = 25 \text{ cm}$ on prend $S_t = 15 \text{ cm}$

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant longueur droite de $10 \phi_t$ minimum.

$10 \phi_t = 10 \times 1,4 = 14 \text{ cm}$; alors on adopte la longueur de 15 cm.

Longueur de la zone nodale : $h' = 2 \times h = 100 \text{ cm} \rightarrow h' = 100 \text{ cm}$

2. Schéma de ferrailage

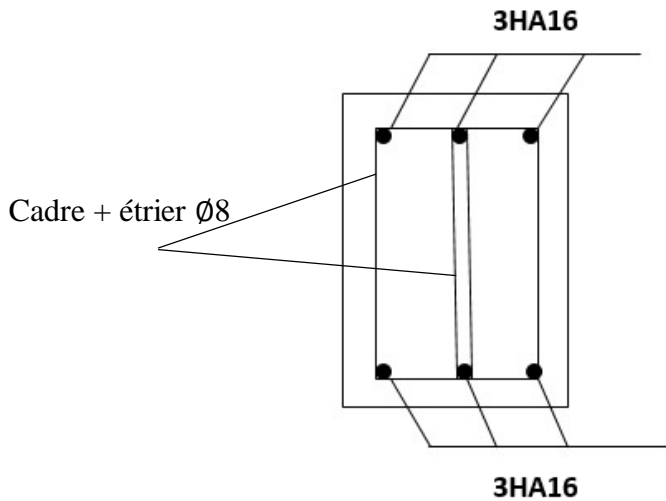


Figure 3 Figure IX.4 Schéma de ferrailage des poutres en travée.

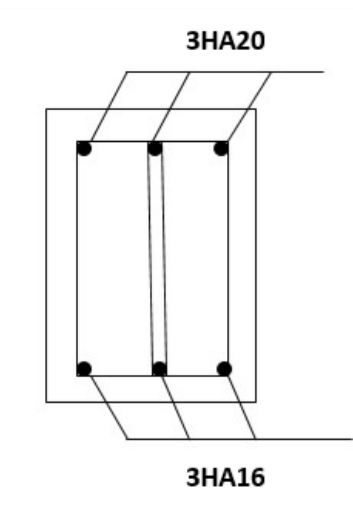


Figure 4 Figure IX.4 Schéma de ferrailage des poutres en appui.

IV. Etude des fondations

IV.1. Les différents types de fondation

Le D.T.U 13-12 définit les différents types de fondations en fonction du rapport D/B qui sont :

- $D/B \leq 6$: fondations superficielles (semelle isolée ; semelle filante ou radier).
- $6 < D/B < 10$: fondations semi profondes (puits).
- $D/B \geq 10$: fondation profonde (pieux).

Choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants

- La capacité portante du sol.
- L'intensité des charges transmises au sol.
- La distance entre axes des poteaux.
- La nature du sol et la profondeur de l'horizon résistant.

IV.2. Reconnaissance du sol

Afin de correctement projeter une fondation, Il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux au voisinage de la construction à édifier, mais il est surtout indispensable d'avoir des renseignements aussi précis que possible sur les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituent le terrain, après essai et calcul on a pu déterminer les caractéristiques qui suivent :

$D = 1.5 \text{ m}$; $\sigma_{adm} = 1.25 \text{ bar}$.

IV.2.1 Vérification vis-à-vis les fondations superficielles

1. Semelles isolées

- Combinaisons d'actions à considérer : D'après le RPA99/ 2003 (Article 10.1.4.1) les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons suivantes
- $G + Q + E$
- $0.8G + E$ (**RPA99 V 2003 Art.10.1.4.1**)
- $0.8G - E$

Ainsi que les combinaisons citées par le BAEL91 :

- ELU : $1.35(G+Q+S)$
- ELS : $G+0.9(Q+S)$

- **On prend pour le calcul le poteau le plus sollicité de section (50x40) cm²**

Compte tenu de l'application à la résistance ultime du sol q_u d'un coefficient de sécurité de 2.

Les sollicitations les plus défavorables sont données dans le tableau ci-dessous :

Tableau 8: Les sollicitations à la base des poteaux (50*40).

Sollicitation	ACC	ELU	ELS
	G+Q+E	1.35(G+Q+S)	G+0.9(Q+S)
N_{\max} (kN)	576.10	546.73	385.62
M_y (kN.m)	-12.97	-8.01	-5.66
M_z (kN.m)	11.71	2.81	2
V_y (kN)	2.91	0.7	0.5
V_z (kN)	3.18	2	1.41

2. Pré dimensionnement de la semelle

Les dimensionnements de la semelle sont choisis de manière qu'elles soient homothétiques avec celle du pied de poteau, les poteaux de notre structure sont rectangulaires à la base ($a \times b$), donc les semelles sont rectangulaires ($A \times B$).

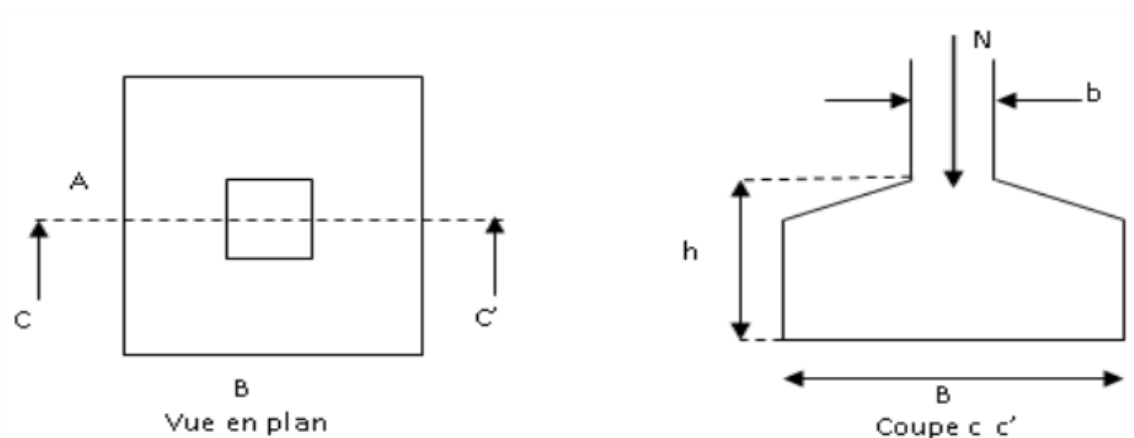


Figure 5 : Vue d'une semelle isolée

σ Critère de non poinçonnement :

- $\sigma_M < 2\sigma_{sol}$ Situation accidentelle
- $\sigma_M < 2\sigma_{sol}$ Situation durable

σ_M : Contrainte maximale dans la semelle donnée par la formule suivante ;

$$\sigma_M = \frac{N}{A \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{B} \right)$$

$$\sigma_M = \frac{N}{A \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{A} \right)$$

$$e_0 = \frac{M_y}{N}$$

On a : $\sigma_{sol} = 1.25 \text{ bar}$

a = 50 cm ; et b = 40 cm

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} \rightarrow B = \frac{4}{5} \times A$$

- **Situation accidentelle : $\sigma_M < 2\sigma_{sol}$**

$$\frac{N}{A \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{B} \right) \leq 2\sigma_{sol}$$

$$\frac{N}{A \times \left(\frac{b \times A}{a} \right)} \times \left(1 + \frac{6 \times e_0}{\left(\frac{b \times A}{a} \right)} \right) \leq 2\sigma_{sol}$$

$$\text{Avec : } e_0 = \frac{11.71}{546.73} = 0.022$$

$$A = 1.55 \text{ m}$$

$$B = \frac{1.55 \times 4}{5} = 1.24 \text{ m}$$

On choisit pour toutes les semelles des poteaux de section (50×40) cm² avec A=1.55 m et B = 1.24 m

$$d = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{B - b}{4} = 21 \text{ m} \\ \frac{A - a}{4} = 26.25 \text{ m} \end{array} \right.$$

On prend : d = 70 cm

$$h = d + c = 70 + 5 = 75 \text{ cm}$$

l₁ : hauteur de l'amorce de poteau

$$l_1 = 1.5 - 0.75 = 0.75 \text{ m}$$

3. Vérification des contraintes

Les contraintes dans les semelles excentrées sont données par les expressions suivantes :

$$\text{Sens A: } \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{max} = \frac{N}{A \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{A} \right) \leq \begin{cases} 2\sigma_{sol} \rightarrow \text{situation accidentelle} \\ 1.33\sigma_{sol} \rightarrow \text{situation durable} \end{cases} \\ \sigma_{min} = \frac{N}{A \times B} \left(1 - \frac{6 \times e_0}{A} \right) ; \text{avec: } e_0 = \frac{M_z}{N} \end{array} \right.$$

$$\text{Sens B: } \begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{A \times B} \left(1 + \frac{6 \times e_0}{B}\right) \leq \begin{cases} 2\sigma_{sol} \rightarrow \text{sit uati on acciden te lle} \\ 1.33\sigma_{sol} \rightarrow \text{sit uati on durab le} \end{cases} \\ \sigma_{min} = \frac{N}{A \times B} \left(1 - \frac{6 \times e_0}{B}\right) ; \text{ avec: } e_0 = \frac{M_y}{N} \end{cases}$$

$$2\sigma_{sol} = 2 \times 125 = 250 \text{ kN/m}^2$$

$$1.33\sigma_{sol} = 1.33 \times 125 = 166.25 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{0.3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \sigma_{sol}$$

Les contraintes sont données dans le tableau suivant :

Tableau 9 : Vérification des contraintes dans le sol.

Cas de chargement	Sens	e_0 (m)	σ_{max} (bar)	σ_{min} (bar)	σ_{moy} (bar)	
ELS	Sens A	0.022	1.24	0.7	1.1	Vérifiée
	Sens B	0.022	1.2	0.73	1.08	Vérifiée

Les contraintes moyennes sont vérifiées donc la section de la semelle est B= 1,24m ; et A = 1,55m.

4. Vérification de la stabilité au renversement (RPA 99 V 2003 Art.10.1.5)

Dans le cas accidentel, il faut vérifier que

$$e_0 \leq \begin{cases} \frac{A}{4} = \frac{1.55}{4} = 0.388 \text{ m} \rightarrow \text{Sens A} \\ \frac{B}{4} = \frac{1.24}{4} = 0.31 \text{ m} \rightarrow \text{Sens B} \end{cases}$$

Sens A : $e_0 = 0.022\text{m} < 0.388\text{m}$

Sens B : $e_0 = 0.022\text{m} < 0.31\text{m}$

Donc la vérification au renversement est satisfaite.

IV.3. Détermination des armatures de la semelle

On a deux conditions à vérifier :

$$(1) \begin{cases} e_0 \leq \frac{a}{6} \rightarrow \text{Sens A} \\ e_0 \leq \frac{b}{6} \rightarrow \text{Sens B} \end{cases}$$

$$(2) \begin{cases} e_0 \leq \frac{A}{24} \rightarrow \text{Sens A} \\ e_0 \leq \frac{B}{24} \rightarrow \text{Sens B} \end{cases}$$

Si les deux conditions sont vérifiées, les armatures seront calculées sous un effort normal fictif :

$$N' = N \left(1 + \frac{3 \times e_0}{A} \right) \rightarrow \text{Sens A}$$

$$N' = N \left(1 + \frac{3 \times e_0}{B} \right) \rightarrow \text{Sens B}$$

Si l'une des deux conditions est vérifiée, les armatures seront calculées sous un moment M_1

$$M_1 = (4 \times A + 0.3 \times a - 9 \times e_0) \times \left(\frac{\frac{A}{2} - 0.35 \times a}{\frac{A}{2} \times e_0} \right)^2 \times \frac{N}{27} \rightarrow \text{Sens A}$$

$$M_1 = (4 \times B + 0.3 \times b - 9 \times e_0) \times \left(\frac{\frac{B}{2} - 0.35 \times b}{\frac{B}{2} \times e_0} \right)^2 \times \frac{N}{27} \rightarrow \text{Sens B}$$

a) Situation accidentelle

• Armatures parallèles à " A "

$$\begin{cases} e_0 = 0.022 < 0.083 \rightarrow \text{Sens A} \\ e_0 = 0.022 < 0.06 \rightarrow \text{Sens A} \end{cases}$$

Calcul de M_1 :

$$M_1 = 1186.03 \text{ kN.m}$$

$$A_s = \frac{M_1}{z \times f_{st}} ; \text{avec : } z = 0.63$$

$$A_s = \frac{1186.03 \times 10^{-3}}{0.63 \times 400} \rightarrow A_s = 47.06 \text{ cm}^2$$

• Armatures parallèles à " B "

$$\begin{cases} e_0 = 0.022 < 0.07 \\ e_0 = 0.022 < 0.05 \end{cases}$$

Calcul de M_1 :

$$M_1 = 548.29 \text{ kN.m}$$

$$A_s = \frac{548.29 \times 10^{-3}}{0.63 \times 400} \rightarrow A_s = 21.76 \text{ cm}^2$$

• Condition de non fragilité

$$\text{Min } A_A = 0.22 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times A \times h \rightarrow \text{Min } A_A = 0.22 \times \frac{2.1}{400} \times 155 \times 75$$

$$\text{Min } A_A = 14.03 \text{ cm}^2$$

$$\text{Min } A_B = 0.22 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times B \times h \rightarrow \text{Min } A_B = 0.22 \times \frac{2.1}{400} \times 124 \times 75$$

$$\text{Min } A_B = 10.74 \text{ cm}^2$$

- **Dispositions constructives**

Les armatures seront munies des crochets si :

$$l_s > B/4 \text{ sens B ; et } l_s > A/4 \text{ sens A}$$

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{tj}}$$

l_s : longueur de scellement

$$\Psi_s = 1.5 \rightarrow \text{HA}$$

$$\text{Sens A : } l_s = 73.7 \text{ cm} > 38.75 \text{ cm}$$

$$\text{Sens B : } l_s = 56.43 \text{ cm} > 31 \text{ cm}$$

Donc toutes les barres doivent être prolongées jusqu'à l'extrémité de la semelle, mais peuvent ne pas comporter des crochets.

IV.5. Schéma de ferrailage

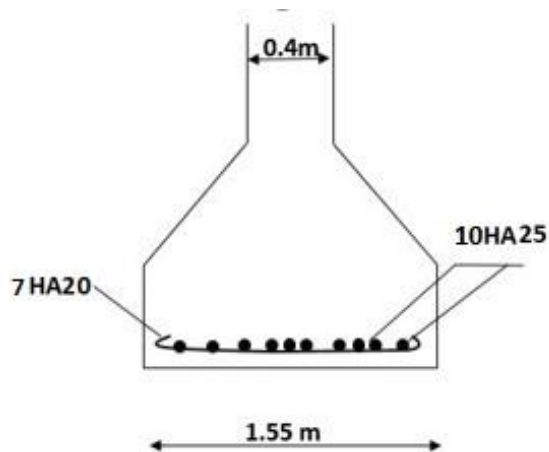


Figure 6: Schéma de ferrailage d'une semelle

V. Les longrines

V.1 Pré dimensionnement des longrines

Selon le RPA 99 V 2003, exige les conditions suivantes

- Les points d'appuis doivent être solidarités, par un réseau bidirectionnel de longrines, pour s'opposer au déplacement relatif de ces points d'appuis dans le plan horizontal.
- Les dimensions minimales de la section transversale des longrines en site S_2 sont : $25 \times 30 \text{ cm}^2$.
- Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction, sous l'action d'une force égale à

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ kN}$$
 N : Force égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarités.
 A : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée.
- Le ferrailage minimum doit être de 0.6% de la section avec des cadres dont l'espacement est inférieur au min (20 cm ; $15\emptyset$).

V.2 Vérification

Nous avons $N_u = 576.10 \text{ kN}$, d'après le RPA on a : $\alpha = 15$ en zone II, site S_2 .

$$F = \frac{576.10}{15} = 38.41 \text{ kN} \rightarrow F > 20 \text{ kN}$$

V.3 Ferrailage

a) Armatures longitudinales

$$A_u = \frac{N_u \times \gamma_s}{f_e} = \frac{38.41 \times 1.15}{400} = 0.11 \text{ cm}^2 ; A_s = \frac{N_s}{\sigma_s} = 0.82 \text{ cm}^2$$

On choisit une section de : $A_{\min} = 0.6\% \times 40 \times 40 = 9.6 \text{ cm}^2$

Choix : 8HA14 = 12.32 cm^2 .

b) Armatures transversales

$St \leq \min(20 \text{ cm}, 15\emptyset) \rightarrow$ on choisit un cadre et un étrier $\emptyset 8$, pour un espacement de 15cm.

• Vérification

Condition de non fragilité :

$$B = 2000 \text{ cm}^2 \leq \frac{A \times f_e}{f_{t28}} = \frac{12.63 \times 400}{2.1} = 2405.71 \text{ cm}^2$$

c) Schéma de ferrailage

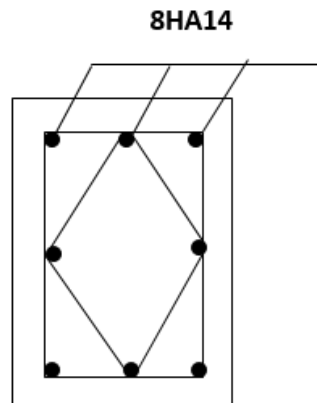


Figure 7 : Schéma de ferrailage des longrines

VI. Conclusion

Tableau 10: Tableau de ferrailage.

Section (cm ²)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (RPA) (cm ²)	A adoptée (cm ²)
Poteaux (40×50) H = 4.01 m	13.61	16	8HA16=16.08
Poteaux (40×50) H = 3 m	4.07	16	8HA16=16.08
Poutres (40×50)	En travée → 8.23	10	6HA16=12.02
	En appui → 13.80	10	3HA16+3HA20=15.45
Poutres (40×40)	En travée → 4.67	8	6HA14=9.24
	En appui → 8.30	8	6HA14=9.24
semelle	A → 47.06	14.03	10HA25=49.09
	B → 21.76	10.74	7HA20=21.99
Longrines	0.82	9.6	8HA14 =12.32

Conclusion Générale

Conclusion générale

L'étude structurale d'une construction est une tâche importante qui nécessite une analyse approfondie des différentes forces qui agissent sur la structure du bâtiment. Les ingénieurs en structures doivent s'assurer que la construction est conçue pour résister aux charges verticales, horizontales et sismiques afin de garantir la sécurité des occupants.

L'étude structural d'un amphi est essentielle pour s'assurer que le bâtiment est sûr et capable de résister aux différentes forces qui peuvent agir sur sa structure. Les ingénieurs en structures doivent travailler en collaboration avec les architectes pour créer des bâtiments fonctionnels, sûrs et économiques.

Les principaux éléments structuraux de l'amphithéâtre sont les poutres, les poteaux et les dalles de plancher. Les matériaux utilisés pour la construction doivent être choisis en fonction de leur capacité à supporter les charges nécessaires, les dimensions des bâtiment mais aussi des exigences économiques.

La réalisation d'une étude complète d'une structure demande beaucoup de temps et de concentration, car une erreur peut être fatale. L'étude passe par plusieurs étapes aussi importantes les unes que les autres et aucune ne doit être négligée.

On a commencé notre étude par l'évaluation des différentes charges (poids propres, surcharges d'exploitation, surcharges climatique et charge sismique), puis le pré-dimensionnement des éléments, la modélisation et le calcul des différents éléments en utilisant le logiciel de calcul ROBOT et enfin on a procédé au calcul des différents assemblages et du ferrailage.

Cette étude m'a permit d'approfondir mes connaissance dans le domaine du génie civil et plus particulièrement dans le calcul et la vérification des structures métalliques et en béton armé selon les règlements en vigueur.

Les Ressources :

- ❖ <https://civilrack.com/structure/importance-of-structures-in-construction/>^[1]
- ❖ <https://pin.it/XjclM8d>^[2]
- ❖ <https://www.preservationdupatrimoine.fr/choisir-materiau-de-couverture/>^[3]
- ❖ <https://handassa4y.blogspot.com/2019/04/avantages-et-inconvenients-du-beton-arme.html?m=1>^[4]
- ❖ <https://www.quelleenergie.fr/economies-energie/isolation-toiture/charpente-metallique>^[5]
- ❖ <https://travauxbeton.fr/dosage-beton-350-kg-m3/>^[6]
- ❖ Règlement Neige et Vent : Document Technique Réglementaire DTR B-C 2.48, Ministère de l'habitat, 1999. ^[7]
- ❖ Règles Parasismiques Algériennes : RPA 99/version 2003. Document Technique Réglementaire DTR B-C 2.48, Centre National de Recherche Appliquée en Génie-Parasismique, 2003. ^[8]
- ❖ Calcul des Structures Métalliques selon l'Eurocode 3. Jean Morel. Eyrolles Paris, 2008. ^[9]
- ❖ B.A.E.L 91 : Béton Armé aux Etats Limites, troisième tirage, Eyrolles, 1997. ^[10]
- ❖ Charges permanentes et surcharges d'exploitations. Document Technique Réglementaire DTR B-C 2.2, Ministère de l'Urbanisme et de la Construction, 1989. ^[11]
- ❖ Règles de conception et de calcul des structures en acier "CCM 97 ";(Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.44). ^[12]
- ❖ Calcul des ouvrages en béton armé, règles CBA 93 RPA 2003 ; Pr.Cheraït Yacine. ^[13]
- ❖ Règles de Calcul des Fondation superficielles. Document Technique Réglementaire DTR B-C 2.2, Ministère de l'Equipement et de Logement, 1992. ^[14]
- ❖ Projet de fin d'études (université de BEJAIA, Université de Tlemcen) ; Etude d'une salle de sport à toiture en charpente métallique. Présenté par : ARAB Ghiles. ^[15]
- ❖ Projet de fin d'études (Université de Guelma) ; Calcul et Optimisation de la structure d'une toiture de salle de sport. Présenté par : Abakar Ahmat MARINE, Abdullah Sidi Abdi SID AHMED, Sakho Papa INSA. ^[16]
- ❖ Cours de constructions métalliques 1ère année Master. ^[17]