

République algérienne démocratique et populaire
Ministère de l'enseignement et de la recherche scientifique

Université Abderrahmane Mira de Bejaia

Faculté de la Technologie

Département de Génie Civil

Mémoire de fin d'étude

Thème :



ETUDE D'UN PARKING A ETAGE EN **CONSTRUCTION METALLIQUE**

Présenté par : Encadré par :

Mlle LALOU Kamila

Mr A.H BECHEUR

Mr MOUSSAOUI Mohammed **Jury:**

Mr A.Z LARABAT

Mr R. ATTAL

Année universitaire: 2011/2012

Remerciement

Nous remercions avant tout le Dieu tout puissant de nous avoir donné courage et patience pour réaliser ce modeste travail en peu de temps.

Nous remercions également nos parents pour nous avoir encouragé et notre promoteur Mr Abdel Hamid Becheur pour nous avoir encadré et assister même en dehors de ses heures de travaux.

Par la même occasion, nous remercions l'ensemble des enseignants du département de génie civil, qui ont toujours été disponible pour nous aiguiller chaque fois que de besoin, en l'occurrence : Mr Sadaoui, Mr Attal, Mr Larabat, Mr Banoun., et Mme Phikh Amer.

On tient aussi à remercier tout ceux qui de près ou de loin ont contribué modeste soit-il à la concrétisation de ce document.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à

 Mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents.

 Mes très chers grands parents, que Dieu les accueille dans son vaste Paradis. .

 Mes chères sœurs Lamia et Mélissa et ma très chère nièce Darine.

 Mon binôme Kamila et toutes sa famille.

 Toute ma famille sans exception.

 Tous mes amis, et tout particulièrement : Rima, Fasmine, Ahlem, Barra, Pélia, Nécilia, Méri, Mehdi, Racine, Samir et chems eddine.

M. Mohamed.

Je dédie ce modeste travail

 A mes très chers parents qui n'ont jamais cessé de me soutenir par tous les moyens.

 A mon cher frère Pacine et mes adorables sœurs Dounia et Amira.

 A mes grands parents et toute la grande famille.

 A mon binôme Mohamed et sa famille

 A tous mes amis et mes camarades de la promotion si nombreux qu'ils soient, surtout : Rima, Necilia, Naziha, Meriem, la loleuse, Ahlem, Sarra, Biba, Safia et Fatima, sans oublier les membres adhérents du club scientifique de génie civil.

Xamila

Table des Matières

Introduction générale.....1

Chapitre I : Généralités.

I-1 Présentation de l'ouvrage.....	3
I-2 Caractéristiques Géométriques.....	3
I-3 Régularité de la structure.....	3
I-3-1 Régularité en plan.....	3
I-3-2 Régularité en élévation.....	3
I-4 Caractéristiques structurales.....	4
I-4-1 Ossatures de la structure.....	4
I-5 Matériaux utilisés.....	6
I-5-1 L'acier.....	6
I-5-2 Le béton.....	7
I-6 Les règlements utilisés.....	7
I-7 Les actions.....	8
I-8 Les combinaisons d'actions.....	8
I-8-1 Situations durables.....	8
I-8-2 Situations accidentelles.....	9
I-9 Limites des flèches et des déplacements.....	9

I-9-1 Flèches verticales.....	9
I-10 Données concernant le sol.....	9

Chapitre II : Etude climatique.

II-1 Action du vent.....	10
II-1-1 Introduction.....	10
II-1-2 Coefficients de calcul.....	11
II-1-3 Détermination de la pression dynamique.....	12
II-1-4 Détermination des coefficients de pression.....	14
A- Vent perpendiculaire à la façade principale (sens V_1).....	14
B- Vent parallèle à la façade principale (sens V_2).....	22
II-2 Action de neige.....	32
II-2-1 But.....	32
II-2-2 Calcul des charges de neige.....	32

Chapitre III : Pré dimensionnement.

III-1	
Introduction.....	34
III-2 principe de calcul.....	34
III-3 Evaluation de charge.....	35
III-4 Pré dimensionnement des solives.....	35
III-5 Pré dimensionnement des sommiers.....	38

III-6 Pré dimensionnement des poutres secondaire.....	44
III-7 pré dimensionnement des poutres de la rampe.....	48
III-8 Pré dimensionnement des poteaux.....	50
III-9 Récapitulation des sections adoptées pour les différents étages de la structure.....	52

Chapitre IV : Etude des éléments secondaire.

IV-1 Les escaliers.....	53
IV-1-1 dimensionnement.....	53
IV-1-1-1 Charges et surcharges	55
IV-1-1-2 Ferrailage	58
IV-1-1-3 Vérification des contraintes à l'état limite de service ELS	62
IV-1-1-4 Etat limite de déformation.....	64
IV-1-1-5 Vérification à l'effort tranchant	65
IV-1-2 Poutre palière.....	65
IV-1-2-1 Charges et surcharges	65
IV-1-2-2 Pré dimensionnement de la poutre palière	66
IV-1-2-3 Vérification à la résistance	68
IV.2 Calcul de la toiture isolée	68
IV-2-1 Dimensionnement des pannes	69
VI-2-2 Vérification des traverses.....	78
VI-2-2-1 Sollicitations	79
VI-2-2-2 Vérification à la résistance	79

VI-2-2-3 Vérification aux instabilités	81
IV-2-3 Vérification des poteaux	84
IV-3 Garde de corps	91
IV-3-1 Chargement	92
IV-3-2 Ferrailage	95

Chapitre V : Etude des planchers.

V-1 Ferrailage de la dalle	98
V-1-1 Calcul du moment pour une dalle qui repose sur deux appuis libres	98
V-1-2 Détermination de la section d'armature	99
V-1-3 Vérification au poinçonnement de la dalle en béton	102
V-2 Calcul des solives.....	102
V-2-1 Les poutres solive IPE300.....	103
V-2-2-1 Phase de construction	103
V-2-2-2 Phase finale	104
V-2-2-3 Calcul des goudjons connecteurs	110
V-5 Vérification de résistance de la dalle mixte.....	112
V-6 Calcul de la poutre maitresse.....	114
V-6-1 Phase de construction	114
V-6-2 Phase finale	116

Chapitre VI : Etude sismique.

VI-1 Introduction.....	125
VI-2 Choix de la méthode de calcul.....	125
VI-3 Modélisation.....	126
VI-4 Calcul de la force sismique.....	126
VI-5 Distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur.....	130
VI-6 Comparaison de l'effort sismique à l'action du vent.....	132
VI-7 Conclusion.....	132
VI-8 Méthode dynamique modale spectrale.....	132

Chapitre VII : Vérification des ossatures.

VII-1 Vérification des poteaux.....	138
VII-1-1 Poteau du RDC croisé (HE800A – HE900A)	138
VII-2 Vérification des poutres	153
VII-2-1 Vérification des poutres maitresse de type HE700A	153

Chapitre VIII : Calcul des assemblages.

VIII-1 Introduction.....	157
VIII-2 Assemblage poutre principale – solive.....	157
VIII-3 Assemblage poutre secondaire – poteau.....	160

VIII-4 Assemblage poutre principale – poteau.....	165
VIII-5 Assemblage des barres de stabilités.....	172

Chapitre IX : Calcul des pieds de poteaux.

IX-1 Introduction.....	177
IX-2 Les sollicitations les plus défavorables.....	177
IX-3 Dimensionnement de la platine.....	177
IX-4 Dimensionnement des tiges d’ancrage.....	178
IX-5 Vérification des contraintes.....	179
IX-6 Dimensionnement de l’épaisseur de la platine.....	180
IX-7 Vérification de la bêche.....	181

Chapitre X : Calcul de l’infrastructure.

X-1 Introduction.....	182
X-2 détermination des sollicitations.....	182
X-3 Choix de type de fondation.....	182
X-3-1 Semelles isolées.....	183
X-3-2 Semelles filantes.....	183

Chapitre XI : Etude de la stabilité d’ensemble.

XI-1 Introduction	191
XI-2 Détermination des forces stabilisatrices	191

XI-3 Détermination des forces renversantes	191
XI-4 Comparaisons entre les moments renversants et stabilisateurs	191
<i>Conclusion</i>.....	193

Liste des Figures

Chapitre I : Généralités.

Figure I-1 : Plancher collaborant.....	4
Figure I-2 : Photo d'un parc de stationnement aérien multi-étages.....	5

Chapitre II : Etude climatique.

Figure II-1 : Les directions du vent.....	10
Figure II-2 : Légende pour les parois verticales dans le sens V_1	15
Figure II-3 : C_{pe} correspondant à chaque zone de la paroi verticale dans le sens V_1	16
Figure II-4 : Excentricité de la force globale dans le sens V_1	21
Figure II-5 : Légende pour les parois verticales dans le sens V_2	22
Figure II-6 : C_{pe} correspondant à chaque zone de la paroi verticale dans le sens V_2	23
Figure II-7 : Toiture isolée à un versant.....	24
Figure II-8 : Toiture isolée à deux versants.....	24
Figure II-9 : Excentricité de la force globale dans le sens V_2	31
Figure II-10 : Chargement de neige de la toiture à deux versants.....	33

Chapitre III : Pré dimensionnement.

Figure III-1 : Schéma statique de la solive.....	36
--	----

Figure III-2 : Schéma statique du sommier.....	39
Figure III-3 : Sommier sous charge répartie.....	40
Figure III-4 : Sommier sous les poids des solives.....	41
Figure III-5 : Poutre secondaire sous charge répartie.....	45
Figure III-6 : Poutre sous charge répartie.....	48
Figure III-7 : La surface afférente sur le poteau le plus sollicité.....	51

Chapitre IV : Etude des éléments secondaire.

Figure IV-1 Schéma de l'escalier a deux volées.....	53
Figure IV-2 Schéma statique de la volée	53
Figure IV-3 Schéma statique de l'escalier à l'ELU.....	57
Figure IV-4 Schéma statique de l'escalier à l'ELS.....	58
Figure IV-5 Schéma statique de la poutre palière à l'ELU.....	67
Figure IV-6 L'effort tranchant V_{sdz} l'ELU en KN.....	67
Figure IV-7 Le moment fléchissant M_{sdy} à l'ELU en KN.m.....	68
Figure IV-8 Portique de la toiture à un versant.....	69
Figure IV-9 Portique de la toiture à deux versants.....	69
Figure IV-10 Schéma statique de la panne sous Q.....	70
Figure IV-11 Panne sous charge répartie q.....	71
Figure IV-12 Schéma statique de la panne avec la projection des efforts.....	72
Figure IV-13 Pannes sous charge répartie q_s	74
Figure IV-14 Schéma statique de la traverse.....	78
Figure IV-15 Garde corps.....	91
Figure IV-16 Chargement du garde corps.....	94

Chapitre V : Etude des planchers.

Figure V-1 Schéma de la trame supportant les planchers.....	98
Figure V-2 Schéma statique de la solive la plus sollicitée.....	102
Figure V-3 La section mixte.....	105
Figure V-4 Diagramme de contraintes de flexion simple.....	108
Figure V-5 Goujon à tête ronde.....	110
Figure V-6 Poutre mixte du sommier.....	117
Figure V-7 Position de l'axe neutre plastique.....	119

Chapitre VII : Vérification des ossatures.

Figure VII-1 Section du poteau croisé.....	138
Figure VII-2 La rigidité des poutres et des poteaux sens Y-Y.....	141
Figure VII-3 Rigidité des poutres et des poteaux sens Z-Z.....	143
Figure VII-4 Diagramme des moments du poteau (HE900A * HE800A) en KN.m.....	145

Chapitre VIII : Calcul des assemblages.

Figure VIII-1 Assemblage poutre principale – solive.....	157
Figure VIII-2 Disposition géométrique.....	159

Figure VII-3 Assemblage poteau – poutre secondaire.....	160
Figure VII-4 Coupe A-A.....	160
Figure VIII-5 Assemblage platine – poutre.....	163
Figure VIII-6 Disposition des boulons.....	166

Chapitre IX : Calcul des pieds de poteaux.

Figure IX-1 Tige d’ancrage du pied de poteaux.....	177
Figure IX-2 La disposition des goujons.....	178
Figure IX-3 L’épaisseur de la platine.....	180
Figure IX-4 Dimensions de la platine.....	181

Chapitre X : Calcul de l’infrastructure.

Figure X-1 : Schéma de ferrailage de la semelle filante dans le sens // L.....	186
Figure X-2 : Schéma de la poutre de rigidité.....	187
Figure X-3 : Schéma de ferrailage de la semelle filantes dans le sens // B.....	189

Liste des tableaux

Chapitre II : Etude climatique.

Tableau II-1 : Calcul de pression dynamique.....	13
Tableau II-2 : Les coefficients C_{pe} correspondants à chaque zone de parois verticales dans le sens V_1	15
Tableau II-3 : Valeurs des pressions q_j pour le RDC et le premier étage dans le sens V_1	17
Tableau II-4 : Valeurs des pressions q_j pour le deuxième étage dans le sens V_1	18
Tableau II-5 : Valeurs des pressions q_j pour le troisième étage dans le sens V_1	18
Tableau II-6 : Valeurs des pressions q_j pour le quatrième étage dans le sens V_1	18
Tableau II-7 : Valeurs des pressions q_j pour le cinquième étage dans le sens V_1	19
Tableau II-8 : Valeurs des pressions q_j pour le sixième étage dans le sens V_1	19
Tableau II-9 : Valeurs des paramètres S_j , q_j et leur produit dans le sens V_1	21
Tableau II-10 : Somme des forces résultantes horizontales F_w et verticales F_u dans le sens V_1	21
Tableau II-11 : Les coefficients C_{pe} correspondants à chaque zone de parois verticales dans le sens V_2	23
Tableau II-12 : Valeurs de C_p pour les toitures isolées à un versant.....	25
Tableau II-13 : Valeurs de C_p pour les toitures isolées à deux versants.....	25
Tableau II-14 : Valeurs des pressions q_j pour le RDC et le premier étage dans le sens V_2	26
Tableau II-15 : Valeurs des pressions q_j pour le deuxième étage dans le sens V_2	26
Tableau II-16 : Valeurs des pressions q_j pour le troisième étage dans le sens V_2	26
Tableau II-17 : Valeurs des pressions q_j pour le quatrième étage dans le sens V_2	27
Tableau II-18 : Valeurs des pressions q_j pour le cinquième étage dans le sens V_2	27

Tableau II-19 : Valeurs des pressions q_j pour le sixième étage dans le sens V_2	27
Tableau II-20 : Valeurs des pressions q_j pour la toiture à un versant dans le sens V_1	27
Tableau II-21 : Valeurs des pressions q_j pour la toiture à deux versants dans le sens V_1	28
Tableau II-22 : Valeur des paramètres S_j , q_j et leur produit pour la paroi verticale dans le sens V_2	29
Tableau II-23 : Valeur des paramètres S_j , q_j et leur produit pour la toiture à un versant dans le sens V_2	30
Tableau II-24 : Valeur de S_j , q_j et leur produit pour la toiture à deux versants dans le sens V_2	30
Tableau II-25 : somme des forces résultantes horizontales F_w et verticales F_u dans le sens V_2	30

Chapitre III : Pré dimensionnement.

Tableau III-1 ; Résultats du pré dimensionnement des solives de type 2	38
Tableau III-2 ; Résultats du pré dimensionnement du sommier de type 2.....	44
Tableau III-3 ; Résultats du pré dimensionnement des poutres secondaire de type 2.....	47
Tableau III-4 : Récapitulation des sections adoptées pour les différents étages.....	52

Chapitre IV : Etude des éléments secondaire.

Tableau IV-1 Charge sur la volée	55
Tableau IV-2 Charges sur le palier.....	56
Tableau IV-3 Sollicitations sur l'escalier à l'ELU.....	57
Tableau IV-4 Sollicitations de l'escalier à l'ELS.....	58

Tableau IV-5 Les données des volées.....	59
Tableau IV-6 Contrainte de calcul.....	59
Tableau IV-7 Calcul des moments réduits des volées.....	59
Tableau IV-8 Calcul des paramètres caractéristiques de la section réduite des volées.....	60
Tableau IV-9 Détermination de la section théorique des aciers tendus des volées en travée ..	60
Tableau IV-10 Les données d'appui.....	60
Tableau IV-11 Calcul des moments réduits des volées.....	61
Tableau IV-12 Calcul des paramètres caractéristiques de la section réduits des volées.....	61
Tableau IV-13 Détermination de la section théorique des aciers tendus des volées en appui..	61
Tableau IV-14 Les données des volées.....	62
Tableau IV-15 Vérifications des contraintes en travée à l'ELS.....	63
Tableau IV-16 Les données des appuis.....	63
Tableau IV-17 Vérifications des contraintes en appui à l'ELS de la travée.....	64
Tableau IV-18 Sollicitations sur la poutre palière à l'ELU.....	67
Tableau IV-19 Projection des efforts sur les axes (Y et Z).....	72
Tableau IV-20 Combinaisons de charge à considérer pour les pannes.....	73
Tableau IV-21 Résultats de calcul des combinaisons de charges selon les axes Y et Z.....	73
Tableau IV-22 Sollicitations sur le poteau le plus défavorable de la toiture.....	84
Tableau IV-23 Les données des volées.....	95
Tableau IV-24 Contrainte de calcul.....	95
Tableau IV-25 Calcul des moments réduits de l'acrotère.....	96
Tableau IV-26 Calcul des paramètres caractéristiques de la section réduite de l'acrotère.....	96
Tableau IV-27 Détermination de la section théorique des aciers tendus	96

Chapitre V : Etude des planchers.

Tableau V-1 Chargement de la dalle en béton armé.....	99
Tableau V-2 Données de la dalle.....	100
Tableau V-3 Contrainte de calcul.....	100
Tableau V-4 Calcul des moments réduits de la dalle	100
Tableau V-5 Calcul des paramètres caractéristiques de la section réduite de la dalle.....	101
Tableau V-6 Détermination de la section théorique des aciers tendus de la dalle en travée.....	101
Tableau V-7 Détermination de la section d'armature à mettre en appui.....	101
Tableau V-8 Vérification à l'effort tranchant à long terme poutre IPE330.....	108

Chapitre VI : Etude sismique.

Tableau VI-1 : Poids de chaque étage.....	130
Tableau VI-2 : L'effort sismique à chaque niveau du bâtiment.....	131
Tableau VI-3 : Comparaison de l'effort sismique à l'action du vent.....	132
Tableau VI-4 : Résultats des déplacements selon le sens X-X.....	134
Tableau VI-5 : Résultats des déplacements selon le sens Y-Y.....	135
Tableau VI-6 : Effet $P - \Delta$ selon le sens X-X.....	136
Tableau VI-7 : Effet $P - \Delta$ selon le sens Y-Y.....	136

Chapitre VII : Vérification des ossatures.

Tableau VII-1 sollicitation du poteau croisé (HE900A - HE800A).....	138
---	-----

Chapitre VIII : Calcul des assemblages.

Tableau VIII-1 : Epaisseur du gousset en fonction de l'effort appliqué.....	172
---	-----

Chapitre X : Calcul de l'infrastructure.

Tableau X-1 : Ferrailage de la semelle filante de type 2.....	189
---	-----

Tableau X-2 : Ferrailage de la poutre de rigidité.....	190
--	-----

Chapitre XI : Etude de la stabilité d'ensemble

Tableau XI-1 : Comparaisons entre les moments renversants et stabilisateurs.....	192
--	-----

Introduction Générale

Notre structure est un parc de stationnement à étages multiples largement ventilés, c'est des structures qui ont fait l'objet depuis ces vingt dernières années d'un ajustement de la réglementation dans les pays industrialisés facilitant ainsi leur adoption ; Ils ont pour principale caractéristique une très bonne ventilation permettant d'évacuer facilement l'énorme quantité de fumée que génère un incendie.

Les mesures de protection ou les méthodes de calcul au feu ont été développées et unifiées. L'expérience et les essais grandeur nature démontrent qu'une structure en acier non protégée connectée à une dalle en béton résiste parfaitement à un incendie, satisfaisant ainsi totalement les exigences de la réglementation incendie.

Les parcs de stationnement aériens en construction métallique répondent favorablement à l'évolution du trafic citadin, et assure :

- La sécurité : L'aménagement est conçu de manière à accroître la sécurité des personnes.*
- L'espace : Les poutres de longues portées permettent une réduction du nombre de colonnes, un gain de place, et par conséquent une augmentation de confort pour les usagers.*
- Le cout compétitif : Les éléments étant préfabriqués les délais de réalisation sont réduits, et le cout maîtrisé.*

Une construction, quel que soit sa fonction et son principe constructif doit être capable de résister aux différents efforts et sollicitations qui lui sont appliqués.

La structure métallique portante comprend les poteaux verticaux et les poutres horizontales, connectés normalement par boulonnage. Les forces horizontales dues à la poussée du vent et aux forces sismiques et à celles du freinage sont transmises horizontalement par le plancher aux contreventements verticaux.

Pour l'étude de cet ouvrage, nous avons suivi le plan de travail suivant :

- Chapitre I : généralités.
- Chapitre II : Etude climatique.
- Chapitre III : pré dimensionnement des éléments.
- Chapitre IV : Etude des éléments secondaire.
- Chapitre V : Etude du plancher mixte.
- Chapitre VI : Etude sismique.
- Chapitre VII : Vérification de l'ossature.
- Chapitre VIII : calcul des assemblages.
- Chapitre IX : Calcul des pieds de poteaux.
- Chapitre X : Calcul des fondations.

Enfin, nous terminerons par une conclusion Générale.

I-1 Présentation de l'ouvrage :

Notre projet consiste en une étude d'un parking aérien à étages multiples de catégorie (F) d'après l'article 6.3.2 de l'Eurocode 1, de forme rectangulaire en construction métallique.

Le projet sera implanté à la ville de Bejaia qui est une zone de moyenne sismicité (II_a) selon le règlement (RPA99 V2003).

Cet ouvrage est constitué d'un rez-de-chaussée, de six (06) niveaux supérieurs, de deux rampes pour l'accès des véhicules et deux escaliers en béton pour piétons.

I-2 Caractéristiques Géométriques :

- Longueur totale du bâtiment :54,24 m.
- Largeur totale du bâtiment :32,35 m.
- Hauteur totale du bâtiment :24 m.
- Hauteur de l'étage courant :3 m.
- Hauteur du rez-de-chaussée :3 m.
- Hauteur du garde corps :1 m.

I-3 Régularité de la structure :

Selon le RPA, version 2003 (article 3.5.1), chaque bâtiment doit être classé selon sa configuration en plan et en élévation en régulier ou non.

I-3-1 Régularité en plan :

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

I-3-2 Régularité en élévation :

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

Conclusion :

Selon les deux articles précédents, le bâtiment est classé régulier dans les deux directions de calcul.

I-4 Caractéristiques Structurales :

I-4-1 Ossatures de la structure :

L'ossature de la structure est constituée de portiques métalliques auto-stables qui assurent la stabilité verticale et horizontale.

a- Plancher :

On a choisi des planchers mixtes à dalle collaborant dont la composition est illustrée sur la figure suivante :

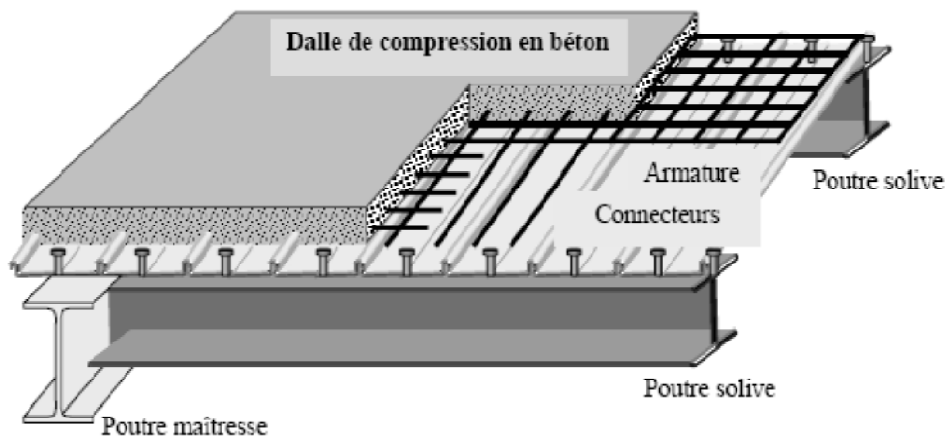


Figure I : Composition du plancher mixte collaborant.

Figure I-1 : Plancher collaborant

Le plancher mixte est un élément structural qui a de nombreux avantages qui sont :

- Un gain sur le poids total de la structure.
- Une rigidité flexionnelle plus importante (flèches plus faibles).
- Une amélioration de la résistance au feu des poutres, surtout si leurs semelles sont enrobées de béton ou se trouvent dans l'épaisseur de la dalle.
- Une réduction de la hauteur du plancher structural et, donc, une augmentation de la hauteur utile de chaque étage.

Le bac d'acier (tôle profilé) est de type cofrastra 40 (TN40). Cet élément permet :

- D'assurer un coffrage efficace et étanche en supprimant les opérations de décoffrage.
- De constituer une plateforme de travail avant la mise en œuvre du béton.
- D'éviter souvent la mise en place des étais et gagner du temps.

L'épaisseur totale de la dalle BA est de 16 cm.

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

b- L'escalier :

Les escaliers sont des structures accessoires qui permettent l'accès aux différents niveaux d'un bâtiment. Notre structure comporte deux escaliers du même type droit à deux volées avec un palier de repos.

c- Les rampes :

La structure comporte aussi deux rampes qui relient entre chaque demi-étage de la structure, une façon de réduire la longueur des rampes tout en conservant des pentes d'inclinaison raisonnables, qui doivent être inférieures à 15%.

d- Les façades :

Notre ouvrage est un parc de stationnement aérien, du fait les façades respectent le principe de ventilation –*Surfaces de ventilation au moins égales à 50% de la façade et à 5% de la surface du plancher par niveau-*.



Figure I-2 : Photo d'un parc de stationnement aérien multi-étages.

e- Les toitures :

La structure comporte deux types de toitures isolées, une à un versant, et l'autre à deux versants.

f- Le contreventement :

Ce sont des dispositifs conçus pour reprendre les efforts du vent et du séisme dans la structure et les transmettre au sol. Ils sont disposés en façades (palées de stabilité). On utilise pour cela des palées triangulées en X.

g- Conception du système de fondation :

Les fondations choisies sont de type radié générale.

I-5 Matériaux utilisés :**I-5-1 L'acier :**

L'acier est un matériau constitué essentiellement de fer et un faible taux de carbone ne dépassant généralement pas 1%.

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

- Involontairement comme le phosphore et le soufre...qui sont des impuretés et qui altèrent les propriétés des aciers.
- Volontairement comme le silicium, le manganèse, le nickel, le chrome, le tungstène, le vanadium, etc. qui ont pour propriétés d'améliorer les caractéristiques mécaniques des aciers (résistance à la rupture, dureté, limite d'élasticité, ductilité, résilience, soudabilité, corrosion..) on parle dans ce cas d'aciers alliés.

a- Les propriétés de l'acier :**• Résistance :**

Les nuances d'acier courantes et leurs résistances limites sont données par l'Eurocode 03 et le CCM 97. La nuance d'acier choisie pour la réalisation de cet ouvrage est la S235.

• Ductilité :

L'acier de construction doit satisfaire les conditions suivantes :

- Le rapport $\frac{F_u}{F_y} > 1.2$
- La déformation ultime doit être supérieure à 20 fois la déformation élastique ($\varepsilon_u \geq 20 \times \varepsilon_y$)
- A la rupture l'allongement sur une longueur doit être supérieur à 15%.

- **Coefficient de calcul de l'acier :**

Les valeurs des principales caractéristiques mécaniques des aciers de construction sont :

- Module d'élasticité longitudinal : $E = 210000 \text{ MPa}$.
- Module d'élasticité transversal : $G = \frac{E}{2(1+\nu)} \simeq 0.4 \times E$.
- Coefficient de poisson : $\nu = 0.3$
- Coefficient de dilatation thermique : $\alpha = 12 \times 10^{-6} \text{ par } C^\circ$.
- Masse volumique : $\rho = 7850 \text{ Kg/m}^3$
- Contrainte limite élastique de cisaillement pur (critère de Von Mises) :

$$\tau_e = \frac{f_y}{\sqrt{3}} = 0,58 \cdot f_y$$

I-5-2 Le béton :

Le béton est un matériau de construction reconstituant artificiellement la roche, composé de granulats, de sable, de ciment, d'eau et éventuellement d'adjuvant pour en modifier les propriétés. Il présente une excellente résistance à la compression, environ 450 daN/cm^2 mais 10 fois moindre en traction ou en cisaillement. Ses caractéristiques physiques et mécaniques sont :

- Masse volumique : $\rho = 2500 \text{ Kg/m}^3$
- La résistance à la compression à 28 jours : $F_{c28} = 25 \text{ MPa}$ pour un béton de classe C25/30.
- La résistance à la traction à 28 jours : $F_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$
- Coefficient de dilatation thermique : $\alpha = 10^{-3}/C$
- Coefficient de retrait : $\varepsilon = 4 \times 10^{-6}$

I-6 Les règlements utilisés :

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

- CCM97 D.T.R.-B.C.-2.44.
- RPA99 version 2003 D.T.R.-B.C.-2.48.
- RNV99 D.T.R.-C2-4.7.

- Charges permanentes et surcharges d'exploitation (D.T.R.-B ; C-2.2).
- BAEL91 – CBA93.
- Eurocode 3.
- Eurocode 1.
- Eurocode 4.

I-7 Les actions :

C'est l'ensemble des forces et des couples dus aux charges auxquelles l'ouvrage sera soumis, elles sont classées en catégories en fonction de leurs fréquences d'apparitions.

- Des charges permanentes G_i .
- Des charges d'exploitation Q_i .
- Des charges climatiques W et S .
- Des charges accidentelles E_i .

I-8 Les combinaisons d'action :

Selon le document « CCM97-article 2.3.2.2 » :

I-8-1 Situations durables :

a- ELU :

Pour les structures de bâtiments, on utilise la plus défavorable des deux formules suivantes :

- Avec prise en compte uniquement de l'action variable la plus défavorable :

$$\sum Y_{Gj} \cdot G_{Kj} + 1,5 \cdot Q_{k,max}.$$

- Avec prise en compte de toutes les actions variables défavorables :

$$\sum Y_{Gj} \cdot G_{Kj} + 1,35 \cdot \sum Q_{Ki}.$$

Avec :

G_{Ki} : Valeur caractéristique des actions permanentes.

Q_{Ki} : Valeur caractéristique des actions variables.

$Y_{Gj} = 1,35 \rightarrow$ Si l'action agit défavorablement.

$Y_{Gj} = 1 \rightarrow$ Si l'action agit favorablement.

b- ELS :

Pour les structures de bâtiments, on utilise la plus défavorable des deux formules suivantes :

- Avec prise en compte uniquement de l'action variable la plus défavorable :

$$\sum G_{Kj} + Q_{k,max}.$$

- Avec prise en compte de toutes les actions variables défavorables :

$$\sum G_{Kj} + 0,9 \cdot \sum Q_{Ki}.$$

I-8-2 Situations accidentelles :

Selon le RPA99 version 2003 article 5.2, les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et de déformations de calcul sont :

$$G + Q \pm E$$

$$G + Q \pm 1,2 \cdot E$$

$$0,8 \cdot G \pm E$$

I-9 Limite des flèches et des déplacements :**I-9-1 Flèche verticale :**

Tous les planchers de notre structure sont accessibles.

$$\delta_{Vmax} = L/250 \quad \text{Pour tous les planchers de la structure.}$$

$$\delta_{Vmax} = L/200 \quad \text{Pour les toitures isolées.}$$

I-10 Données concernant le sol :

Le sol sur lequel reposera la construction est de nature ferme (catégorie S₂), avec une contrainte admissible $\sigma_{sol} = 0,2 \text{ MP}$ selon le RPA99 version 2003.

II-1 Actions du vent

II-1-1 introduction

Tout ouvrage doit résister aux actions verticales et horizontales, parmi les actions horizontales on cite le vent, le but est de calculer la pression de ce dernier sur le bâtiment, ce qui revient donc à déterminer ses efforts à chaque niveau.

Le vent est assimilé à des forces statiquement appliquées à la construction, il correspond en fait à un phénomène vibratoire mettant en mouvement la structure, en général dans les constructions métalliques, son effet est prépondérant, une étude approfondie doit être élaborée pour la détermination des différentes actions et ceci dans toutes les directions possible, dont le calcul est mené conformément au règlement RNV A99.

Pour une construction rectangulaire, on considérera les deux directions du vent. Le calcul doit être effectué séparément pour les deux directions, à savoir

- Vent perpendiculaire à la façade principale → direction du vent V_1
- Vent parallèle à la façade principale → direction du vent V_2

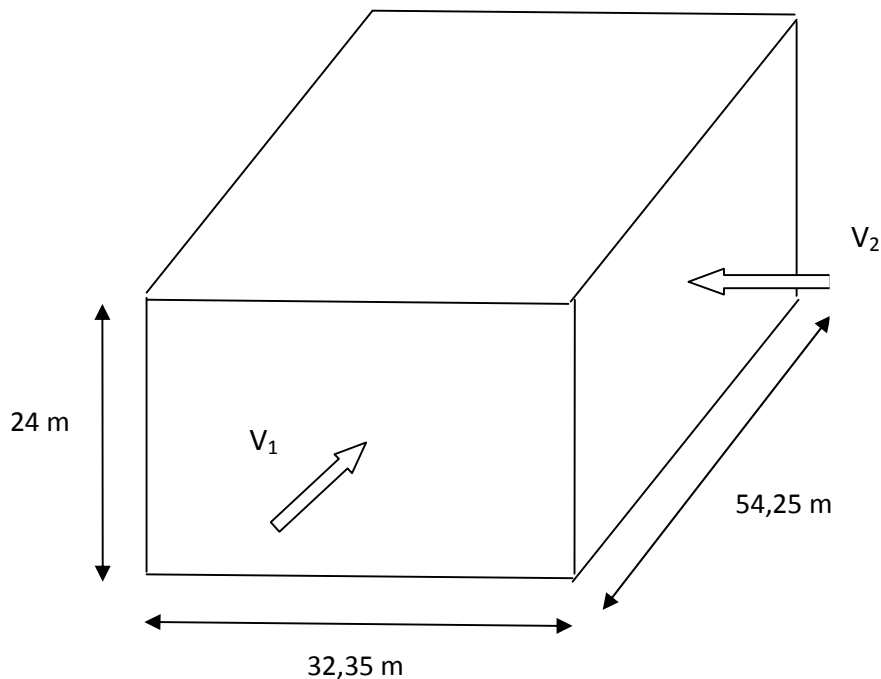


Figure II-1 : Les directions du vent.

II-1-2 Coefficients de calcul

A. Effet de la région q_{ref}

La pression dynamique de référence q_{ref} (en N/m^2) pour les constructions permanentes (dans la durée d'utilisation est supérieure à 5 ans), qui est fonction de la zone du vent est donnée par le tableau 2.3 (Chap. II RNV A99).

Le projet est implanté à Bejaia, qui correspond à une zone **I**, la pression de référence est alors :

$$q_{ref} = 375 \text{ N/m}^2 \dots \dots [\text{Tab 2.3, Chap 2 RNVA99}].$$

B. Effet du site ($K_T, Z_0, Z_{min}, \varepsilon$)

Les terrains sont classés en quatre catégories de (I) à (IV) [le tableau 2.4 du chapitre II du RNV A99], notre structure sera implantée dans une zone suburbaine (catégorie III).

D'où :

- Le facteur du terrain $\rightarrow K_T = 0,22$.
- Le paramètre de rugosité $\rightarrow Z_0 = 0,3 \text{ m}$.
- La hauteur minimale $\rightarrow Z_{min} = 8 \text{ m}$.
- Le coefficient $\rightarrow \varepsilon = 0,37$.

C. Coefficient topographique C_t

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

Les types de site et les valeurs de $C_t(Z)$ sont donnés dans le tableau 2.5. Chap. II. RNV A99. On prend un site plat, d'où le coefficient topographique est : $C_t = 1$.

D. Calcul du coefficient dynamique C_d

En fonction des dimensions de la structure et du sens du vent, la valeur du coefficient dynamique C_d pour les structures métalliques est donnée par la figure 3.2 du Chapitre 3 du RNV A99.

Notre structure [parking] a une hauteur qui avoisine les 24 m, et selon la direction du vent on tire les valeurs suivantes :

- Vent perpendiculaire à la façade principale : sens $V_1 \begin{cases} b = 32,35 \text{ m.} \\ h = 24 \text{ m.} \end{cases} \rightarrow C_d \approx 0,93.$
- Vent parallèle à la façade principale : sens $V_2 \begin{cases} b = 54,25 \text{ m.} \\ h = 24 \text{ m.} \end{cases} \rightarrow C_d \approx 0,91.$

Avec :

- 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 sera considérée comme peu sensible aux excitations dynamiques dans les deux directions du vent. [$C_d < 1,2$ (Chap 1 Paragraphe 3.2 RNVA99)]

II-1-3 Détermination de la pression dynamique q_{dyn}

La structure est avec planchers intermédiaires et d'une hauteur total de 24 m, qui est supérieure à 10 m, il est donc nécessaire de subdiviser le maître-couple (la surface perpendiculaire à la direction du vent) en n éléments de surface, avec une hauteur égale à la hauteur d'étage ($h_i = 3 \text{ m}$), et n est le nombre de niveau de la construction. [Chap 2 art 3.1.1 RNVA99].

Pour la vérification à la stabilité de l'ensemble, et pour le dimensionnement des éléments de la structure, la pression dynamique doit être calculé en subdivisant le maître-couple en éléments de surface J horizontaux [figure 2.4 chap. II RNV A99].

La pression dynamique est donnée par la formule suivante :

$$q_{dyn}(Z_j) = q_{réf} \times C_e(Z_j) \dots \dots \dots [\text{Formule 2.12 chap. II RNV A99}].$$

Avec :

$C_e(Z_j)$ est le coefficient d'exposition au vent, il tien 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, vu que notre structure est peu sensible aux excitations dynamiques, le coefficient est donné par la formule suivante :

$$C_e(Z) = C_t(Z)^2 \times C_r(Z)^2 \times \left[1 + \frac{7 \times K_T}{C_r(Z) \times C_t(Z)} \right] \rightarrow (\text{formule 2.13 chap. II RNV A99}).$$

Ou :

K_T = le facteur du terrain.

C_r = le coefficient de rugosité.

C_t = le coefficient de topographie.

Z (en m) = la hauteur considéré.

$C_r(z)$: Coefficient de rugosité donné par la formule 2.15 du chap. II RNV A99 :

$$\begin{cases} C_r(z) = K_T \cdot \ln \frac{Z}{Z_0} \rightarrow Z_{\min} = 8 \text{ m} \leq Z \leq 200 \text{ m}. \\ C_r(z) = K_T \cdot \ln \frac{Z_{\min}}{Z_0} \rightarrow Z < Z_{\min} = 8 \text{ m}. \end{cases}$$

K_T : Facteur du terrain ; [Tab 2.4, Chap 2 RNVA99]

Z_0 : Paramètre de rugosité ; [Tab 2.4, Chap 2 RNVA99]

$Z_{\min}$: Hauteur minimale ; [Tab 2.4, Chap 2 RNVA99]

Z (en m) : Hauteur considérée.

Quelques hauteurs Z (m) qu'on a, sont supérieure à $Z_{\min} = 8 \text{ m}$ et inférieures à 200 m , et d'autres inférieures à $Z_{\min} = 8 \text{ m}$, donc pour le calcul de $C_r(Z)$ on utilise les deux formules.

- Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau suivant

Niveau	Z (m)	$C_r(Z_i)$	$C_e(Z_i)$	$q_{\text{dyn}} (\text{N/m}^2)$
RDC	3	0,722	1,633	612,375
I	6	0,722	1,633	612,375
II	9	0,748	1,711	641,625
III	12	0,811	1,906	714,75
IV	15	0,860	2,064	774
V	18	0,90	2,196	823,5
VI	21	0,934	2,310	866,25
Toiture	24	0,964	2,414	905,25

Tableau II-1 : Calcul des pressions dynamiques.

II-1- 4 Détermination des coefficients de pression

A. Vent perpendiculaire à la façade principale (Sens V_1)

Les actions dues au vent se manifestent par des pressions exercées normalement aux surfaces. Ces pressions peuvent être positive « surpression » ou négative « dépression », et on distingue deux types de pressions : pression extérieure et intérieure au bâtiment.

A- 1 Coefficient de pression extérieure C_{pe}

Le coefficient de pression externe C_{pe} des constructions à base rectangulaire s'obtient à partir de la formule 5.1 chap.5 RNV A99.

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

Où :

S (en m^2) désigne la surface chargée de la paroi considérée, et les coefficients $C_{pe,1}$ et $C_{pe,10}$ correspondent à des surfaces chargées respectivement de 1 m^2 et 10 m^2 .

On détermine les différentes zones de pression, en se référant à la figure 5.1 du RNV A99, et pour les coefficients C_{pe} au tableau 5.1 du chap. 5 RNV A99.

➤ Paroi verticale

On a :

$b = 32,35 \text{ m}$, $b = 54,25 \text{ m}$ et $h = 24 \text{ m}$.

Avec : b est la dimension du côté perpendiculaire au vent.

Et $e = \min [b; 2.h] \rightarrow e = \min [32,35; 48] \rightarrow e = 32,35 \text{ m}$. Alors on est dans le cas où

$d = 54,25 \text{ m} > e = 32,35 \text{ m}$.

Les zones de pressions et leurs délimitations sont portées sur la figure suivante :

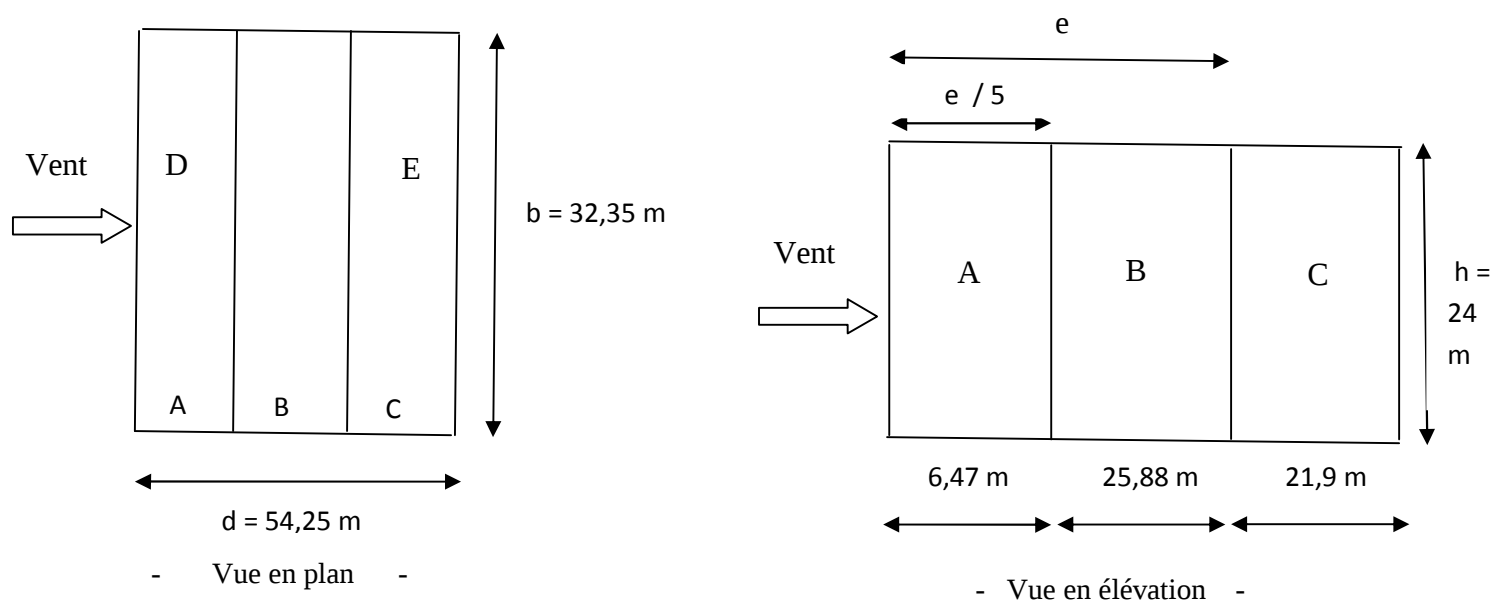


Figure II-2 : Légende pour les parois verticales.

Toutes les surfaces des parois sont supérieures à 10 m^2 , donc : $C_{pe} = C_{pe, 10}$.

- Les zones de pression et les valeurs des coefficients correspondant à ces zones sont portées sur le tableau et la figure qui suivent :

A	B	C	E	D
$C_{pe} = C_{pe, 10}$	$C_{pe} = C_{pe, 10}$	$C_{pe} = C_{pe, 10}$	$C_{pe} = C_{pe, 10}$	$C_{pe} = C_{pe, 10}$
- 1,0	- 0,8	- 0,5	- 0,3	+ 0,8

Tableau II-2 : Les coefficients C_{pe} correspondant à chaque zone de parois verticales dans le sens V_1 .

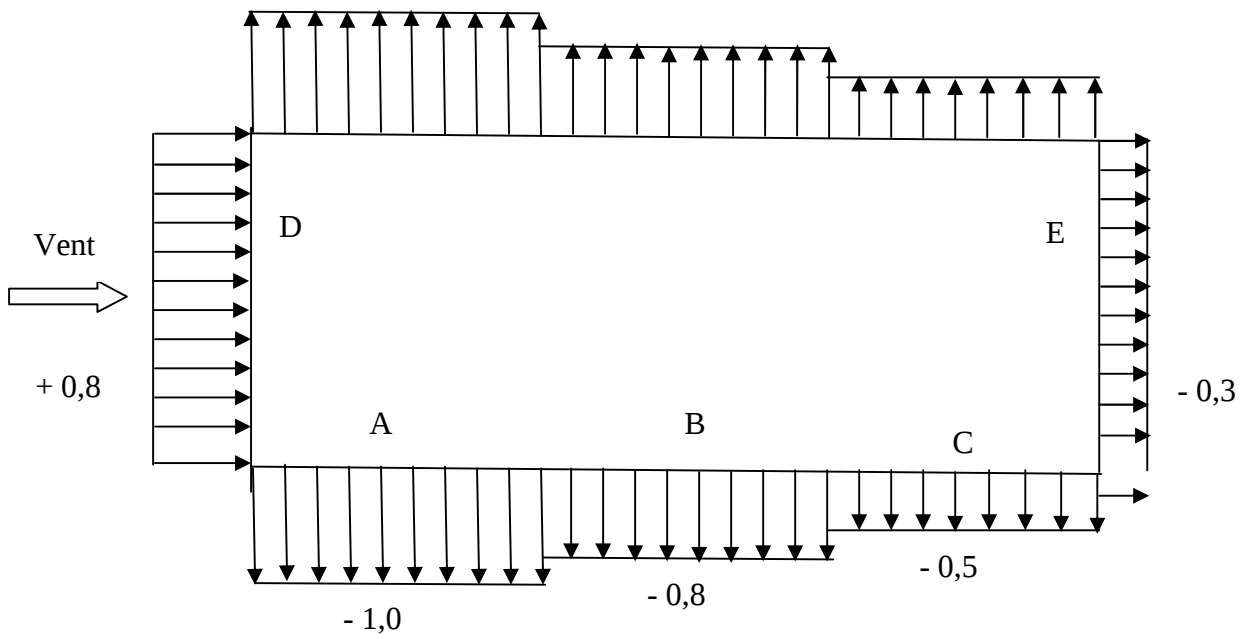


Figure II-3 : C_{pe} correspondant à chaque zone de parois verticales.

➤ Toiture

Notre structure présente des toitures isolées à un versant et à deux versants, qui sont des toitures de bâtiment qui ne possèdent pas de murs permanent, tels que celles des stations-service.

Le sens V1, est la direction du vent parallèle aux génératrices de la toiture isolée, et d'après l'article 3.2.2 du RNV A99, l'action du vent dans ce cas est assimilée à une force de frottement, qui est déterminée selon la méthode décrite au chapitre 2, paragraphe 1.4 du RNV A99.

A- 2 Coefficient de pression intérieure C_{pi}

On définit l'indice de perméabilité μ_p avec la formule donnée dans l'article 2.1.1 chap.5 RNV A99.

$$\mu_p = \frac{\sum \text{des surfaces des ouvertures sous le vent et parallèle au vent}}{\sum \text{des surfaces de toutes les ouvertures}}$$

Les ouvertures considérées ici sont les orifices de toutes natures débouchant sur l'extérieur et au travers desquelles l'air peut circuler.

Le coefficient de pression intérieure C_{pi} est donné dans la figure 5.15 du RNV A99 en fonction de l'indice de perméabilité.

$$\mu_p = \frac{1296}{1452} = 0,82 \rightarrow C_{pi} = -0,5.$$

Ce qui fait que dans le sens V1, notre structure [parking aérien] est 82 % perméable.

La pression due au vent q_j qui s'exerce sur un élément de surface j est calculée à l'aide des deux formules (2.1 et 2.2 du RNV A99) :

$$q_j = C_d \times W(Z_j) \rightarrow [N/m^2]$$

C_d est le coefficient dynamique de la construction.

$W(Z_j)$ en (N/m^2) est la pression nette :

Pour les parois verticales, elle est obtenue à l'aide de la formule suivante :

$$W(Z_j) = q_{dyn}(Z_j) \times [C_{pe} - C_{pi}] \rightarrow [N/m^2]$$

Et pour les toitures isolées, elle est obtenue à l'aide de la formule 2.3 du RNV A99 :

$$W(z_j) = q_{dyn}(z_j) \times C_{p,net} \dots \dots \dots [N/m^2]$$

- **Paroi verticale**

Les tableaux de calcul des pressions :

RDC et le Premier étage

Zone	C_d	q_{dyn}	C_{pe}	C_{pi}	q_j
A	0,93	612,375	-1,0	-0,5	-284,754
B	0,93	612,375	-0,8	-0,5	-170,852
C	0,93	612,375	-0,5	-0,5	0
D	0,93	612,375	-0,3	-0,5	113,9
E	0,93	612,375	+0,8	-0,5	740,361

Tableau II-3 : Valeurs des pressions q_j pour le RDC et le premier étage dans le sens V1.

Deuxième étage :

Zone	C_d	q_{dyn}	C_{pe}	C_{pi}	q_j
A	0,93	641,625	-1,0	-0,5	-298,355
B	0,93	641,625	-0,8	-0,5	-179,013
C	0,93	641,625	-0,5	-0,5	0
D	0,93	641,625	-0,3	-0,5	119,342
E	0,93	641,625	+0,8	-0,5	775,724

Tableau II-4 : Valeurs des pressions q_j pour le deuxième étage dans le sens V_1 .**Troisième étage :**

Zone	C_d	q_{dyn}	C_{pe}	C_{pi}	q_j
A	0,93	714,75	-1,0	-0,5	-332,358
B	0,93	714,75	-0,8	-0,5	-199,415
C	0,93	714,75	-0,5	-0,5	0
D	0,93	714,75	-0,3	-0,5	132,943
E	0,93	714,75	+0,8	-0,5	864,132

Tableau II-5 : Valeurs des pressions q_j pour le troisième étage dans le sens V_1 .**Quatrième étage :**

Zone	C_d	q_{dyn}	C_{pe}	C_{pi}	q_j
A	0,93	774	-1,0	-0,5	-359,91
B	0,93	774	-0,8	-0,5	-215,946
C	0,93	774	-0,5	-0,5	0
D	0,93	774	-0,3	-0,5	143,964
E	0,93	774	+0,8	-0,5	935,766

Tableau II-6 : Valeurs des pressions q_j pour le quatrième étage dans le sens V_1 .

Cinquième étage :

Zone	C_d	q_{dyn}	C_{pe}	C_{pi}	q_j
A	0,93	823,5	-1,0	-0,5	-382,927
B	0,93	823,5	-0,8	-0,5	-229,756
C	0,93	823,5	-0,5	-0,5	0
D	0,93	823,5	-0,3	-0,5	153,171
E	0,93	823,5	+0,8	-0,5	995,611

Tableau II-7 : Valeurs des pressions q_j pour le cinquième étage dans le sens V_1 .

Sixième étage :

Zone	C_d	q_{dyn}	C_{pe}	C_{pi}	q_j
A	0,93	866,25	-1,0	-0,5	-402,8
B	0,93	866,25	-0,8	-0,5	-241,683
C	0,93	866,25	-0,5	-0,5	0
D	0,93	866,25	-0,3	-0,5	161,122
E	0,93	866,25	+0,8	-0,5	1047,3

Tableau II-8 : Valeurs des pressions q_j pour le sixième étage dans le sens V_1 .

A- 3 Calcul des forces de frottement F_f :

Pour tenir compte du frottement qui s'exerce sur les parois parallèle à la direction du vent, l'un des rapports suivant doit être vérifié :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{d}{b} \geq 3 \\ ou \\ \frac{d}{h} \geq 3 \end{array} \right. \quad (\text{Article 1.4.2 chap. II RNV A99})$$

Ou :

b (en m) : La dimension de la construction perpendiculaire au vent.

d (en m) : La dimension de la construction parallèle au vent.

h (en m) : La hauteur de la construction.

Dans notre cas, pour cette direction du vent (V_1) : $b = 32,35$ m, $d = 54,25$ m, $h = 24$ m.

Il faut vérifiée les conditions suivantes :

$$\begin{cases} \frac{54,25}{32,35} = 1,67 < 3 \\ \text{et} \\ \frac{54,25}{24} = 2,26 < 3 \end{cases}$$

Les conditions ne sont pas vérifiées, pour cela, on ne tient pas compte des forces de frottement dues au vent.

A- 4 Action d'ensemble :

Selon le paragraphe 2.1.1 du chapitre 2 du RNVA 99, la force résultante **R** se décompose en deux forces :

- Une force globale horizontale **F_w** qui correspond à la résultante des forces horizontales agissant sur les parois verticales de la construction et de la composante horizontale des forces appliquées à la toiture.
- Une force verticale **F_u** qui est la composante verticale des forces appliquées à la toiture.

La force résultante **R** est donnée par :

$$R = \sum (q_j \cdot S_j) + \sum F_{frj} \quad [N] \rightarrow \text{Article 2.1.2, formule (2.9) du RNV A 99.}$$

Avec :

q_j (en $\frac{N}{m^2}$) : La pression du vent qui s'exerce sur un élément de surface j.

S_j (en m^2) : L'aire de l'élément de surface j.

F_{frj} (en N) : La force de frottement éventuelle

Zone	Niveau	$S_j (m^2)$	$q_j (N/m^2)$	$q_j \cdot S_j (N)$
D	RDC	97,05	113,9	11054
	I	97,05	113,9	11054
	II	97,05	119,342	11582,14
	III	97,05	132,943	12902,12
	IV	97,05	143,964	13971,70
	V	97,05	153,171	14865,24
	VI	97,05	161,122	15637
E	RDC	97,05	740,361	71852,03
	I	97,05	740,361	71852,03
	II	97,05	775,724	75284,01
	III	97,05	864,132	83864,01
	IV	97,05	935,766	90816,09
	V	97,05	995,611	96624,05
	VI	97,05	1047,3	101640,5

Tableau II-9 : Valeurs des paramètres S_j , q_j et leur produit dans le sens V_1 .

Niveau	$\sum q_j \cdot S_j (N)$	$\sum F_{frj}$	F_w	F_u
RDC	82906,03	0	82906,03	0
I	82906,03	0	82906,03	0
II	86866,15	0	86866,15	0
III	96766,13	0	96766,13	0
IV	104787,79	0	104787,79	0
V	111489,29	0	111489,29	0
VI	117277,50	0	117277,50	0

Tableau II-10 : Somme des forces résultantes horizontales F_w et verticales F_u dans le sens V_1 .**A- 5 Excentricité de la force globale horizontale :**

Selon le paragraphe 2.2.1 du chapitre 2 du RNVA 99, une excentricité e de la force globale F_w doit être introduite pour tenir compte de la torsion. L'excentricité de la force globale doit être prise égale à $\pm b/10$ (formule 2.10 du RNV A99).

Ou b (en m) est la dimension à la base du maitre-couple.

Donc

$$e = \pm \frac{32,35}{10} = \pm 3,235 \text{ m.}$$

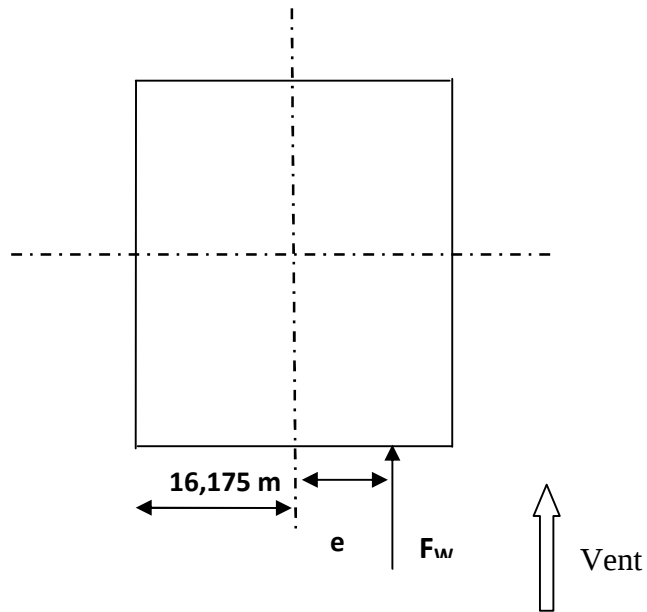


Figure II-4: Excentricité de la force globale dans le sens V1.

B- Vent parallèle à la façade principale (Sens V₂) :

On suit les mêmes étapes que pour la direction V₁.

B-1 Coefficient de pression extérieur C_{pe} :

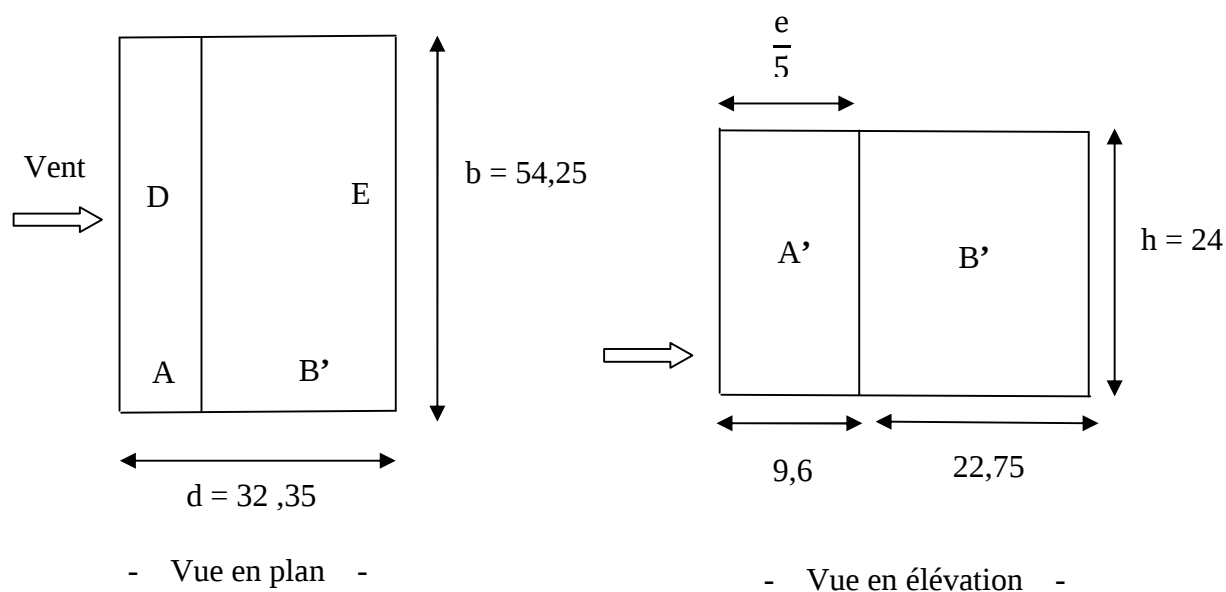
➤ Paroi verticale :

Pour cette direction du vent : b = 54,25 m, d = 32,35 m, h = 24 m.

$$e = \min [b; 2.h] = \min [54,25; 48] = 48 \text{ m.}$$

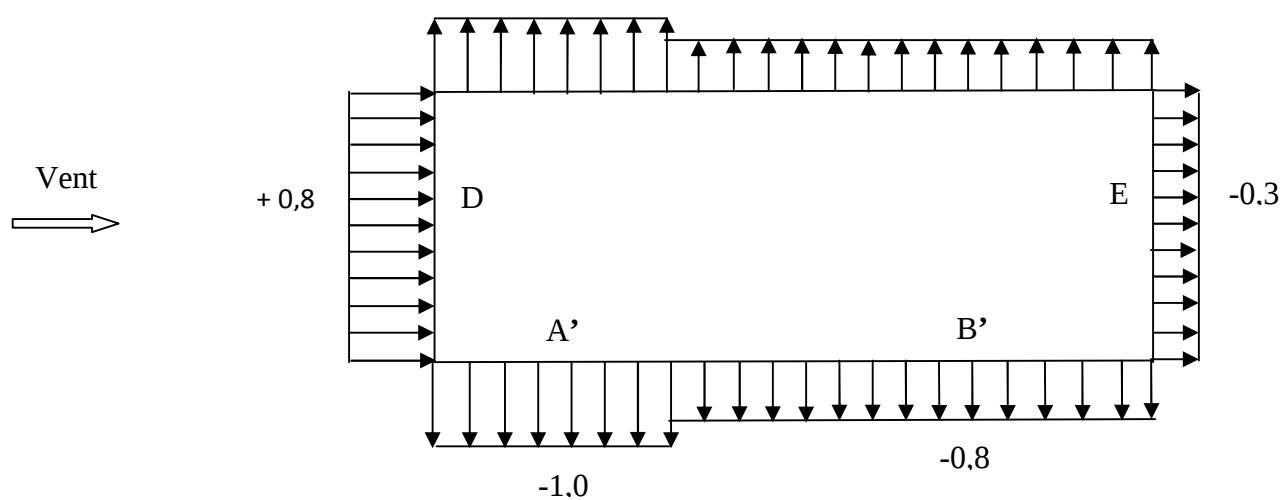
$$e = 48 \text{ m} > d = 32,35 \text{ m.}$$

Les zones de pression et les valeurs respectives des coefficients correspondant à cette zone sont données sur la figure et le tableau ci-dessous :

Figure II-5 : Légende pour les parois verticale dans le sens V_2 .

Pour le calcul du C_{pe} on se réfère au RNV A99 [chap.5 article 1.1.1.2 et Tab 5.1].

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

Tableau II-11 : Les coefficients C_{pe} correspondant à chaque zone de paroi verticale dans le sens V_2 .Figure II-6: C_{pe} correspondant à chaque zone de paroi verticale dans le sens V_2 .

➤ **Toiture :**

Notre structure présente des toitures isolées à un versant et à deux versants, qui sont des toitures de bâtiment qui ne possèdent pas de murs permanent, tels que celles des stations-service.

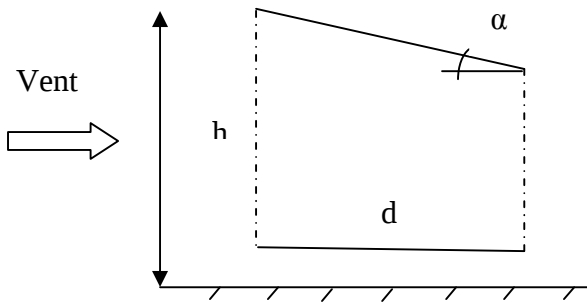


Figure II-7 : Toiture isolée à un versant.

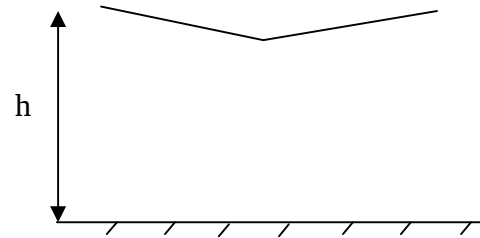


Figure II-8 : Toiture isolée à deux versants.

D'après l'article 3 du chapitre 5 du RNV 99, les coefficients donnés pour les toitures isolées sont des coefficients de pression nette $C_{p, nette}$ (somme vectorielle des coefficients de pression sur chacune des faces), et sont indépendants de la valeur de la surface chargée. Et toujours d'après la même source, le calcul doit être mené en considérant séparément le cas d'une surpression (valeurs de $C_{p, nette}$ positives des tableaux 5.8 et 5.9 du RNV 99), et le cas d'une dépression (valeurs de $C_{p, nette}$ négatives des tableaux 5.8 et 5.9 du RNV 99).

Deux types de coefficients sont donnés pour les toitures isolées :

- *Un coefficient global associé à la résultante des forces* : ce coefficient doit être utilisé pour le calcul d'ensemble et pour le dimensionnement de la toiture.
- *Un coefficient local associé à la force locale maximal* : ce coefficient doit être utilisé pour la vérification des éléments secondaire de la toiture isolée. [Article 3.1.4 du RNVA 99].

Valeurs des coefficients de pression

Pour une direction du vent perpendiculaire aux génératrices, les valeurs des coefficients $C_{p, nette}$ sont données dans les tableaux ci-après :

- **Toiture à un versant**

Angle de la toiture α (°)	Coefficient globaux ($C_{p, nette}$)	Coefficient locaux		
5	+0,4 -1,4	Zone t	Zone r	Zone u
		+0,8	+2,1	+1,1
		-1,6	-2,2	-2,2

Tableau II-12 : Valeurs de C_p pour les toitures isolées à un versant.

- **Toiture à deux versants**

Angle de la toiture α (°)	Coefficient globaux ($C_{p, nette}$)	Coefficient locaux			
5	+0,3 -1,4	Zone t	Zone r	Zone u	Zone s
		+0,6	+1,8	+1,3	+0,4
		-1,3	-2,0	-1,8	-1,5

Tableau II-13 : Valeurs de C_p pour les toitures isolées à deux versants.

$$\mu_p = \frac{\sum \text{des surfaces des ouvertures sous le vent et parallèle au vent}}{\sum \text{des surfaces de toutes les ouvertures}}$$

Le coefficient de pression intérieure C_{pi} est donné dans la figure 5.15 du RNV A99 en fonction de l'indice de perméabilité.

$$\mu_p = \frac{882}{1452} = 0,61 \rightarrow C_{pi} = -0,1.$$

Ce qui fait que dans le sens V2, notre structure [parking aérien] est 61 % perméable.

La pression due au vent q_j qui s'exerce sur un élément de surface j est calculée à l'aide des deux formules (2.1 et 2.2 du RNV A99) :

$$q_j = C_d \times W(Z_j) \rightarrow [N/m^2]$$

a- C_d est le coefficient dynamique de la construction.

b- $W(Z_j)$ en (N/m^2) est la pression nette, elle est obtenue à l'aide de la formule suivante :

$$W(Z_j) = q_{dyn}(Z_j) \times [C_{pe} - C_{pi}] \rightarrow [N/m^2]$$

Et pour les toitures isolées, elle est obtenue à l'aide de la formule 2.3 du RNV A99 :

$$W(z_j) = q_{dyn}(z_j) \times C_{p,net} \dots \dots \dots [N/m^2]$$

- **Paroi verticale :**

Les tableaux de calcul des pressions :

RDC et le Premier étage :

Zone	C_d	q_{dyn}	C_{pe}	C_{pi}	$q_j [N/m^2]$
A'	0,91	612,375	-1,0	-0,1	-501,535
B'	0,91	612,375	-0,8	-0,1	-390,1
D	0,91	612,375	+0,8	-0,1	501,535
E	0,91	612,375	-0,3	-0,1	-111,45

Tableau II-14 : Valeurs des pressions q_j pour le RDC et le premier étage dans le sens V_2 .

Deuxième étage :

Zone	C_d	q_{dyn}	C_{pe}	C_{pi}	$q_j [N/m^2]$
A'	0,91	641,625	-1,0	-0,1	-525,5
B'	0,91	641,625	-0,8	-0,1	-408,71
D	0,91	641,625	+0,8	-0,1	525,5
E	0,91	641,625	-0,3	-0,1	-116,77

Tableau II-15 : Valeurs des pressions q_j pour le deuxième étage dans le sens V_2 .

Troisième étage :

Zone	C_d	q_{dyn}	C_{pe}	C_{pi}	$q_j [N/m^2]$
A'	0,91	714,75	-1,0	-0,1	-585,38
B'	0,91	714,75	-0,8	-0,1	-500,32
D	0,91	714,75	+0,8	-0,1	585,38
E	0,91	714,75	-0,3	-0,1	-130,08

Tableau II-16 : Valeurs des pressions q_j pour le troisième étage dans le sens V_2 .

Quatrième étage :

Zone	C_d	q_{dyn}	C_{pe}	C_{pi}	$q_j [N/m^2]$
A'	0,91	774	-1,0	-0,1	-633,9
B'	0,91	774	-0,8	-0,1	-493,04
D	0,91	774	+0,8	-0,1	633,9
E	0,91	774	-0,3	-0,1	-140,86

Tableau II-17 : Valeurs des pressions q_j pour le quatrième étage dans le sens V_2 .

Zone	C_d	q_{dyn}	C_{pe}	C_{pi}	$q_j [N/m^2]$
A'	0,91	823,5	-1,0	-0,1	-674,45
B'	0,91	823,5	-0,8	-0,1	-524,57
D	0,91	823,5	+0,8	-0,1	674,45
E	0,91	823,5	-0,3	-0,1	-149,87

Tableau II-18 : Valeurs des pressions q_j pour le cinquième étage dans le sens V_2 .

Sixième étage

Zone	C_d	q_{dyn}	C_{pe}	C_{pi}	$q_j [N/m^2]$
A'	0,91	866,25	-1,0	-0,1	-709,45
B'	0,91	866,25	-0,8	-0,1	-551,8
D	0,91	866,25	+0,8	-0,1	709,45
E	0,91	866,25	-0,3	-0,1	-157,65

Tableau II-19 : Valeurs des pressions q_j pour le sixième étage dans le sens V_2 .

- Toitures

Toiture à un versant

Zone	C_d	q_{dyn}	$C_{p, nette}$	q_j
Surpression	0,93	905,25	+ 0,4	336,75
Dépression	0,93	905,25	- 1,4	-1178,63

Tableau II-20 : Valeurs des pressions q_j pour la toiture à un versant dans le sens V_1 .

Toiture à deux versants :

<i>Zone</i>	<i>C_d</i>	<i>q_{dyn}</i>	<i>C_{p, nette}</i>	<i>q_j</i>
Surpression	0,93	905,25	+ 0,3	252,564
Dépression	0,93	905,25	-1,4	-1178,63

Tableau II-21 : Valeurs des pressions q_j pour la toiture à deux versants dans le sens V_1 .**B- 3 Calcul des forces de frottement F_f :**

Pour tenir compte du frottement qui s'exerce sur les parois parallèle à la direction du vent, l'un des rapports suivant doit être vérifié :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{d}{b} \geq 3 \\ \text{ou} \\ \frac{d}{h} \geq 3 \end{array} \right. \quad (\text{Article 1.4.2 chap. II RNV A99})$$

Ou :

b (en m) : La dimension de la construction perpendiculaire au vent.

d (en m) : La dimension de la construction parallèle au vent.

h (en m) : La hauteur de la construction.

Dans notre cas, pour cette direction du vent (V_1) : $b = 54,25$ m, $d = 32,35$ m $h = 24$ m.

Il faut vérifiées les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{32,35}{54,25} = 0,6 < 3 \\ \text{et} \\ \frac{32,35}{24} = 1,35 < 3 \end{array} \right.$$

Les conditions ne sont pas vérifiées, pour cela, on ne tient pas compte des forces de frottement dues au vent.

B-4 Action d'ensemble :

Selon le paragraphe 2.1.1 du chapitre 2 du RNVA 99, la force résultante **R** se décompose en deux forces :

- Une force globale horizontale **F_w** qui correspond à la résultante des forces horizontales agissant sur les parois verticales de la construction et de la composante horizontale des forces appliquées à la toiture.
- Une force verticale **F_u** qui est la composante verticale des forces appliquées à la toiture.

La force résultante **R** est donnée par :

$$R = \sum (q_j \cdot S_j) + \sum F_{frj} \quad [N] \rightarrow \text{Article 2.1.2, formule (2.9) du RNV A 99.}$$

Avec :

$q_j \left(\text{en } \frac{N}{m^2} \right)$: La pression du vent qui s'exerce sur un élément de surface j.

$S_j \text{ (en } m^2 \text{)}$: L'aire de l'élément de surface j.

$F_{frj} \text{ (en } N \text{)}$: La force de frottement éventuelle.

➤ **Paroi vertical :**

Zone	Niveau	$S_j \text{ (m}^2\text{)}$	$q_j \text{ (N/m}^2\text{)}$	$q_j \cdot S_j \text{ (N)}$
D	RDC	162,75	501,535	81624,82
	I	162,75	501,535	81624,82
	II	162,75	525,5	85525,125
	III	162,75	585,38	95270,6
	IV	162,75	633,9	103167,225
	V	162,75	674,45	109766,73
	VI	162,75	709,45	115463
E	RDC	162,75	-111,45	-18138,48
	I	162,75	-111,45	-18138,48
	II	162,75	-116,77	-19004,32
	III	162,75	-130,08	-21170,52
	IV	162,75	-140,86	-22924,96
	V	162,75	-149,87	-24391,34
	VI	162,75	-157,65	-25657,54

Tableau II-22 : Valeur des paramètres S_j , q_j et leur produit pour la paroi verticale dans le sens V_2 .

➤ Toiture à un versant :

Zone	$S_j (m^2)$	$q_j (N/m^2)$	$q_j \cdot S_j (N)$
Surpression	37,5	336,75	12628,125
Dépression	37,5	-1178,63	-44198,62

Tableau II-23 : Valeur des paramètres S_j , q_j et leur produit pour la toiture à un versant dans le sens V_2 .

➤ Toiture à deux versants :

Zone	$S_j (m^2)$	$q_j (N/m^2)$	$q_j \cdot S_j (N)$
Surpression	75	252,564	18942,3
Dépression	75	-1178,63	-88397,25

Tableau II-24 : Valeur de S_j , q_j et leur produit pour la toiture à deux versants dans le sens V_2 .

Niveau	$\sum q_j \cdot S_j (N)$	$\sum F_{frj}$	$F_w (N)$	$F_u (N)$
RDC	63486,34	0	63486,34	0
I	63486,34	0	63486,34	0
II	66520,80	0	66520,80	0
III	74100,08	0	74100,08	0
IV	80242,26	0	80242,26	0
V	85375,40	0	85375,40	0
VI	89805,46	0	89805,46	0
Toiture à un versant	-31570,5	0	0	-31570,5
Toiture à deux versants	-69454,95	0	0	-69454,95

Tableau II-25 : somme des forces résultantes horizontales F_w et verticales F_u dans le sens V_2 .

B-5 Excentricité de la force globale horizontale :

Selon le paragraphe 2.2.1 du chapitre 2 du RNVA 99, une excentricité e de la force globale F_w doit être introduite pour tenir compte de la torsion. L'excentricité de la force globale doit être prise égale à $\pm b/10$ (formule 2.10 du RNV A99).

Ou b (en m) est la dimension a la base du maitre-couple.

Donc :

$$e = \pm \frac{54,25}{10} = \pm 5,425 \text{ m.}$$

$$b / 2 = 27,125 \text{ m}$$

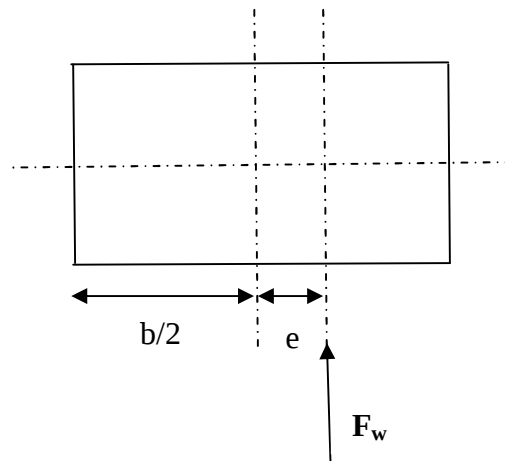


Figure II-9 : Excentricité de la force globale dans le sens V_2 .

II- 2 Action de la neige

II-2- 1 Le but

Cette étude a pour objet de définir les valeurs représentatives de la charge statique de neige sur toute surface située au-dessus du sol et soumise à l'accumulation de la neige et notamment sur les toitures.

Notre structure est située en Algérie à une altitude inférieure à 2000 m, alors le règlement RNV A99 peut être appliqué.

II-2- 2 Calcul des charges de neige

➤ Charge de neige sur la toiture

La charge caractéristique de neige S par unité de surface en projection horizontale de toitures ou de toute autre surface soumise à l'accumulation de la neige s'obtient par la formule [1] de l'article [3.1.1] du RNV A99.

$$S = \mu \times S_k \rightarrow [KN / m^2]$$

Ou :

- S_k (KN/m²) est la charge de neige sur le sol, elle est en fonction de la localisation géographique et de l'altitude du lieu considéré.
- μ est un coefficient d'ajustement des charges, il est en fonction de la forme de la toiture.

La valeur de S_k est déterminée par la loi de variation donnée dans l'article 4.2 du RNV A99 en fonction de l'altitude H en m (par rapport au niveau de la mer).

Notre projet [Parking] est implanté à Bejaia qui est classée en zone A selon la classification de RNVA99, avec une altitude d'environ 35m.

$$\text{Zone A} \rightarrow S_k = \frac{0,07.H+15}{100}$$

$$S_k = \frac{0,07 \times 35 + 15}{100} = 0,174 \text{ KN/m}^2.$$

Notre structure présente deux types de toitures isolées :

- **à un versant** de pente de $\alpha = 5^\circ$, et elle est supposée sans obstacle de retenue de la neige (la neige est supposée pouvoir tomber librement), et selon le tableau 6.1 du RNVA99, le coefficient de forme des toitures $\mu = 0,8$.

La charge de neige est alors :

$$S = 0,8 \cdot 0,174 = 0,14 \text{ KN/m}^2$$

- **à deux versants** ou on suppose que la pente α est entre 0° et 15° , et elle est supposée sans obstacle de retenue de la neige, et selon le tableau 6.2 du RNVA99, les coefficients de forme des toitures $\mu_1 = 0,8$, et $\mu_2 = 0,8 + 0,8 \times \frac{\alpha}{30} = 0,933$.

La charge de neige est alors pour les deux valeurs de μ :

$$S_1 = 0,8 \cdot 0,174 = 0,14 \text{ KN/m}^2$$

$$S_2 = 0,933 \cdot 0,174 = 0,16 \text{ KN/m}^2$$

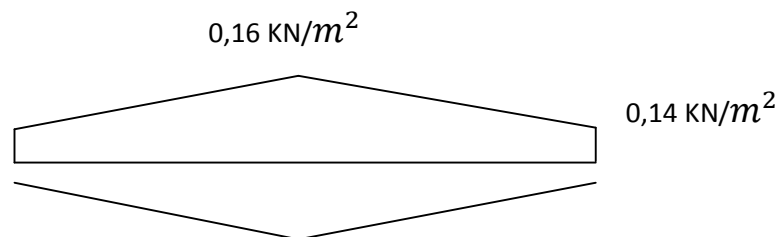


Figure II-10 : Chargement de neige de la toiture à deux versants.

III-1 Introduction

Le pré-dimensionnement a pour but « le pré calcul » des sections des différents éléments résistants de la structure, il sera fait selon l'Eurocode 3, le CCM 97 et le RPA99 V2003. Il a pour but de trouver le meilleur compromis entre cout et sécurité.

Les caractéristiques de notre structure (géométrie, matériaux), étant définies au premier chapitre, nous passons, dans celui-ci au pré-dimensionnement des éléments porteurs du bâtiment, à savoir le plancher, les poutres principales (Sommiers), poutres secondaires et les poteaux.

III-2 Principe de calcul

Le pré dimensionnement de chaque élément se fait par la condition de la flèche et celle de la résistance.

A- Condition de flèche

La flèche est vérifiée par la condition suivante : $f_{cal} \leq f_{ad}$

Avec :

$$f_{cal} = \frac{5 \cdot P_s \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_y}$$

l : Portée de l'élément considéré.

E : Module d'élasticité longitudinale de l'acier.

P_s : Charge sur le profilé à l'ELS.

I_y : Moment d'inertie du profilé.

B- Condition de résistance

La résistance est vérifiée par la condition suivante : $M_{sd} \leq M_{Rd}$

$$M_{sd} = \frac{P_u \cdot l^2}{8}$$

$$M_{Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M_0}} \rightarrow [\text{CCM97 article 5.4.5.1}]$$

Avec :

M_{sd} : Moment sollicitant le profilé.

M_{Rd} : Moment résistant du profilé.

P_u : Charge sur le profilé à l'ELU.

f_y : Limite d'élasticité de l'acier.

W_{pl} : Module de résistance plastique.

γ_{M_0} : Coefficient partiel de sécurité.

III-3 Évaluation des charges

Les charges et surcharges ont été prises dans l'Eurocode 1 et le document technique réglementaire (D.T.R-BC.2.2).

III-3-1 Les charges permanentes

- **Plancher**

1- Asphalte coulé et béton bitumineux (e = 5 cm)..... $0,05 \times 25 = 1,25 \text{ KN/m}^2$.

2- Dalle en béton armé (e = 14 cm)..... $0,14 \times 25 = 3,5 \text{ KN/m}^2$.

3- Tôle profilé type cofrastra 40 $0,15 \text{ KN/m}^2$.

$G = 4,9 \text{ KN/m}^2$.

III-3-2 Les surcharges d'exploitation

Plancher courant..... $2,5 \text{ KN/m}^2$.

III-4 Pré-dimensionnement des solives

Ce sont l'ensemble des poutres permettant de reprendre les charges du plancher et de les transmettre aux sommiers auxquels sont assemblées.

Dans chaque plancher, on a deux (2) types de solives :

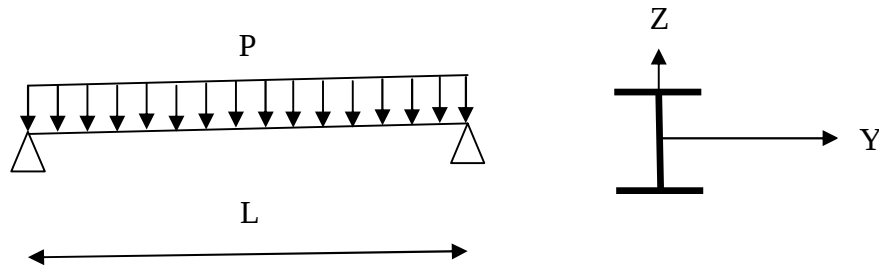


Figure III-1 : Schéma statique de la solive

Plancher courant

Type N°1 :

On a les caractéristiques suivantes :

Portée de la solive : $l = 7,5m$

Entre axe des solives : $e_{solive} = 1,25 m$

$$G = 4,9 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$$

Les combinaisons de charges à considérées à l'ELS sont :

$$P_s = [G + Q] \cdot e_{solive} = 9,25 \text{ KN/m}$$

$$P_s = 9,25 \text{ KN/m}$$

Il faut vérifier : $f_{cal} \leq f_{ad}$

Avec :

$$f_{cal} = \frac{5 \cdot P_s \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot I_y}$$

$$f_{ad} = \frac{l}{250}$$

$$I_y = 250 \cdot \frac{5 \cdot P_s \cdot l^3}{384 \cdot E} = 250 \cdot \frac{5 \cdot 9,25 \cdot 7,5^3}{384 \cdot 2,1} = 6049 \text{ cm}^4.$$

Soit un **IPE 300** avec $I_y = 8356 \text{ cm}^4$

– Classe de la section :

➤ Vérification de la semelle :

$$\frac{b_f}{2 \cdot t_f} \leq 10 \cdot \varepsilon \Rightarrow \frac{150}{2 \cdot 10,7} \leq 10 \cdot 1 \Rightarrow 7 \leq 10 \rightarrow \text{Semelle de classe 1}$$

$$\text{avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

➤ Vérification de l'âme :

$$\frac{d}{t_w} \leq 72 \cdot \varepsilon \Rightarrow \frac{248,6}{7,1} \leq 72 \cdot 1 \Rightarrow 35 \leq 72 \rightarrow \text{Ame de classe 1}$$

Donc la section est de classe 1

III-4-2 Vérification en tenant compte du poids du profilé :

➤ La flèche :

$$P'_s = P_s + G_{\text{profilé}} = 9,25 + 0,422 = 9,672 \text{ KN/m}$$

$$f_{cal} = \frac{5 \cdot 9,672 \cdot 7,5^4}{384 \cdot 2,1 \cdot 8356} \cdot 10^2 = 2,27 \text{ cm} < f_{ad} = \frac{750}{250} = 3 \text{ cm} \rightarrow \text{Vérifiée.}$$

➤ La résistance :

Les combinaisons de charges à considérées sont :

$$P_{u1} = 1,35 \cdot (G \cdot e_{solive} + G_{\text{profilé}}) + 1,5 \cdot Q \cdot e_{solive} = 13,52 \text{ KN/m}$$

$$P_u = 13,52 \text{ KN/m}$$

$$M_{sd} = \frac{P_u \cdot l^2}{8} = \frac{13,52 \cdot 7,5^2}{8} = 95,06 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{628,4 \cdot 235 \cdot 10^{-3}}{1} = 147,67 \text{ KN} \cdot \text{m} > 95,06 \text{ KN} \cdot \text{m} \rightarrow \text{Vérifiée.}$$

➤ **Cisaillement :**

$$V_{sd} = \frac{P_u \cdot l}{2} = \frac{13,52 \cdot 7,5}{2} = 50,7 \text{ KN}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_{vz} \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M_0}} = \frac{25,68 \cdot 10^{-1} \cdot (235 / \sqrt{3})}{1} = 348,42 \text{ KN} > 50,7 \text{ KN}$$

$$V_{pl,Rd} > V_{sd} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, alors on adopte L'**IPE 300** comme des solives au plancher courant.

Type N°2

On a les caractéristiques suivantes :

Portée de la solive : $l = 5m$

Entre axe des solives : $e_{solive} = 1,25 m$

$G = 4,9 \text{ KN/m}^2$

$Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$

$S = 0 \text{ KN/m}^2$

NB : Pour le pré dimensionnement de la solive de type 2, on suit les mêmes étapes que celles de type 1, les résultats seront données dans le tableau qui suit :

Type	P (KN/m)		$I_y \text{ (cm}^4\text{)}$	Profilé
	ELS	ELU		
2	9,25	13,25	1943	IPE 200

Tableau III-1 ; Résultats du pré dimensionnement des solives de type 2.

III-5 Pré-dimensionnement des sommiers :

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

Pour chaque plancher, on a deux (2) types de poutres principales.

Plancher courant

Type 1 :

On a les caractéristiques suivantes :

Portée du sommier : $L = 11 \text{ m}$

Entre axe des sommiers : $e_{\text{sommier}} = 7,5 \text{ m}$

Entre axe des solives : $e_{\text{solive}} = 1,25 \text{ m}$

$$G = 4,9 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{\text{solive1}} = 0,422 \text{ KN/m.}$$

$$G_{\text{solive2}} = 0,224 \text{ KN/m.}$$

Les solives exercent des charges concentrées sur le sommier avec :

$$P_{\text{solive}} = G_{\text{solive1}} \cdot \left(\frac{7,5}{2}\right) + G_{\text{solive2}} \cdot \left(\frac{5}{2}\right)$$

$$P_{\text{solive}} = 0,422 \cdot \left(\frac{7,5}{2}\right) + 0,224 \cdot \left(\frac{5}{2}\right) = 2,14 \text{ KN.}$$

$$P_{\text{solive}} = 2,14 \text{ K}$$

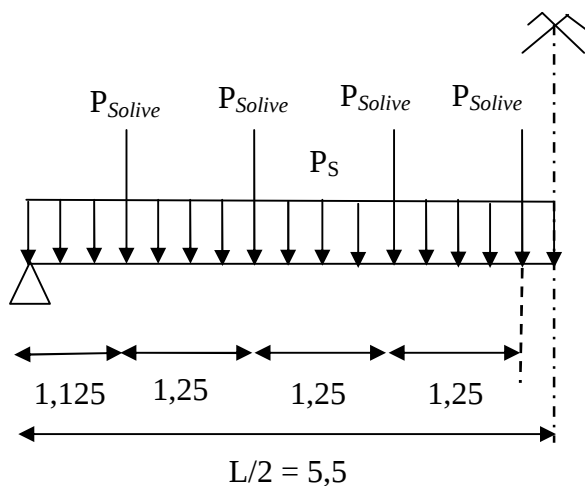


Figure III-2 : Schéma statique du sommier.

III-5-1 Vérification de la flèche :

Pour calculer les efforts internes de cette poutre, on utilise le principe de superposition :

Cas N°1 : on considère le sommier soumis à une charge répartie P_s sur sa longueur.

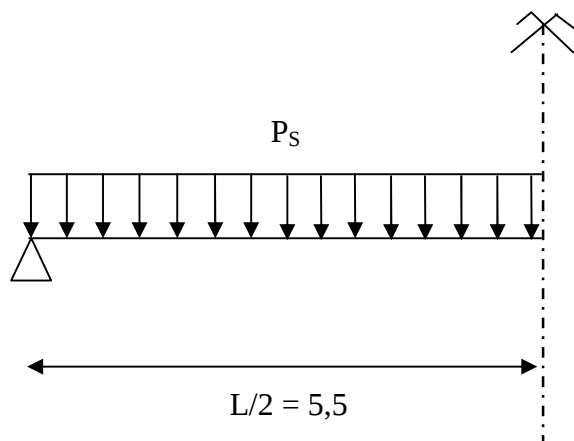


Figure III-3 : Sommier sous charge répartie.

Les combinaisons de charges à considérées sont :

$$P_{s1} = [G + Q] \cdot e_{sommier} = 55,5 \text{ KN/m}$$

$$P_s = 55,5 \text{ KN/m}$$

Il faut vérifier : $f_{cal} \leq f_{ad}$

Avec :

$$f_{cal1} = \frac{5 \cdot P_s \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_{y1}}$$

$$f_{ad} = \frac{l}{250}$$

$$I_{y1} = 250 \cdot \frac{5 \cdot P_s \cdot L^3}{384 \cdot E} = 250 \cdot \frac{5 \cdot 55,5 \cdot 11^3}{384 \cdot 2,1} = 114506,6 \text{ cm}^4$$

Cas N°2 : on considère le sommier soumis à 8 charges concentrées P_{Solive} .

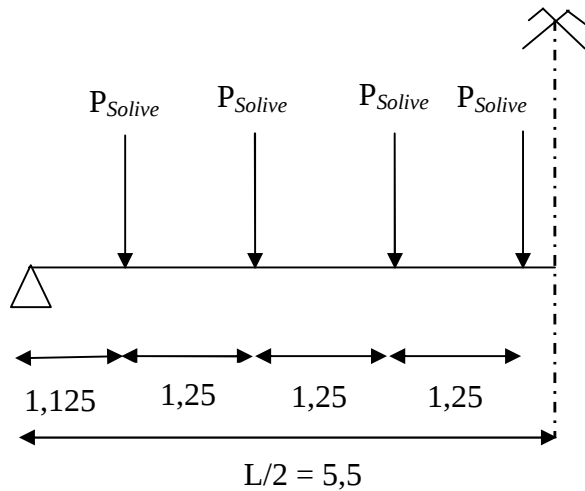


Figure III-4 : Sommier sous les poids des solives.

Il faut vérifier : $f_{cal} \leq f_{ad}$

Utilisant la méthode d'intégration directe de la RDM :

- Le moment fléchissant :

$$M_z + p_s \cdot (x - a) - 4 \cdot p_s \cdot x = 0$$

$$M_z = p_s \cdot (3 \cdot x + a)$$

- La rotation :

$$\theta(x) = \frac{f_{cal2}}{dx} = \int -\frac{M_z}{E \cdot I_{y2}} dx$$

$$\theta(x) = -\frac{p_s}{E \cdot I_{y2}} \left(\frac{3}{2} \cdot x^2 + a \cdot x + c \right)$$

$$x = \frac{L}{2} \rightarrow \theta\left(\frac{L}{2}\right) = 0 \rightarrow c = -\frac{3}{2} \cdot x^2 - a \cdot x \rightarrow c = -515625$$

- La flèche :

$$f_{cal2} = -\frac{p_s}{E \cdot I_{y2}} \left[\frac{1}{2} \cdot x^3 + \frac{a}{2} \cdot x^2 + c \cdot x \right]$$

$$f_{cal2} = -\frac{2,14}{21000 \cdot I_{y2}} \left[\frac{1}{2} \cdot \left(\frac{1100}{2}\right)^3 + \frac{112,5}{2} \cdot \left(\frac{1100}{2}\right)^2 - 515625 \cdot \left(\frac{1100}{2}\right) \right]$$

$$f_{cal2} = -\frac{18688,37}{I_{y2}} \leq \frac{1100}{250}$$

$$I_{y2} = 4247,35 \text{ cm}^4$$

$$I_Y = I_{y1} + I_{y2} = 118754 \text{ cm}^4$$

On choisit un **HE 600 A** avec $I_y = 141200 \text{ cm}^4$.

III-5-2 Vérification en tenant compte du poids du profilé :

➤ **La flèche :**

$$P'_s = P_s + G_{\text{profilé}} = 55,5 + 1,78 = 57,28 \text{ KN/m}$$

Cas N°1 :

$$f_{cal1} = \frac{5 \cdot 57,28 \cdot 11^4}{384 \cdot 2,1 \cdot 141200} \cdot 10^2 = 3,68 \text{ cm}$$

Cas N°2 :

$$f_{cal2} = \frac{18688,37}{141200} = 0,132 \text{ cm}$$

Finalement, la flèche totale calculée est :

$$f_{cal} = f_{cal1} + f_{cal2} = 3,81 \text{ cm} < f_{ad} = \frac{1100}{250} = 4,4 \text{ cm} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

➤ **La résistance :**

Les combinaisons de charges à considérées sont :

Cas N°1 :

$$P_{u1} = 1,35 \cdot (G \cdot e_{sommier} + G_{profilé}) + 1,5 \cdot Q \cdot e_{sommier} = 80,14 \text{ KN/m}$$

$$P_u = 80,14 \text{ KN/m}$$

$$M_{sd1} = \frac{P_u \cdot l^2}{8} = \frac{80,14 \cdot 11^2}{8} = 1212,12 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Cas N°2 :

$$P_{solive} = 1,35 \cdot P_{solive} = 1,35 \cdot 2,14 = 2,9 \text{ KN}$$

$$M_{sd2} = P_{solive} \cdot (4,875) = 14,08 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Finalement, le moment maximum est :

$$M_{sd} = M_{sd1} + M_{sd2} = 1226,20 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{4787 \cdot 355 \cdot 10^{-3}}{1} = 1699,38 \text{ KN} \cdot \text{m} > 1226,20 \text{ KN} \cdot \text{m} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

➤ **Cisaillement :**

$$V_{sd} = \frac{P_u \cdot l}{2} + 2 \cdot P_{solive} = \frac{80,14 \cdot 11}{2} + 2 \cdot 2,9 = 446,57 \text{ KN}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_{vz} \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M_0}} = \frac{93,21 \cdot 10^{-1} \cdot (355 / \sqrt{3})}{1} = 1910,42 \text{ KN} > 446,57 \text{ KN}$$

$$V_{pl,Rd} > V_{sd} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, alors on adopte un **HE 600 A** comme section des sommiers de type 1 au plancher courant.

Type 2 :

On a les caractéristiques suivantes :

Portée du sommier : $L = 16 \text{ m}$

Entre axe des sommiers : $e_{\text{sommier}} = 7,5 \text{ m}$

Entre axe des solives : $e_{\text{solive}} = 1,25 \text{ m}$

$G = 4,9 \text{ KN/m}^2$

$Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$

$G_{\text{solive}} = 0,422 \text{ KN/m}$

NB : Pour le pré-dimensionnement du sommier de type 2, on suit les mêmes étapes que celles de type 1, les résultats seront données dans le tableau qui suit :

Type	P(KN/m)		P _{solive} (KN)		I _y (cm ⁴)	Profilé
	ELS	ELU	ELS	ELU		
2	55,5	80,14	3,165	4,272	422100	HE 900 A

Tableau III-2 ; Résultats du pré dimensionnement du sommier de type 2.

III-6 Pré-dimensionnement des poutres secondaires :

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

Plancher courant :**Type N°1 :**

On a les caractéristiques suivantes :

Portée de la poutre secondaire : $L = 7,5 \text{ m}$

Entre axe : $e_{\text{p secondaire}} = 16 \text{ m}$

Entre axe des solives : $e_{\text{solive}} = 1,25 \text{ m}$

$G = 4,9 \text{ KN/m}^2$

$Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$

$$G_{\text{Garde de corps}} = 10,36 \text{ KN/m.}$$

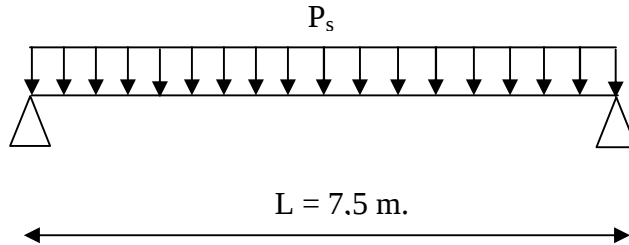


Figure III-5 : Poutre secondaire sous charge répartie.

III-6-1 Vérification de la flèche :

On considère la poutre secondaire soumise à une charge répartie P_s sur sa longueur.

Les combinaisons de charges à considérées sont :

$$P_{s1} = [G \cdot 0,65 + G_{\text{Garde de corps}}] + Q \cdot 0,65 = 15,17 \text{ KN/m}$$

$$P_s = 15,17 \text{ KN/m}$$

Il faut vérifier : $f_{cal} \leq f_{ad}$

Avec :

$$f_{cal} = \frac{5 \cdot P_s \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_{y1}}$$

$$f_{ad} = \frac{l}{250}$$

$$I_y = 250 \cdot \frac{5 \cdot P_s \cdot L^3}{384 \cdot E} = 250 \cdot \frac{5 \cdot 15,17 \cdot 7,5^3}{384 \cdot 2,1} = 9920,39 \text{ cm}^4$$

On choisit un **IPE 330** avec $I_y = 11770 \text{ cm}^4$.

– Classe de la section :

➤ Vérification de la semelle :

$$\frac{b_f}{2 \cdot t_f} \leq 10 \cdot \varepsilon \Rightarrow \frac{160}{2 \cdot 11,5} \leq 10 \cdot 0,81 \Rightarrow 6,95 \leq 8,1 \rightarrow \text{Semelle de classe 1}$$

$$\text{avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0,81$$

➤ Vérification de l'âme :

$$\frac{d}{t_w} \leq 72 \cdot \varepsilon \Rightarrow \frac{271}{7,5} \leq 72 \cdot 0,81 \Rightarrow 36,13 \leq 58,32 \rightarrow \text{Ame de classe 1}$$

Donc la section est de classe 1

III-6-2 Vérification en tenant compte du poids du profilé :

➤ La flèche :

$$P'_s = P_s + G_{\text{profilé}} = 15,17 + 0,491 = 15,66 \text{ KN/m}$$

$$f_{cal} = \frac{5 \cdot 15,66 \cdot 7,5^4}{384 \cdot 2,1 \cdot 11770} \cdot 10^2 = 2,61 \text{ cm} < f_{ad} = \frac{750}{250} = 3 \text{ cm} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

➤ La résistance :

Les combinaisons de charges à considérées sont :

$$P_u = 1,35 \cdot [G \cdot 0,65 + G_{\text{Garde de corps}}] + 1,5 \cdot Q \cdot 0,65 = 20,72 \text{ KN/m}$$

$$P_u = 20,72 \text{ KN/m}$$

$$M_{sd} = \frac{P_u \cdot l^2}{8} = \frac{20,72 \cdot 7,5^2}{8} = 145,68 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{804,3 \cdot 355 \cdot 10^{-3}}{1} = 285,42 \text{ KN} \cdot \text{m} > 145,68 \text{ KN} \cdot \text{m} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

➤ **Cisaillement :**

$$V_{sd} = \frac{P_u \cdot l}{2} = \frac{20,72 \cdot 7,5}{2} = 77,7 \text{ KN}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_{vz} \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M_0}} = \frac{30,81 \cdot 10^{-1} \cdot (355 / \sqrt{3})}{1} = 631,48 \text{ KN} > 77,7 \text{ KN}$$

$$V_{pl,Rd} > V_{sd} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, alors on adopte L'**IPE 330** comme poutres secondaire de type 1 pour le plancher courant.

Type N°2

On a les caractéristiques suivantes :

Portée de la poutre secondaire : $L = 5 \text{ m}$.

Entre axe des poutres secondaire : $e_{p \text{ secondaire}} = 11 \text{ m}$.

Entre axe des solives : $e_{solive} = 1,25 \text{ m}$.

$$G = 4,9 \text{ KN/m}^2.$$

$$Q = 2,5 \text{ KN/m}^2.$$

$$G_{\text{Garde de corps}} = 10,36 \text{ KN/m}.$$

NB : Pour le calcul des poutres secondaire de type 2, on suit les mêmes étapes que pour les poutres secondaire de type 1, les résultats trouvés sont illustré sur le tableau suivant :

Type	P(KN/m)		$I_y(\text{cm}^4)$	Profilé
	ELS	ELU		
2	15,17	20,72	3892	IPE 240

Tableau III-3 ; Résultats du pré dimensionnement des poutres secondaire de type 2.

III-7 Pré-dimensionnement des poutres de la rampe

La structure comporte aussi deux rampes qui relient entre chaque demi-étage de la structure, la rampe est constitué d'une dalle mixte (comme le plancher) et d'un profilé métallique de chaque cotés.

On a les caractéristiques suivantes :

Portée de la poutre : $L = 5,05 \text{ m}$.

Entre axe des poutres : $e_{poutre} = 2,5 \text{ m}$.

$G = 4,9 \text{ KN/m}^2$.

$Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$.

$G_{Garde de corps} = 10,36 \text{ KN/m}$.

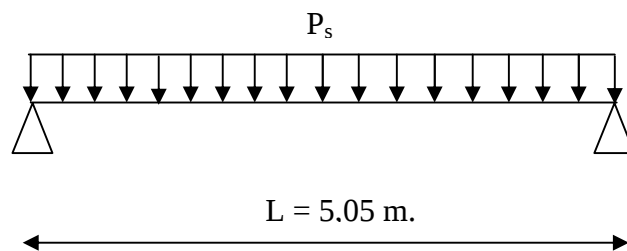


Figure III-6 : Poutre sous charge répartie.

III-7-1 Vérification de la flèche

On considère la poutre soumise à une charge répartie P_s sur toute la longueur.

Les combinaisons de charges à considérées sont :

$$P_{s1} = [G + Q] \cdot e_{poutre} = 18,5 \text{ KN/m}$$

$$P_s = 18,5 \text{ KN/m}$$

Il faut vérifier : $f_{cal} \leq f_{ad}$

Avec :

$$f_{cal} = \frac{5 \cdot P_s \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_{y1}}$$

$$f_{ad} = \frac{l}{250}$$

$$I_y = 250 \cdot \frac{5 \cdot P_s \cdot L^3}{384 \cdot E} = 250 \cdot \frac{5 \cdot 18,5 \cdot 5,05^3}{384 \cdot 2,1} = 3693,22 \text{ cm}^4$$

On choisit un **IPE 240** avec $I_y = 3892 \text{ cm}^4$.

– **Classe de la section :**

➤ **Vérification de la semelle :**

$$\frac{b_f}{2 \cdot t_f} \leq 10 \cdot \varepsilon \Rightarrow \frac{120}{2 \cdot 9,8} \leq 10 \cdot 0,81 \Rightarrow 6,12 \leq 8,1 \rightarrow \text{Semelle de classe 1}$$

$$\text{avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0,81$$

➤ **Vérification de l'âme :**

$$\frac{d}{t_w} \leq 72 \cdot \varepsilon \Rightarrow \frac{190,4}{6,2} \leq 72 \cdot 0,81 \Rightarrow 30,70 \leq 58,32 \rightarrow \text{Ame de classe 1}$$

Donc la section est de classe 1

III-7-2 Vérification en tenant compte du poids du profilé :

➤ **La flèche :**

$$P'_s = P_s + G_{\text{profilé}} = 18,5 + 0,307 = 18,81 \text{ KN/m}$$

$$f_{cal} = \frac{5 \cdot 18,81 \cdot 5,05^4}{384 \cdot 2,1 \cdot 3892} \cdot 10^2 = 1,95 \text{ cm} < f_{ad} = \frac{505}{250} = 2,02 \text{ cm} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

➤ **La résistance :**

Les combinaisons de charges à considérées sont :

$$P_{u1} = 1,35 \cdot (G \cdot e_{poutre} + G_{profilé}) + 1,5 \cdot Q \cdot e_{poutre} = 26,32 \text{ KN/m}$$

$$P_u = 55,86 \text{ KN/m}$$

$$M_{sd} = \frac{P_u \cdot l^2}{8} = \frac{26,32 \cdot 5,05^2}{8} = 83,90 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{366,6 \cdot 355 \cdot 10^{-3}}{1} = 130,143 \text{ KN} \cdot \text{m} > 83,90 \text{ KN} \cdot \text{m} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

➤ **Cisaillement :**

$$V_{sd} = \frac{P_u \cdot l}{2} = \frac{26,32 \cdot 5,05}{2} = 66,45 \text{ KN}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_{vz} \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M_0}} = \frac{19,14 \cdot 10^{-1} \cdot (355 / \sqrt{3})}{1} = 392,3 \text{ KN} > 66,45 \text{ KN}$$

$$V_{pl,Rd} > V_{sd} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, alors on adopte L'**IPE 240** comme poutres pour la rampe.

III-8 Pré-dimensionnement des poteaux :

On fait une descente de charge sur le poteau le plus sollicité, en considérant toutes les charges permanentes et surcharge d'exploitation, on aura un effort à la base qui est égale à

$$N_u = 10128,54 \text{ KN.}$$

On fait le pré dimensionnement des poteaux au flambement simple, avec :

$$N_u \leq N_R = \chi \cdot \beta_A \cdot A \cdot f_y / \gamma_M.$$

Pour ne pas avoir un risque au flambement, on suppose que $\bar{\lambda} \geq 2 \rightarrow \chi = 1$.
Pour une section de classe 1, 2, 3, on a :

$$N_R = N_{pl} = A \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}}.$$

$$A \geq N_u \cdot \gamma_{M0} / f_y$$

On aura :

$$A \geq 10128,54 \cdot \frac{1,1}{23,5}.$$

$$A \geq 474,10 \text{ cm}^2.$$

On opte pour un profilé reconstitué croisée (HE900A * HE800A) $\rightarrow A = 606 \text{ cm}^2$.

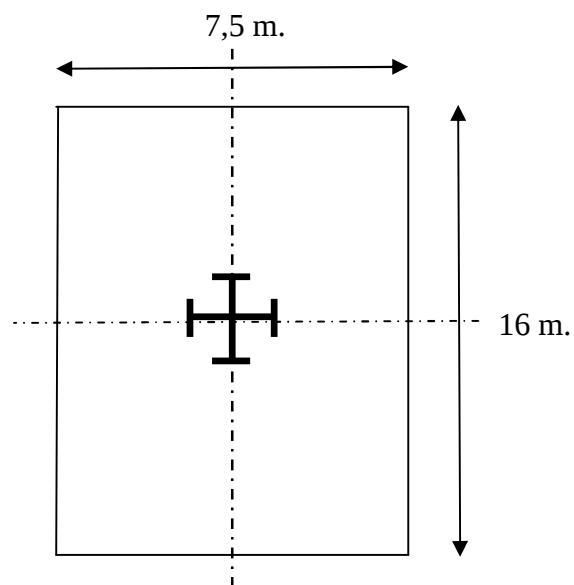


Figure III-7 : La surface afférente sur le poteau le plus sollicité.

III-9 Récapitulation des sections adoptées pour les différents étages de la structure :

Niveau	Poteaux	Sommiers		Solives		Poutres secondaire	
		Type 1	Type 2	Type 1	Type 2	Type 1	Type 2
RDC	HE900A * HE800A	HE600A	HE900A	IPE300	IPE200	IPE330	IPE240
Niveau 1	HE900A * HE800A	HE600A	HE900A	IPE300	IPE200	IPE330	IPE240
Niveau 2	HE800A * HE700A	HE600A	HE900A	IPE300	IPE200	IPE330	IPE240
Niveau 3	HE700A * HE650A	HE600A	HE900A	IPE300	IPE200	IPE330	IPE240
Niveau 4	HE650A * HE600A	HE600A	HE900A	IPE300	IPE200	IPE330	IPE240
Niveau 5	HE600A * HE550A	HE600A	HE900A	IPE300	IPE200	IPE330	IPE240
Niveau 6	HE500A * HE500A	HE600A	HE900A	IPE300	IPE200	IPE330	IPE240
Toitures	IPE240	IPE220		IPE180		IPE180	

Tableau III-4 : Récapitulation des sections adoptées pour les différents étages.

- **Remarque :**

- Les sections des poutres principales et secondaires ont été calculé a la phase de construction (en considérons la résistance des poutres métalliques seules, sans la contribution du béton).

IV-1 Les escaliers

Dans notre structure nous avons des escaliers simples droits à deux volées comme montre sur la figure suivante :

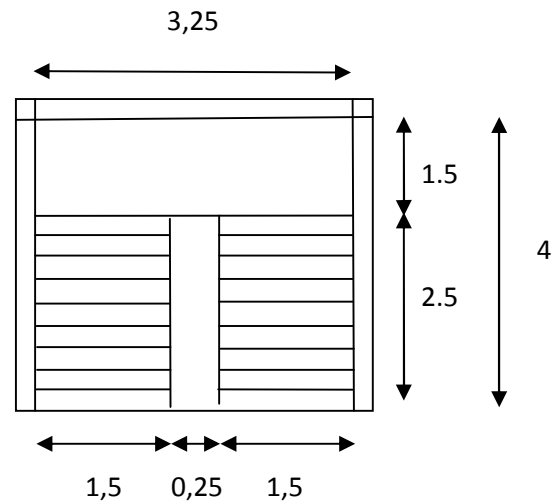


Figure IV-1 Schéma de l'escalier a deux volées

IV-1-1 Pré dimensionnement

Le schéma statique est donné sur la figure suivante

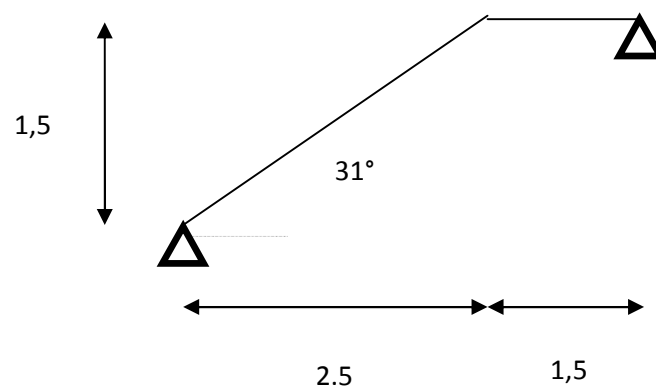


Figure IV-2 Schéma statique de la volée

1. Calcul de l'épaisseur (e)

L'épaisseur de la paillasse est donnée par la condition suivante :

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$$

La longueur L est donnée par : $\tan \alpha = \frac{1,5}{2,5} \Rightarrow \alpha = 30,96^\circ \Rightarrow \cos \alpha = 0,85$

$$\text{Donc } L = \frac{2,5}{\cos \alpha} = \frac{2,5}{0,85} = 2,94m$$

$$\Rightarrow \frac{294}{30} \leq e \leq \frac{294}{20} \Rightarrow 9,8 \leq e \leq 14,7$$

$$e = \frac{9,8 + 14,7}{2} = 12,25cm$$

On prend donc $e \approx 12cm$

2. La paillasse

On a $H=1,5m$ (hauteur de la volée)

Soit h la hauteur de la marche et g le giron.

$$g = \frac{1}{n-1}$$

$$h = \frac{H}{n}$$

Avec

n : le nombre de contre marche.

Pour $n=9$

$$g = \frac{250}{9-1} = 31,25cm$$

$$h = \frac{150}{10} = 16,66cm$$

On prend alors : $g=30cm$, $h=17cm$.

- **Vérification de la relation de Blondel :**

$$60 < 2h + g < 65 \Leftrightarrow 60 < 2(17) + 30 < 65 \Rightarrow \text{Vérifié.}$$

IV-1-1-1 Charges et surcharges

1. Chargement sur la volée

matériaux	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Surface (m ²)	charge G _i (KN/ml)
Poids propre de la paille	12	25	$1 \times \frac{0,12}{\cos 31}$	3,53
Poids propre de la marche	17	22	$1 \times \frac{0,17}{2}$	1,87
Carrelage horizontale	2	22	$0,02 \times 1$	0,44
Mortier de pose horizontale	2	20	$0,02 \times 1$	0,4
Carrelage verticale	2	22	$0,02 \times \frac{0,17}{0,30}$	0,25
Mortier de pose verticale		20	$0,02 \times \frac{0,17}{0,30}$	0,22
Enduit en plâtre	2	10	$0,02 \times 1$	0,2
Poids du garde-corps				0,1
La charge permanente	$G = \sum G_i$			7,01

Tableau IV-1 charge sur la volée.

2. Chargement sur le palier

<i>matériaux</i>	<i>Epaisseur (cm)</i>	<i>Poids volumique (KN/m³)</i>	<i>Surface (m²)</i>	<i>La charge G_i (KN/ml)</i>
Poids propre du palier	12	25	1×0,12	3
Carrelage	2	22	0,02× 1	0,44
Mortier de pose	2	20	0,02× 1	0,4
Enduit en plâtre	2	10	0,02× 1	0,2
Charge permanente	$G = \sum G_i$			4.04

Tableau IV-2 charges sur le palier.

La surcharge l'exploitation $Q=4$ KN/ml → [DTR]

3. Combinaisons de charges

➤ Volée :

$$\text{ELU: } q_{uv} = 1,35G + 1,5Q = 1,35 (7,01) + 1,5 (4) = 15,46 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS: } q_{sv} = G + Q = 7,01 + 4 = 11,01 \text{ KN/ml}$$

➤ Palier:

$$\text{ELU : } q_{up} = 1,35G + 1,5Q = 1,35 (4,04) + 1,5 (4) = 11,45 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_{sp} = G + Q = 4,04 + 4 = 8,04 \text{ KN/ml}$$

4. Sollicitations

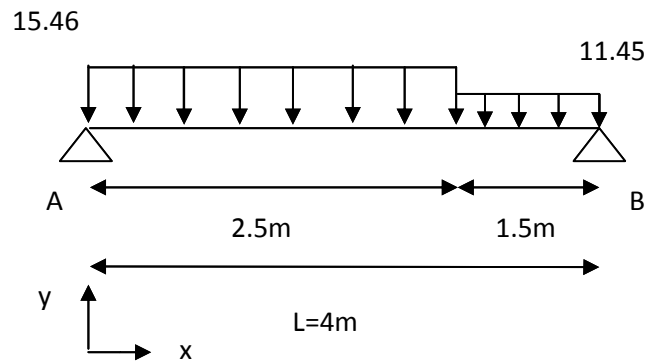


Figure IV-3 Schéma statique de l'escalier à l'ELU

4.1 L'ELU

Par la méthode RDM on trouve les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

X (m)	Réaction (KN)	Effort tranchant (KN)	Moment fléchissant (KN.m)	$T_{max}(KN)$	M_{max} (KN.m)	M_a (KN.m)	M_t (KN.m)
0	29.71	-29.71	0	29.71	28.54	-14.27	21.4
4	26.03	26.03	0				

Tableau IV-3 sollicitations sur l'escalier à l'ELU.

Avec

Le moment sur appuis $M_a = -0,5M_{max}$

Le moment en travée $M_t = 0,75M_{max}$

4.2 L'ELS

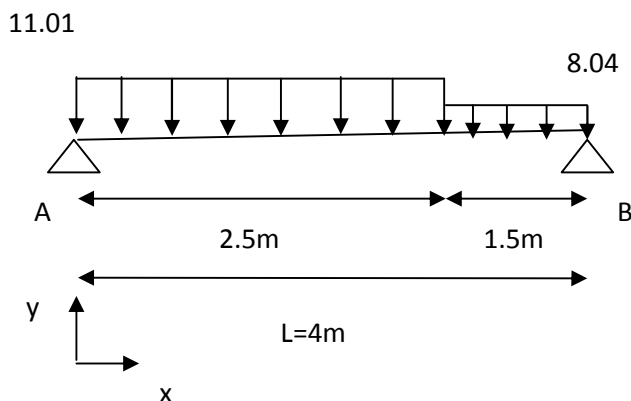


Figure IV-4 Schéma statique de l'escalier à l'ELS.

Par la méthode RDM on trouve les résultats résumés dans le tableau suivant :

X (m)	Réaction (KN)	Effort tranchant (KN)	Moment fléchissant (KN.m)	$T_{max}(KN)$	M_{max} (KN.m)	M_a (KN.m)	M_t (KN.m)
0	21.2	-21.2	0	21.2	20.41	10.2	15.3
4	18.4	18.4	0				

Tableau IV-4 sollicitations de l'escalier à l'ELS.

IV-1-3 Ferrailage

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire ($b \times h$).

1. En travée

Données		
Géométrie	Largeur de la poutre	$b=1.00m$
	Hauteur utile des aciers tendus	$h=e=0.12m$
	Hauteur de la section	$d=0.10m$
matériau	Contrainte de l'acier utilisé	$F_e=400 \text{ MPa}$
	Contrainte du béton à 28 jours	$F_{c28}=25 \text{ MPa}$
	Condition de fissuration	Peu préjudiciable
solicitation	Moment ultime due à : $1.35G+1.5Q$	$M_u=21.4 \text{ KN.m}$
	Moment réduit limite	$\mu_l=0.392$

Tableau IV-5 Les données des volées.

Contraintes de calcul		
Contrainte de compression du béton à l'ELU	$(0.85 \cdot F_{c28})/1.5$	$F_{bu}=14.2 \text{ MPa}$
Contrainte de traction des aciers	$(F_e/1.15)$	$F_{su}=348 \text{ MPa}$
Contrainte de compression de béton à l'ELS	$(0.6 \cdot F_{c28})$	$\sigma_{bc}=15 \text{ MPa}$
Résistance caractéristique à la traction	$0.6 + (0.06 \cdot F_{c28})$	$F_{t28}=2.1 \text{ MPa}$

Tableau IV-6 Contrainte de calcul.

Calcul des moments réduits		
Moment ultime réduit	$M_u/(b \cdot d^2 \cdot F_{bu})$	$\mu_{bu}=0.150$
Etat limite de compression du béton	Si : $\mu_{bu} < \mu_l$ alors pas d'aciers comprimés Si : $\mu_{bu} > \mu_l$ alors aciers comprimés nécessaires	Système d'armature retenu Pas d'aciers comprimés

Tableau IV-7 Calcul des moments réduits des volées.

Calcul des paramètres caractéristique de la section		
Coefficient de la fibre neutre	$1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}})$	$\alpha = 0.204$
Ordonnée de la fibre neutre	$(\alpha \times d)$	$Y = 0.0204m$
Bras de levier du couple interne	$d \times (1 - (0.4 \times \alpha))$	$Z = 0.0918m$

Tableau IV-8 Calcul des paramètres caractéristiques de la section réduite des volées.

Détermination de la section théorique des aciers tendus		
Section théorique d'acier	$M_u / (Z \times \mathcal{F}_{su})$	$A_{st} = 6.07 \text{ cm}^2$
Condition de non fragilité	$A_{min} = 0.23b \times d \times \frac{\mathcal{F}_{t28}}{\mathcal{F}_e}$	$A_{min} = 1.20 \text{ cm}^2$
Choix des sections commerciales des armatures tendus		
Un lit	Choix : 5HA16	$A_{st} = 10,05 \text{ cm}^2$

Tableau IV-9 Détermination de la section théorique des aciers tendus des volées en travée.

2. En appui

Données		
solicitation	Moment ultime due à : $1.35G + 1.5Q$	$M_u = -14.27 \text{ KN.m}$
	Moment réduit limite	$\mu_l = 0.392$

Tableau IV-10 les données d'appui.

Calcul des moments réduits		
Moment ultime réduit	$M_u / (b \times d^2 \times F_{bu})$	$\mu_{bu} = 0.1005$
Etat limite de compression du béton	Si : $\mu_{bu} < \mu_l$ alors pas d'aciers comprimés Si : $\mu_{bu} > \mu_l$ alors aciers comprimés nécessaires	Système d'armature retenu Pas d'aciers comprimés

Tableau IV-11 calcul des moments réduits des volées.

Calcul des paramètres caractéristique de la section		
Coefficient de la fibre neutre	$1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}})$	$\alpha = 0.1326$
Ordonnée de la fibre neutre	$(\alpha \times d)$	$Y = 0.01326m$
Bras de levier du couple interne	$d \times (1 - (0.4 \times \alpha))$	$Z = 0.09469m$

Tableau IV-12 calcul des paramètres caractéristiques de la section réduits des volées

Détermination de la section théorique des aciers tendus		
Section théorique d'acier	$M_u / (Z \times F_{su})$	$A_{st} = 4,33 \text{ cm}^2$
Condition de non fragilité	$A_{min} = 0.23b \times d$ $\times \frac{F_{t28}}{F_e}$	$A_{min} = 1.20 \text{ cm}^2$
Choix des sections commerciales des armatures tendus		
Un lit	Choix : 5HA14	$A_{st} = 7,7 \text{ cm}^2$

Tableau IV-13 Détermination de la section théorique des aciers tendus des volées en appui.

On adopte

$S_t = 20 \text{ cm}$ (en travée).

$S_t = 25 \text{ cm}$ (en appui).

a. Les armatures de répartition

$$A_r = A_s / 4 \Rightarrow \text{En travée : } A_{rt} = \frac{10,05}{4} = 2,5 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \text{on adopte } 5\text{HA}8 = 2,5 \text{ cm}^2$$

$$\text{En appui : } A_{ra} = \frac{7,7}{4} = 1,925 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \text{on adopte } 5\text{HA}8 = 2,5 \text{ cm}^2$$

IV-1-4 Vérification des contraintes à l'état limite de service ELS**1. En travée**

<i>Données</i>		
Matériaux	<i>Contrainte du béton à 28 jours</i>	$\mathcal{F}_{c28} = 25 \text{ MPa}$
	<i>Contrainte limite de traction du béton</i>	$\mathcal{F}_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$
	<i>Contrainte de l'acier utilisé</i>	$\mathcal{F}_e = 400 \text{ MPa}$
	<i>Section d'acier tendue</i>	$A_{st} = 6,16 \text{ cm}^2$
	<i>Coefficient $\eta = 1,6$ pour HA > 6mm $\eta = 1,3$ pour HA $\leq$ 6mm $\eta = 1$ pour rond lisse</i>	$\eta = 1,6$
Géométrie	<i>Largeur de la poutre</i>	$b = 100 \text{ cm}$
	<i>Hauteur totale de la poutre</i>	$h = 12 \text{ cm}$
	<i>Hauteur utile de la poutre</i>	$d = 10 \text{ cm}$

Tableau IV-14 Les données des volée.

Vérification des contraintes		
Moment service	M_{ser}	15,3KN .m
Position de l'axe neutre	$\frac{b \times y^2}{2} + 15A_s(y - d) = 0$	Y=4,18cm
Moment d'inertie	$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15A_s(d - y)^2$	I=7540,75cm ⁴
coefficient	$K = \frac{M_{ser}}{I}$	202,98MN/m ³
Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15 \times K \times (d - y)$	177,2MPa
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K \times y$	8,48 MPa
Vérification de contrainte dans le béton	$\sigma_b \leq \sigma_b = 0.6 \times \mathcal{F}_{c28} = 15\text{MPa}$	8,48 < 15 vérifiée
Vérification de contrainte dans l'acier	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 110\sqrt{\eta \cdot f_{t28}}\right)$	177,2 < 202 vérifiée

Tableau IV-15 Vérifications des contraintes en travée à l'ELS.

2. En appui

Données		
Matériaux	Contrainte du béton à 28 jours	$\mathcal{F}_{c28} = 25 \text{ MPa}$
	Contrainte limite de traction du béton	$\mathcal{F}_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$
	Contrainte de l'acier utilisé	$\mathcal{F}_e = 400 \text{ MPa}$
	Section d'acier tendue	$A_{st} = 3.93 \text{ cm}^2$
	Coefficient d'équivalence	$n = 15$
	Coefficient $\eta = 1.6$ pour HA > 6mm $\eta = 1.3$ pour HA ≤ 6mm $\eta = 1$ pour rond lisse	$\eta = 1.6$
Géométrie	Largeur de la poutre	$b = 100 \text{ cm}$
	Hauteur totale de la poutre	$h = 12 \text{ cm}$
	Hauteur utile de la poutre	$d = 10 \text{ cm}$

Tableau IV-16 Les données des appuis.

Vérification des contraintes		
Moment service	M_{ser}	-10.2KN .m
Position de l'axe neutre	$\frac{b \times y^2}{2} + 15A_s(y - d) = 0$	Y=3,78cm
Moment d'inertie	$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15A_s(d - y)^2$	I=6268,81cm ⁴
coefficient	$K = \frac{M_{ser}}{I}$	162,7MN/m ³
Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15 \times K \times (d - y)$	151,8MPa
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K \times y$	6,15MPa
Vérification de contrainte dans le béton	$\bar{\sigma}_b \leq \sigma_b = 0.6 \times F_{c28} = 15MPa$	6,15 < 15 vérifiée
Vérification de contrainte dans l'acier	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} \times f_e, 110\sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right)$	151,8 < 202 vérifiée

Tableau IV-17 Vérifications des contraintes en appui à l'ELS de la travée.

IV-1-5 Etat limite de déformation

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} h/L \geq 1/16 \dots\dots\dots (1) \\ h/L \geq M_t / 10 M_0 \dots\dots\dots (2) \\ A / b.d \leq 4.2 / f_e \dots\dots\dots (3) \end{array} \right.$$

On a h=12 cm, L=400 cm

$$(1) \Leftrightarrow h/L = 12/400 = 0.03 < 1/16 = 0.0625.$$

La condition (1) n'est pas vérifiée, alors la vérification de la flèche est nécessaire.

Le calcul de la flèche dépend de :

- La fissuration du béton.
- Du chargement successif sur les éléments.

La flèche a est vérifiée à l'aide du logiciel SAP2000

$$f = 0,3mm$$

$$f_{adm} = \frac{L}{1000} + 5mm = \frac{2500}{1000} + 5 = 7,5mm > f \rightarrow \text{Vérifiée}$$

IV-1-1-5Vérification à l'effort tranchant :

Il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V}{bd} < \tau_u = \min (0.2\mathcal{F}_{c28}/1.15; 5MPa)$$

$$\tau_u = \frac{V}{bd} = \frac{23.4 \times 10^3}{1000 \times 128} = 0.182MPa$$

$$\tau_u = 0.182MPa < \tau_u = 2.5MPa \text{ vérifié}$$

IV-1-2Poutre palière

Cette poutre est considérée comme étant semi encastree dans les poteaux de la cage d'escalier, sa portée est de 3.25m, le calcul se fera en flexion simple, elle sera métallique en section HEA.

IV-1-2-1 Les charges et les surcharges

1. Charges permanentes

- Le poids propre du mur en doubles cloisons

$$G_{mur} = \gamma_{surfacique} \times hauteur = 3.4 \times 1.5 = 5.1 KN/ml$$

- Prenant un poids du profilé $G_{profilé} = 0.883KN/ml$
- Charge transmise par la volée $R_B = 26.03 KN$ à l'ELU

$$G_{total} = G_{mur} + G_{profilé} + \frac{G_{volée}}{3,25} = 5,1 + 0,883 + \frac{26,03}{3,25} = 14KN/ml$$

2 . Charge d'exploitation

- La charge transmise par la volée $R_B=18.4$ KN à l'ELS.

$$Q = \frac{18,4}{3,25} = 5,66 \text{ KN/ml}$$

3. Combinaisons de charges

ELU : $q_u = 1.35 G_{\text{total}} + 1.5 Q = 1.35 (14) + 1.5 (5.66) = 27.39 \text{ KN/ml} = 27.4 \text{ KN/ml}$.

ELS : $q_s = G_{\text{total}} + Q = 14 + 5.66 = 19.66 \text{ KN/ml}$.

IV-1-2-2 Pré dimensionnement de la poutre palière

En suivant les conditions de flèche

$$\mathcal{F} = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_y} \leq \mathcal{F} = \frac{l}{300} \text{ et } \delta_2 = \frac{5 \times Q \times l^4}{384 \times E \times I_y} \leq \mathcal{F} = \frac{l}{350}$$

Avec :

$\mathcal{F}$: La flèche due à la charge q_s .

δ_2 : La flèche due à la charge d'exploitation Q .

$$\mathcal{F} \leq \frac{l}{300} \Rightarrow I_y \geq \frac{5 \times q_s \times l^4 \times 300}{384 \times E \times l} = \frac{1500 \times 19.66 \times 10^{-2} \times 325^3}{348 \times 21000} = 1255.377 \text{ cm}^4$$

$$\delta_2 \leq \frac{l}{350} \Rightarrow I_y \geq \frac{5 \times Q \times l^4 \times 350}{384 \times E \times l} = \frac{1750 \times 5.66 \times 10^{-2} \times 325^3}{348 \times 21000} = 421.65 \text{ cm}^4$$

On choisit un HEA 180 dont les caractéristiques sont les suivant :

$$I_y = 2510 \text{ cm}^4$$

$$W_{\text{ply}} = 324.9 \text{ cm}^3$$

$$A_{\text{vz}} = 14.47 \text{ cm}^2$$

1. Sollicitations

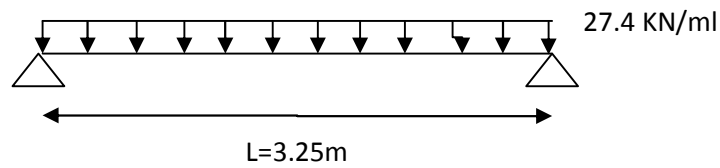


Figure IV-5 Schéma statique de la poutre palière à l'ELU

En utilisant la méthode de RDM on obtient les résultats résumés dans le tableau suivant :

$X\text{ (m)}$	Réaction (KN)	Effort tranchant (KN)	Moment fléchissant (KN.m)	$V_{\max}(\text{KN})$	$M_{\max}$ (KN.m)
0	44.52	-44.52	0	44.52	36.17
1.625	0	0	36.17		
3.25	44.52	44.52	0		

Tableau IV-18 Sollicitations sur la poutre palière à l'ELU.

2. Les diagrammes des efforts internes

• Diagramme de l'effort tranchant

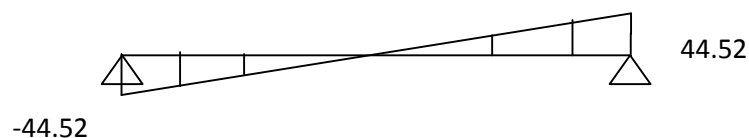


Figure IV-6 L'effort tranchant V_{sdz} à l'ELU en KN

2.2. Diagramme du moment fléchissant

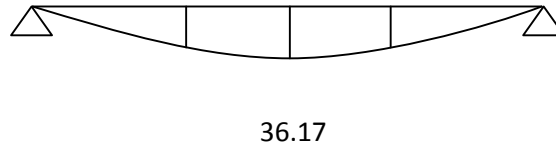


Figure IV-7 Le moment fléchissant M_{sdy} à l'ELU en KN.m

IV-1-2-3 Vérification à la résistance

1. Vérification au moment fléchissant

Il faut vérifier que le moment sollicitant est inférieur au moment résistant :

$$M_{sdy} \leq M_{Rdy}$$

La section du HEA 180 est de classe (01).

$$M_{Rdy} = M_{ply} = W_{ply} \times \frac{F_y}{\gamma_{mo}} = 324.9 \times 10^{-2} \times \frac{23.5}{1.1} = 69.41 \text{ KN.m}$$

$$M_{sdy} = 36.17 \text{ KN.m} \leq M_{Rdy} = 69.41 \text{ KN.m} \Rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

2. Vérification au cisaillement

Il faut vérifier que : $V_{sd} \leq V_{Rd}$

$$\text{Avec } V_{Rd} = A_v \times \frac{f_y}{\gamma_a} = 178,47 \text{ KN} > V_{sd} = 44,52 \text{ KN} \rightarrow \text{vérifiée.}$$

IV-2 Calcul de la toiture isolée

Nous avons deux types de toitures métalliques isolées : toiture à un versant et l'autre à deux versants dont la concavité est dirigée vers le bas d'un angle $\alpha = 5^\circ$.

Pour cette toiture y'a un faible risque d'accumulation de neige au niveau de la concavité due à la faible charge de neige et à la faible pente.

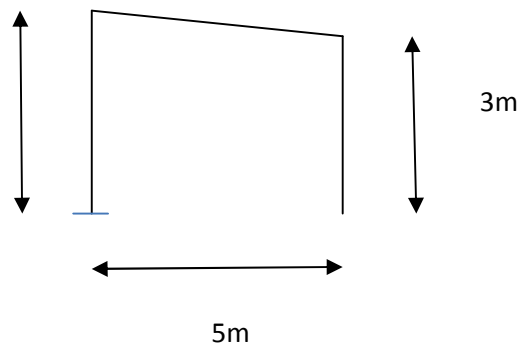


Figure IV-8 Portiques de la toiture à un versant

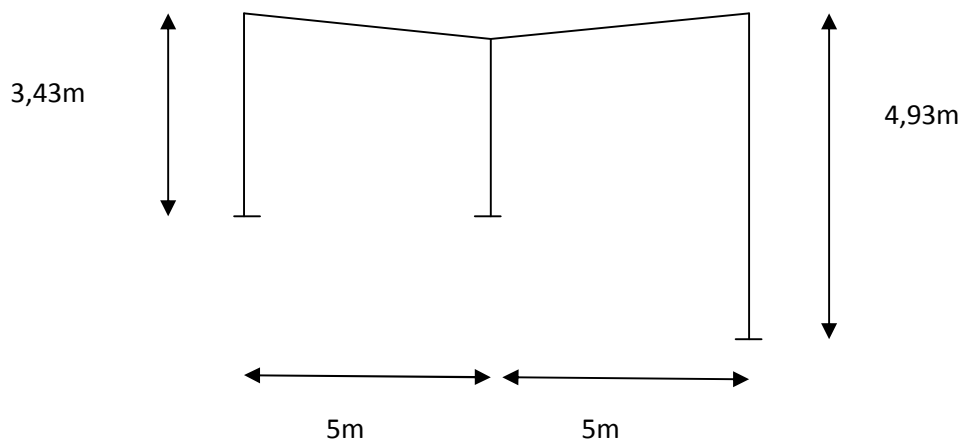


Figure IV-9 Portique de la toiture à deux versants

IV-2-1 Dimensionnement des pannes :

Les pannes sont des poutres destinées à transmettre les charges et surcharges qui s'appliquent à la couverture aux traverses qui à leurs tour les transmettent aux poteaux, elles sont réalisées soit en profilé I ou H. elles sont soumises à la flexion dévier.

Les caractéristiques des pannes les plus défavorables sont les suivantes :

Portée de la panne : $L = 7,5m$

Entre axe des pannes: $e_{panne} = 1,25 \text{ m}$.

1. Chargement

- **Permanant**

Poids propre de la tôle $G_{tole} = 0.14 \times x = 0.14 \times \frac{1,25}{\cos 5^\circ} = 0,175 \text{ KN/ml}$

Poids propre de la panne par estimation $G_t = 0.188 \text{ KN/ml}$

La charge permanente totale est : $G = 0.175 + 0.188 = 0,363 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$

- **Exploitation**

Dans le cas de notre toiture inaccessible on considère uniquement dans les calculs une charge d'entretien qui est égale au poids d'un ouvrier et son assistant et qui est équivalente à deux charges concentrées de 100 kg situées à 1/3 et 2/3 de la portée de la panne, comme c'est montré dans la figure suivante :

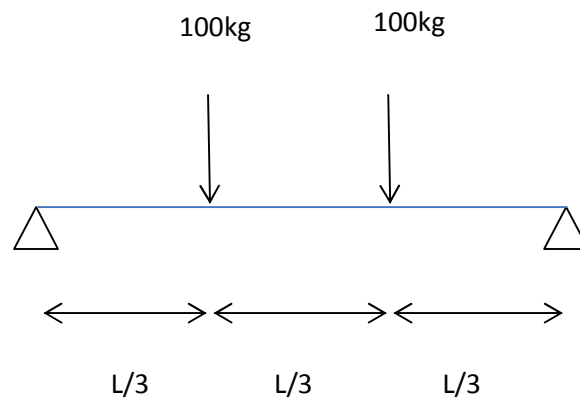


Figure IV-10 Schéma statique de la panne sous Q.

Pour des raisons de simplification les charges d'exploitation (charges concentrées) peuvent être remplacées par une charge répartie équivalente q_{rep} qu'on déduit de la relation suivante

$$M_{sd}^{max} = \frac{P \times L}{3} = \frac{q_{rep} \times L^2}{8} \Rightarrow q_{rep} = \frac{8}{3} \times \frac{P}{L} = 0,355 \text{ KN/ml}$$

1.3 Neige

$$S = 0,14 \times 1,25 = 0,175 \text{ KN/ml}$$

1.4 Vent

On a deux types de chargement dû au vent, les pannes seront calculées sous une charge répartie de pression et de dépression, d'après le tableau 5.8 du RNVA 99 et le zonage de la toiture la panne sera chargée de la manière suivante :

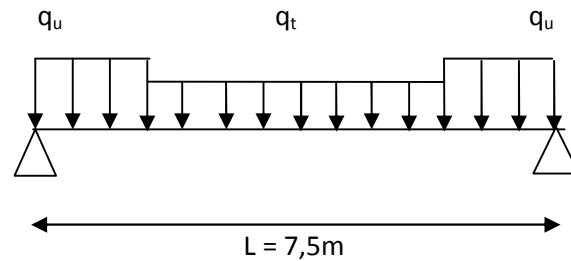


Figure IV-11 Panne sous charge répartie q

Note : Pour simplifier les calculs on prendra la moyenne des deux valeurs de la pression nette due au vent de la toiture la plus défavorable (à un versant).

$$C_{p,nette}^+ = \frac{0,8 + 1,3}{2} = 0,95$$

$$C_{p,nette}^- = \frac{-1,6 - 2,5}{2} = 1,9$$

On aura donc :

Une charge de pression de : $W^+ = 0,93 \times 905,25 \times 0,95 \times 1,25 = 0,998 \approx 1 \text{ KN/ml}$.

Et une charge de dépression de : $W^- = 1,9 \times 905,25 \times 0,95 \times 1,25 = -1,999 \approx -2 \text{ KN/m}$.

2. La projection des efforts

La panne est légèrement inclinée d'un angle $\alpha = 5^\circ$ et donc le calcul prend en compte les efforts suivant les deux sens Y et Z, pour ce on procède par la projection orthogonale des efforts et combinaison d'efforts sur les deux axes Y et Z.

Avec: $\begin{cases} q_y = q \cdot \sin \alpha \\ q_z = q \cdot \cos \alpha \end{cases}$ (q est une charge répartie).

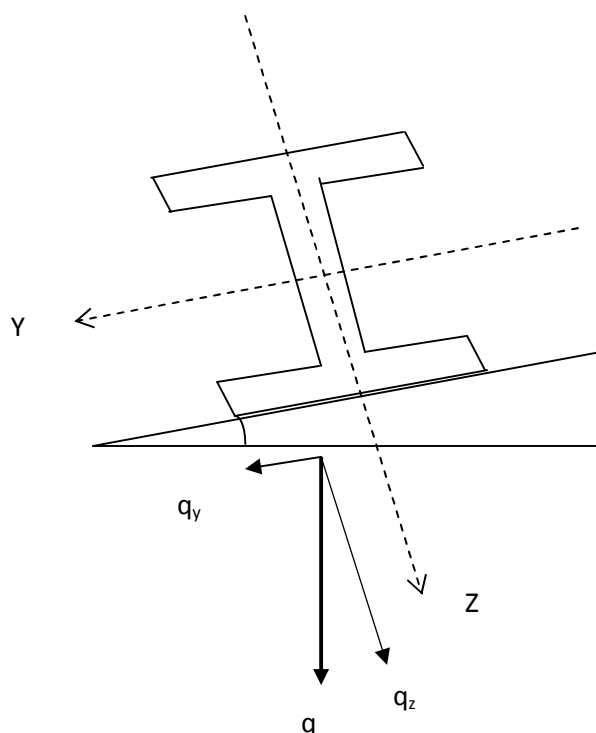


Figure IV-12 Schéma statique de la panne avec la projection des efforts

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Charges permanente (KN/ml)		Charges d'exploitation (KN/ml)		Charge de la neige (KN/ml)		Charge du vent (KN/ml)			
G_y	G_z	Q_y	Q_z	S_y	S_z	W_y^-	W_z^-	W_y^+	W_z^+
0.031	0.361	0.03	0.353	0.015	0.174	0	-2	0	1

Tableau IV-19 projection des efforts sur les axes (Y et Z).

3. Combinaisons de charges

Les combinaisons de charges à considérer sont les suivants :

	<i>ELU</i>	<i>ELS</i>
q_1	$1.35 G + 1.5 Q$	$G + Q$
q_2	$1.35 G + 1.5 S$	$G + S$
q_3	$G - 1.5 W$	$G - W$

Tableau IV-20 Combinaisons de charge à considérer pour les pannes.

Avec $q = \max(q_1; q_2; q_3)$

En projetant les efforts suivant les deux axes, on obtient les résultats suivant :

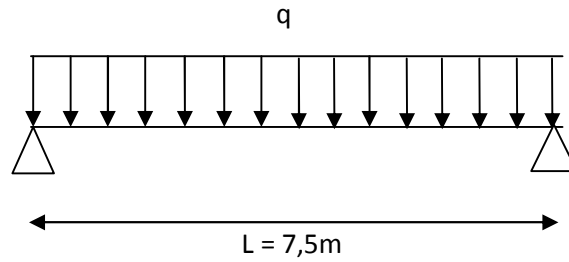
		<i>ELU (KN/ml)</i>	<i>ELS (KN/ml)</i>
q_1	$y-y'$	0.089	0.062
	$z-z'$	1.018	0.715
q_2	$y-y'$	0.065	0.0468
	$z-z'$	0.75	0.536
q_3	$y-y'$	0.031	0.031
	$z-z'$	-2,64	-1,64
	$y-y'$	0,031	0,031
	$z-z'$	1,86	1,36

Tableau IV-21 résultats de calcul des combinaisons de charges selon les axes Y et Z.

Donc $q=q_3$ (vent de soulèvement).

4. Vérification du moment ultime

On considère la panne soumise à une charge répartie q sur sa longueur.

Figure IV-13 Panne sous charge répartie uniforme q .

On doit satisfaire la condition suivante pour des sections de classe 1 et 2 :

$$\left(\frac{M_y}{M_{ply}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_z}{M_{plz}}\right)^\beta \leq 1$$

Dans ce cas de flexion bi axiale. Les sollicitations sont prises en valeurs absolues [CCM 97 article (11)]

Ou α et β sont des constantes qui place en sécurité si elles sont prise égales à l'unité mais qui peuvent prendre les valeurs suivantes :

Pour une section I ou H : $\begin{cases} \text{acier 235} \\ \text{IPE180} \end{cases} \Rightarrow \text{section de classe I} \Rightarrow \alpha = 2$

$$\beta = 2n \geq 1$$

Et $n = \frac{N}{N_{pl}}$ avec $N=0$ pour les pannes donc : $\beta = 1$

Par tâtonnement on choisit un **IPE 180** avec :

$$\begin{cases} W_{plz} = 34,6 \text{ cm}^3 \\ W_{ply} = 166,4 \text{ cm}^3 \end{cases}$$

– Le moment sollicitant :

$$\begin{cases} M_{Ry} = \frac{q_z \times L^2}{8} = \frac{2,64 \times 7,5^2}{8} = 18,56 \text{ KN.m} \\ M_{Rz} = \frac{q_y \times L^2}{8} = \frac{0,031 \times 7,5^2}{8} = 0,218 \text{ KN.m} \end{cases}$$

– Le moment résistant :

$$M_{ply} = \frac{166,4 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^3}{1,1} = 35,55 \text{ KN.m}$$

$$M_{plz} = \frac{34,6 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^3}{1,1} = 7,4 \text{ KN.m}$$

$$\left(\frac{18,56}{35,55}\right)^2 + \left(\frac{0,218}{7,4}\right)^1 = 0,3 < 1$$

La section choisie vérifie la condition

5. Vérification au cisaillement

La vérification au cisaillement est donnée par les formules suivantes :

$$\begin{cases} V_z \leq V_{plz} \\ V_y \leq V_{ply} \end{cases} \quad \text{Avec} \quad \begin{cases} V_{plz} = \frac{A_{vz} \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_m} \\ V_{ply} = \frac{A_{vy} \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_m} \end{cases}$$

$$\text{On a un IPE80} \Rightarrow \begin{cases} A_{vy} = 15,3 \text{ cm}^3 \\ A_{vz} = 11,3 \text{ cm}^3 \end{cases}$$

$$V_z = \frac{q_z \times L}{2} = \frac{2,64 \times 7,5}{2} = 9,9 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{q_y \times L}{2} = \frac{0,031 \times 7,5}{2} = 0,116 \text{ KN}$$

$$V_{plz} = \frac{11,3 \times 10^{-1} \left(\frac{235}{\sqrt{3}} \right)}{1,1} = 139,37 \text{ KN}$$

$$V_{ply} = \frac{15,3 \times 10^{-1} \left(\frac{235}{\sqrt{3}} \right)}{1,1} = 188,71 \text{ KN}$$

Condition vérifiée.

6. Vérification au déversement

- Semelle supérieur : comprimée sous l'action des charges permanente y'a pas de risque de déversement puisqu'elle est fixée à la toiture.
- Semelle inférieur : comprimée sous l'action du vent de soulèvement elle est susceptible de déverser du moment qu'elle est libre tout au long de sa portée.

Il faut vérifier que :

$$M_y \leq M_{dever} = \chi_{LT} \times \beta_w \times \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m1}} \rightarrow [\text{CCM 97 article 5.5.2 (5.48)}]$$

Avec $\beta_w = 1$ pour les sections de classe 1 et 2

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1}$$

$$\lambda_1 = 93,9 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 93,9$$

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{750}{7,42} = 101$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{101}{93,9} = 1,07 > 0,2 \rightarrow \text{il y a risque de flambement}$$

$$\begin{cases} \frac{h}{b} = \frac{180}{91} = 1,97 > 1,2 \Rightarrow Y - Y \rightarrow \text{courbe a} \Rightarrow \alpha_y = 0,21 \\ t_f = 8\text{mm} < 40\text{mm} \end{cases}$$

$$\varphi_y = 0,5 \cdot [1 + \alpha_y \cdot (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2] = 1,16$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\varphi_y + \sqrt{\varphi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = 0,62$$

$$M_{dever} = 0,62 \times 1 \times \frac{166,4 \times 235 \times 10^{-3}}{1,1} = 22,04\text{KN.m} > M_y = 18,56\text{KN.m}$$

⇒ Condition vérifiée.

7. Vérification de la flèche

- Selon l'axe z

Il faut vérifier : $f_{cal} \leq f_{ad}$

Avec :

$$q_s = -1,64\text{KN/ml}$$

$$f_{calz} = \frac{5 \cdot q_z \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_y} = \frac{5 \cdot 1,64 \cdot 10^{-3} \cdot 7,5^4}{384 \cdot 21000 \cdot 1317 \cdot 10^{-8}} = 2,4\text{cm}$$

$$f_{ad} = \frac{l}{200} = \frac{750}{200} = 3,75\text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- Selon l'axe y

Il faut vérifier : $f_{cal} \leq f_{ad}$

Avec :

$$f_{caly} = \frac{5 \cdot q_y \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_z} = \frac{5 \cdot 0,031 \cdot 10^{-2} \cdot 750^4}{384 \cdot 21000 \cdot 100,9} = 0,6 \text{ cm}$$

$f_{caly} < f_{ad} \Rightarrow$ Conditions vérifiées

On opte alors pour l'**IPE180**

IV-2-2 Vérification des traverses

Les poutres porteuses (traverse) sont des éléments structuraux qui permettent de supporter les charges des toitures et les transmettre aux poteaux. Elles sont sollicitées principalement par un moment de flexion, et des charges localisées dues aux pannes.

On prend en considération la traverse la plus sollicitée, elle est de section **IPE220** d'après les résultats du SAP 2000.

On a les caractéristiques suivantes :

Portée de la traverse : $L = 5,019 \text{ m} \approx 5 \text{ m}$

Entre axe des traverses : $e_{traverse} = 7,5 \text{ m}$

Entre axe des pannes : $e_{panne} = 1,25 \text{ m}$

Elles sont chargées comme c'est montré dans la figure suivante :

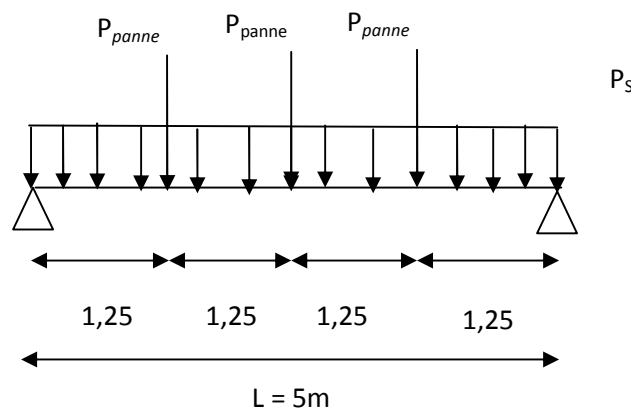


Figure IV-14 Schéma statique de la traverse.

IV-2-2-1 Sollicitations

Les sollicitations les plus défavorables sont tirées à partir du SAP 2000 sous la combinaison la plus défavorable $G+1,5W_x$:

$$\begin{cases} N_{sd} = -170,204 \text{KN} \\ M_{sdy} = -29,801 \text{KN.m} \\ M_{sdz} = 0,0239 \text{KN.m} = 0 \\ V_{sdz} = 20,569 \text{KN} \end{cases}$$

1. Classe de la section

➤ Vérification de la semelle

$$\frac{b_f}{2 \cdot t_f} \leq 10 \cdot \varepsilon \Rightarrow \frac{110}{2 \cdot 9,2} \leq 10 \cdot 1 \Rightarrow 5,975 \leq 10 \rightarrow \text{Semelle de classe 1}$$

$$\text{avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

➤ Vérification de l'âme

$$\frac{d}{t_w} \leq 72 \cdot \varepsilon \Rightarrow \frac{177,6}{5,9} \leq 72 \cdot 1 \Rightarrow 30,1 \leq 72 \rightarrow \text{Ame de classe 1}$$

Donc la section est de classe 1.

IV-2-2-2 Vérification à la résistance

1. Vérification au cisaillement

Il faut vérifier que : $V_{sdz} \leq V_{plz}$

Avec :

$$V_{plz} = \frac{A_v \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M_0}} = \frac{15,9 \cdot 10^{-1} \cdot (235 / \sqrt{3})}{1} = 215,72 \text{KN} > 20,569 \text{KN}$$

$V_{pl,Rd} > V_{sd} \rightarrow$ condition vérifiée .

$V_{sdz} = 20,569 \text{ KN} \leq 0,5 \cdot V_{pl,Rd} \Rightarrow$ le moment résistant ne sera pas réduit.

2. Vérification au moment fléchissant

On a

$$M_{sdy} = -29,801 \text{ KN.m}$$

Il faut vérifier : $M_{ply} \geq M_{sdy}$

$$M_{ply} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{285,4 \cdot 235 \cdot 10^{-1}}{1,1} = 6097,18 \text{ KN.m} \geq M_{sd} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$M_{sdz} = 0,0239 \text{ KN.m}$$

Il faut vérifier : $M_{plz} \geq M_{sdz}$

$$M_{plz} = \frac{W_{plz} \cdot f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{58,11 \cdot 235 \cdot 10^{-1}}{1,1} = 1241 \text{ KN.m} \geq M_{sd} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

3. Vérification à l'effort normal

Il faut vérifier la condition suivante :

$$N > \min \left[(0,25 \cdot N_{pl}); \left(\frac{0,5 \cdot A_w \cdot f_y}{\gamma_{M_0}} \right) \right]$$

Avec :

A_w : L'aire de l'âme

$$A_w = A - 2 \cdot b \cdot t_f = 13,16 \text{ cm}^2$$

$$N_{pl} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{33,4 \cdot 10^{-1} \cdot 235}{1,1} = 713,54 \text{ KN}$$

$$0,25 \cdot N_{pl} = 178,38 \text{ KN}$$

$$\frac{0,5 \cdot A_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{0,5 \cdot 13,16 \cdot 10^{-1} \cdot 235}{1,1} = 140,57 \text{ KN}$$

$$N = 170,2 \text{ KN} > \min[178,38; 140,57] = 140,57 \text{ KN}$$

→ condition vérifiée → présence d'interaction avec l'effort normal.

Il s'agit alors de vérification de la traverse à la flexion déviée et composée à la fois.

IV-2-2-3 Vérification aux instabilités

1. Vérification au déversement

La section de l'IPE220 est de classe (01) → $\beta_w = 1$

χ_{Lt} : Coefficient de réduction en fonction de $\overline{\lambda_{LT}}$

$$\overline{\lambda_{LT}} = \sqrt{\frac{\beta_w \cdot W_{pl} \cdot f_y}{M_{cr}}}$$

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

$$M_{cr} = \frac{C_1 \pi^2 E I_z}{(KL)^2} \sqrt{\left[\frac{K^2 I_w}{K w} \frac{I_z}{I_z} + \frac{(KL)^2 G I_t}{\pi^2 E I_z} + (C_2 Z_g - C_3 Z_j)^2 \right]} - (C_2 Z_g - C_3 Z_j)$$

C_1, C_2, C_3 : Des coefficients qui dépendent des conditions de charge.

$K=1$ (le cas le plus défavorable)

$$\psi = \frac{-4,847}{-29,465} = 0,1645$$

$$\Rightarrow C_1 = 1,879 \quad C_2 = 0 \quad C_3 = 0,939$$

$$K_w = 1$$

$$L = 125 \text{ cm}$$

Pour un **IPE 220**

$$I_w = 22,67 \text{ cm}^6, I_t = 9,07 \text{ cm}^4, I_z = 204,9 \text{ cm}^4, W_{pl,y} = 285,4 \text{ cm}^3$$

Le chargement est appliqué sur l'aile supérieure, donc :

$$Z_g = \frac{h_a}{2} = \frac{220}{2} = 110 \text{ mm}$$

La section est symétrique :

$$Z_j = 0 \text{ cm} \Rightarrow Z_s = 0 \text{ cm}$$

Le moment élastique critique devient alors :

$$M_{cr} = \frac{C_1 \pi^2 E I_z}{(KL)^2} \sqrt{\left[\frac{K^2 I_w}{K_w I_z} + \frac{(KL)^2 G I_t}{\pi^2 E I_z} \right]} = 265,566 \text{ KN.m}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{1 \cdot 285,4 \cdot 235 \cdot 10^{-3}}{265,566}} = 0,50 > 0,4 \rightarrow \text{risque de déversement}$$

$$\begin{cases} \frac{h}{b} = \frac{220}{110} = 2 > 1,2 \\ t_f = 9,2 \text{ mm} < 40 \text{ mm} \end{cases} \Rightarrow Y - Y \rightarrow \text{courbe a} \Rightarrow \alpha_{LT} = 0,21$$

$$\varphi_{LT} = 0,5 \cdot \left[1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] = 0,65$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + \sqrt{\varphi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2}} = 0,9387$$

$$M_{Ry} = \chi_{LT} \cdot \beta_w \cdot \frac{M_{ply}}{\gamma_{M1}} = 0,9387 \cdot 1 \cdot \frac{60,97}{1} = 57,23 \text{ KN.m}$$

Il faut vérifier la condition suivante :

$$\left[\frac{M_{sdy}}{M_{NRy}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{sdz}}{M_{NRz}} \right]^\beta \leq 1$$

Avec M_{NR} : est le moment de résistance plastique de calcul réduit par la prise en compte de l'effort axiale N.

$$N \neq 0 \Rightarrow \alpha = 2 \text{ et } \beta = 5 \cdot n \geq 1$$

$$n = \frac{N_{sd}}{N_{plRd}} = \frac{170,2}{713,54} = 0,2385 \Rightarrow \beta = 1,19$$

$$M_{NRy} = M_{ply} \left[\frac{1-n}{1-0,5a} \right]$$

$$M_{NRz} = M_{plz} \left[1 - \left(\frac{n-a}{1-a} \right)^2 \right]$$

$$a = \frac{A_w}{A} = 0,39$$

$$M_{NRy} = 57,23 \cdot \left[\frac{1-0,23}{1-0,5 \cdot 0,39} \right] = 54,74 \text{ KN.m}$$

$$M_{NRz} = 11,28 \cdot \left[1 - \left(\frac{0,23-0,39}{1-0,39} \right)^2 \right] = 10,5 \text{ KN.m}$$

$$\left[\frac{29,801}{54,74} \right]^2 + \left[\frac{0,0239}{10,5} \right]^{1,19} = 0,297 \leq 1 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Toutes les conditions sont vérifiées le IPE220 convient pour les traverses de la toiture.

IV-2-3 Vérification des poteaux

Il s'agit de vérifier le poteau le plus sollicité sous la combinaison la plus défavorable.

D'après le SAP 2000 les poteaux de la toiture sont de section **IPE240**.

Les sollicitations les plus défavorables sont :

Combinaison	$h(m)$	$N(KN)$	$M_y(KN.m)$	$M_z(KN.M)$	$V_y(KN)$	$V_z(KN)$
1,35 (G+Q+S)	3	-16,4	-29,58	-0,41	-0,507	-16,12

Tableau IV-22 sollicitations sur le poteau le plus défavorable de la toiture.

IV-2-3-1 Vérification à la résistance

1. Classe de la section

le poteau IPE240 est soumis à une flexion simple sous M_y est de classe 1 d'après le tableau 4.1 de la classification des sections

Donc la section est de classe 1.

2. Vérification à l'effort tranchant

• Suivant Z – Z

$$V_{plz} = \frac{A_{vz} \cdot \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{M_0}} = \frac{19,14 \cdot 10^{-1} \cdot \left(\frac{235}{\sqrt{3}}\right)}{1,1} = 236,07 \text{ KN} > V_z$$

$$0,5 \cdot V_{plz} = 118,04 \text{ KN} > V_z \rightarrow \text{pas de réduction du moment résistant plastique.}$$

• Suivant Y – Y

$$V_{ply} = \frac{A_{vy} \cdot \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{M_0}} = \frac{24,8 \cdot 10^{-1} \cdot \left(\frac{235}{\sqrt{3}}\right)}{1,1} = 305,89 \text{ KN} > V_y$$

$$0,5 \cdot V_{ply} = 118,04KN > V_y \rightarrow \text{pas de réduction du moment résistant plastique.}$$

3. Vérification à l'effort normal

Il faut vérifier la condition suivante

$$N > \min \left[(0,25 \cdot N_{pl}); \left(\frac{0,5 \cdot A_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \right) \right]$$

Avec :

A_w : L'aire de l'âme

$$A_w = A - 2 \cdot b \cdot t_f = 15,58cm^2$$

$$N_{pl} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{39,1 \cdot 10^{-1} \cdot 235}{1,1} = 835,31 KN$$

$$0,25 \cdot N_{pl} = 208,82KN$$

$$\frac{0,5 \cdot A_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{0,5 \cdot 15,58 \cdot 10^{-1} \cdot 235}{1,1} = 166,42KN$$

$$N = 16,4KN < \min[208,82; 166,42] = 166,42 KN$$

$\rightarrow$ condition non vérifiée $\rightarrow$ pas de présence d'effort normal.

IV-2-3-2Vérification aux instabilités

1. Vérification au flambement

- Selon l'axe Y-Y

$$K_{11} = K_{12} = \frac{I_y}{L} = \frac{1317}{750} = 1,756 \text{ cm}^3$$

$$K_c = \frac{I_y}{h} = \frac{3892}{300} = 12,93 \text{ cm}^3$$

$$K_1 = K_2 = \frac{I_y}{h} = 0$$

Avec

K_c : Rigidité de poteau considéré.

K_1 : Rigidité du poteau supérieur.

K_2 : Rigidité du poteau inférieur.

K_{11}, K_{12} : Rigidité des poutres supérieures.

K_{21}, K_{22} : Rigidité des poutres inférieures.

$$n_1 = \frac{K_c}{K_c + K_{11} + K_{12}} = 0,78 \rightarrow [\text{Annexe E (E.1) de l'EC3}]$$

$$n_2 = \frac{K_c}{K_c + K_{21} + K_{22}} = 1 \rightarrow [\text{Annexe E (E.2) de l'EC3}]$$

On a une structure à nœuds déplaçables, donc :

$$\frac{l_{ky}}{h} = \sqrt{\frac{1 + 0,2 \cdot (\eta_1 + \eta_2) - 0,12 \cdot \eta_1 + \eta_2}{1 - 0,8 \cdot (\eta_1 + \eta_2) + 0,6 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2}}$$

$$\Rightarrow l_{ky} = \sqrt{\frac{1 + 0,2 \cdot (\eta_1 + \eta_2) - 0,12 \cdot \eta_1 + \eta_2}{1 - 0,8 \cdot (\eta_1 + \eta_2) + 0,6 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2}} \cdot h = 17,8 \text{ m}$$

$$\lambda_1 = 93,9 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 93,9$$

$$\lambda_y = \frac{l_{ky}}{i_y} = \frac{1780}{9,97} = 223,4$$

$$\bar{\lambda}_1 = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{223,4}{93,9} = 2,37 > 0,2 \rightarrow \text{il y a risque de flambement}$$

$$\begin{cases} \frac{h}{b} = \frac{240}{120} = 2 > 1,2 \\ t_f = 9,8mm < 40mm \end{cases} \Rightarrow Y - Y \rightarrow \text{courbe a} \Rightarrow \alpha_y = 0,21$$

$$\varphi_y = 0,5 \cdot [1 + \alpha_y \cdot (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2] = 3,5$$

$$\chi_y = \frac{1}{\varphi_y + \sqrt{\varphi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}} = 0,16$$

➤ Selon l'axe Z-Z

$$K_{11} = \frac{I_z}{L} = \frac{2771,8}{501,9} = 5,522cm^3$$

$$K_c = \frac{I_z}{h} = \frac{283,6}{300} = 0,945cm^3$$

$$K_1 = \frac{I_y}{h} = 0$$

$$K_2 = \frac{I_y}{h} = 0$$

$$n_1 = \frac{K_c}{K_c + K_{11} + K_{12}} = 0,078$$

$$n_2 = \frac{K_c}{K_c + K_{21} + K_{22}} = 1$$

On a une structure à nœuds déplaçables, donc :

$$\frac{l_{ky}}{h} = \sqrt{\frac{1 + 0,2 \cdot (\eta_1 + \eta_2) - 0,12 \cdot \eta_1 + \eta_2}{1 - 0,8 \cdot (\eta_1 + \eta_2) + 0,6 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2}}$$

$$\Rightarrow l_{ky} = \sqrt{\left(\frac{1 - 0,2 \cdot (\eta_1 + \eta_2) - 0,12 \cdot \eta_1 + \eta_2}{1 - 0,8 \cdot (\eta_1 + \eta_2) + 0,6 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2} \right) \cdot h} = 9,4m$$

$$\lambda_1 = 93,9 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 93,9$$

$$\lambda_z = \frac{l_{kz}}{i_z} = \frac{940}{2,69} = 349,7$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{349,7}{93,9} = 3,72 > 0,2 \rightarrow \text{il y a risque de flambement}$$

$$\begin{cases} \frac{h}{b} = \frac{240}{120} = 2 > 1,2 \\ t_f = 9,8mm < 40mm \end{cases} \Rightarrow Z - Z \rightarrow \text{courbe b} \Rightarrow \alpha_z = 0,34$$

$$\varphi_z = 0,5 \cdot [1 + \alpha_z \cdot (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2] = 7,98$$

$$\chi_z = \frac{1}{\varphi_z + \sqrt{\varphi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}} = 0,066$$

$$\chi_{min} = \min(\chi_y, \chi_z) = 0,066$$

2. Vérification au déversement

La section de l'IPE240 est de classe (01) $\rightarrow \beta_w = 1$

χ_{Lt} : Coefficient de réduction en fonction de $\bar{\lambda}_{LT}$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_w \cdot W_{pl} \cdot f_y}{M_{cr}}}$$

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

$$M_{cr} = \frac{C_1 \pi^2 E I_z}{(KL)^2} \sqrt{\left[\frac{K^2 I_w}{K_w I_z} + \frac{(KL)^2 G I_t}{\pi^2 E I_z} + (C_2 Z_g)^2 \right]} - (C_2 \cdot Z_g)$$

$\rightarrow$ [Annexe F (1.3) de l'EC3]

C_1, C_2 Des coefficients qui dépendent des conditions de charge.

$K=1$ (le cas le plus défavorable)
 $\Rightarrow C_1 = 2,927 \quad C_2 = 0 \rightarrow$ [tableau F.1.1 de l'EC3]

$K_w=1$

$L=300\text{cm}$

Pour un **IPE240**

$$I_w = 37,39 \text{ cm}^6, I_t = 12,88 \text{ cm}^4, I_z = 283,6 \text{ cm}^4, W_{pl,y} = 366,6 \text{ cm}^3$$

Le chargement est appliqué au centre de gravité, donc :

$$Z_g = 0 \text{ cm}$$

$$G = \frac{E_a}{2 \cdot (1 + \nu)} = 80769,231 \text{ MPa}$$

La section est symétrique :

$$Z_j = 0 \text{ cm} \Rightarrow Z_s = 0 \text{ cm}$$

Le moment élastique critique devient alors :

$$M_{cr} = \frac{C_1 \pi^2 E I_z}{(KL)^2} \sqrt{\left[\frac{K^2 I_w}{K_w I_z} + \frac{(KL)^2 G I_t}{\pi^2 E I_z} \right]} = 241,36 \text{ KN.m}$$

$$\overline{\lambda_{LT}} = \sqrt{\frac{1 \cdot 366,6 \cdot 235 \cdot 10^{-3}}{241,36}} = 0,597 > 0,4 \Rightarrow y \text{ a risque de déversement}$$

Alors, on doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N}{\chi_{min} \cdot N_{pl}} + \frac{K_{LT} M_y}{\chi_{LT} \cdot M_{ply}} + \frac{K_z \cdot M_z}{M_{plz}} \leq 1 \rightarrow [\text{Article 5.5.4 (2) loi (5.52) de l'EC3}]$$

Avec :

$$K_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} - N_{sd}}{\chi_y \cdot A \cdot f_y}$$

$$\mu_{LT} = 0,15 \cdot \bar{\lambda}_z \cdot \beta_{MLT} - 0,15$$

β_{MLT} : est un facteur de moment uniforme équivalent pour le déversement.

D'après la figure 5.5.3 de l'Eurocode 3 $\beta_{MLT} = 1,8 - 0,7\psi$

$$\text{Avec } \psi = \frac{-0,4164}{1,0979} = -0,379$$

$$\beta_{MLT} = 2,06$$

$$\mu_{LT} = -0,12 < 0,9$$

$$K_{LT} = 1 - \frac{0,12 \cdot 16,4}{0,16 \cdot 39,1 \cdot 235} \cdot 10 = 0,98 < 1$$

$$K_z = 1 - \frac{\mu_z - N_{sd}}{\chi_z \cdot A \cdot f_y}$$

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z \cdot (2 \cdot \beta_{Mz} - 4)$$

$$\psi = \frac{18,729}{-29,58} = -0,633 \Rightarrow \beta_{Mz} = 2,24 \Rightarrow \mu_z = 0,031$$

$$K_z = 1 - \frac{0,031 \cdot 16,4}{0,066 \cdot 39,1 \cdot 235} \cdot 10 = 0,99 < 1,5$$

$$M_{ply} = 78,319 \text{ KN.m}$$

$$M_{plz} = 15,79 \text{ KN.m}$$

$$\frac{16,4}{0,066.835,31} + \frac{0,98 \cdot 29,58}{0,12 \cdot 78,319} + \frac{0,99 \cdot 0,416}{15,8} = 0,78 \leq 1$$

→ condition vérifiée

Toutes les conditions sont vérifiées, le profilé *IPE240* convient comme poteau de la toiture métallique.

IV-3 Garde de corps

Dans les cas courants, le garde corps est un élément secondaire qu'on retrouve dans des surfaces exposées à des différents niveaux, il a pour rôle la protection des personnes. Ici on le retrouve dans les façades longitudinales du bâtiment, il a pour rôle en plus de celui cité précédemment d'empêcher la chute d'un véhicule en cas de choc accidentel.

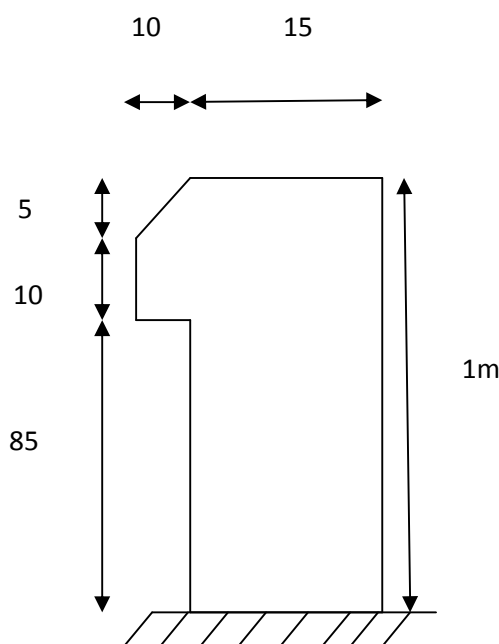


Figure IV-15 Garde corps

Il convient de calculer les garde-corps dans les parkings pour qu'ils résistent aux charges horizontales indiquées en [B(2) annexe B de l'Eurocode 1 1.1].

La force horizontale caractéristique F (en KN) que doit reprendre le garde-corps résistant au choc d'un véhicule est supposée uniformément répartie sur une longueur de 1,5m de garde-corps et perpendiculaire à celle-ci ; elle est donnée par la formule :

$$F = \frac{0,5 \times m \times V^2}{\delta_c + \delta_b}$$

Ou :

m : est la masse totale autorisée en charge du véhicule (en Kg).

V : est la vitesse du véhicule (en m/s) perpendiculairement au garde-corps.

δ_c : est la déformation du véhicule (en mm).

δ_b : est la déformation du garde-corps (en mm).

On peut dire que cette force s'applique à la hauteur du pare-chocs. Dans notre cas de parking destiné à des véhicules dont la masse totale autorisée en charge ne dépasse pas 2500Kg, cette hauteur peut être prise égale à 375mm au-dessus du niveau du sol. [B (5) annexe B. Eurocode 1 1.1].

IV-3-1Chargement

1. Charges verticales

La surface du garde corps est :

$$S = (1 \cdot 0,15) + (0,1 \cdot 0,1) + \left(\frac{0,1 \cdot 0,05}{2} \right) = 0,1625m^2$$

Le poids propre de l'acrotère est :

$$G_0 = 25 \cdot 0,1625 = 4,06KN/m$$

Enduit en ciment ($e = 2cm$)

$$G_1 = 0,18 \cdot 1 \cdot 2 = 0,36KN/m$$

Le poids total estimé est : $G = G_0 + G_1 = 4,42KN/m$

2. Charges horizontales

- Charge sismique

D'après le RPA99, l'acrotère est soumis à une force horizontale due au séisme :

$$F_p = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot W_p \rightarrow [RPA(article 6.2.3)]$$

Avec :

A: Coefficient d'accélération de zone $\rightarrow$ [RPA99 (Tableau 4 .1)]

C_p: Facteur de force horizontale varie entre 0,3 et 0,8 $\rightarrow$ RPA99 (Tableau 6.1)

W_p: Poids de l'élément considéré.

Dans notre cas : Le Groupe d'usage 2 et Zone II_a (W. Bejaia).

$$\begin{cases} A = 0,15 \\ C_p = 0,8 \\ W_p = 2,77 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$\text{Donc : } F_p = 4 \cdot 0,15 \cdot 0,8 \cdot 2,77 = 1,3296 \text{ KN}$$

- **Charge d'exploitation**

$$Q=1\text{KN/ml}$$

- **Charge accidentelle**

Définie précédemment, les données sont les suivants :

Pour un véhicule de masse $m=2500 \text{ Kg}$

$$V = 4,5 \text{ m/s}$$

$$\delta_c = 100\text{mm}$$

$$\delta_b = 0 \text{ mm (rigide)}$$

$$F = \frac{0,5 \times 2500 \times 4,5^2}{100} = 253,125 \text{ KN}$$

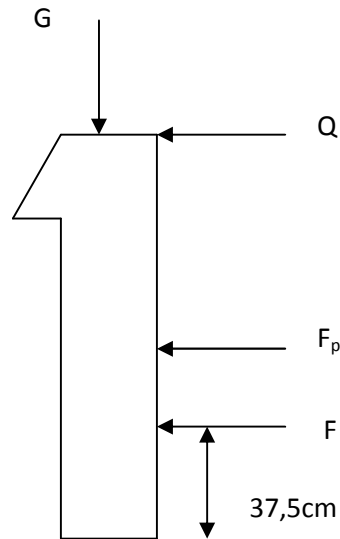


Figure IV-16 Chargement du garde corps.

Elle est beaucoup plus grande que la charge sismique d'exploitation et le poids propre.

La charge répartie sur 1,5 mètre linéaire est donc :

$$F = \frac{\frac{0,5 \times m \times V^2}{\delta_c + \delta_b}}{1,5m} = \frac{\frac{0,5 \times 2500 \times 4,5^2}{100}}{1,5m} = 168,75 \text{ KN}$$

Hypothèses de calcul

Le garde corps est calculé comme un élément console, sollicité principalement à la charge accidentelle, et donc sollicité en flexion simple.

La fissuration est considérée comme peu préjudiciable.

Le calcul se fera pour une bande d'un mètre et demi linéaire (1,5m).

IV-3-2 Calcul des sollicitations

La section défavorable est dans l'encastrement, le moment engendré par la charge de choc est : $M_F = F \times 0,375 = 63,28 \text{ KN.m}$.

IV-3-3 Ferrailage

La section se calcule à la flexion simple pour une section rectangulaire ($b \times h$).

<i>Données</i>		
Géométrie	<i>Largeur de la section</i>	$b=1.50m$
	<i>Hauteur utile des aciers tendus</i>	$h=e=0.15m$
	<i>Hauteur de la section</i>	$d=0.13m$
matériau	<i>Contrainte de l'acier utilisé</i>	$F_e=400 \text{ MPa}$
	<i>Contrainte du béton à 28 jours</i>	$F_{c28}=25 \text{ MPa}$
	<i>Condition de fissuration</i>	<i>Peu préjudiciable</i>
sollicitation	<i>Moment ultime due à : F</i>	$M_F=63,28 \text{ KN.m}$
	<i>Moment réduit limite</i>	$\mu_l=0.392$

Tableau IV-23 Les données des volées.

<i>Contraintes de calcul</i>		
<i>Contrainte de compression du béton à l'ELU</i>	$(0,85 \times f_{c28})/1,5$	$F_{bu}=14.2 \text{ MPa}$
<i>Contrainte de traction des aciers</i>	$(F_e/1.15)$	$F_{su}=348 \text{ MPa}$
<i>Contrainte de compression de béton à l'ELS</i>	$(0.6 * F_{c28})$	$\sigma_{bc}=15 \text{ MPa}$
<i>Résistance caractéristique à la traction</i>	$0.6 + (0.06 * F_{c28})$	$F_{t28}=2.1 \text{ MPa}$

Tableau IV-24 Contrainte de calcul.

Calcul des moments réduits		
Moment ultime réduit	$M_u/(b \cdot d^2 \cdot \mathcal{F}_{bu})$	$\mu_{bu}=0.175$
Etat limite de compression du béton	Si : $\mu_{bu} < \mu_l$ alors pas d'aciers comprimés Si : $\mu_{bu} > \mu_l$ alors aciers comprimés nécessaires	Système d'armature retenu Pas d'aciers comprimés

Tableau IV-25 Calcul des moments réduits de l'acrotère.

Calcul des paramètres caractéristique de la section		
Coefficient de la fibre neutre	$1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}})$	$\alpha = 0.25$
Ordonnée de la fibre neutre	$(\alpha \times d)$	$Y=0.0325m$
Bras de levier du couple interne	$d \times (1 - (0.4 \times \alpha))$	$Z=0.117m$

Tableau IV-26 Calcul des paramètres caractéristiques de la section réduite de l'acrotère.

Détermination de la section théorique des aciers tendus		
Section théorique d'acier	$M_u/(Z \times \mathcal{F}_{su})$	$A_{st} = 15,54 \text{ cm}^2$
Condition de non fragilité	$A_{min} = 0.23b \times d \times \frac{\mathcal{F}_{t28}}{\mathcal{F}_e}$	$A_{min} = 4 \text{ cm}^2$
Choix des sections commerciales des armatures tendus		
Un lit	Choix : 5HA20	$A_{st} = 15,71 \text{ cm}^2$

Tableau IV-27 Détermination de la section théorique des aciers tendus.

- Armatures de répartition

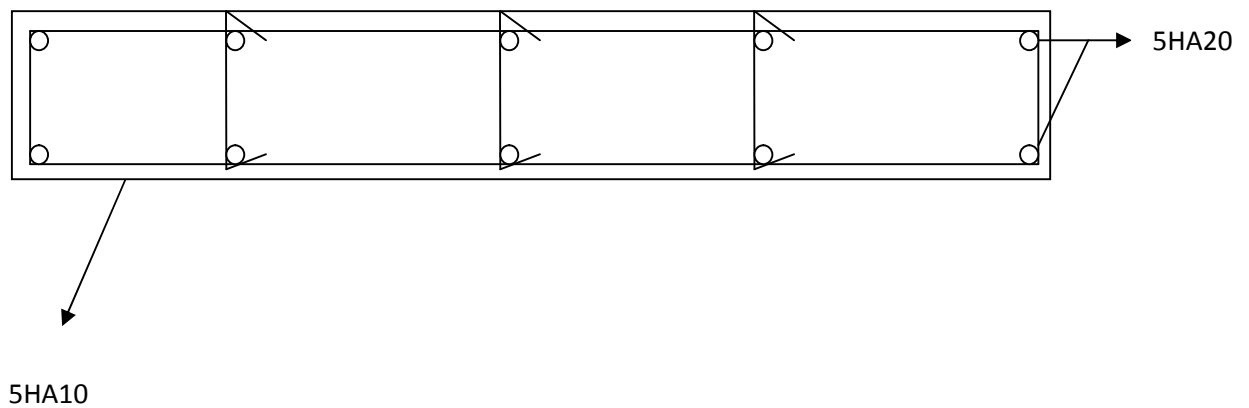
$$A_r = \frac{A}{4} = 3,92 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{On adopte } 5\text{HA}10 = 3,93 \text{ cm}^2.$$

- **Espacement**

Armatures principales : $S_t \leq \frac{150}{5} = 30 \text{ cm} \rightarrow$ On adopte : $S_t = 30 \text{ cm}$.

Armatures de répartitions : $S_t \leq \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} \rightarrow$ On adopte : $S_t = 20 \text{ cm}$;

- **Schéma de ferrailage**
Coupe dans le plan x-y



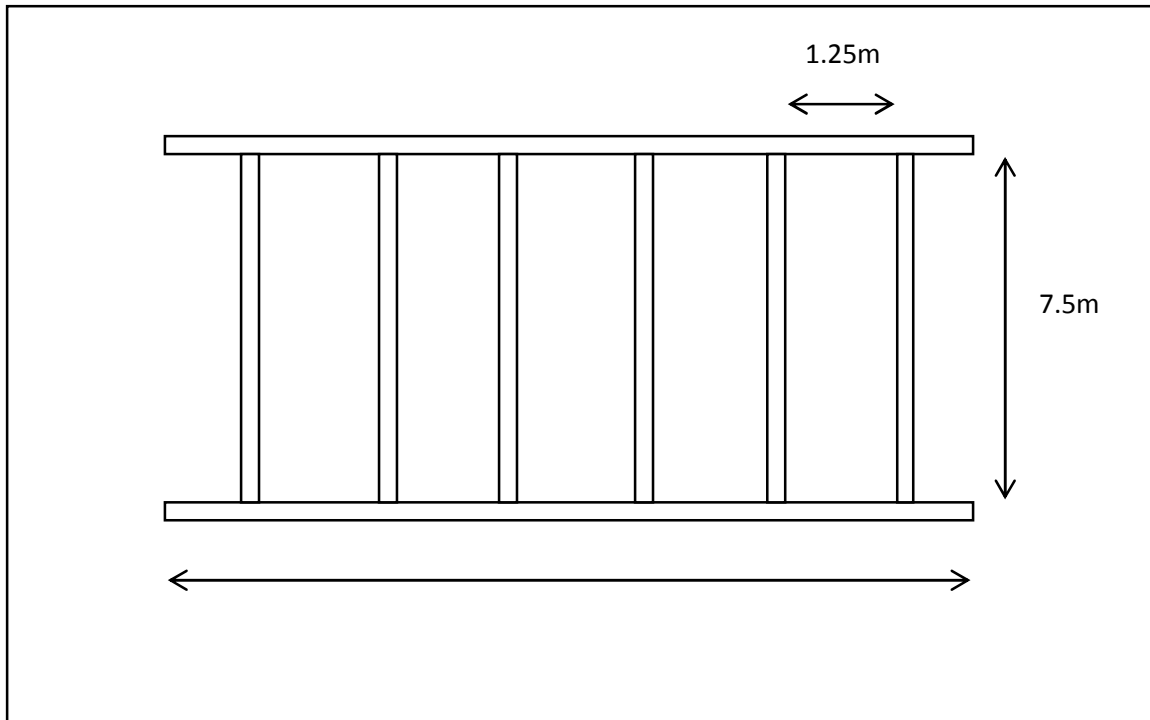
V- Etude des planchers**V-1 Ferrailage de la dalle**

Figure V-1 Schéma de la trame supportant les planchers

$$L_x = 1,25 \text{ m.}$$

$$L_y = 7,5 \text{ m.}$$

$$e = 10 \text{ cm.}$$

Le panneau de dalle travaille dans un seul sens (L_x), la dalle se calcul comme une poutre en flexion simple ($b \cdot h$) = (1.25, 0.12) m².

V-1-1 Calcul du moment pour une dalle qui repose sur deux appuis libres :

- **Chargement**

<i>matériaux</i>	<i>Epaisseur (m)</i>	<i>Poids volumique (KN/m³)</i>	<i>Charge (KN/m²)</i>
<i>Revêtement</i>	0.05	25	1,25
<i>Dalle en Béton armé</i>	0.14	25	3,5
<i>Tôle profilé</i>	/	/	0,15

Tableau 5-1 chargement de la dalle en béton armé

$$G = 4,9 \times 1,25 = 6,125 \text{ KN/ml}$$

D'après le DTR charges et surcharge article 7.1 et la norme *EN 1991-1-1 :2001* les planchers doivent être conçus pour supporter une charge d'exploitation uniformément répartie de 2.5 KN/m^2

$$Q = 2.5 \times 1.25 = 3.125 \text{ KN/ml.}$$

- **Combinaisons de charges**

$$\text{ELU: } q_u = 1.35 \times (6,125) + 1.5 \times (3.125) = 12,95 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{ELS: } q_s = 6,125 + 3.125 = 9,25 \text{ KN/ml.}$$

- **Sollicitation**

$$M_0 = \frac{12,95 \times 1.25^2}{8} = 2.53 \text{ KN.m}$$

Avec :

$$\text{Moment en travée } M_t = 0,75 M_0 = 0,75 \times 2,53 = 1,89 \text{ KN.m.}$$

$$\text{Moment en appui } M_a = 0,5 M_0 = 0,5 \times 2,53 = 1,26 \text{ KN.m.}$$

V-1-2 Détermination de la section d'armature

- **En travée**

Données		
Géométrie	Largeur de la dalle	$b=1.25m$
	Hauteur utile des aciers tendus	$h=e=0.1m$
	Hauteur de la section	$d=0.08m$
matériau	Contrainte de l'acier utilisé	$F_e=400 \text{ MPa}$
	Contrainte du béton à 28 jours	$F_{c28}=25 \text{ MPa}$
	Condition de fissuration	Peu préjudiciable
sollicitation	Moment ultime due à : $1.35G+1.5Q$	$M_u=1,89 \text{ KN.m}$
	Moment réduit limite	$\mu_l=0.392$

Tableau V-2 données de la dalle.

Contraintes de calcul		
Contrainte de compression du béton à l'ELU	$(0.85 \cdot F_{c28})/1.5$	$F_{bu}=14.2 \text{ MPa}$
Contrainte de traction des aciers	$(F_e/1.15)$	$F_{su}=348 \text{ MPa}$
Contrainte de compression de béton à l'ELS	$(0.6 \cdot F_{c28})$	$\sigma_{bc}=15 \text{ MPa}$
Résistance caractéristique à la traction	$0.6 + (0.06 \cdot F_{c28})$	$F_{t28}=2.1 \text{ MPa}$

Tableau V-3 Contrainte de calcul.

Calcul des moments réduits		
Moment ultime réduit	$M_u/(b \cdot d^2 \cdot F_{bu})$	$\mu_{bu}= 0.0166$
Etat limite de compression du béton	Si : $\mu_{bu} < \mu_l$ alors pas d'aciers comprimés Si : $\mu_{bu} > \mu_l$ alors aciers comprimés nécessaires	Système d'armature retenu Pas d'aciers comprimés

Tableau V-4 Calcul des moments réduits de la dalle

Calcul des paramètres caractéristique de la section		
Coefficient de la fibre neutre	$1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}})$	$\alpha = 0.02$
Ordonnée de la fibre neutre	$(\alpha \times d)$	$Y=0.00167m$
Bras de levier du couple interne	$d \times (1 - (0.4 \times \alpha))$	$Z=0.079 m$

Tableau V-5 calcul des paramètres caractéristiques de la section réduite de la dalle.

Détermination de la section théorique des aciers tendus		
Section théorique d'acier	$M_u / (Z \times F_{su})$	$A_{st} = 0.687 \text{ cm}^2$
Condition de non fragilité	$A_{min} = 0.23b \times d \times \frac{F_{t28}}{F_e}$	$A_{min} = 1.207 \text{ cm}^2$
Choix des sections commerciales des armatures tendus		
Un lit	Choix : 3HA8	$A_{st} = 1.51 \text{ cm}^2$

Tableau V-6 Détermination de la section théorique des aciers tendus de la dalle en travée.

- **En appui**

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

	Moment (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	As (cm²)
En appui	1.265	0.011	0.015	0.079	0.46

Tableau V-7 Détermination de la section d'armature à mettre en appui.

On ferraille la travée et l'appui de la dalle avec $A_{min} = 1.5 \text{ cm}^2$, c'est-à-dire avec 3HA8= 1.51cm²/ml.

V-1-3 Vérification au poinçonnement de la dalle en béton :

Pour notre parking de catégorie F d'après l'Eurocode (1), il faut vérifier le poinçonnement a une charge localisée d'essieu unique sur une surface de $10 \times 10 \text{ cm}^2$, Cette charge Q_k est choisit dans une fourchette de 10 à 20 KN $\rightarrow$ [Tableau 6.8 de l'EC1].

La valeur à retenir pour le type de notre structure est $Q_k = 10 \text{ KN} \rightarrow$ [tableau 6.4 de l'EC1]

Il faut vérifier

$$1,5Q_k \leq 0,045 \cdot h_c \cdot U_c \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_c} \rightarrow [\text{BAEL99 clause A.5.2,4}]$$

Avec

h_c : L'épaisseur de la dalle.

U_c : Le périmètre d'impacte.

$$U_c = 10 \times 4 = 40 \text{ cm}$$

$$1,5Q_k = 15 \text{ KN}$$

$$0,045 \cdot 0,10 \cdot 0,40 \cdot \frac{25 \times 10^3}{1,5} = 30 \text{ KN} > 1,5Q_k \Rightarrow \text{vérifiée}$$

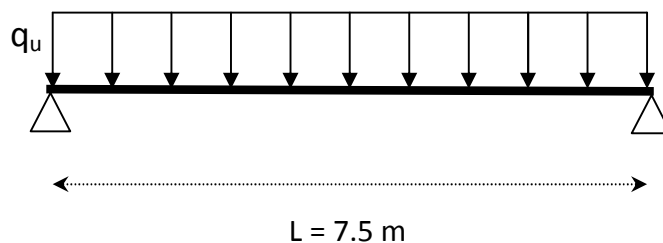
V-2 Calcul des solives

Figure V-2 Schéma statique de la solive la plus sollicitée.

D'après le pré dimensionnement les solives sont de type IPE300 pour les travées de 7.5 m et des IPE200 pour les travées de 5m.

Le calcul des solives se fait en deux phases, à court terme (phase de construction) et à long terme (phase finale) avec le cas le plus défavorable de calcul qui est de supposer les poutres isostatiques.

V-2-1 Les poutres solive IPE300 :

Elles sont de longueur 7.5m disposées avec un entraxe de $b=1.25m$.

V-2-1-1 Phase de construction

a. Chargement

G = poids propre du profilé+ le poids propre de la tôle nervurée+ le poids propre de la dalle en béton armé (frais).

Q = la surcharge de chantier (ouvrier et matériel).

$$G = 0,422 + (0,15 \times 1,25) + (25 \times 0,14 \times 1,25) = 4,98 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 1 \times 1,25 = 1,25 \text{ KN/ml}$$

b. Combinaison de charge

$$q_u = 1,35(4,98) + 1,5(1,25) = 8,6 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = 4,98 + 1,25 = 6,23 \text{ KN/ml}$$

c. Vérification à la résistance du profilé seul

Il faut que : $M_{sd} \leq M_{Rd}$

$$M_{sd} = \frac{8,6 \times 7,5^2}{8} = 60,46 \text{ KN.m}$$

$$M_{Rd} = W_{ply} \cdot \frac{f_y}{1,1} = 628,4 \times 10^{-6} \times \frac{235}{1,1} = 134,25 \text{ KN.m} > M_{sd} \rightarrow \text{vérifiée}$$

d. Verification à l'effort tranchant

On doit vérifier que $V_{sd} \leq V_{Rd}$

Avec :

V_{Rd} : L'effort tranchant résistant de la section.

A_v : Est l'aire de cisaillement.

Il faut vérifier le voilement de la poutre avec : $\frac{d}{t_w} \leq 124 \varepsilon$

$$\frac{248,6}{7,1} = 35 \leq 124 \times \sqrt{\frac{235}{235}} \rightarrow \text{vérifiée}$$

$$V_{sd} = \frac{8,6 \times 7,5}{2} = 32,25 \text{KN}$$

$$V_{Rd} = A_v \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_a} = 33,7 \times 10^2 \times \frac{235}{\sqrt{3} \times 1,1} = 415,66 \text{KN} > V_{sd} \rightarrow \text{vérifiée}$$

e. Verification à la fleche

$$f_{cal} = \frac{5 \times q_s \times l^4}{348 \times E_a \times I_y} = 0,016 \text{m}$$

Comparé à la flèche admissible

$$f_{adm} = \frac{7,5}{300} = 0,025 \text{m} \rightarrow \text{vérifiée}$$

V-2-1-2 Phase finale**a. Chargement**

$$G = (4,9 \times 1,25) + 0,422 = 6,547 \text{KN/ml}$$

$$Q = 2,5 \times 1,25 = 3,125 \text{KN/ml}$$

b. Combinaison de charge

$$q_u = 1,35(6,547) + 1,5(3,125) = 13,52 \text{KN/ml}$$

$$q_u = (6,547) + (3,125) = 9,25 \text{ KN/ml}$$

c. *Sollicitations*

Le moment sollicitant

$$M_{sd} = \frac{13,52 \times 7,5^2}{8} = 95,1 \text{ KN.m}$$

Effort tranchant

$$V_{sd} = \frac{13,52 \times 7,5}{2} = 50,7 \text{ KN}$$

d. *Calcul de la section mixte*

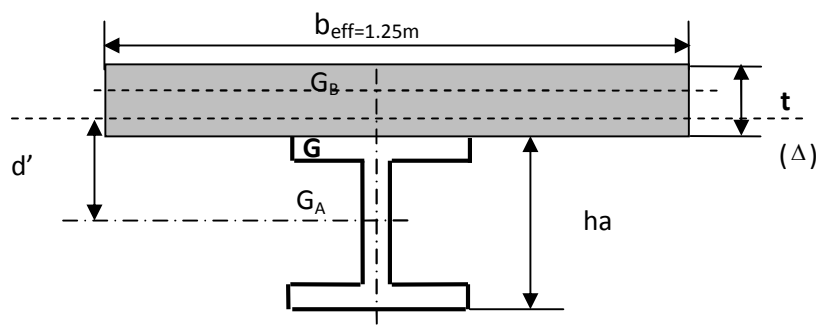


Figure V-3 La section mixte.

- **Position de l'axe neutre plastique (ANP)**

La section est sous moment positif en travée, la largeur de la dalle participante est donnée par la relation suivante :

$$b_{eff}^+ = \min \left[\frac{2l_0}{8}, b \right] \rightarrow [EC4 \text{ art } 4.2.2.1]$$

Avec :

l_0 : Longueur de la poutre

b : Entre axe des sommiers

$$t = h_c + h_p$$

$$b_{eff}^+ = \min \left[\frac{2 \times 7,5}{8}, 1,25 \right] = 1,25m$$

$$F_a = A \cdot \frac{f_y}{\gamma_a} = 53,8 \cdot \frac{23,5}{1,1} = 1149,36 \text{ KN}$$

$$F_c = b_{eff}^+ \cdot h_c \left(0,85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \right) = 1250 \cdot 100 \left(0,85 \cdot \frac{25}{1,5} \right) = 1770,83 \text{ KN}$$

$F_c > F_a$ D'où l'axe neutre plastique se trouve dans la dalle en béton armé.

$$z = \frac{F_a}{b_{eff}^+ \cdot 0,85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}} = 0,0649m < h_c = 0,1m$$

Le moment résistant plastique est donc :

$$M_{pl,Rd}^+ = F_a \left(\frac{h_c}{2} + \frac{h_a}{2} + h_p - \frac{z}{2} \right) = 238,55 \text{ KN.m}$$

$M_{sd} = 95,1 \text{ KN.m} < M_{pl,Rd}^+ = 238,55 \text{ KN.m} \rightarrow \text{section vérifiée en résistance.}$

Vi: Position de la fibre la plus tendue de l'acier par rapport à l'axe neutre

Vs: Position de la fibre la plus comprimée du béton par rapport à l'axe neutre

$$S = A + \frac{t \cdot b_{eff}^+}{n}$$

$$S = 53,8 + \frac{14 \cdot 125}{15} = 170,46 \text{ cm}^2$$

$$d = \frac{h_a + t}{2 \cdot S} \cdot \frac{b_{eff}^+ \cdot t}{n} = \frac{30 + 14}{2 \cdot 170,46} \cdot \frac{125 \cdot 14}{15} = 15,05 \text{ cm}$$

$$v_i = \frac{h_a}{2} + d = \frac{30}{2} + 15,05 = 30,5 \text{ cm}$$

$$v_s = \frac{h_a}{2} + t - d = \frac{30}{2} + 14 - 15,05 = 13,95 \text{ cm}$$

$$d' = \frac{t + h_a}{2} - d = \frac{14 + 30}{2} - 15,05 = 6,95 \text{ cm}$$

- **Le moment d'inertie**

Le moment d'inertie de la section mixte par rapport à l'axe neutre (Δ)

$$I_m = I_a + A_a \cdot d^2 + \frac{b_{eff}^+ \cdot t^3}{12 \cdot \eta} + \frac{b_{eff}^+ \cdot t}{\eta} \cdot d'^2 = 28082,68 \text{ cm}^4$$

e. Contrainte de flexion

- **Contrainte dans la poutre d'acier**

– Fibre inférieure

$$\sigma_{ai} = \frac{Msd}{I_m} \times \vartheta_i = \frac{95,1 \times 10^{-3}}{28082,68 \times 10^{-8}} \times 30,05 \times 10^{-2} = -101,76 \text{ MPa}$$

– Fibre supérieure

$$\sigma_{as} = \frac{Msd}{I_m} \times (\vartheta_i - ha) = \frac{95,1 \times 10^{-3}}{28082,68 \times 10^{-8}} \times (30,05 - 30) \times 10^{-2} = -0,169 \text{ MPa}$$

f. Contrainte dans le béton

– Fibre inférieure

$$\sigma_{bs} = \frac{Msd}{I_m} \times \vartheta_s = \frac{95,1 \times 10^{-3}}{28082,68 \times 10^{-8}} \times 13,95 \times 10^{-2} = 3,15 \text{ MPa}$$

– Fibre supérieure

$$\sigma_{bi} = \frac{Msd}{I_m} \times (\vartheta_s - hc) = \frac{95,1 \times 10^{-3}}{28082,68 \times 10^{-8}} \times (13,95 - 10) \times 10^{-2} = -0,89 \text{ MPa}$$

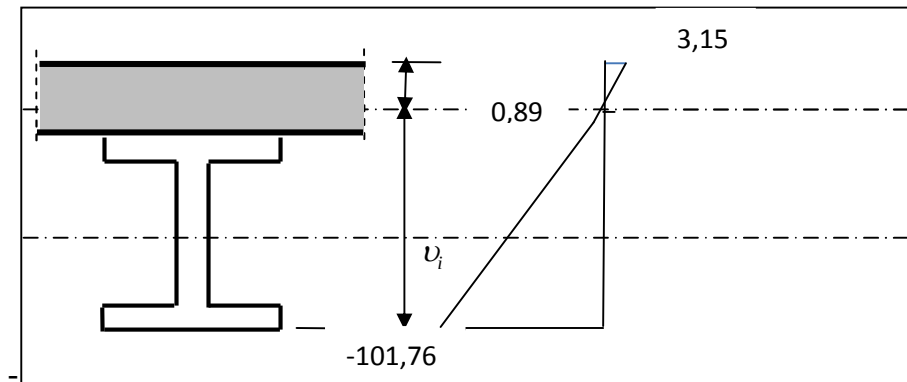


Figure V-4 Diagramme de contraintes de flexion simple.

g. Vérification à effort tranchant

- Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

$V_{sd} (KN)$	$A_v (mm^2)$	$V_{pl,Rd}(KN)$
50,7	25,66	316,5

Tableau V-8 Vérification à l'effort tranchant à long terme poutre IPE330

Avec :

$$A_v = A_a - 2 \times b_f \times t_f + (t_w + 2r) \times t_f$$

D'où $V_{sd} < V_{pl,Rd}$

h. Contrainte additionnelle de retrait

$$K = \frac{M}{I}$$

$$K = \frac{b_{eff} \times h \times E_a \times \varepsilon \beta \times A_a}{(n \times I_a \times A) + (b_{eff} \times h \times I_a) + (b_{eff} \times h \times A \times \beta^2)}$$

$$\beta = \frac{h_a + h}{2} = \frac{30 + 10}{2} = 20 \text{ cm}$$

$$\alpha = \frac{8356}{A \times \beta} = \frac{8356}{53,8 \times 20} = 7,76 \text{ cm}$$

$$K = \frac{125 \times 10 \times 2,1 \times 10^7 \times 2 \times 10^{-4} \times 20 \times 53,8}{(15 \times 8356 \times 53,8) + (125 \times 10 \times 8356) + (125 \times 10 \times 53,8 \times 20^2)}$$

$$= 128,13 \text{ N.cm}^{-3}$$

$$K = 0.128 \text{ N.mm}^{-3}$$

$$y_1 = \frac{h_a}{2} + \alpha = \frac{300}{2} + 7,76 = 157,7 \text{ mm}$$

$$y_2 = y_1 + h = 15,77 + 10 = 25,77 \text{ cm}$$

$$E_a \times \varepsilon = 210000 \times 2 \times 10^{-4} = 42 \text{ MPa}$$

D'où les valeurs de contrainte :

$$\sigma_{as} = K \times y_1 \Rightarrow \sigma_s = 0.128 \times 157,7 = 20,18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ai} = K \times (h_a - y_1) \Rightarrow \sigma_{ai} = 0.128 \times (300 - 157,7) = -18,21 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bi} = \frac{1}{n}(E_a \times \varepsilon - K \times y_1) \Rightarrow \sigma_{bi} = \frac{1}{15}(42 - 0.128 \times 157,7) = -1,45 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bs} = \frac{1}{n}(E_a \times \varepsilon - K \times y_2) \Rightarrow \sigma_{bs} = \frac{1}{15}(42 - 0.128 \times 257,7) = 0,6 \text{ MPa}$$

i. Vérification des contraintes finale :

$$\sigma_{ai} = -101,76 - 18,2 = -119,97 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{as} = 0,169 + 20,18 = 20,35 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bs} = 3,15 + 0,6 = 3,75 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bi} = -98 - 1,45 = -2,34 \text{ MPa}$$

V-2-1-3 Calcul des goudjons connecteurs

Les goudjons connecteurs sont des éléments métalliques soudés sur la semelle supérieure de la solive. Ils ont pour rôle d'assurer la liaison et surtout l'adhérence entre la dalle en béton armé et les solives. Leurs calcul se fait au cisaillement.

a. Choix des connecteurs :

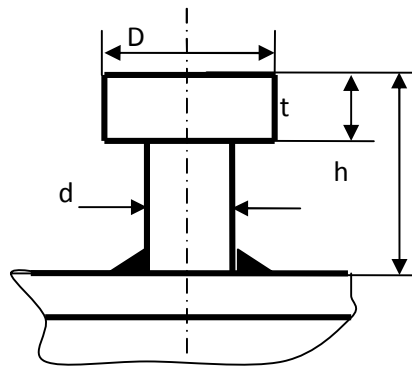


Figure V-5 Goudjon à tête ronde.

Les connecteurs choisis sont des goudjons à têtes soudées de dimensions :

$$h = 80 \text{ mm.}$$

$$d = 20 \text{ mm.}$$

D'après l'ECO4 de clause 2 de l'art 6.12

Les gougeons à têtes soudées d'une longueur hors tout après soudage d'où moins quatre fois le diamètre, et d'un diamètre de moins 16mm sans dépasser 22 mm, peuvent être considérés comme ductile du degré de connexion défini par le rapport : N/N_f

$$5 \leq L \leq 25 \rightarrow \frac{N}{N_f} \geq 0,25 + 0,03L$$

Avec:

L: la portée en mètre

N_f : nombre de connecteurs déterminé pour la longueur de poutre.

N: nombre de connecteurs présent à l'intérieure de même longueur de poutre.

b. Résistance au cisaillement

$$Prd = \min \begin{cases} 0.8 \times f_u \times \frac{1}{\gamma v} \times \left(\frac{\pi d^2}{4}\right) \\ 0.29 \times \alpha \times \frac{d^2}{\gamma v} \times \sqrt{f_{ck} \times E_{cm}} \end{cases}$$

$$3 \leq \frac{h}{d} \leq 4 \Rightarrow \alpha = 0.25 \left(\frac{h}{d} + 1\right) = 0.25 \left(\frac{80}{20} + 1\right) = 1.25$$

$$Prd = \min \begin{cases} 72.382 \\ 113.65 \end{cases} \Rightarrow Prd = 72.383 \text{ KN.}$$

c. Dimensionnement de la connexion

– Vérification de la soudure

$$p_{Rd} \leq F_{w,rd} = \frac{\pi \times (d + 2a) a f_u}{\sqrt{3} \times B_w \times 1,25} = \frac{\pi [20 + (2 \times 4)] 360}{\sqrt{3} \times 0,8 \times 1,25} = 73,13 \rightarrow \text{vérifiée}$$

– Effort de cisaillement longitudinal

La poutre est simplement appuyée et chargée uniformément $L_{cr} = L/2 = 3.75\text{m}$

$$V_{lf} = \min \left(A_a \times \frac{f_y}{\gamma_a}; 0,85 b_{eff} \times \frac{h_a \times f_{ck}}{\gamma_c} \right)$$

$$V_{lf} = \min \left(53,8 \times 10^2 \times \frac{235}{1,1}; 0,85 \times 1250 \times \frac{330 \times 30}{1,5} \right)$$

$$V_{lf} = \min(1149,36; 5000) = 1149,36 \text{ KN}$$

d. Le nombre de connecteurs sur la longueur critique

$$N_f = \frac{V_{lf}}{P_{rd}} = \frac{1149,36}{72,383} = 15,87$$

On opte pour $N = 15$ connecteurs espacés de 25 cm au long de la longueur critique.

$$N < N_f \rightarrow \text{connexion partielle}$$

On doit calculer le $V_{lf}^{\text{réduit}} = N \cdot P_{rd} = 15 \times 72,38 = 1085,745 \text{ KN}$.

Le moment plastique résistant devient alors :

$$M_{pl,Rd}^{\text{réduit}} = M_{apl,Rd} + \frac{N}{N_f} (M_{pl,Rd} - M_{apl,Rd}) = 232,83 \text{ KN.m}$$

V-3 Vérification de résistance de la dalle mixte

La tôle profilée est de type COFRASTRA TN40.

Il faut vérifier $M_{sd} < M_{pl,Rd}$

Sous l'effet d'un moment positif (flexion en travée) :

$M_{sd} = \text{Moment du à la charge localisée} + \text{moment du au poids propre de la dalle}$

$$M_{sd} = 0,85 \cdot \left(1,5 \cdot \frac{Q_k \cdot l}{4} + \frac{q \cdot l^2}{8} \right) = 0,85 \cdot \left(1,5 \cdot \frac{10 \cdot 1,25}{4} + \frac{5,4 \cdot 1,25^2}{8} \right) = 4,88 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,Rd} = \frac{A_{pe} \times f_{yp}}{\gamma_{ap}} \cdot \left(d_p - \frac{X_{pl}}{2} \right)$$

$$X_{pl} = \frac{A_{pe} \times f_{yp}}{\gamma_{ap}} \cdot \frac{\gamma_c}{0,85 \times b \times f_{ck}} \quad \text{et} \quad d_p = h_c + h_p - v_i$$

Avec :

X_{pl} : Position de l'axe neutre.

f_{yp} : Nuance de la tôle profilé ($f_y=235 \text{ MPA}$).

A_{pe} : Section au mètre linéaire de la tôle profilé ($A_{pe} = 12 \text{ cm}^2/\text{ml}$).

b : Largeur unitaire de calcul de la dalle.

v_i : Distance de l'axe neutre du bac à sa fibre inférieure ($v_i = 1,42 \text{ cm}$).

γ_{ap} : Coefficient partiel de sécurité de la tôle en situation fondamentale ($\gamma_{ap} = 1,1$).

Pour un béton de classe C (25/30) $f_{ck}=25 \text{ MPa}$.

- **Application numérique**

$$X_{pl} = 0,015m$$

$$d_p = 0,1458m$$

$$M_{pl,Rd} = \frac{12 \times 10^{-4} \times 235}{1,1} \cdot \left(0,1458 - \frac{0,015}{2}\right) = 0,03545MN.m = 35,45 KN.m > M_{sd}$$

→ condition vérifiée.

Sous l'effet d'un moment négatif (flexion en appui)

$$M_{sd} = 0,5 \cdot \left(1,5 \cdot \frac{Q_k \cdot l}{4} + \frac{q \cdot l^2}{8}\right) = 0,5 \cdot \left(1,5 \cdot \frac{10 \cdot 1,25}{4} + \frac{5,4 \cdot 1,25^2}{8}\right) = 2,87 KN.m$$

$$X_{pl} = \frac{A_s \times f_{ys}}{\gamma_s} \cdot \frac{\gamma_c}{0,85 \times b_c \times f_{ck}} \quad \text{et} \quad Z = h_c + h_p - \frac{X_{pl}}{2}$$

$$M_{pl,Rd} = \frac{A_s \times f_{us}}{\gamma_s} \cdot Z$$

Avec :

X_{pl} : Position de l'axe neutre.

f_s : Nuance des armatures choisit ($=f_y=400$ MPA).

A_s : Section d'armature ($A_s = 1,51cm^2/ml$).

b_c : Largeur moyenne du béton compris dans les nervures comprimées ($b_c = 10,35cm$).

γ_s : Coefficient partiel de sécurité des armatures en situation fondamentale ($\gamma_s = 1,15$).

Pour un béton de classe C (25/30) $f_{ck}=25$ MPa.

- **Application numérique**

$$X_{pl} = 0,035m$$

$$Z = 0,1425m$$

$$M_{pl,Rd} = \frac{1,51 \times 10^{-4} \times 400}{1,15} \cdot (0,1425) = 0,007484 MN.m = 7,484 KN.m > M_{sd}$$

→ condition vérifiée.

V-4 Calcul de la poutre maitresse

On a plusieurs types de poutres maitresses, d'après le pré dimensionnement les plus défavorables elles sont métallique de section **HE 900 A** de portée de 16m espacées de $e_{sommier} = 7,5m$.

Mais si on crée une connexion entre la poutre et la dalle en béton et on considère la section mixte on remarque que la résistance et la capacité portante augmente et la flèche diminue, de ce fait on a diminué la section de la poutre métallique et opté pour la section mixte d'un **HE700A** solidaire à la dalle en béton armé.

V-4-1 Phase de construction

a. Chargement

$$G = ' 25 \times 0,14 \times 7,5 + 0,15 \times 7,5 + 2,04 = 29,415 KN/ml$$

$$Q = 1 \times 7,5 = 7,5 KN/ml$$

$$S = 0,174 \times 7,5 = 1,305 KN/ml$$

La charge de la neige est négligeable.

$$P_{solive} = 0,422 \times 7,5 = 3,165 KN$$

b. Vérification de résistance

Les combinaisons de charges à considérer sont :

$$q_{u1} = 1,35 G + 1,5 \cdot \max[Q; S] = 50,91 KN/ml$$

$$q_{u2} = 1,35 \cdot G + 1,35 \cdot [Q + S] = 49,83 KN/ml$$

$$q_u = \max(q_{u1}; q_{u2}) = 50,9 KN/m$$

$$M_{sd1} = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = \frac{50,9 \cdot 16^2}{8} = 1630,72 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$P_{solive} = 1,35 \times 3,165 = 4,27 \text{ KN}$$

$$M_{sd2} = P_{solive} \times \left(\frac{4L}{2} - 1,125\right) = 131,83 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{sd} = M_{sd1} + M_{sd2} = 1762,55 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rdy} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{7032 \cdot 355 \cdot 10^{-3}}{1,1} = 2269,41 \text{ KN} \cdot \text{m} > 1762,55 \text{ KN} \cdot \text{m} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

c. Vérification de la flèche en service

Les combinaisons de charges à considérer sont :

$$q_{s1} = [G + \max(Q; S)] = 36,91 \text{ KN/m}$$

$$q_{s2} = [G + 0,9 \cdot (Q + S)] = 22,66 \text{ KN/m}$$

$$q_s = \max(q_{s1}; q_{s2}) = 36,9 \text{ KN/m}$$

Il faut vérifier : $f_{cal} \leq f_{ad}$

Avec :

$$f_{cal1} = \frac{5 \cdot P_s \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_{y1}} = \frac{5 \times 36,9 \times 16^4}{384 \times 2,1 \times 215300} = 0,069 \text{ m}$$

$$f_{cal2} = -\frac{3,165}{21000 \times 215300} \times \left(\frac{2}{3} \left(\frac{1600}{2} \right)^3 + \left(\frac{112,5}{2} \right) \left(\frac{1600}{2} \right)^2 - 1370000 \times \frac{1600}{2} \right) = 0,5 \text{ cm}$$

$$f_{cal} = f_{cal1} + f_{cal2} = 7,4 \text{ cm} > f_{ad} = \frac{l}{250} = \frac{1600}{250} = 6,4 \text{ cm} \rightarrow \text{condition non vérifiée.}$$

Il faut prévoir un étayement dans la phase de construction.

Vérification de la poutre avec étayement à mi-travée :

$$f_{cal} = 0,42 \times f_{cal} \rightarrow [\text{cours mixte}]$$

$$f_{cal} = 0,42 \times 7,4 = 3,1 \text{ cm} < f_{ad} = 6,4 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

V-4-2 Phase finale

a. Chargement

$$G = 4,9 \times 7,5 + 2,04 = 38,8 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 2,5 \times 7,5 = 18,75 \text{ KN/ml}$$

$$S = 0,174 \times 7,5 = 1,305 \text{ KN/ml} \rightarrow \text{négligeable}$$

$$P_{solvée} = 0,422 \times 7,5 = 3,165 \text{ KN}$$

Combinaison de charge les plus défavorables :

$$ELU: q_u = 80,5 \text{ KN/ml.}$$

$$ELS: q_s = 57,54 \text{ KN/ml.}$$

b. Vérification de la résistance à l'ELU

Il faut vérifier la condition suivante :

$$M_{sd} \leq M_{pl,RD}^+$$

Avec :

$$M_{sd1} = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = \frac{80,5 \cdot 16^2}{8} = 2576 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$P_{solive} = 1,35 \times P_{solive} = 4,27 \text{ KN}$$

$$M_{sd2} = 131,83 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = M_{sd1} + M_{sd2} = 2707,83 \text{ KN.m}$$

➤ *Position de l'axe neutre plastique (ANP)*

La section est sous moment positif en travée, la largeur de la dalle participante est donnée par la relation suivante :

$$b_{eff}^+ = \min \left[\frac{2l_0}{8}, b \right] \rightarrow [EC4 \text{ art } 4.2.2.1]$$

Avec :

l_0 : Longueur de la poutre

b : Entre axe des sommiers

$$t = h_c + h_p$$

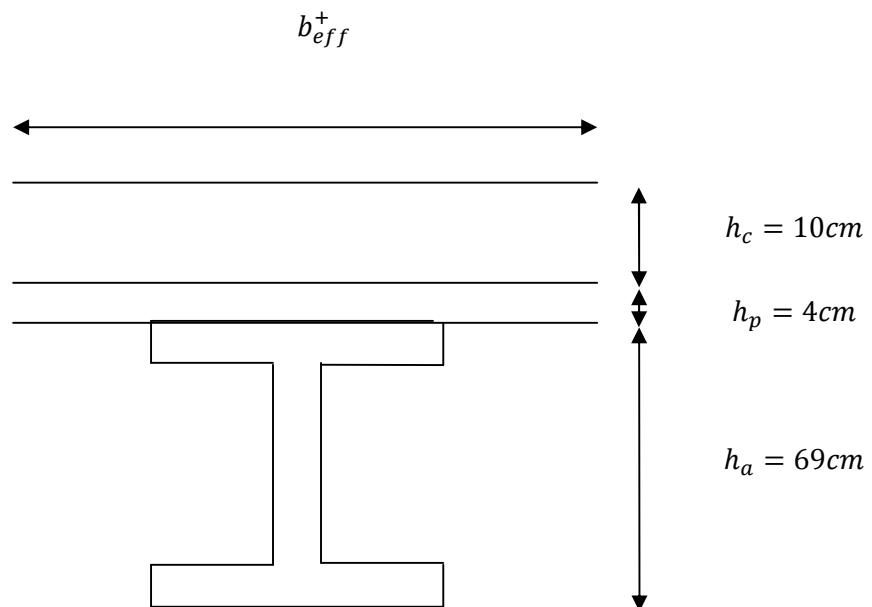


Figure V-6 Poutre mixte du sommier

$$b_{eff}^+ = \min \left[\frac{2 \times 16}{8}, 7,5 \right] = 4m$$

$$F_a = A \cdot \frac{f_y}{\gamma_a} = 260,5 \cdot \frac{35,5}{1,1} = 8407,04 \text{ KN}$$

$$F_c = b_{eff}^+ \cdot h_c \left(0,85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_b} \right) = 4 \cdot 0,1 \left(0,85 \cdot \frac{25}{1,5} \right) = 5666,66 \text{ KN}$$

$F_c < F_a$ D'où l'axe neutre plastique se trouve dans le profilé.

Pour que l'axe neutre soit dans la semelle il faut satisfaire la condition suivante :

$$F_a - F_c = 2540,38 \leq 2 \cdot b_f \cdot t_f \cdot \frac{f_y}{\gamma_a} = 5228$$

$\Rightarrow$ l'axe neutre plastique est dans la semelle

On déduit la cote z de la condition d'équilibre suivante :

$$F_a = F_c + 2 \cdot b_f (z - h_c - h_p) \frac{f_y}{\gamma_a} \Rightarrow z = \frac{F_a - F_c}{2 \cdot b_f \cdot \frac{f_y}{\gamma_a}} + h_c + h_p = 0,154m$$

Le moment résistant plastique est donc :

$$M_{pl,Rd}^+ = F_a \left(\frac{h_c}{2} + \frac{h_a}{2} + h_p \right) - \frac{(F_a - F_c)(z + h_p)}{2} = 3391,24 \text{ KN.m} > M_{sdy}$$

c. Calcul de la section mixte :

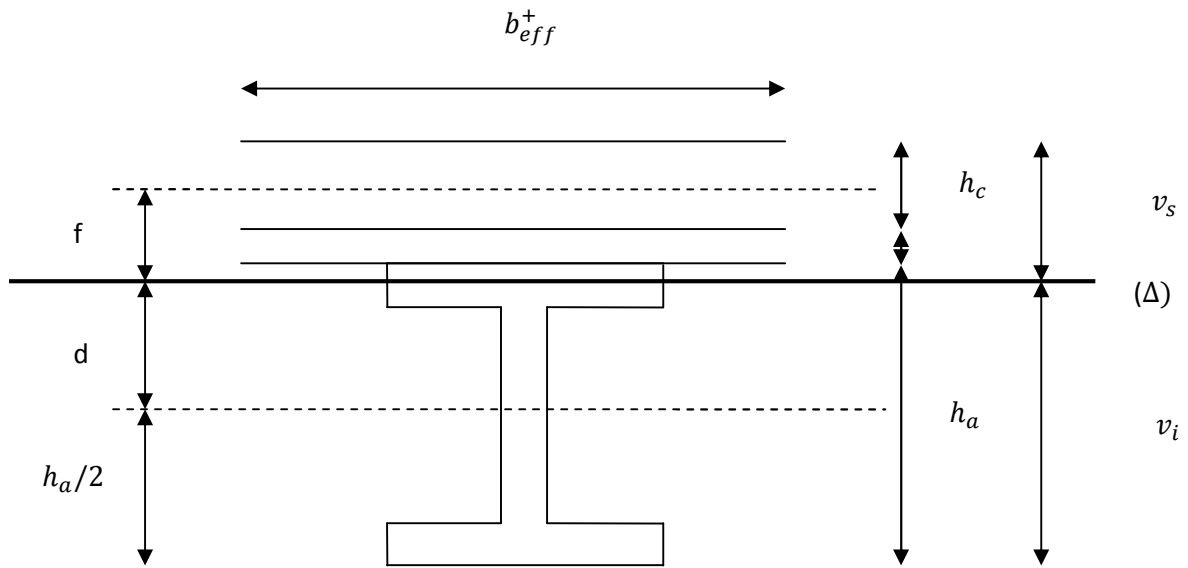


Figure V-7 Position de l'axe neutre plastique

Vi: Position de la fibre la plus tendue de l'acier par rapport à l'axe neutre

Vs: Position de la fibre la plus comprimée du béton par rapport à l'axe neutre

S : la section homogène.

$$S = A + \frac{t \cdot b_{eff}^+}{n}$$

$$S = 260,5 + \frac{14 \times 400}{15} = 633,83 \text{ cm}^2$$

$$d = \frac{h_a + t}{2 \cdot S} \cdot \frac{b_{eff}^+ \cdot t}{n} = \frac{69 + 14}{2 \cdot 633,83} \cdot \frac{400 \cdot 14}{15} = 24,44 \text{ cm}$$

$$v_i = \frac{h_a}{2} + d = \frac{69}{2} + 24,44 = 58,94 \text{ cm}$$

$$v_s = \frac{h_a}{2} + t - d = \frac{69}{2} + 14 - 24,44 = 24,06 \text{ cm}$$

$$d' = \frac{t + h_a}{2} - d = \frac{14 + 69}{2} - 24,44 = 17,06 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie :

Le moment d'inertie de la section mixte par rapport à l'axe neutre (Δ) :

$$I_m = I_a + A_a \cdot d^2 + \frac{b_{eff}^+ \cdot t^3}{12 \cdot \eta} + \frac{b_{eff}^+ \cdot t}{\eta} \cdot d'^2 = 485654,248 \text{ cm}^4$$

d. Vérification de la flèche :

$$q_s = 57,54 \text{ KN/ml}$$

$$P_{solive} = 3,165 \text{ KN}$$

Il faut vérifier : $f_{cal} \leq f_{ad}$

Avec

$$f_{cal} = f_{cal1} + f_{cal2}$$

$$f_{cal1} = \frac{5 \cdot P_s \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_m} = 0,048 \text{ m}$$

$$f_{cal2} = 0,0022 \text{ m}$$

$$f_{ad} = \frac{l}{250} = \frac{1600}{250} = 6,4 \text{ cm} > f_{cal} = 5,02 \text{ cm} \rightarrow \text{flèche vérifiée.}$$

e. Résistance de la section au cisaillement

$$V_{sd} = \frac{q_u \cdot l}{2} + 2 \cdot P_{solive} = \frac{80,5 \cdot 16}{2} + 20,57 = 664,57 \text{ KN}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_{vz} \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M_0}} = \frac{117 \cdot 10^{-1} \cdot (335 / \sqrt{3})}{1,1} = 2180,02 \text{ KN} > 664,57 \text{ KN}$$

$$V_{pl,Rd} > V_{sd} \rightarrow \text{condition Vérifiée}$$

f. Contrainte de flexion

- Contrainte dans la poutre d'acier :

– Fibre inférieure

$$\sigma_{ai} = \frac{Msd}{I_m} \times \vartheta_i = \frac{2707,83 \times 10^{-3}}{485654,248 \times 10^{-8}} \times 58,94 \times 10^{-2} = -328,6 \text{ MPa}$$

– Fibre supérieure

$$\sigma_{as} = \frac{Msd}{I_m} \times (\vartheta_s - t) = \frac{2707,83 \times 10^{-3}}{485654,248 \times 10^{-8}} \times (24,06 - 14) \times 10^{-2} = 56,09 \text{ MPa}$$

- Contrainte dans le béton :

– Fibre supérieure

$$\sigma_{bs} = \frac{Msd}{I_m \cdot n} \times \vartheta_s = \frac{2707,83 \times 10^{-3}}{485654,248 \times 15 \times 10^{-8}} \times 24,06 \times 10^{-2} = 8,94 \text{ MPa}$$

– Fibre inférieure

$$\sigma_{bi} = \frac{Msd}{I_m \cdot n} \times (\vartheta_s - t) = \frac{2707,83 \times 10^{-3}}{485654,248 \times 15 \times 10^{-8}} \times (24,06 - 14) \times 10^{-2} = 3,73 \text{ MPa}$$

g. Contrainte additionnelle de retrait

$$K = \frac{M}{I}$$

$$K = \frac{b_{eff} \times t \times E_a \times \varepsilon \beta \times A_a}{(n \times I_a \times A) + (b_{eff} \times t \times I_a) + (b_{eff} \times t \times A \times \beta^2)}$$

$$\beta = \frac{h_a + t}{2} = \frac{69 + 14}{2} = 41,5 \text{ cm}$$

$$\alpha = \frac{I_y}{A \times \beta} = \frac{215300}{260,5 \times 41,5} = 19,91 \text{ cm}$$

$$K = \frac{400 \times 14 \times 2,1 \times 10^4 \times 2 \times 10^{-4} \times 41,5 \times 260,5}{(15 \times 215300 \times 633,83) + (400 \times 14 \times 215300) + (400 \times 14 \times 633,83 \times 41,5^2)}$$

$$= 0,02715 \text{KN.cm}^{-3}$$

$$y_1 = \frac{h_a}{2} + \alpha = \frac{69}{2} + 19,91 = 54,41 \text{cm}$$

$$y_2 = y_1 + t = 54,41 + 14 = 68,41 \text{cm}$$

D'où les valeurs de contrainte :

$$\sigma_{as} = K \times y_1 \Rightarrow \sigma_s = 0,02715 \times 544,1 = 14,77 \text{MPa}$$

$$\sigma_{ai} = K \times (h_a - y_1) \Rightarrow \sigma_{ai} = 0,02715 \times (690 - 544,1) = -3,96 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bi} = \frac{1}{n} (E_a \times \varepsilon - K \times y_1) \Rightarrow \sigma_{bi} = \frac{1}{15} (42 - 0,02715 \times 544,1) = -1,8 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bs} = \frac{1}{n} (E_a \times \varepsilon - K \times y_2) \Rightarrow \sigma_{bs} = \frac{1}{15} (42 - 0,02715 \times 684,1) = -1,56 \text{MPa}$$

h. Vérification des contraintes finale :

$$\sigma_{ai} = -328,62 - 3,96 = -332,58 \text{MPa}$$

$$\sigma_{as} = -56,09 + 14,77 = -41,32 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bs} = 8,94 - 1,56 = 7,38 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bi} = 3,73 - 1,8 = 1,93 \text{MPa}$$

V-4-3 Calcul de la connexion

En utilisant le même type de boulon que pour les solives on aura :

V-4-3-1 Résistance au cisaillement

$$Prd = \min \begin{cases} 0.8 \times f_u \times \frac{1}{\gamma_v} \times \left(\frac{\pi d^2}{4}\right) \\ 0.29 \times \alpha \times \frac{d^2}{\gamma_v} \times \sqrt{f_{ck} \times E_{cm}} \end{cases}$$

$$3 \leq \frac{h}{d} \leq 4 \Rightarrow \alpha = 0.25 \left(\frac{h}{d} + 1\right) = 0.25 \left(\frac{80}{20} + 1\right) = 1.25$$

$$Prd = \min \begin{cases} 72.382 \\ 113.65 \end{cases} \Rightarrow Prd = 72.383 \text{ KN.}$$

V-4-3-2 Dimensionnement de la connexion

- Vérification de la soudure**

$$p_{Rd} \leq F_{w,rd} = \frac{\pi \times (d + 2a) a f_u}{\sqrt{3} \times B_w \times 1.25} = \frac{\pi [20 + (2 \times 4)] 360}{\sqrt{3} \times 0.8 \times 1.25} = 73.13$$

$\rightarrow$ vérifiée

- Effort de cisaillement longitudinal**

La poutre est simplement appuyée et chargée uniformément $L_{cr} = L/2 = 8\text{m}$

$$V_{lf} = \min \left(A_a \times \frac{f_y}{\gamma_a}; 0.85 b_{eff} \times \frac{h_a \times f_{ck}}{\gamma_c} \right).$$

$$V_{lf} = \min \left(260.5 \times 10^2 \times \frac{335}{1.1}; 0.85 \times 4000 \times \frac{690 \times 25}{1.5} \right)$$

$$V_{lf} = \min(5666.66; 36800) = 5666.66 \text{ KN.}$$

- Le nombre de connecteurs sur la longueur critique**

$$N_f = \frac{V_{lf}}{P_{rd}} = \frac{5666.66}{72.383} = 78.28$$

On opte pour une connexion complète :

N : 80 connecteurs disposés en deux rangées ou les couples de connecteurs sont espacés de 20 cm tout au long de la longueur critique.

VI-1 Introduction

Le tremblement de terre est l'un des phénomènes naturels les plus dévastateurs, et l'une des principales causes des dommages dans une structure, l'énormité des pertes humaines et matérielles ont marqué la mémoire des générations.

Ceci nous oblige à limiter les endommagements causés aux constructions, ce qui nécessite une bonne étude et conception des structures à fin qu'elles résistent aux séismes.

Une telle étude est souvent très laborieuse, c'est pour quoi l'analyse est faite par un logiciel, le SAP2000, qui est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie particulièrement adapté aux bâtiments et aux ouvrages de génie civil, et il est basé sur la méthode des éléments finis.

VI-2 Choix de la Méthode de calcul

VI-2-1 Méthodes utilisables

D'après l'article 4.1.1 du RPA 99 V2003, le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

VI-2-2 Méthode statique équivalente

L'effet de séisme est dynamique mais peut être assimilé à un effet statique qui donnera le même déplacement maximum (au sommet du bâtiment) que l'effort dynamique.

Cette méthode nous permet d'obtenir l'effort tranchant globale à la base d'un bâtiment sous l'effet de vibration sismique du sol.

VI-2-3 Conditions d'application de la MSE

D'après l'article 4.1.2 du RPA 99 V2003, la méthode statique équivalente peut être utilisée dans le cas où la structure vérifie la condition suivante:

- Le bâtiment ou le bloc étudié, respecte les conditions de régularité en plans et en élévation avec une hauteur au plus 65m en zone I et II et 30m en zone III.

- Dans notre cas cette condition est satisfaite car l'ouvrage ne dépasse pas 65m de hauteur toutes en étant dans une zone de sismicité (II_a).

VI-2-4 Principe

Suivant l'article 4.2.1 du RPA 99 V2003, les forces réelles dynamiques qui se développent dans la structure sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les efforts sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

VI-3 Modélisation

D'après le paragraphe 4.2.2 du RPA 99 V2003 :

- A) Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions de calcul est plan avec les masses concentrées au centre de gravité des planchers et un seul degré de liberté en translation horizontale par niveau sous réserve que les systèmes de contreventement dans les deux (2) directions puissent être découplés.
- B) La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée à partir de sections non fissurées pour les structures en béton armé ou en maçonnerie.
- C) Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale.

VI-4 Calcul de la force sismique totale

D'après l'article 4.2.3 de RPA 99 V2003, la force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

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

Avec :

- A : Coefficient d'accélération de zone, dépend du groupe d'usage de la structure et de la zone sismique, donné par le tableau 4.1 du RPA99 V2003.

Dans notre cas, c'est le groupe d'usage 2 et la zone sismique $II_a \Rightarrow A = 0,15$.

- **D** : Facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure T , il est donné par la formule 4-2 du RPA 99 V2003.

$$D = \begin{cases} 2,5 \cdot \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \cdot \eta \cdot \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5 \cdot \eta \cdot \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \cdot \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3s \end{cases}$$

T_2 : Période caractéristique associées à la catégorie du site et donnée par le tableau 4-7 du RPA99 V2003.

Dans notre cas, le site est ferme $\Rightarrow$ Site de catégorie 2 : $\begin{cases} T_1 = 0,15s \\ T_2 = 0,4s \end{cases}$

η : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%), donné par la formule 4.3 du RPA99 :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7$$

Avec :

$\xi(\%)$: Le pourcentage d'amortissement critique, fonction du matériau constitutif du type des remplissages donnée par le Tableau 4-2 du RPA99 V2003.

Dans notre cas, nous avons une structure constituée de portiques auto stables en acier, sans remplissage, donc : $\xi = 4\% \Rightarrow \eta = 1,08 > 0,7$.

VI-4-1 Estimation de la période fondamentale de la structure (T)

Selon l'article 4.2.4 du RPA 99 V2003, la période empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_T \cdot h_N^{3/4} \dots\dots\dots [\text{Formule 4.6 du RPA 99}].$$

Avec :

h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau N.

$$\Rightarrow h_N = 24 \text{ m}$$

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement et du type de remplissage il est donné par le tableau 4-6 du RPA 99 V2003.

Nous avons une structure en portiques auto-stables en acier sans remplissage en maçonnerie
 $\Rightarrow C_T = 0,085$.

$$T = 0,085 \cdot 24^{3/4} = 0,921 \text{ s}$$

On a:

$$T_2 = 0,4 \text{ s} \leq T = 0,921 \text{ s} \leq 3 \text{ s}$$

$$\Rightarrow D_x = D_y = 2,5 \cdot \eta \cdot \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}}.$$

$$\Rightarrow D_x = D_y = 1,55.$$

R : Coefficient de comportement global de la structure, sa valeur unique est donnée par le tableau 4-3 du RPA99, en fonction du système de contreventement.

Notre structure est contreventée par palées triangulées en X $\Rightarrow R = 4$.

Q : Facteur de qualité de la structure, Il est fonction de :

- La redondance et de la géométrie des éléments qui le constituent.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité du contrôle de la construction.

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q \dots \dots \dots [Formule 4-4 du RPA 99 V2003].$$

Avec :

P_q : La pénalité à retenir selon que le critère de qualité q « est satisfait ou non », sa valeur est donnée par le tableau 4-4 du RPA 99 V2003.

$$Q_x = 1 + 0,05 + 0,05 + 0 + 0 + 0 + 0,1 = 1,2.$$

$$Q_y = 1 + 0,05 + 0,05 + 0 + 0 + 0 + 0,1 = 1,2.$$

W : Poids total de la structure.

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

$$W = \sum_{i=1}^n W_i$$

$$W_i = W_{Gi} + \beta \cdot W_{Qi}$$

Avec :

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celle des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, il est donné par le tableau 4-5 RPA 99 V2003. $\Rightarrow \beta = 0,6$.

Le tableau suivant résume le poids des différents éléments qui sont regroupés au centre de masse de chaque plancher pour les (6) niveaux.

Niveau	Poids (KN).
Toitures	342,10
$W_{niveau6}$	4613,38
$W_{niveau5}$	8915,12
$W_{niveau4}$	8915,12
$W_{niveau3}$	9004,04
$W_{niveau2}$	9004,04
$W_{niveau1}$	9004,04
W_{RDC}	9004,04
W_T	58801,87

Tableau VI-1 : Poids de chaque niveau.

Finalement, l'effort tranchant à la base est :

$$V_x = V_y = \frac{0,15 \cdot 1,55 \cdot 1,2}{4} \cdot 58801,87 = 4101,43 \text{ KN.}$$

VI-5 Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur

Selon l'article 4.2.5 du RPA99, la résultante des forces sismique à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes :

$$V = F_t + \sum F_i$$

Avec :

- F_i : Force horizontale au niveau i .
- F_t : Force concentrée au sommet qui tient compte des modes propres supérieurs, elle doit être déterminée par la formule suivante :

$$F_t = 0,07 \cdot T \cdot V$$

Ou T est la période fondamentale de la structure (en seconde). La valeur de F_t ne dépasseras en aucun cas $0,25 \cdot V$ et sera prise égale à 0 quand $T \leq 0,7s$.

La partie restante de V soit $(V - F_t)$ doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule :

$$F_i = \frac{(V - F_t) \cdot W_i \cdot h_i}{\sum_{j=1}^n W_j \cdot h_j}$$

Avec :

- n : Nombre de niveau total qui existe.
- F_i : Effort horizontal revenant au niveau j .
- h_i : Niveau du plancher où s'exerce la force F_i par rapport à la base.
- h_j : Niveau d'un plancher quelconque par rapport à la base.
- W_i, W_j : Poids revenant aux planchers i, j .

On a : $T = 0,542 \text{ s} < 0,7 \text{ s} \Rightarrow F_t = 0 \text{ KN}$.

Niveau	$h_i(\text{m})$	$W_i(\text{KN})$	$W_i \cdot h_i$	$\sum W_j \cdot h_j$	$F_x = F_y$	$V_x = V_y$
Toiture	24	342,10	8210,40	669411,54	50,30	50,30
6	21	4613,38	96880,98		593,58	643,88
5	18	8915,12	160472,16		983,19	1627,07
4	15	8915,12	133726,8		819,33	2446,40
3	12	9004,04	108048,48		622,00	3068,40
2	9	9004,04	81036,36		496,50	3564,90
1	6	9004,04	54024,24		331,00	3895,90
RDC	3	9004,04	27012,12		165,50	4101,43

Tableau VI-2 : L'effort sismique à chaque niveau du bâtiment.

VI-6 Comparaison de l'effort sismique à l'action du vent :

	<i>Effort sismique (KN)</i>		<i>Effort du au vent (KN)</i>	
<i>Niveau</i>	<i>Sens X</i>	<i>Sens Y</i>	<i>Sens X</i>	<i>Sens Y</i>
<i>Toiture</i>	50,30	50,30	0	-69,45
6	593,58	593,58	117,270	89,805
5	983,19	983,19	111,489	85,37
4	819,33	819,33	104,787	80,24
3	622,00	622,00	96,766	74,10
2	496,50	496,50	86,866	66,52
1	331,00	331,00	82,906	63,48
RDC	165,50	165,50	82,906	63,48

*Tableau VI-3 : Comparaison de l'effort sismique à l'action du vent.***VI-7 Conclusion :**

D'après les résultats obtenus dans le tableau V-3, on remarque clairement que pour la structure, les sollicitations dues au séisme sont les plus défavorables dans les deux sens par rapport à celles dues au vent, mais on constate aussi que pour les toitures isolées, c'est l'effort du au vent qui est le plus défavorable par rapport à celui du au séisme.

Donc on retient l'action du au séisme pour la structure dans les deux sens, et l'action du au vent pour les toitures isolées.

Tous les résultats obtenus pour la méthode statique équivalente sont satisfaisants, mais pour mieux interpréter le comportement de la structure on va l'étudier avec la méthode spectrale modale.

VI-8 Méthode dynamique modale spectrale :**VI-8-1 Principe :**

D'après le paragraphe 4.3.1 du RPA 99 V2003, 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 repense de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la repense de la structure.

VI-8-2 Spectre de repense de calcul :

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

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25 \cdot A \cdot \left[1 + \frac{T}{T_1} \cdot \left[2,5 \cdot \eta \cdot \frac{Q}{R} - 1 \right] \right] & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \cdot \eta \cdot (1,25 \cdot A) \cdot \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \cdot \eta \cdot (1,25 \cdot A) \cdot \left(\frac{Q}{R} \right) \cdot \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T \geq 3s \\ 2,5 \cdot \eta \cdot (1,25 \cdot A) \cdot \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \cdot \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \cdot \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3,0 s \end{cases}$$

Avec :

$$- \quad Q = 1,2 \quad A = 0,15 \quad \eta = 1,08 \quad R = 4 \quad T_1 = 0,15s \quad T_2 = 0,4 s$$

VI-8-3 Nombre de mode de vibration à considérer :

D'après l'article 4.3.4 du RPA99 V2003, le nombre de modes de vibration à retenir doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
- Le minimum de modes à retenir est de trois (3) dans chaque direction considérée.

Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3 \cdot \sqrt{N}$$

$$T_K \leq 0,2 s$$

Où :

- N = Le nombre de niveaux au dessus du sol.

- T_K = La période du mode K.

VI-8-3-1 Résultats des calculs :

Pourcentage de la participation massique :

Le pourcentage de participation de masse est supérieur à 90% après le 51eme mode suivant les deux direction, donc pour mieux représenter le comportement de la structure, il nous a fallu 51 modes de vibration.

VI-8-4 Calcul des déplacements :

Selon l'article 4.4.3 du RPA 99 V2003, le déplacement horizontal à chaque niveau « K » de la structure est calculé par :

$$\delta_K = R \cdot \delta_{eK}$$

Avec :

- δ_{eK} : Déplacement du aux forces sismiques F_i (y compris l'effort de la torsion).
- R : Coefficient de comportement ($R = 4$).

Le déplacement relatif du niveau « K » par rapport au « K-1 » est donnée par :

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

Avec :

$$\Delta_K < 1\% \cdot h_K$$

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivant :

- Résultats des déplacements selon le sens X-X :

Niveau	h_K (cm)	δ_{eK} (cm)	δ_K (cm)	δ_{K-1} (cm)	Δ_K (cm)	Δ_K/h
RDC	300	0,0178	0,0712	0,0000	0,0712	0,00024
Étage 1	300	0,0372	0,1488	0,0712	0,0776	0,00026
Étage 2	300	0,0574	0,2296	0,1488	0,0808	0,00027
Étage 3	300	0,0771	0,3084	0,2296	0,0788	0,00026
Étage 4	300	0,0982	0,3928	0,3084	0,0844	0,00028
Étage 5	300	0,1130	0,4520	0,3928	0,0592	0,00019
Étage 6	300	0,1200	0,4800	0,4520	0,0280	0,00009

Tableau VI-4 : Résultats des déplacements selon le sens X-X.

- Résultats des déplacements selon le sens Y-Y :

Niveau	h_K (cm)	δ_{eK} (cm)	δ_K (cm)	δ_{K-1} (cm)	Δ_K (cm)	Δ_K/h
RDC	300	0,0154	0,0616	0,0000	0,0616	0,00020
Étage 1	300	0,0330	0,1320	0,0616	0,0704	0,00023
Étage 2	300	0,0503	0,2012	0,1320	0,0692	0,00023
Étage 3	300	0,0666	0,2664	0,2012	0,0652	0,00022
Étage 4	300	0,0811	0,3244	0,2664	0,0580	0,00019
Étage 5	300	0,0949	0,3796	0,3244	0,0552	0,00018
Étage 6	300	0,1050	0,4200	0,3796	0,0404	0,00013

Tableau VI-5 : Résultats des déplacements selon le sens Y-Y.

Donc d'après les tableaux ci-avant, nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont vérifiés.

VI-8-5 Vérification de l'effet $p - \Delta$:

D'après le paragraphe 5.9 du RPA 99 V2003, les effets du second ordre ou effets $(p - \Delta)$ peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \cdot \Delta_K}{V_K \cdot h_K} \leq 0,1$$

Avec :

- P_K = poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau K.

$$P_K = \sum (W_{Gi} + \beta \cdot W_{Qi})$$

- V_K = Effort tranchant d'étage au niveau K.

$$V_K = \sum_{i=k}^n F_i$$

- Δ_K = Déplacement relatif du niveau « K » par rapport au niveau « K - 1 ».

- H_K = Hauteur de l'étage « K ».
- Si $0,1 < \theta_K \leq 0,2$: Les effets ($P-\Delta$) peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculée au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur « $1/(1 - \theta_K)$ ».
- Si $\theta_K > 0,2$: La structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivant :

- Résultats de l'effet $P-\Delta$ selon le sens X-X :

Niveau	h_K (cm)	P_K (KN)	V_K (KN)	Δ_K (cm)	θ
RDC	300	88504,478	4286,569	0,0712	$4,90 \cdot 10^{-3}$
Étage 1	300	76315,956	3071,227	0,0776	$6,42 \cdot 10^{-3}$
Étage 2	300	62849,965	3738,129	0,0808	$4,53 \cdot 10^{-3}$
Étage 3	300	49369,871	3793,726	0,0788	$3,42 \cdot 10^{-3}$
Étage 4	300	35800,701	2617,690	0,0844	$3,84 \cdot 10^{-3}$
Étage 5	300	22371,343	2240,175	0,0592	$1,97 \cdot 10^{-3}$
Étage 6	300	8985,488	1083,05	0,0280	$7,74 \cdot 10^{-4}$

Tableau VI-6 : Effets $P-\Delta$ selon le sens X-X.

Le maximum $\theta = 6,42 \cdot 10^{-3} < 10\%$, donc les effets $P-\Delta$ peuvent être négligés.

- Résultats de l'effet $P-\Delta$ selon le sens Y-Y :

Niveau	h_K (cm)	P_K (KN)	V_K (KN)	Δ_K (cm)	θ
RDC	300	88504,478	3839,798	0,0616	$4,73 \cdot 10^{-3}$
Étage 1	300	76315,956	1211,832	0,0704	0,014
Étage 2	300	62849,965	1632,751	0,0692	$8,87 \cdot 10^{-3}$
Étage 3	300	49369,871	1497,627	0,0652	$7,16 \cdot 10^{-3}$
Étage 4	300	35800,701	1079,680	0,0580	$6,41 \cdot 10^{-3}$
Étage 5	300	22371,343	857,268	0,0552	$4,80 \cdot 10^{-3}$
Étage 6	300	8985,488	449,189	0,0404	$2,70 \cdot 10^{-3}$

Tableau VI-7 : Effets $P-\Delta$ selon le sens Y-Y.

Le maximum $\theta = 0,014 \cdot 10^{-3} < 10\%$, donc les effets $P-\Delta$ peuvent être négligés.

Donc d'après les tableaux ci-dessus, nous constatons que les effets du second ordre peuvent être négligés.

VI-8-5 Comparaison entre l'effort statique et l'effort dynamique (calculer par SAP2000) :

$$V_{dyn}^x = 4286,569 \text{ KN} > 0,8 \cdot 4101,43 = 3281,15 \text{ KN}.$$

$$V_{dyn}^y = 3839,798 \text{ KN} > 0,8 \cdot 4101,43 = 3281,15 \text{ KN}.$$

L'effort tranchant est vérifié dans les deux sens X-X et Y-Y.

VII-1 Vérification des poteaux

Il s'agit de vérifier le poteau le plus sollicité sous la combinaison la plus défavorable.

le poteau à vérifier est :

- Poteau croisé *HEA800/HEA900*

VII-1-1 Poteau croisé *HEA 800/HEA900*

Les sollicitations les plus défavorables sont données dans le tableau suivant:

Combinaison	$h(m)$	$N(KN)$	$M_y(KN.m)$	$M_z(KN.M)$	$V_y(KN)$	$V_z(KN)$
1,35 G+1,5 Q	1,5	7707,08	-950,2	17,88	18,71	138,127

Tableau VII-1 sollicitation du poteau croisé (*HEA900/HEA800*).

VII-1-1-1 Vérification à la résistance

Caractéristiques de la section :

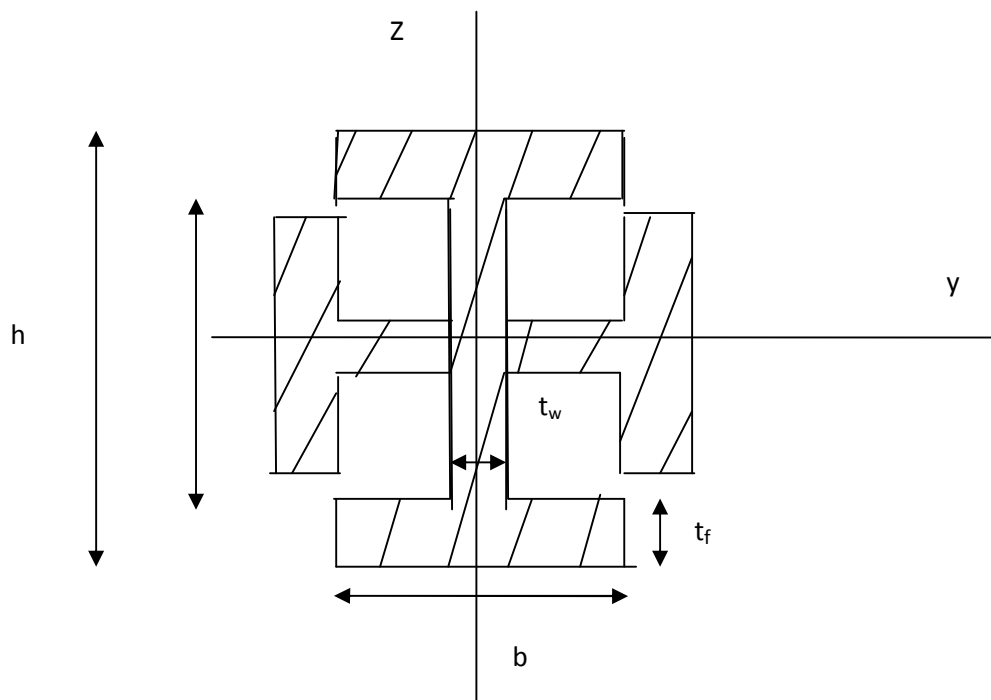


Figure VII-1 Section du poteau croisé

$$A = (A_{HE800A} + A_{HE900A}) = 285,5 + 320,5 = 606 \text{ cm}^2 (\text{aire du profilé croisé})$$

$$I_{ycroisé} = I_{yHE900} + I_{zHE800} = 422100 + 12640 = 434740 \text{ cm}^4$$

$$I_{zcroisé} = I_{yHE800} + I_{zHE900} = 303400 + 13550 = 316950 \text{ cm}^4$$

Classe de la section :

Si on prend un poteau seul sans le croisement on aura le poteau HEA900 est de classe 1 d'après le tableau 5.1 de la classification des sections.

En plus du croisement ça nous met d'avantage en sécurité.

Remarque : on considère que les efforts et les sollicitations dans le sens y-y seront repris par le profilé HEA900 et ceux dans le sens z-z par le profilé HEA800.

V-1-1-2 Vérification à l'effort tranchant

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{M_0}} = \frac{163,3 \cdot 10^{-1} \cdot \left(\frac{235}{\sqrt{3}}\right)}{1,1} = 2014,19 \text{ KN} > V_{sd}$$

$$0,5 \cdot V_{pl,Rd} = 1007,09 \text{ KN} > V_z \rightarrow \text{pas de réduction du moment résistant plastique.}$$

V-1-1-3 Vérification à l'effort normal

Il faut vérifier la condition suivante :

$$N > \min \left[(0,25 \cdot N_{pl}); \left(\frac{0,5 \cdot A_w \cdot f_y}{\gamma_{M_0}} \right) \right]$$

Avec :

A_w : L'aire de l'âme d'un profilé croisé

$$A_w = A - [(b \times t_{f800}) + (b \times t_{f900})] = 432 \text{ cm}^2$$

$$N_{pl} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{606 \cdot 10^{-1} \cdot 235}{1,1} = 12946,36 \text{ KN}$$

$$0,25 \cdot N_{pl} = 3236,6 \text{ KN}$$

$$\frac{0,5 \cdot A_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{0,5 \cdot 432 \cdot 10^{-1} \cdot 235}{1,1} = 4614,5 \text{ KN}$$

$$N = 7707,08 \text{ KN} > \min[3236,6; 4614,5]$$

→ condition vérifiée → présence d'effort normal.

VII-1-1-4 Vérification à la flexion

Les moments dans les sens Y-Y seront repris par le moment résistant selon l'axe fort Y-Y du profilé HEA900.

- Flexion autour de l'axe (Y-Y)

$$M_{Ny} = M_{ply} \cdot \left[\frac{1-n}{1-0,5 \cdot a} \right]$$

$$M_{ply} = W_{ply} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$M_{ply} = 2309,4 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$a = \min\left(\frac{A_w}{A}; 0,5\right) = \min\left(\frac{432}{606}; 0,5\right) = \min(0,7; 0,5) = 0,5$$

$$n = \frac{N}{N_{pl}} = 0,6$$

$$M_{Ny} = 2309,4 \cdot \left[\frac{1-0,6}{1-0,5 \cdot 0,5} \right] = 1231,68 \text{ KN} \cdot \text{m} > M_{sdy}$$

- Flexion autour de l'axe (Z-Z) : elle est reprise par le moment résistant de l'axe fort du profilé HEA 800.

$$M_{Ny} = M_{ply} \cdot \left[\frac{1-n}{1-0,5 \cdot a} \right]$$

$$M_{ply} = W_{ply} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$M_{ply} = 1858,42 \text{ KN.m}$$

$$a = \min\left(\frac{A_w}{A}; 0,5\right) = \min\left(\frac{432}{606}; 0,5\right) = \min(0,7; 0,5) = 0,5$$

$$n = \frac{N}{N_{pl}} = 0,6$$

$$M_{Ny} = 1858,42 \cdot \left[\frac{1-0,6}{1-0,5 \cdot 0,5} \right] = 991,1 \text{ KN} \cdot \text{m} > M_{sdz}$$

VII-1-1-5 Vérification aux instabilités

a. Vérification au flambement

- suivant l'axe Y-Y

$$K_{11} = K_{12} = \frac{I_{y(IPE300)}}{L} = \frac{8356,1}{750} = 11,14 \text{ cm}^3$$

$$K_2 = \frac{I_y}{h} = \frac{434740}{225} = 1932,17 \text{ cm}^3$$

$$K_1 = K_c = \frac{I_y}{h} = \frac{434740}{150} = 2898,26 \text{ cm}^3$$

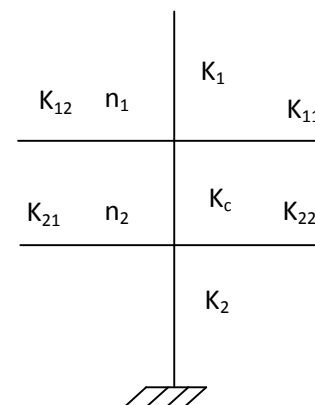


Figure VII-2 La rigidité des poutres et des poteaux sens Y-Y

Avec

K_c : Rigidité du poteau considéré ;

K_1 : Rigidité du poteau supérieur ;

K_2 : Rigidité du poteau inférieur ;

K_{11}, K_{12} : Rigidité des poutres supérieures ;

K_{21}, K_{22} : Rigidité des poutres inférieures.

$$n_1 = \frac{K_c + K_1}{K_c + K_1 + K_{11} + K_{12}} = 0,99 \rightarrow [\text{Annexe E Figure E.2.4 de l'EC3}]$$

$$n_2 = \frac{K_c + K_2}{K_c + K_2 + K_{21} + K_{22}} = 0,99 \rightarrow [\text{Annexe E Figure E.2.4 de l'EC3}]$$

On a une structure à nœuds déplaçables, donc

$$\frac{l_{ky}}{h} = \sqrt{\frac{1 - 0,2 \cdot (\eta_1 + \eta_2) - 0,12 \cdot \eta_1 + \eta_2}{1 - 0,8 \cdot (\eta_1 + \eta_2) - 0,6 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2}} \rightarrow [\text{Annexe A CCM97 (12)}]$$

$$\Rightarrow l_{ky} = \sqrt{\frac{1 - 0,2 \cdot (\eta_1 + \eta_2) - 0,12 \cdot \eta_1 + \eta_2}{1 - 0,8 \cdot (\eta_1 + \eta_2) - 0,6 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2}} \cdot h = 28,6m$$

$$\lambda_1 = 93,9 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 93,9$$

$$\lambda_y = \frac{l_{ky}}{i_{ycroisé}} = \frac{2860}{36,29 + 6,67} = 66,57$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{66,57}{93,9} = 0,7 > 0,2 \rightarrow \text{risque de flambement}$$

$$\begin{cases} \frac{h}{b} = \frac{890}{300} = 2,96 > 1,2 \\ t_f < 40mm \end{cases} \Rightarrow Y - Y \Rightarrow \text{courbe a} \Rightarrow \chi_y = 0,8477$$

- Suivant l'axe Z-Z

$$K_{12} = K_{21} = \frac{I_{z(HEA700)}}{L} = 134,56 \text{ cm}^3$$

$$K_c = K_1 = \frac{I_{\text{croisé}}}{h} = 2898,26 \text{ cm}^3$$

$$K_2 = \frac{I_{\text{croisé}}}{h} = 1932,17 \text{ cm}^3$$

$$n_1 = \frac{K_c + K_1}{K_c + K_1 + K_{11} + K_{12}} = 0,95$$

$$n_2 = \frac{K_c + K_2}{K_c + K_2 + K_{21} + K_{22}} = 0,94$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{790}{300} = 2,63 > 1,2 \\ t_f < 40 \text{ mm} \end{array} \right. \Rightarrow Z - Z \Rightarrow \text{courbe } b \Rightarrow \chi_z = 0,9641$$

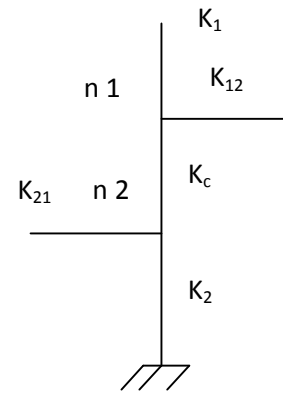


Figure VII-3 Rigidité des poutres et des poteaux sens Z-Z

Donc

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z) = 0,8477$$

b. Vérification au déversement

La section du poteau HEA900 est de classe (01) $\rightarrow \beta_w = 1$

χ_{Lt} : Coefficient de réduction en fonction de $\overline{\lambda_{LT}}$

$$\overline{\lambda_{LT}} = \sqrt{\frac{\beta_w \cdot W_{pl} \cdot f_y}{M_{cr}}}$$

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

$$M_{cr} = \frac{C_1 \pi^2 E I_z}{(KL)^2} \sqrt{\left[\frac{K^2 I_w}{K_w I_z} + \frac{(KL)^2 G I_t}{\pi^2 E I_z} + (C_2 Z_g)^2 \right]} - (C_2 \cdot Z_g)$$

$$\rightarrow [Annexe F(1.3) del'EC3]$$

C_1, C_3 Des coefficients qui dépendent des conditions de charge.

$K=1$

$$\Rightarrow C_1 = 1,141 \quad C_3 = 0,996 \rightarrow [tableau F.1.1 del'EC3]$$

$K_w=1$

$L=150cm$

Pour un

$$I_w = 24960cm^6, I_t = 736,8cm^4, I_z = 13550cm^4, W_{pl,y} = 10810cm^3$$

Le chargement est appliqué au centre de gravité, donc :

$$Z_g = 0cm$$

$$G = \frac{E_a}{2 \cdot (1 + \nu)} = 80769,231MPa$$

La section est symétrique :

$$Z_j = 0cm \Rightarrow Z_s = 0cm$$

Le moment élastique critique devient alors :

$$M_{cr} = \frac{C_1 \pi^2 E I_z}{(KL)^2} \sqrt{\left[\frac{K^2 I_w}{K_w I_z} + \frac{(KL)^2 G I_t}{\pi^2 E I_z} \right]} = 37273,19KN.m$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{1 \cdot 10810 \cdot 235 \cdot 10^{-3}}{37273,19}} = 0,26 < 0,4 \Rightarrow pas de risque de déversement$$

$$\rightarrow \chi_{LT} = 1 \text{ et } K_{LT} = K_y$$

Alors, on doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N}{\chi_{min} \cdot N_{pl}} + \frac{K_{LT} M_y}{\chi_{LT} \cdot M_{ply}} + \frac{K_z \cdot M_z}{M_{plz}} \leq 1 \rightarrow [\text{Article 5.5.4 (2) loi(5.52) del'EC3}]$$

Avec :

$$K_z = 1 - \frac{\mu_z \cdot N_{sd}}{\chi_z \cdot A \cdot f_y}$$

$$\mu_{LT} = 0,15 \cdot \bar{\lambda}_z \cdot \beta_{MLT} - 0,15$$

β_{MLT} : est un facteur de moment uniforme équivalent pour le déversement.

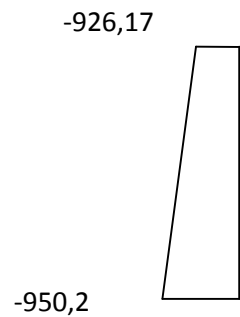


Figure VII-4 Diagramme des moments du poteau en KN.m

D'après la figure 5.5.3 de l'Eurocode 3 $\beta_{MLT} = 1,8 - 0,7\psi$

Avec $\psi = 0,77$

$$\beta_{MLT} = 1,11$$

$$\mu_{LT} = 0,07 < 0,9$$

$$K_{LT} = 0,95 < 1$$

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z \cdot (2 \cdot \beta_{Mz} - 4) = -0,7$$

$$K_z = 0,74 < 1,5$$

$$M_{ply} = 2309,4 \text{ KN.m}$$

$$\frac{7707,08}{0,8477 \cdot 12946,36} + \frac{0,95 \cdot 950,2}{1 \cdot 2309,4} + \frac{0,74 \cdot 17,88}{1858,42} = 0,99 \leq 1$$

$\rightarrow$ condition vérifiée

Toutes les conditions sont vérifiées, le profilé croisé *HE800M* convient comme poteau de la structure.

VII-2 Vérification des poutres

Il s'agit de vérifier les poutres les plus défavorables sous les combinaisons les plus défavorables, on a deux types de poutres :

- Poutre principale mixte (**HEA700**)
- Poutre secondaire métallique (**IPE500**)

Pour simplifier les calculs on ne considère pas les jarrets dans les calculs des poutres, et ça nous mets d'avantage en sécurité.

VII-2-1 Vérification des poutres maitresse de type HE700A du plancher du 1^{er} étage

1. Les sollicitations

Ces efforts sont tirés du SAP2000

$$M_{sdy} = M_{max} = 2250 \text{ KN.m}$$

$$V_{sdz} = V_{max} = 874 \text{ KN}$$

Classe de la section

➤ **Vérification de la semelle**

$$\frac{b_f}{2 \cdot t_f} \leq 10 \cdot \varepsilon \Rightarrow \frac{300}{2 \cdot 27} \leq 10 \cdot 1 \Rightarrow 5,55 \leq 10 \rightarrow \text{Semelle de classe 1}$$

$$\text{avec : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

➤ **Vérification de l'âme**

$$\frac{d}{t_w} \leq 72 \cdot \varepsilon \Rightarrow \frac{582}{14,4} \leq 72 \cdot 1 \Rightarrow 40,41 \leq 72 \rightarrow \text{Ame de classe 1}$$

Donc la section est de classe 1

2. Vérification à la résistance

Cette vérification est faite dans le chapitre planché mixte, en comparant les résultats SAP pour la poutre la plus défavorable on obtient :

2.1. Vérification au cisaillement

Il faut vérifier que : $V_{sdz} \leq V_{plz}$

Avec

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_{vz} \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M_0}} = \frac{117 \cdot 10^{-1} \cdot (335 / \sqrt{3})}{1,1} = 2180,02 \text{ KN} > \text{KN}$$

$V_{pl,Rd} > V_{sdy} \rightarrow \text{condition vérifiée .}$

$V_{sdz} = 874,93 \text{ KN} \leq 0,5 \cdot V_{pl,Rd} \Rightarrow \text{le moment résistant ne sera pas réduit.}$

2.2. Vérification au moment fléchissant

$$M_{sdy} = M_{max} = 2250 \text{ KN.m}$$

Il faut vérifier : $M_{pl,Rd} \geq M_{sdy}$ de la section mixte

$$M_{pl,Rd} = 3391,24KN \cdot m > 2250KN \cdot m \rightarrow \text{Vérifiée}$$

3. Vérification au déversement

χ_{Lt} : Coefficient de réduction en fonction de $\overline{\lambda}_{LT}$

$$\overline{\lambda}_{LT} = 5 \left[1 + \left(\frac{t_w \cdot h_s}{4 \cdot b_f \cdot t_f} \right) \right] \cdot \left[\left(\frac{f_y}{E \cdot C_4} \right)^2 \cdot \left(\frac{h_s}{t_w} \right)^3 \cdot \left(\frac{t_f}{b_f} \right) \right]^{0,25}$$

Le diamètre des armatures de la dalle $\emptyset = 8mm$

h_s : Distance du centre de gravité de la nappe d'armature tendue par rapport à la semelle supérieur de profilé

$$h_s = (h_c + h_p) - d'' + \emptyset/2 = 140 - 24 = 116mm$$

$$C_4 = 18 \rightarrow [\text{tableau A.1 DTR mixte acier - béton}]$$

$$\overline{\lambda}_{LT} = 0,031 < 0,4 \rightarrow \text{pas de risque de déversement}$$

4. Vérification de la flèche

La flèche est tirée du SAP2000 $f = 3,5cm < f_{adm} = 6,4cm \rightarrow \text{condition vérifiée}$

VIII-1 Introduction

Un assemblage est un dispositif qui permet de réunir plusieurs pièces entre elles en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations entre les pièces pour conduire les calculs selon les schémas classiques de la résistance des matériaux, il y a lieu de distinguer les assemblages :

- *Les assemblages articulés* : qui transmettent uniquement les efforts normaux et tranchants.
- *Les assemblages rigides* : qui transmettent en outre les divers moments.

VIII-2 Assemblage poutre principale - solive

Les solives sont articulées aux sommiers par des cornières d'attache.

L'effort tranchant V repris par l'assemblage est celui que transmet la solive à la poutre principale.

$$V = 50,7 \text{ KN.}$$

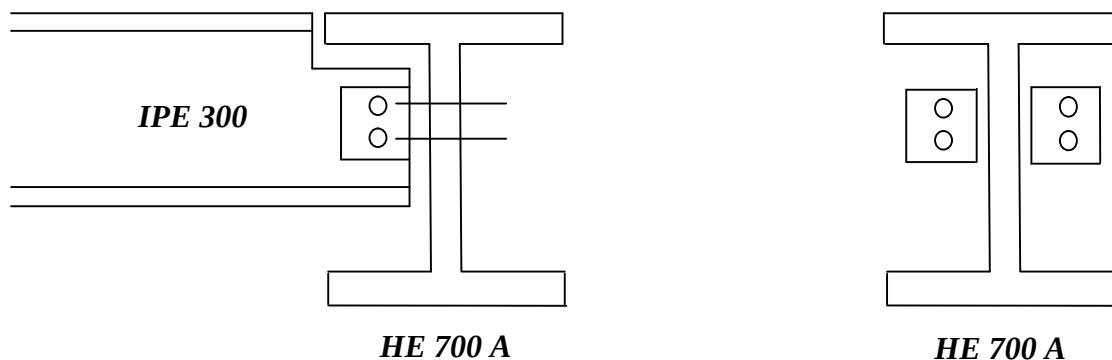


Figure VIII-1 : Assemblage poutre principale – solive.

Cet assemblage sera réalisé avec des boulons de type ordinaire.

VIII-2-1 Dimensionnement des boulons

$$V = 50,7 \text{ KN}$$

$$F_{vsd} = \frac{50,7}{2 \times 1} = 25,35 \text{ KN}$$

$$F_{vsd} \leq F_{vrd}$$

On prend des boulons de classe 6.8 →

$$V_{vrd} = 0,5 \cdot A_s \cdot \frac{f_{bu}}{\gamma_{Mb}}$$

$$A_s \geq \frac{25,35 \cdot 10 \cdot 1,25}{0,5 \cdot 600}$$

$$A_s \geq 105 \text{ mm}^2$$

On opte pour des boulons de M14 ==> $A_s = 115 \text{ mm}^2$

- **Disposition géométrique des boulons**

$$\begin{cases} e_1 \geq 1,2 \cdot d_0 = 1,2 \cdot 1,5 \Rightarrow e_1 \geq 1,8 \text{ cm} \\ p_1 \geq 2,2 \cdot d_0 = 2,2 \cdot 1,5 \Rightarrow p_1 \geq 3,3 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\begin{cases} e_1 = 2 \text{ cm} \\ p_1 = 4 \text{ cm} \end{cases}$$

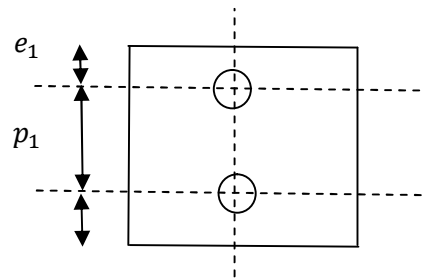


Figure VIII-2 : disposition géométrique.

VIII-2-2 Vérification de la cornière

- **Pression diamétrale**

F_{vrd} = Effort de cisaillement sollicitant de calcul pour un seul boulon

F_{vsd} = Effort de cisaillement résistant pour un seul boulon

$$F_{vsd} < F_{vrd} = 2,5 \cdot \alpha \cdot d \cdot t_p \cdot f_b / \gamma_{Mb}$$

t_p = épaisseur de la plaque sous la tête de la vis

$$\alpha = \min \left(\frac{e_1}{3 \cdot d_0}, \frac{p_1}{3 \cdot d_0} - \frac{1}{4}, \frac{600}{340}, 1 \right)$$

$$\alpha = \min \left(\frac{2}{3 \cdot 1,5}, \frac{4}{3 \cdot 1,5} - \frac{1}{4}, \frac{600}{340}, 1 \right)$$

$$\alpha = \min (0,44, 0,68, 1,76, 1)$$

$$\alpha = 0,44$$

$$F_{vrd} = 2,5 \cdot 0,44 \cdot 14 \cdot 5 \cdot \frac{340}{1,25} \cdot 10^{-6}$$

$$F_{vrd} = 20,9 \text{ KN}$$

$$F_{vsd} = \frac{50,7}{2} = 25,35 \text{ KN}$$

On augmente la section de la cornière CAE 80.80.8

VIII-3 Assemblage poutre secondaire – poteau

VIII-3-1 Assemblage poteaux – platine

Cette assemblage sera réalisé avec des boulons de type HR de classe 8.8, caractérisés par :

$$\text{Classe 8.8} \rightarrow \begin{cases} f_u = 640 \text{ Mpa} \\ f_{ub} = 800 \text{ Mpa} \end{cases}$$

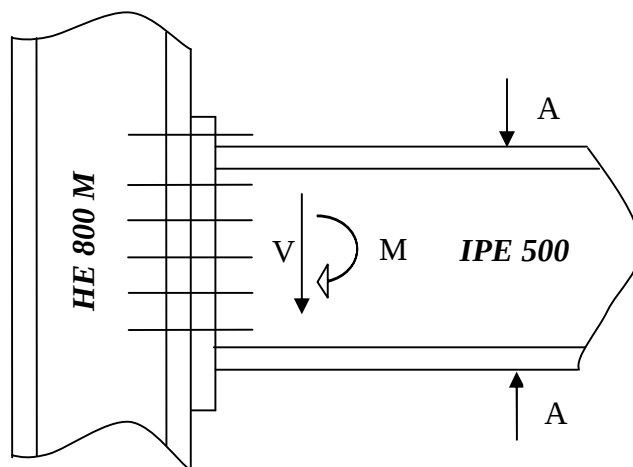


Figure VII-3 : Assemblage poteau – poutre secondaire.

La disposition des boulons sera comme suite

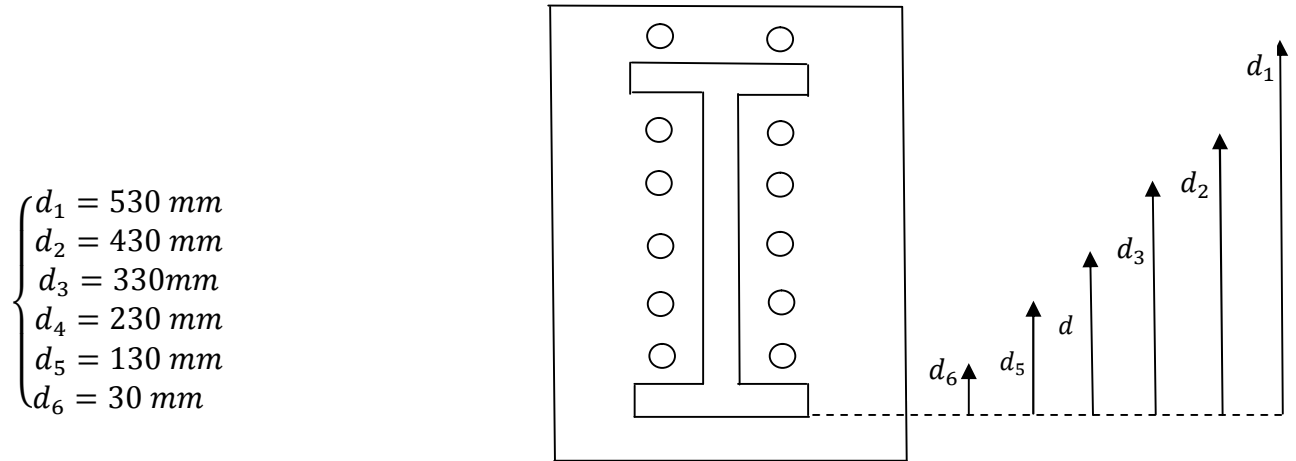


Figure VII-4 : Coupe A-A.

On fixe l'épaisseur de la platine à $t = 20 \text{ mm}$, avec un acier de S235.

VIII-3-2 Sollicitation de calcul

On calculera l'assemblage le plus sollicité avec les efforts suivants :

$$\begin{cases} M = -163,09 \text{ KN.m} \\ V = -91,69 \text{ KN} \end{cases}$$

VIII-3-3 Détermination des efforts dans les boulons

$$N_1 = \frac{M \cdot d_1}{\sum d_i^2} = \frac{163,09 \cdot 530}{30^2 + 130^2 + 230^2 + 330^2 + 430^2 + 530^2} \cdot 10^3 = 133,92 \text{ KN.}$$

$$N_2 = \frac{N_1 \cdot d_2}{d_1} = \frac{163,09 \cdot 430}{530} = 132,32 \text{ KN.}$$

$$N_3 = \frac{N_1 \cdot d_3}{d_1} = \frac{163,09 \cdot 330}{530} = 101,54 \text{ KN.}$$

$$N_4 = \frac{N_1 \cdot d_4}{d_1} = \frac{163,09 \cdot 230}{530} = 70,77 \text{ KN.}$$

$$N_5 = \frac{N_1 \cdot d_5}{d_1} = \frac{163,09 \cdot 130}{530} = 40 \text{ KN.}$$

$$N_6 = \frac{N_1 \cdot d_6}{d_1} = \frac{163,09 \cdot 30}{530} = 9,23 \text{ KN.}$$

VIII-3-4 Pré dimensionnement des boulons

$$N_1 \leq n \cdot f_p.$$

Avec :

n = Nombre de boulons par rangée ($n = 2$).

$$f_p = 0,7 \cdot A_s \cdot f_{bu}.$$

$$A_s \geq \frac{N_1}{n \cdot 0,7 \cdot f_{bu}} = \frac{133,92}{2 \cdot 0,7 \cdot 800} \cdot 10 = 1,19 \text{ cm}^2.$$

$$A_s \geq 1,19 \text{ cm}^2.$$

On opte pour un boulons de type M16 $\rightarrow A_s = 1,57 \text{ cm}^2$.

VIII-3-5 Calcul du moment résistant effectif de l'assemblage

$$N_{t,Rd} = n \cdot 0,7 \cdot A_s \cdot f_{bu} = 2 \cdot 0,7 \cdot 1,57 \cdot 800 \cdot 10^{-1} = 175,84 \text{ KN.}$$

$$M_R = \frac{N_{t,Rd} \cdot \sum d_i^2}{d_1} = \frac{175,84 \cdot (30^2 + 130^2 + 230^2 + 330^2 + 430^2 + 530^2)}{530} \cdot 10^{-3}.$$

$$M_R = 214,12 \text{ KN} \cdot m > M = 163,09 \text{ KN} \cdot m \rightarrow \text{Vérifier.}$$

VIII-3-6 Vérification au cisaillement plus traction dans chaque boulon

$$V = -91,69 \text{ KN} \rightarrow \text{sur 12 Boulons.}$$

$$f_{v,sd} = \frac{V}{12} = \frac{91,69}{12} = 7,64 \text{ KN.}$$

Il faut vérifier que : $f_{v,Sd} \leq f_{s,Rd}$

Selon l'article 6.5.6.4 du CCM97 :

$$f_{s,Rd} = K_s \cdot \mu \cdot m \cdot \frac{f_p - 0,8 \frac{N_1}{2}}{\gamma_{Ms}}$$

$$f_p = 0,7 \cdot A_s \cdot f_{bu} = 0,7 \cdot 1,57 \cdot 800 \cdot 10^{-1} = 87,92 \text{ KN}.$$

$$f_{s,Rd} = 1 \cdot 0,3 \cdot 1 \cdot \frac{87,92 - 0,8 \frac{133,92}{2}}{1,25} = 8,25 \text{ KN}.$$

$$f_{v,Sd} = 7,64 \text{ KN} \leq f_{s,Rd} = 8,25 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

VIII-4 Assemblage poutre – platine

Cette attache se fera au moyen de cordons de soudure. Le dimensionnement des cordons se fait suivant l'hypothèse suivante :

On supposera que le moment est repris uniquement par les cordons reliant les semelles à la platine, on supposera également que l'effort tranchant est repris uniquement par les cordons reliant l'âme à la platine.

Cet assemblage est soumis au système des forces suivantes :

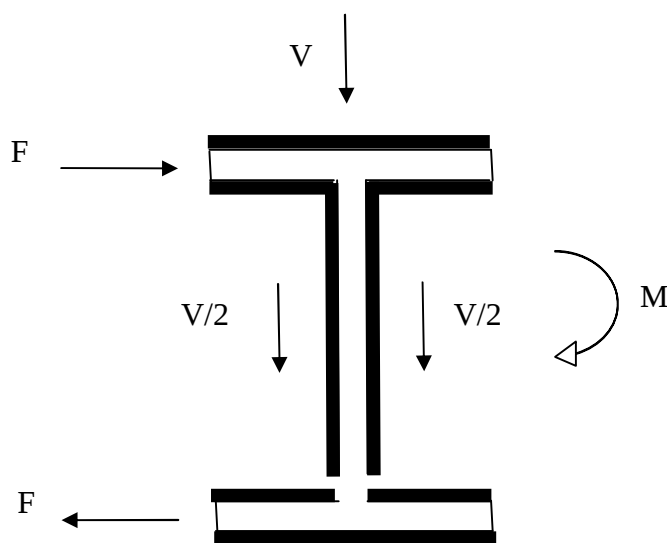


Figure VIII-5 : Assemblage platine – poutre.

L'assemblage est soumis aux sollicitations suivantes :

$$\begin{cases} M = -163,09 \text{ KN.m} \\ V = -91,69 \text{ KN} \end{cases}$$

On prend $e = 20 \text{ mm}$, épaisseur de la platine.

- **Gorge reliant l'âme à la platine**

$$\begin{cases} 4\text{mm} \leq a \leq 0,5 \cdot t_{\max} \\ 4\text{mm} \leq a \leq 0,5 \cdot 20 \end{cases} \rightarrow 3\text{mm} \leq a \leq 10 \text{ mm} \quad \text{Soit } a = 10 \text{ mm.}$$

- **Gorge reliant la semelle à la platine**

$$\begin{cases} 4\text{mm} \leq a \leq 0,5 \cdot t_f \\ 4\text{mm} \leq a \leq 0,5 \cdot 20 \end{cases} \quad 4\text{mm} \leq a \leq 10 \text{ mm} \quad \text{Soit } a = 10 \text{ mm.}$$

VIII-4-1 Distribution des efforts sur les différents cordons

- **Cordon âme – platine**

Chaque cordon reprend $V/2$.

$$\frac{V}{2} = \frac{91,69}{2} = 45,84 \text{ KN.}$$

La longueur du cordon est : $L_w = h - 2 \cdot t_f = 500 - 2 \cdot 16 = 468 \text{ mm.}$

- **Cordon semelle – platine**

La longueur du cordon est : $L_f = 2 \cdot b - t_w = 2 \cdot 200 - 10,2 = 389,8 \text{ mm.}$

Chaque cordon reprend F :

$$F = \frac{M}{h - t_f} = \frac{163,09}{500 - 16} \cdot 10^3 = 336,96 \text{ KN.}$$

VIII-4-2 Vérification

- **Cordon âme – platine**

Il faut vérifier la condition suivante :

$$\frac{V}{2} \leq f_{w,Rd}$$

Avec :

$f_{w,Rd}$ = Résistance d'un cordon de soudure, et d'après l'article 6.6.5.3, elle sera déterminée par la formule :

$$F_{w,Rd} = a \cdot L_w \cdot \frac{F_u}{\beta_w \cdot \gamma_{Mw} \cdot \sqrt{3}}$$

On a:

$$S235 \rightarrow \begin{cases} F_u = 360 \text{ Mpa} \\ \beta_w = 0,8 \\ \gamma_{Mw} = 1,25 \end{cases}$$

$$\frac{V}{2} = 45,84 \text{ KN.}$$

$$F_{w,Rd} = 10 \cdot 389,8 \cdot \frac{360}{0,8 \cdot 1,25 \cdot \sqrt{3}} \cdot 10^{-3} = 972,72 \text{ KN} > 45,84 \text{ KN} \rightarrow \text{Vérifier.}$$

- **Cordon semelle – platine**

Il faut vérifier la condition suivante :

$$F \leq F_{w,Rd}$$

$$F = \frac{M}{h - t_f} = \frac{163,09}{500 - 16} \cdot 10^3 = 336,96 \text{ KN.}$$

$$F_{w,Rd} = 10 \cdot 389,8 \cdot \frac{360}{0,8 \cdot 1,25 \cdot \sqrt{3}} \cdot 10^{-3} = 810,18 \text{ KN} > 336,96 \text{ KN} \rightarrow \text{Vérifier.}$$

VIII-5 Assemblage poutre principale (HE700 A) - poteaux (HE500 M)

On calcul l'assemblage le plus sollicité.

Avec :

$$\begin{cases} M = -1806,89 \text{ KN} \cdot \text{m}. \\ V = 498,56 \text{ KN}. \end{cases}$$

VIII-5-1 Assemblage poteaux – platine

VIII-5-1-1 Détermination des efforts dans les boulons

Cette assemblage sera réalisé avec des boulons de type HR de classe 10.9, caractérisés par :

$$\text{Classe 10.9} \rightarrow \begin{cases} f_u = 900 \text{ Mpa} \\ f_{ub} = 1000 \text{ Mpa} \end{cases}$$

La disposition des boulons sera comme suite :

$$\begin{cases} d_1 = 930 \text{ mm} \\ d_2 = 830 \text{ mm} \\ d_3 = 730 \text{ mm} \\ d_4 = 630 \text{ mm} \\ d_5 = 530 \text{ mm} \\ d_6 = 430 \text{ mm} \\ d_7 = 330 \text{ mm} \\ d_8 = 230 \text{ mm} \\ d_9 = 130 \text{ mm} \\ d_{10} = 30 \text{ mm} \end{cases}$$

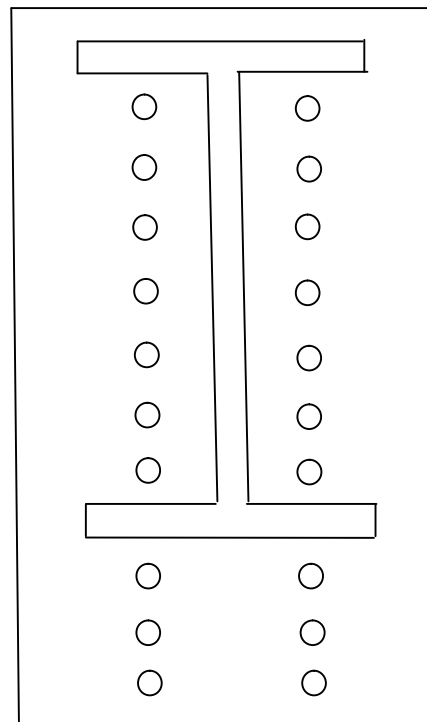


Figure VIII-6 : Disposition des boulons.

$$N_1 = \frac{M \cdot d_1}{\sum d_i^2}$$

$$N_1 = \frac{1806,89 \cdot 930 \cdot 10^3}{30^2 + 130^2 + 230^2 + 330^2 + 430^2 + 530^2 + 630^2 + 730^2 + 830^2 + 930^2}$$

$$N_1 = 537,04 \text{ KN.}$$

$$N_2 = \frac{N_1 \cdot d_2}{d_1} = \frac{537,04 \cdot 830}{930} = 479,3 \text{ KN.}$$

- La suite des résultats de calcul sont rassemblé sur le tableau ci dessous :

N_3	421,54 KN
N_4	368,80 KN
N_5	306,05 KN
N_6	248,31 KN
N_7	190,56 KN
N_8	132,81 KN
N_9	75,07 KN
N_{10}	17,32 KN

NB : Vu le nombre important de boulons que cette assemblage nécessite, on doit procéder au dimensionnement d'un jarret.

VIII-5-1-2 Dimensionnement du Jarrets

La section du sommier (HE700 A) est insuffisante pour reprendre le moment à l'appui, il convient donc de renforcer la poutre au niveau de l'encastrement avec les poteaux, au moyen de jarrets.

Dans notre cas, on a :

$$M_{el} = 2215,55 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_B = 1806,89 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_C = 2025,2 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

La courbe des moments est parabolique, de la forme : $y = a \cdot x^2$.

- Pour $x = S = 16 \text{ m}$, $y = M_C + M_B = 3832,09 \text{ KN} \cdot \text{m}$.

$$a = y/x^2 = 3832,09/256 = 15.$$

– Pour $x = S - j$, $y = M_{el} = 2215,55 \text{ KN} \cdot \text{m}$.

$$\text{Soit : } 2215,55 = 15 \cdot [16 - j]^2.$$

$$\text{Ou : } j^2 - 32 \cdot j + 108,3 = 0.$$

Equation qui a pour solution $j = 3,84 \text{ m}$.

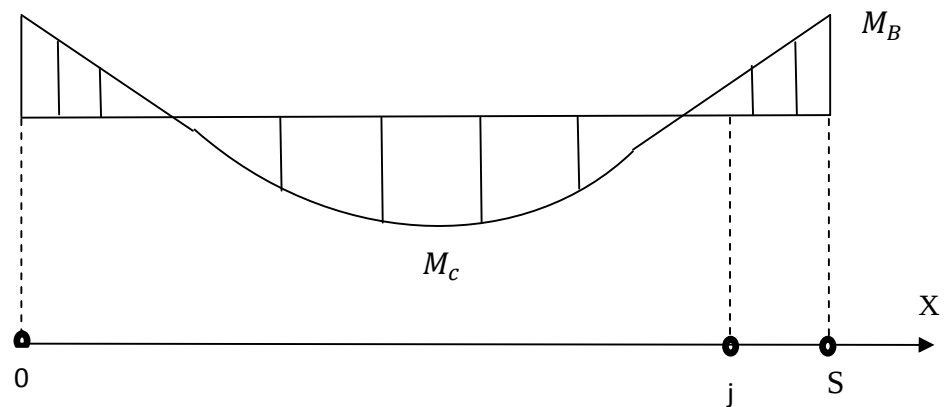


Figure VIII-7 : Les moments en appui et en travée du HE700 A.

VIII-5-1-3 La section du jarret

Le jarret est réalisé par oxycoupage en biseau d'une poutrelle IPE400.

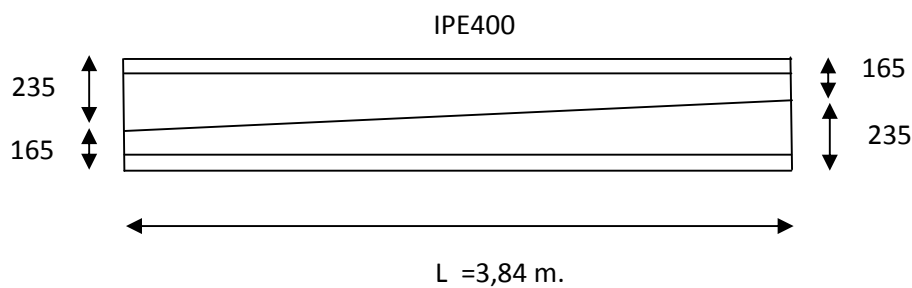


Figure VIII-8 : Oxycoupage du jarret.

VIII-5-1-4 Pré dimensionnement des boulons

Le pré dimensionnement des boulons repose sur le principe d'empêcher le décollement des platines d'extrémité-semelle du poteau au niveau de la rangée supérieure la plus tendue.

$$N_1 \leq n \cdot f_p.$$

Avec :

n = Nombre de boulons par rangée ($n = 2$).

f_p : La force de précontrainte dans les boulons.

$$f_p = 0,7 \cdot A_s \cdot f_{bu}.$$

Avec :

$$f_{bu} = 1000 \text{ Mpa}.$$

$$A_s \geq \frac{N_1}{n \cdot 0,7 \cdot f_{bu}} = \frac{537,04 \cdot 10}{2 \cdot 0,7 \cdot 1000} = 3,83 \text{ cm}^2.$$

$$A_s \geq 3,83 \text{ cm}^2.$$

On opte pour un boulons de type M 27 $\rightarrow A_s = 4,59 \text{ cm}^2$.

VIII-5-1-5 Calcul du moment résistant effectif de l'assemblage

$$N_{t,Rd} = n \cdot 0,7 \cdot A_s \cdot f_{bu} = 2 \cdot 0,7 \cdot 4,59 \cdot 100 = 642,6 \text{ KN}.$$

$$M_R = \frac{N_{t,Rd} \cdot \sum d_i^2}{d_1}$$

$$M_R = \frac{642,6 \cdot (30^2 + 130^2 + 230^2 + 330^2 + 430^2 + 530^2 + 630^2 + 730^2 + 830^2 + 930^2)}{930} \cdot 10^{-3}.$$

$$M_R = 2162,03 \text{ KN} \cdot m > M = 1806,89 \text{ KN} \cdot m \rightarrow \text{Vérifier}.$$

VIII-5-1-6 Vérification au cisaillement plus traction dans chaque boulon

$$V_{sd} = 537,513 \text{ KN} \rightarrow \text{sur 20 Boulons}.$$

$$f_{v,Sd} = \frac{V}{20} = \frac{498,56}{20} = 24,93 \text{ KN.}$$

Il faut vérifier que : $f_{v,Sd} \leq f_{s,Rd}$

Selon l'article 6.5.6.4 du CCM97 :

$$f_{s,Rd} = K_s \cdot \mu \cdot n \cdot \frac{f_p - 0,8 \cdot \frac{N_1}{2}}{\gamma_{Ms}}$$

$$f_p = 0,7 \cdot A_s \cdot f_{bu} = 0,7 \cdot 4,59 \cdot 100 = 321,3 \text{ KN.}$$

$$f_{s,Rd} = 1 \cdot 0,3 \cdot 1 \cdot \frac{321,3 - 0,8 \cdot \frac{537,04}{2}}{1,25} = 25,56 \text{ KN}$$

$$f_{v,Sd} = 24,93 \text{ KN} \leq f_{s,Rd} = 25,56 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition vérifier.}$$

VIII-5-2 Assemblage platine – poutre

Cet assemblage se fera au moyen de cordons de soudure.

VIII-5-2-1 Epaisseur de la platine

Soit une épaisseur $e = 25 \text{ mm}$.

- **Gorge reliant l'âme**

La gorge de soudure doit vérifier les critères de mise en œuvre, elle est donnée par la condition suivante :

$$\begin{cases} 4 \text{ mm} \leq a \leq 0,5 \cdot t_{\max} \\ 4 \text{ mm} \leq a \leq 0,5 \cdot 25 \end{cases}$$

Avec :

$$t_{\max} = t_{\text{platine}} = 25 \text{ mm.}$$

$$4 \text{ mm} \leq a \leq 12,5 \text{ mm} \quad \text{Soit } a = 12 \text{ mm.}$$

- **Gorge reliant la semelle à la platine**

$$\begin{cases} 4\text{mm} \leq a \leq 0,5 \cdot t_{\max} \\ 4\text{mm} \leq a \leq 0,5 \cdot 27 \end{cases} \rightarrow 3\text{mm} \leq a \leq 13,5\text{mm} \quad \text{Soit } a = 13 \text{ mm.}$$

VIII-5-2-2 Distribution des efforts sur les différents cordons

- **Cordon âme – platine**

Chaque cordon reprend $V_{sd}/2$.

$$\frac{V_{sd}}{2} = \frac{498,56}{2} = 249,56 \text{ KN.}$$

La longueur du cordon est : $L_w = h - 2 \cdot t_f = 690 - 2 \cdot 27 = 636 \text{ mm.}$

- **Cordon semelle – platine**

La longueur du cordon est : $L_f = 2 \cdot b - t_w = 2 \cdot 300 - 14,5 = 585,5 \text{ mm.}$

VIII-5-2-3 Vérification

- **Cordon âme – platine**

Il faut vérifier la condition suivante :

$$\frac{V_{sd}}{2} \leq f_{w,Rd}$$

Avec :

$f_{w,Rd}$: Résistance d'un cordon de soudure, et d'après l'article 6.6.5.3, elle sera déterminée par la formule :

$$F_{w,Rd} = a \cdot L_w \cdot \frac{F_u}{\beta_w \cdot \gamma_{Mw} \cdot \sqrt{3}}$$

On a:

$$S235 \rightarrow \begin{cases} F_u = 360 \text{ Mpa} \\ \beta_w = 0,8 \\ \gamma_{Mw} = 1,25 \end{cases}$$

$$\frac{V_{sd}}{2} = 249,28 \text{ KN.}$$

$$F_{w,Rd} = 12 \cdot 636 \cdot \frac{360}{0,8 \cdot 1,25 \cdot \sqrt{3}} \cdot 10^{-3} = 1586,28 \text{ KN} > 249,28 \text{ KN} \rightarrow \text{Vérifier.}$$

- **Cordon semelle – platine**

Il faut vérifier la condition suivante :

$$F \leq F_{w,Rd}$$

$$F_{w,Rd} = 13 \cdot 585,5 \cdot \frac{360}{0,8 \cdot 1,25 \cdot \sqrt{3}} \cdot 10^{-3} = 1582,02 \text{ KN} > 249,28 \text{ KN} \rightarrow \text{Vérifier.}$$

VIII-6 Assemblage des barres de palée de stabilité

On a: $N_{max} = N_{sd} = 442,04 \text{ KN}$.

VIII-6-1 Assemblage gousset – nœuds du portique

VIII-6-2 Pré dimensionnement du gousset :

L'épaisseur du gousset dépend essentiellement de l'effort appliqué, elle est donnée par le tableau suivant :

$F(\text{KN})$	200	200-450	450-750	750-1150	1150-1650
$e \text{ (mm)}$	8	10	12	14	16

Tableau VIII-1 : Epaisseur du gousset en fonction de l'effort appliqué.

On a:

$$N = 442,04 \text{ KN.}$$

$$200 \text{ KN} < N < 450 \text{ KN}$$

On prend $e = 10 \text{ mm}$

VIII-6-2 Pré dimensionnement de la gorge de soudure

La gorge de soudure doit vérifier les critères de mise en œuvre, elle est donnée par la condition suivante :

$$3\text{mm} < a < 0,5 \cdot t_{\max}$$

Avec :

$t_{\max}$: L'épaisseur maximale des pièces a assemblé.

$$t_{\max} = t_{HE900\ M} = 40\text{ mm}$$

$$3\text{mm} < a < 0,5 \cdot 40 \rightarrow 3\text{mm} < a < 20\text{ mm}$$

Soit : **a = 15 mm.**

La longueur du cordon de soudure :

$$L = \frac{\frac{N}{2} \cdot \sqrt{3} \cdot \gamma_{Ms} \cdot \beta_w}{a \cdot f_u}$$

$$L = \frac{\frac{442,04}{2} \cdot \sqrt{3} \cdot 1,25 \cdot 0,8}{1,5 \cdot 36} = 7,09\text{ cm.}$$

Soit : **L = 10 cm.**

VIII-6-4 Assemblage des diagonales sur le gousset au niveau du nœud de portique

Pour ce type d'assemblage on choisit des boulons HR qu'on doit vérifier au cisaillement et a la pression diamétrale.

VIII-6-5 Distribution de l'effort N sur les boulons

On utilise des boulons de classe 8.8 et on fixe le nombre de boulons à 5 boulons.

$$F_{Vsd} = \frac{F}{n \cdot p}$$

Avec :

n = Le nombre de boulons.

p = Le nombre de plan de cisaillement.

$$F_{Vsd} = \frac{442,04}{5 \cdot 2} = 44,204 \text{ KN.}$$

VIII-6-7 Dimensionnement des boulons

Il faut vérifier que :

$$F_{Vsd} \leq F_{Vrd}$$

$$F_{Vrd} = 0,5 \cdot A_s \cdot \frac{f_{ub}}{\gamma_{Mb}}$$

$$A_s \geq \frac{1,25 \cdot 44,204}{0,5 \cdot 80} \rightarrow A_s \geq 1,38 \text{ cm}^2.$$

On opte pour des boulons de type M16 de section $A_s = 1,57 \text{ cm}^2$.

- **Disposition géométrique**

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3 \cdot d_0}, \frac{p_1}{3 \cdot d_0} - 0,25, 1\right) \geq 1.$$

$$e_1 \geq 3 \cdot d_0 = 3 \cdot 1,8 = 5,4 \text{ cm} \rightarrow e_1 = 6 \text{ cm.}$$

$$p_1 \geq 3,75 \cdot d_0 = 3,75 \cdot 1,8 = 6,75 \text{ cm} \rightarrow p_1 = 7 \text{ cm.}$$

VIII-6-7 Vérification vis-à-vis de l'assemblage trop long

$$L = (n - 1) \cdot p_1 < 15 \cdot d$$

$$L = (5 - 1) \cdot 7 = 28 \text{ cm.}$$

$$15 \cdot d = 15 \cdot 1,6 = 24 \text{ cm.}$$

$$L = 28 \text{ cm} > 15 \cdot d = 24 \text{ cm} \rightarrow \text{L'assemblage est trop long} \rightarrow$$

La résistance ultime F_{Vrd} sera réduite d'un coefficient β .

Avec :

$$\beta = 1 - \frac{(L - 15 \cdot d)}{200 \cdot d}$$

Il faut vérifier que : $F_{Vsd} \leq \beta \cdot F_{Vrd}$

$$\beta = 1 - \frac{(28 - 15 \cdot 1,6)}{200 \cdot 1,6} = 0,987.$$

$$\beta \cdot F_{Vrd} = \beta \cdot 0,5 \cdot A_s \cdot \frac{f_{ub}}{\gamma_{Mb}} = 49,58 \text{ KN}.$$

$$F_{Vsd} = 44,204 \text{ KN} \leq \beta \cdot F_{Vrd} = 49,58 \text{ KN} \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

VIII-6-8 Vérification à la pression diamétrale

Il faut vérifier que : $F_b \leq F_{b,Rd}$

$$F_{Vsd} = \frac{442,04}{5 \cdot 2} = 44,204 \text{ KN}.$$

$$F_{b,Rd} = 2,5 \cdot \alpha \cdot d \cdot t \cdot \frac{f_u}{\gamma_{Mb}} = 2,5 \cdot 1 \cdot 1,6 \cdot 1 \cdot \frac{36}{1,25} = 115,2 \text{ KN} > F_b = 44,204 \text{ KN}.$$

Pas de risque de rupture par pression diamétrale.

IX-1 Introduction

Les poteaux doivent être munis de plaques d'assises capables de répartir les efforts de compression du poteau sur une aire d'appui de telle sorte que la pression de contact ne dépasse pas la résistance de calcul de la liaison. [Art 6.9 du CCM 97].

Les plaques d'assises sont fixées aux pieds de poteaux par des tiges d'ancrage sur le béton d'appui.

IX-2 Les sollicitations les plus défavorables

Les tiges d'ancrages seraient dimensionnées avec l'effort de traction le plus défavorable :

$$\begin{cases} N = 10128,742 \text{ KN.} \\ M = 68,27 \text{ KN.m.} \end{cases}$$

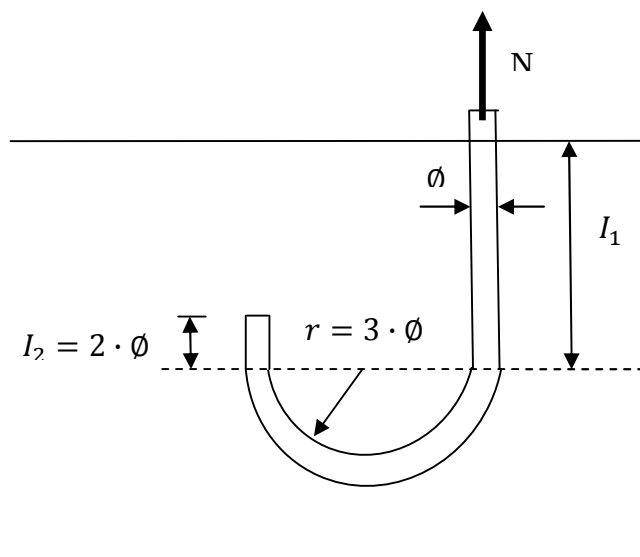


Figure IX-1 : Tige d'ancrage du pied de poteaux.

IX-3 Dimensionnement de la platine

La platine est de section carré (a×b) :

Elle sera dimensionnée par la relation suivante :

$$\sigma \leq \bar{\sigma} \rightarrow \frac{p}{a \times b} + \frac{6 \cdot M}{b \cdot a^2} \leq \bar{\sigma}.$$

$$\bar{\sigma} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \cdot 25}{1,5} = 14,167 \text{ Mpa.}$$

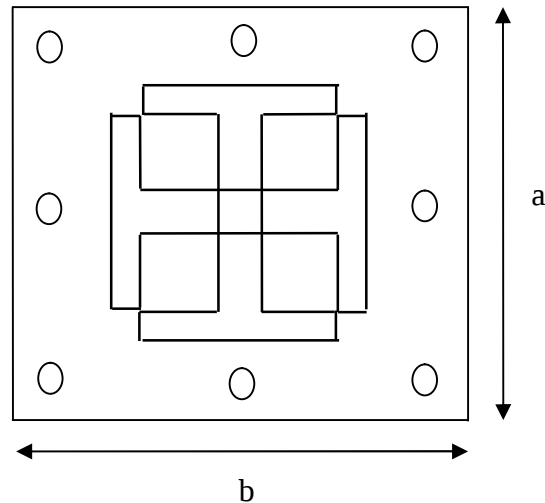


Figure IX-2 : La disposition des goujons.

On propose une valeur pour b et on calcul la valeur de a .

On prend $b = 1000 \text{ mm} = 100 \text{ cm}$.

$$\frac{p \cdot a}{a^2 \times b} + \frac{6 \cdot M}{b \cdot a^2} \leq \bar{\sigma} \cdot (b \cdot a^2).$$

$$\bar{\sigma} \cdot (b \cdot a^2) - p \cdot a - 6 \cdot M \geq 0.$$

$$a^2 - 714,5 \cdot a - 28895,3 \geq 0.$$

$$a \geq 752,88 \text{ mm}.$$

On prend $a = 1000 \text{ mm} = 100 \text{ cm}$.

IX-4 Dimensionnement des tiges d'ancrages

Les tiges d'ancrage se dimensionnent à la traction simple, sous un effort de traction (N_t).

$$N_t = \frac{N_{tsd}}{n}$$

Avec :

n : Nombre de tiges.

N_t : Efforts sollicitant de traction.

N_a : Efforts normal résistant d'une tige.

L'effort admissible par scellement, dans les goujons est donné par :

$$N_a = 0,1 \cdot \left(1 + \frac{7 \cdot g_c}{1000}\right) \cdot \frac{\phi}{\left(1 + \frac{\phi}{d_1}\right)} \cdot (I_1 + 6,4 \cdot r + 3,5 \cdot I_2).$$

Avec :

$$I_1 = 20 \cdot \emptyset \quad I_2 = 2 \cdot \emptyset \quad r = 3 \cdot \emptyset$$

$\emptyset$: Diamètre des goudjous.

d_1 : Enrobage.

$$N_a = 0,1 \cdot \left(1 + \frac{7 \cdot 350}{1000}\right) \cdot \frac{\emptyset}{\left(1 + \frac{\emptyset}{d_1}\right)} \cdot (20 \cdot \emptyset + 6,4 \cdot 3 \cdot \emptyset + 3,5 \cdot 2 \cdot \emptyset) \geq \frac{N_{tsd}}{8}.$$

$$\rightarrow \emptyset^2 - 0,317 \cdot \emptyset - 79,43 \geq 0.$$

$\emptyset \geq 9,07 \text{ mm}$. Donc on choisit pour les tiges le diametre de $\emptyset = 1 \text{ cm}$.

IX-5 Vérification des contraintes

$$e = \frac{M}{N} = \frac{68,27}{10128,742} = 0,67 \text{ cm}.$$

$$\frac{h}{6} = \frac{100}{6} = 16,66 \text{ cm}.$$

$$e < \frac{h}{6} \rightarrow \text{La section est entierement comprimée.}$$

Dans ce cas la, on vérifie uniquement la contrainte dans le béton.

$$\sigma_b = \frac{2 \cdot N \cdot L}{b \cdot h \cdot \left(h - \frac{h}{3}\right)} \leq f_{bu}.$$

Avec :

$$h' = h = 200 \text{ cm}.$$

$$L = 24 \text{ cm}.$$

$$b = 100 \text{ cm}.$$

$$N = 10128,741 \text{ KN}.$$

$$\sigma_b = \frac{2 \cdot 10128,714 \cdot 24}{100 \cdot 200 \cdot \left(200 - \frac{200}{3}\right)} = 0,18 \text{ Mpa} \leq f_{bu} = 14,16 \text{ Mpa} \rightarrow \text{Vérifier.}$$

Les contraintes sous la platine sont données par les deux expressions suivantes :

$$\sigma_M = \frac{N}{A \cdot B} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot M}{A \cdot N}\right) = \frac{10128,742}{1} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot 68,27}{1 \cdot 10128,742}\right) \cdot 10^{-3} = 10,53 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_m = \frac{N}{A \cdot B} \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot M}{A \cdot N}\right) = \frac{10128,742}{1} \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot 68,27}{1 \cdot 10128,742}\right) \cdot 10^{-3} = 9,72 \text{ Mpa.}$$

IX-6 Dimensionnement de l'épaisseur de la platine

$$M = C_1 \cdot d_1 + C_2 \cdot d_2$$

$$d_1 = \frac{u}{2} = \frac{10}{2} = 5 \text{ cm.}$$

$$d_2 = 2 \cdot \frac{u}{3} = 2 \cdot \frac{10}{3} = 6,66 \text{ cm.}$$

$$C_1 = (9,72 + 0,61) \cdot u \cdot b.$$

$$C_1 = (9,72 + 0,61) \cdot 10 \cdot 100 \cdot 10^{-1} = 1033 \text{ KN.}$$

$$C_2 = 0,2 \cdot \frac{u \cdot b}{2} = 0,2 \cdot \frac{10 \cdot 100}{2} = 10 \text{ KN.}$$

$$M = (1033 \cdot 5 \cdot 10^{-2}) + (10 \cdot 6,66 \cdot 10^{-2}) = 52,316 \text{ KN} \cdot \text{m.}$$

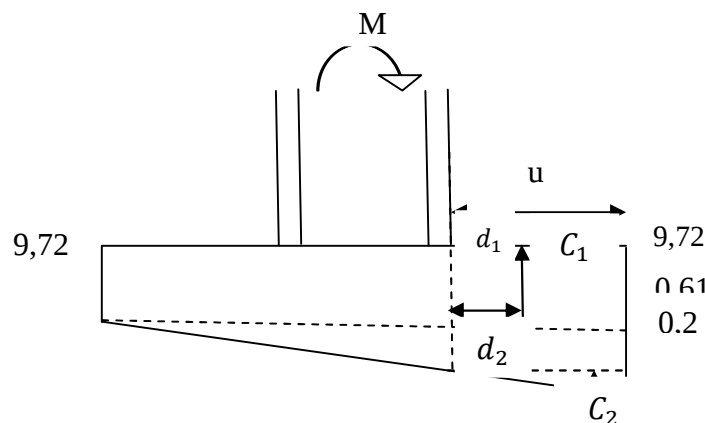


Figure IX-3 : L'épaisseur de la platine.

$$M_{ely} = \frac{b \cdot t^2}{6} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

Il faut vérifier la condition suivante :

$$M \leq M_{ely}$$

$$t \geq \sqrt{\frac{6 \cdot M \cdot \gamma_{M0}}{b \cdot f_y}}.$$

$$t = \sqrt{\frac{6 \cdot 52,316 \cdot 1,1}{100 \cdot 235} \cdot 10^5} = 38,33 \text{ mm.}$$

Donc, on adopte une platine d'épaisseur $t = 40 \text{ mm}$.

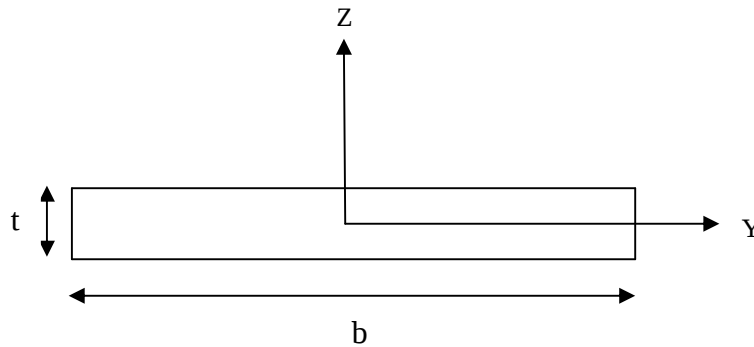


Figure IX-4 : Dimensions de la platine.

IX-7 Vérification de la bêche

Si : $0,3 \cdot N < V \rightarrow$ La bêche est nécessaire.

On a :

$$\begin{cases} N = 10128,742 \text{ KN.} \\ V = 429,017 \text{ KN.} \end{cases}$$

$0,3 \cdot N = 0,3 \cdot 10128,742 = 3038,62 \text{ KN} > 429,017 \text{ KN} \rightarrow$ La bêche est inutile.

X-1 Introduction

La fondation est un élément qui permet de transmettre au sol les charges ramenées par la superstructure.

Le dimensionnement de la fondation est conditionné par le site d'implantation et les caractéristiques du béton utilisés. La contrainte admissible du sol est $\sigma_{sol} = 2 \text{ bar}$.

X-2 Détermination des sollicitations

Pour le calcul, on considère les deux états limites (ELU, ELS).

D'après l'article 10.1.4.1 du RPA99 V2003, les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

$$\begin{cases} G + Q + E \\ 0,8 \cdot G \pm E \end{cases}$$

Et d'après le BAEL91 :

$$\begin{cases} ELU \rightarrow 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q. \\ ELS \rightarrow G + Q. \end{cases}$$

X-3 Le choix du type de fondation

Le choix du type de fondation dépend essentiellement des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol d'assise.
- L'importance de l'ouvrage.
- La distance entre axes des poteaux.
- La profondeur du bon sol.

X-3-1 Semelles isolées**X-3-1-1 Pré dimensionnement**

La vérification à faire est :

$$\frac{N}{Surface} \leq \sigma_{sol}.$$

Les semelles sont de dimension carrée : $A^2 = A \cdot B$.

$$\frac{N}{Surface} \leq \sigma_{sol} \rightarrow A^2 \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \rightarrow A \geq \sqrt{\frac{8782 \cdot 10^3}{2 \cdot 10^5}} = 6,62 \text{ m.}$$

Soit $A = B = 6,62 \text{ m.}$

On remarque que les dimensions des semelles isolées dépasse l'entre axes de quelques poteaux dans le sens Y, donc le choix des semelles isolées dans notre cas ne convient pas.

X-3-2 Semelles filantes sous poteaux

C'est des semelles recevant des charges concentrées différentes d'un poteau à un autre.

Vu la disposition des poteaux de notre structure, on opte pour deux types de semelles filantes :

X-3-2-1 Type 1

On a 5 semelles filantes, et dans chaque semelle, il ya 3 poteaux. Trouvant la surface d'une seule semelle S_f .

$$S_f \geq \frac{\sum N_i}{\sigma_{sol}}$$

$\sum N_i$: Les différents efforts normaux ramenés par les poteaux.

$$S_f \geq \frac{(1522 + 2763 + 2366) \cdot 10^3}{2 \cdot 10^5}$$

$$S_f \geq 33,25 \text{ m}^2.$$

On opte pour $S_f = 33,25 \text{ m}^2$.

X-3-2-2 Dimensionnement

$$B \geq \frac{\sum N_i}{\sigma_{sol} \cdot \sum L_i}$$

$$B \geq \frac{6651 \cdot 10^{-2}}{2 \cdot 8,75}$$

$$B \geq 3,8 \text{ m.}$$

On opte pour $B = 4 \text{ m.}$

$$h_t \geq \frac{B - b}{4} - 5 \text{ cm.}$$

Avec :

h_t : La hauteur de la semelle.

b : La largeur du poteau.

5 cm : L'enrobage.

$$h_t \geq \frac{4 - 0,8}{4} - 0,05 = 0,75 \text{ m.}$$

On opte pour $h_t = 0,75 \text{ m.}$

X-3-2-3 Vérification en tenant compte du poids propre de la semelle

$$p_{semelle} = 25 \cdot [0,75 \cdot 4 \cdot 8,75] = 650,25 \text{ KN.}$$

$$N' = \sum N_i + p_{semelle} = 6651 + 650,25 = 7307,25 \text{ KN.}$$

$$\sigma = \frac{N'}{B \cdot L} = 1,92 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_{sol}} = 2 \text{ Mpa.}$$

La condition est vérifiée.

X-3-2-4 Ferrailage

Les différents N_i provoquent des moments au niveau de la semelle, la solution consiste à faire répartir ces charges sur cette dernière, en introduisant une poutre de rigidité entre les poteaux et la semelle inférieure.

✦ Il ya lieu d'étudier la semelle et la poutre.

A- Ferrailage de la semelle (B x L)

- **Transversalement (ELU)**

$$A_s^B = \frac{N'(B - b)}{8 \cdot d \cdot \sigma_{sol}} = \frac{7307,25 \cdot (4 - 0,8)}{8 \cdot 0,72 \cdot 348 \cdot 10^3} = 116,65 \text{ cm}^2.$$

✦ Vu la longue portée de la semelle dans le sens transversale, on ferraille 1 mètre linière de la section :

$$A_s^{B'} = \frac{116,65}{8,75} = 13,33 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

On choisit : 7HA16 = 14,07 cm²/ml.

- **Longitudinale**

Puisqu'il existe une poutre de rigidité dans ce sens qui reprend les différents N_i , on met seulement des aciers de construction :

$$A_r = \frac{A_s}{3} = \frac{14,07}{3} = 4,69 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

On choisit : 6HA12 = 6,79 cm²/ml.

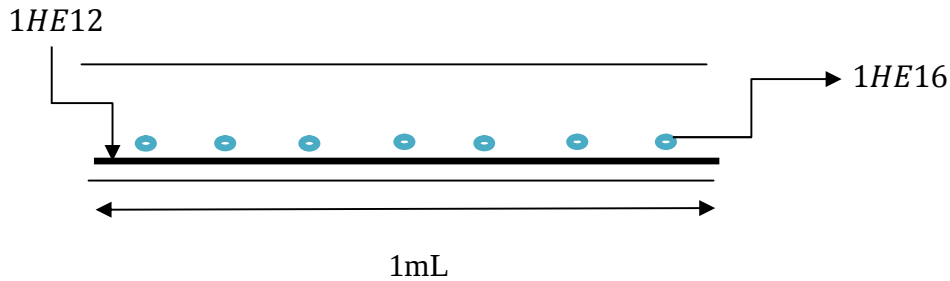


Figure X-1 : Schéma de ferrailage de la semelle filante dans le sens // L.

B- Ferrailage de la poutre de rigidité

Généralement cette poutre est noyée dans la semelle. Elle se calcule à la flexion sous l'effet de la réaction du sol.

Soit h la hauteur de la poutre :

$$\frac{L}{9} \leq h \leq \frac{L}{6} \rightarrow \frac{500}{9} \leq h \leq \frac{500}{6} \rightarrow 55,5 \leq h \leq 83,33 \text{ cm}.$$

On opte pour un $h = 60 \text{ cm}$, et pour $b_{\text{poutre}} = b_{\text{potaeu}} = 80 \text{ cm}$.

On a $h = 0,60 \text{ m} > h_t = 0,75 \text{ m}$, alors le schéma de la poutre de rigidité sera le suivant :

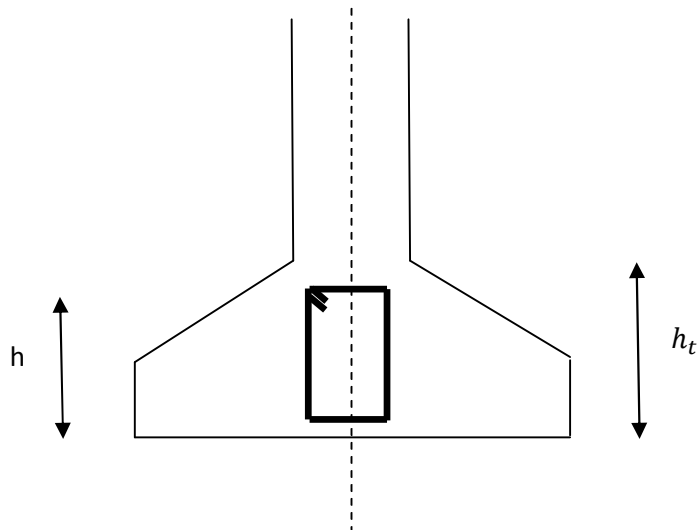


Figure X-2 : Schéma de la poutre de rigidité.

B-1 Calcul de la charge équivalente

La réaction du sol est prise comme linéaire.

$$q = \frac{\sum N_i}{\sum L_i} = \frac{6651}{8,75} = 760,11 \text{ KN/m}$$

C'est une poutre continue renversée, par la méthode de Caquot, on a :

- **Moment en Appuis :**

$$M_i = -\frac{q_g \cdot L_g^3 + q_d \cdot L_d^3}{8,5 \cdot (L_g' + L_d')} = -1197 \text{ KN} \cdot \text{m}.$$

- **Moment en travée**

$$M(x) = M_0(x) + M_g \left(1 - \frac{x}{L}\right) + M_d \left(\frac{x}{L}\right).$$

$$M_0(x) = \frac{q \cdot x}{2} (L - x).$$

$$M(x) = 922,25 \text{ KN} \cdot \text{m}.$$

$$V^{max} = V_0 - \frac{M_g - M_d}{L} = 1236,9 \text{ KN}.$$

B-2 Ferrailage en travée

$$\mu_{bu} = \frac{922,25 \cdot 10^{-3}}{14,2 \cdot 0,8 \cdot (0,82)^2} = 0,12.$$

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,241}) = 0,16.$$

$$z = (1 - 0,4 \cdot \alpha) \cdot d = 0,51.$$

$$A = \frac{922,25 \cdot 10^{-3}}{348 \cdot 0,51} = 48,18 \text{ cm}^2$$

On choisit : $2HA32 + 3HA40 = 87,37 \text{ cm}^2$.

B-3 Ferrailage en appuis

$$\mu_{bu} = \frac{1197 \cdot 10^{-3}}{14,2 \cdot 0,8 \cdot (0,82)^2} = 0,182$$

$$\alpha = 0,253 \quad z = 0,494.$$

$$A = 61,79 \text{ cm}^2$$

On choisit : $5HA40 = 62,83 \text{ cm}^2$.

B-4 Calcul de l'espacement

$$S_t = \min \begin{cases} \min(09 \cdot d, 40 \text{ cm}) \\ \frac{A_t \cdot f_e}{0,9} \\ \frac{0,8 \cdot A_t \cdot f_e}{b \cdot (\tau_u - 0,3 \cdot f_{t28})} \end{cases}$$

On prend $S_t = 12 \text{ cm}$.

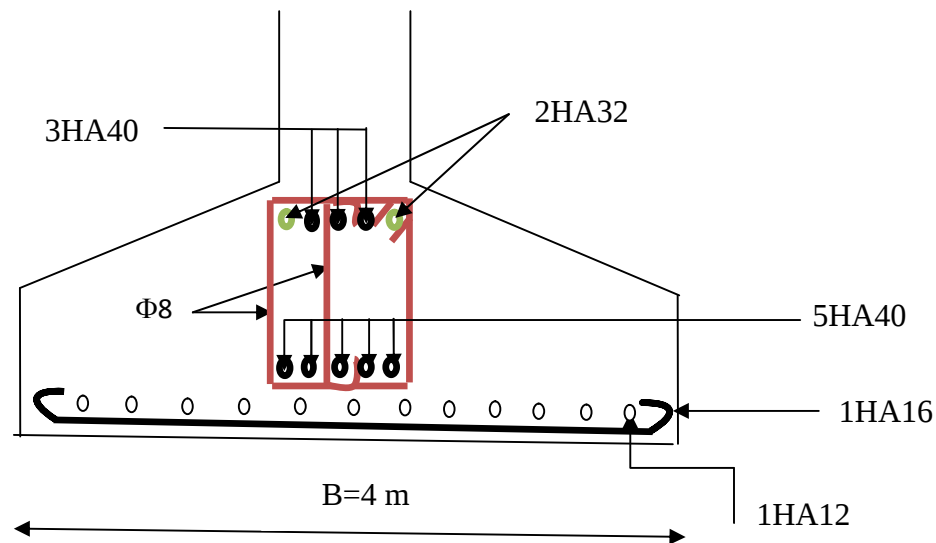


Figure X-3 : Schéma de ferrailage de la semelle filantes dans le sens // B.

X-3-2-5 Type 2

On a 3 semelles filantes, et dans chaque semelle, il ya 4 poteaux. Trouvant la surface d'une seule semelle S_f .

$$S_f \geq \frac{\sum N_i}{\sigma_{sol}}$$

$$S_f \geq \frac{(2463 + 3657 + 3763 + 2925) \cdot 10^3}{2 \cdot 10^5}$$

$$S_f \geq 64,04 \text{ m}^2.$$

On opte pour $S_f = 70 \text{ m}^2$.

La surface du parking est : $S = 1728 \text{ m}^2$.

X-3-2-6 Dimensionnement

$$B \geq \frac{\sum N_i}{\sigma_{sol} \cdot \sum L_i}$$

$$B \geq 2,66 \text{ m}.$$

On opte pour $B = 3 \text{ m}$.

$$h_t \geq \frac{B - b}{4} - 5 \text{ cm}.$$

Avec :

h_t : La hauteur de la semelle.

b : La largeur du poteau.

5 cm : L'enrobage.

$$h_t \geq \frac{3 - 0,8}{4} - 0,05 = 0,5 \text{ m}.$$

On opte pour $h_t = 0,5 \text{ m}$.

- La suite des calculs des moments et des sections de ferrailage est résumée sur les tableaux ci-dessous :

	<i>Sens transversal</i>	<i>Sens longitudinal</i>
$\sum N_I$	12808 KN	
A_s	6,21 cm ²	2,66 cm ²
$A_s \text{ Choisit}$	5HA14 = 07,70 cm ²	6HA8 = 3,02 cm ²

Tableau X-1 : Ferrailage de la semelle filante de type 2.

	<i>Appuis</i>	<i>travées</i>
Moment	5186,11 KN.m	1983,14 KN.m
A_s	150 cm ²	63,32 cm ²
$A_s \text{ Choisit}$	12HA40 = 150,80 cm ²	8HA 32 = 64,34 cm ²

Tableau X-2 : Ferrailage de la poutre de rigidité.

XI-1 Introduction

Après le dimensionnement et la vérification des éléments de la structure à la résistance, il faut la vérifier à la stabilité d'ensemble sous les charges horizontales telles le vent et le séisme.

XI-2 Détermination des forces stabilisatrices

Le poids total des éléments de la structure : $P_{total} = KN$

$M_{St/xx}$: moment stabilisateur par rapport à XX

$M_{St/yy}$: moment stabilisateur par rapport à YY

$$M_{St/xx} = \sum P_i \cdot Y_G = P_t \cdot Y_G$$

$$M_{St/yy} = \sum P_i \cdot X_G = P_t \cdot X_G$$

XI-3 Détermination des forces renversantes

Les valeurs des moments renversants dus au vent et au séisme sont tirées à partir des réactions d'appuis des nœuds au niveau de la base de la structure avec le logiciel SAP2000.

Avec :

M_r : Moment renversant.

$$M_{r/xx} = \sum_{i=1}^n M_{ri} \quad [\text{Dans le sens } x - x].$$

$$M_{r/yy} = \sum_{i=1}^n M_{ri} \quad [\text{Dans le sens } y - y].$$

XI-4 Comparaisons entre les moments renversants et stabilisateurs

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

	Combinaisons	$M_r (KN \cdot m)$	$M_{st}(KN \cdot m)$	Vérification
Vent	$G + 1,5 \cdot W_x$	249,75	190090,40	Vérifiée
	$G - 1,5 \cdot W_x$	1662,19	919582,40	Vérifiée
	$G + 1,5 \cdot W_y$	393,67	901856,00	Vérifiée
	$G - 1,5 \cdot W_y$	1190,94	999899,10	Vérifiée
Séisme	$G + Q + E_x$	12335,5	1980918,88	Vérifiée
	$G + Q - E_x$	14648,34	1227197,92	Vérifiée
	$G + Q + E_y$	11723,23	3191413,5	Vérifiée
	$G + Q - E_y$	11821,35	2184676,92	Vérifiée
	$0,8 \cdot G + E_x$	12885,98	1286796,80	Vérifiée
	$0,8 \cdot G + E_y$	11455,98	1286796,80	Vérifiée

Tableau XI-1 : Comparaisons entre les moments renversants et stabilisateurs.

Conclusion

L'étude de ce projet nous a permis d'exploiter et approfondir les connaissances théoriques acquises durant notre cursus universitaire, et d'acquérir de nouvelles connaissances importantes et nécessaires dans le domaine de la construction métallique et le génie civil en général, cela en utilisant les différentes règles de calcul et de conception qu'on retrouve dans les règlements en vigueur à savoir les D.T.R , RPA 99 version 2003, et les différents Eurocode.

D'ailleurs, ce travail nous a permis de tirer les conclusions suivantes :

- *La maîtrise de logiciel de calcul et plus que nécessaire, ceci permet d'avoir un comportement proche du réel et des résultats justifiés.*
- *Les actions dues au poids de la structure et aux charges d'exploitation sont les plus défavorables.*
- *L'acier permet de réaliser des ouvrages très importants du point de vue capacité portante, légèreté par rapport au béton armé, rapidité d'exécution.*
- *Possibilité de réaliser des structures spatiales avec des poutres de longue portée et un espacement important entre les poteaux.*
- *Les poteaux reconstitués croisés choisis pour la structure lui offrent un bon comportement vis-à-vis du flambement et la rigidifie dans les deux sens.*
- *L'avantage d'une poutre mixte est de présenter une rigidité flexionnelle et une résistance plus élevée que celles son équivalente non mixte, de ce fait les dimensions des sections transversale d'éléments mixte sont bien inférieure à celle des éléments correspondant en acier seul.*
- *La présence de planchers mixtes rigides rend la structure sensible aux actions sismiques, mais le système de contreventement (palées de stabilités en X) lui donne un bon comportement vis-à-vis de ces dernières.*

- *On a eu des efforts importants à la base de la structure cela est dû à l'espacement entre les poteaux choisis, afin de permettre un certain confort aux automobilistes et faciliter la circulation et les manœuvres de stationnement à l'intérieur du parking.*
- *Une réduction de la hauteur du plancher structurel et, donc, une augmentation de la hauteur utile de chaque étage.*
- *La présence des goudrons du plancher mixte empêche le déversement des poutres de la structure.*

Bibliographie

- Charges permanentes et surcharges d'exploitation. Document Technique Réglementaire DTR B.C. 2.2, Ministère de l'urbanisme et de la construction, 1989.
- Eurocodes (3) et (4) et document d'application nationale. Jacques Brozzetti. Eyrolles, 1996.
- Eurocode (1) : Bases de calcul et action sur les structures et document d'application nationale. *Mathez*, 1997.
- B.A.E.L 91 : Le béton armé aux états limites. Eyrolles, 1997.
- Règles de conception et de calcul des structures en Acier. Document Technique Réglementaire CCM 97, Ministère de l'habitat et de l'urbanisme.
- Règlement neige et vent : R.N.V 1999. Document Technique Réglementaire D.T.R C 2-4.7, Ministère de l'habitat, 1999.
- Règles Parasismiques Algériennes : RPA 99/version 2003. Document Technique Réglementaire DTR B-C 2.48, Centre National de Recherche Appliquée en Génie-Parasismique, 2003.
- Construction Métallique et Mixte Acier-Béton (Tome 1) et (Tome 2) : dimensionnement selon l'EC 3 et l'EC 4. Jacques Brozzetti et pierre Bourrier.