

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

Université Aboubakr Belkaid
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil



Mémoire pour l'Obtention du Diplôme de Master en Génie Civil Spécialité
Construction Métallique.

Thème :

Etude d'un bâtiment en construction mixte (R+8) à Sétif.

Présenté le 27 mai 2015 par :

FARDEHEB Asma

CHERIFI Ikram

Devant le Jury composé de :

M.ZADJAOUI
Mme DJAFOUR N
Mlle MEDJAHED A.
M. CHERIF Z.E.A.
M. HOUTI F. B.

Président
Examinatrice
Examinatrice
Encadreur
Encadreur

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

REMERCIEMENTS

Nous adressons nos plus sincères sentiments de reconnaissance et de remerciement envers ALLAH, le clément et le miséricordieux, lequel nous a accordé la force, le courage et la volonté de mener à bien ce modeste travail. Nous remercions également nos familles pour les sacrifices qu'elles ont fait pour que nous terminions nos études.

C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous remercions nos encadreurs Mr. CHERIF Z. E. A. et Mr. HOUTI F. B. pour leurs soutiens, leurs conseils judicieux et leurs grandes bienveillances durant l'élaboration de ce projet.

Nos vifs remerciements vont également aux membres du jury pour l'intérêt qu'ils ont porté à notre travail en acceptant de l'examiner et de l'enrichir par leurs critiques et propositions.

Enfin, à tous ceux qui ont, de près ou de loin, apporté aide et encouragement pour la réalisation de ce projet de fin d'études.

DÉDICACES



FARDEHEB ASMA



Je dédie ce travail à :

Mes chers parents, qui m'ont toujours encouragé et soutenu dans mes études jusqu'à atteindre ce stade de formation.

Mon frère Zakaria et ma soeur Ismahane.

Toute ma famille Fardeheb et Khelif

Mes collègues et mes meilleurs amis(ies).

Et à tous ceux qui sont proches de mon cœur.



CHERIFI IKRAM



Je dédie ce travail à :

Mes chers parents et Ma belle mère ; qui m'ont toujours encouragé et soutenu dans mes études jusqu'à atteindre ce stade de formation.

Mon frère Zakaria et mes sœurs miya et mina.

Toute ma famille Cherifi et ma belle famille Derkaoui

Et surtout pour mon mari ABDELLATIF.H

Mes collègues et mes meilleurs amis(ies) de ma promotion ;

Et à tous ceux qui sont proches de mon cœur

Résumé :

Ce projet de fin d'études consiste aux calculs et vérifications dans le sens de génie civil (ELU et ELS) selon la réglementation en vigueur à savoir le DTR C2.2, le RPA99, CCM97, RNV99, et BAEL91 d'une structure type béton charpente métallique.

L'ouvrage bâtiment à usage d'habitation de grande hauteur dans une zone sismique a été conçu selon des dispositifs constructifs complémentaires à la vérification de la stabilité.

Uniquement le calcul de des sollicitations (M, V, N) a été effectué par le logiciel SAP2000 vu la complexité de notre structure, le reste de calcul depuis la descente de charge jusqu'à le calcul de ferrailage a été effectué manuellement.

Les conclusions relatives à ce travail sont données dans chaque chapitre.

Mots clés : Charpente métallique, Béton, ELU, ELS et Vérification.

. الملخص :

هذا المشروع لنهاية الدراسات هو عبارة عن دراسة و تحقيق في اطار الهندسة المدنية وفقا لقوانين المعمول بها و السارية المفعول على سبيل المثال DTR C2.2 ;BAEL91 ;RNV99 ;CCM97 ;RPA 99V2003 لمنشأ من نوع خرسانه زائد فولاد او حديد.

العمارة ذات الاستعمال السكني لها ارتفاع كبير في منطقة ذات نشاط زلزالي تم بنائها وفقا لمعايير تطبيقية متممة لتحقيق استقرار العمارة.

، الحسابات الخاصة بالقوى الداخلية (M, V, N) تمه بواسطة البرنامج الحسابي SAP2000 نظرا لصعوبة و تعقد المنشأ. باقي الحسابات تم اجراؤها يدويا.

الخلاصات الخاصة بهذا العمل تم ادراجها في نهاية كل فصل.

الكلمات المفتاحية : عمارة معدنية

Sommaire

Introduction générale

I-GENERALITES SUR L'OUVRAGE

Introduction	17
I-1 Généralité et présentation du projet	Erreur ! Signet non défini.17
I-1-1 Données géométriques du projet.....	17
I-1-2 Localisation et données concernant le site	17
I-2-Règlements techniques.....	17
I-3Matériaux utilisés	17
I-3-1 Acier	17
I-3-2 Béton	18
I-4-Assemblage.....	18
I-5 Conception de l'ouvrage	18
I-5-1 Introduction.....	18
I-5-2 Conception architecturale	18
I-6 Conception structurale.....	19
I-6-1 Structure horizontale	19
I-6-2 Structure verticale	19

II-EVALUATION DES CHARGES

Introduction	20
II -1 Surcharge permanente.....	20
II -1-1Plancher étage courant	20
II -1-2 Plancher étage inaccessible	21
II -1-3 Escalier	21
II -1-4 murs extérieurs et intérieurs	22
II-2 Surcharges d'exploitations	22
II-3 Surcharges climatiques.....	22
II -3-1 Effet de la neige	22
II -3-2 Effet du vent	23

III-PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

III-1-Pré dimensionnement	38
III-1-1 Pré dimensionnement des solives.....	38
III -1-2 Pré dimensionnement des poutres	40
III -1-3 Pré dimensionnement des poteaux	44

IV-ETUDE SISMIQUE ET ANALYSE DYNAMIQUE

IV-1 Introduction.....	47
IV-2 Critères de classification par le RPA99 version2003 :.....	47
IV-2-1 Classification des zones sismique	47
IV-2-2 Classification de l'ouvrage	47
IV-3 Choix de la méthode de calcul	47
IV-4 Méthode d'analyse modale spectrale :.....	48
IV-4-1 Principe de la méthode	48
IV4-2 Modélisation.....	48
IV4-3 Nombre des modes considérés (RPA99/2003).....	49
IV4-4 Spectre de réponse de calcul	49
IV-4-5 Les données de l'ouvrage	49
IV-4-6 Analyse modale.....	
IV-5 Calcul du poids de la structure.....	52
IV-6 La période	53
IV-6-1 Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ :.....	54

V-ETUDE DES ESCALERS

V -1 Introduction :	56
V -2-Dimensionnement des marches.....	56
V -2-1 Condition d'accès facile.....	56
V -2-2 Le nombre de contre marche.....	56
V -3- Dimensionnement des cornières.....	57
V -3-1- Évaluation des charges sur les cornières	57
V -4-Dimensionnement du limon.....	57
V -5-Prédimensionnement de la poutre palière.....	58

VI- ETUDE PLANCHER COLLABORANT

VI-1 Introduction.....	59
VI-2 Calcul de plancher mixte	59
VI-3 Calcul du ferrailage	61
VI-4 Etude des connecteurs	62

VII-DIMENSIONNEMENT DES DIFFERENTS ELEMENTS

Introduction.....	64
VII-1 Solive terrasse et plancher courant.....	64
VII-2 Dimensionnement des poutres	64
VII-2-1 Poutre principale de rive terrasse et étage courant	64
VII-2 -2 Poutre principale intermédiaire terrasse et étage courant.....	65

VII-2 -3Vérification au déversement :	65
VII-3 Poteaux :	65
VII-4 Les contreventements :	68
VIII-ETUDES DES ASSEMBLAGES	
VIII -1- Introduction :	70
VIII -2-Fonctionnement des assemblages :	70
VIII-3-Rôle des assemblages :	70
VIII-4 Calcul des assemblages :	71
VIII-4-1 Assemblage poteau/ poutre :	71
VIII-4-2 Assemblage poutre /solive :	75
VIII-4-3 Assemblage poteau-poteau :	77
VIII-4-4 Assemblage contreventement :	81
VIII-4-5 Assemblage pied de poteau.....	83
IX-ETUDE DES FONDATIONS	
Introduction	87
IX -1Pré dimensionnement du radier.....	87
IX -1-1 Selon la condition d'épaisseur minimale.....	87
IX -1-2 Selon la condition forfaitaire.....	87
IX -1-3 Condition de longueur d'élasticité	88
IX -2Les Vérifications à faire.....	89
IX -2-1-Vérification de la contrainte de cisaillement	89
IX -2-2Vérification au poinçonnement	89
IX -3-Ferraillage du radier	90
IX -3-1 Étude de la dalle	92
IX -4Ferraillage du débord	93
IX -5 Ferraillage de la nervure	93
IX -5-1-Les différentes sollicitations.....	93
IX -5-2 Calcul des sections d'armatures.....	94
IX -5 -3 Espacement des armatures.....	94
Conclusion générale.....	95
Référencs bibliographiques... ..	96

Introduction

Le calcul des ouvrages en génie civil nécessite des vérifications à la fois de portance et de service, le cas d'un bâtiment à usage d'habitation dans une zone sismique nécessite aussi ces vérifications en tenant compte des techniques et règlements en vigueur.

Notre contribution est une application de l'ensemble de connaissances scientifiques acquise lors de notre formation de master.

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

Pour répondre à ce point et après cette introduction le mémoire comporte les chapitres suivants :

- ☞ Chapitre I: Donne une description globale de la structure et des généralités nécessaires au calcul dans les chapitres suivants.
- ☞ Chapitre II : Le calcul des différentes charges permanentes et d'exploitation a fait l'objet de ce chapitre afin de déterminer les sollicitations et les contraintes.
- ☞ Chapitre III : Il s'agit de pré dimensionnement des différents éléments structuraux.
- ☞ Chapitre IV : L'analyse dynamique selon le RPA a fait l'objet de ce chapitre.
- ☞ Chapitre V : Une étude des escaliers ainsi que leur conception a été donnée dans le chapitre V.
- ☞ Chapitre VI : Etude du plancher collaborant qui est un plancher mixte (acier-béton).
- ☞ Chapitre VII : Comporte le dimensionnement des éléments après avoir fait le choix des éléments structuraux et la modélisation par SAP2000.
- ☞ Chapitre VIII : Etude des différents assemblages permettant une cohérence et solidarité des différentes pièces de cette structure.
- ☞ Chapitre X : Ce dernier chapitre comporte une analyse de choix et de calcul d'une fondation convenable à cette structure.

Nous terminons cette étude par une conclusion relative à ce travail.

Chapitre I : GENERALITES SUR L'OUVRAGE

I-1 Généralités et Présentation du projet:

L'ouvrage est composé d'un rez-de-chaussée, et de 8 niveaux de logements. Et chaque niveau est composé de quatre logements. Il est implanté dans la wilaya de SETIF.

La structure de l'ouvrage est mixte.

I-1-1 Données géométriques du projet :

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

- ❖ Largeur en plan: 22.6 m.
- ❖ Longueur en plan : 25.1 m.
- ❖ Hauteur totale du bâtiment (sans acrotère): 29.07 m.
- ❖ Hauteur du RDC: 4.59 m.
- ❖ Hauteur d'étage courant: 3.06 m.
- ❖ La circulation en élévation dans le bâtiment est assurée par un escalier et un ascenseur.
- ❖ La terrasse inaccessible avec un acrotère en béton armé de 60 cm de hauteur.

I-1-2 Localisation et données concernant le site :

Le projet en question est un bâtiment, implanté au plateau de wilaya de SETIF dont :

- ❖ Le bâtiment est implanté dans une zone classée par le RPA 99/version 2003 comme zone de moyenne sismicité (zone IIa).
- ❖ L'ouvrage appartient au groupe d'usage (2):parce que le bâtiment est considéré comme bâtiment à d'usage d'habitation collective dont la hauteur ne dépasse pas 48m .
- ❖ Le site est considéré comme meuble (S3).

I-2 Règlements techniques :

Les règlements techniques utilisés dans cette étude sont :

CCM 97: Règle de calcul des constructions en acier

RPA99V2003 : Règlement Parasismique Algériennes version 2003

RNV99 : Règles définissant les effets de la neige et du vent

BAEL : Béton armé aux états limites

DTR C2.2 : Charges et structures

I-3 Matériaux utilisés :

I-3-1 Acier :

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

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

Nuance d'acier	Epaisseur (mm)			
	t ≤ 40 mm		40 mm < t ≤ 100 mm	
	f _y (N/mm ²)	f _u (N/mm ²)	f _y (N/mm ²)	f _u (N/mm ²)
Fe 360	235	360	215	340
Fe 430	275	430	255	410
Fe 510	355	510	355	490

Tableau I-1 : Caractéristique des nuances d'acier

Nous avons utilisé l'acier du a des caractéristiques comme suit :

- ✓ La résistance à la traction : $f_u = 360$ MPa
- ✓ La limite élastique : $f_y = 235$ MPa.
- ✓ Le module de Young : $E = 210\ 000$ MPa
- ✓ Le coefficient de poisson : $\nu = 0,3$.
- ✓ Module de cisaillement : $G = E / (2(1 + \nu)) = 81000$ MPa

I-3-2 Béton :

- ✓ le béton utilisé est dosé à **350 kg/ m³**.
- ✓ béton de propreté est dosé à **150 kg/m³**.

I-3-2-1 Résistance de béton :

❖ Caractéristiques du béton :

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

- ✓ La résistance à la compression à 28 jours : $f_{c\ 28} = 25$ MPa
- ✓ La résistance à la traction à 28 jours est déduite de celle de compression par la relation : $f_{t\ 28} = 0,6 + 0,06 f_{c\ 28}$

I-4-Assemblages:

Les assemblages principaux des systèmes structuraux, assurant la stabilité sont:

- ✓ Boulon à haute résistance.
- ✓ Soudage dont la caractéristique mécanique est au moins équivalente à celles des nuances d'acier utilisées

I-5 Conception de l'ouvrage :

I-5-1 Introduction :

L'une de phase la plus déterminante dans un projet de construction est la phase de conception et de modélisation d'une structure, celle ci doit être traitée dans les premières lignes d'étude du projet

I-5-2 Conception architecturale :

Notre bâtiment est composé d'un RDC et 8 étages.

Le RDC et du 1^{er} au 8 étage seront destinés pour des logements

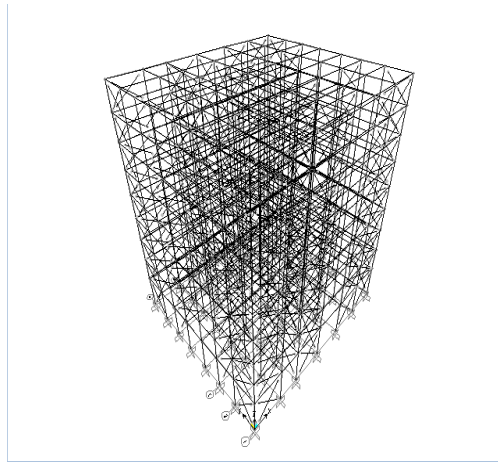


Figure I-1 : Vue globale de la structure logiciel SAP2000 .

I-6 Conception structurale :

I-6-1 Structure horizontale:

Elle désigne les planchers courants et terrasses

A) Plancher courant:

Pour notre bâtiment, les planchers courants sont mixtes à dalle collaborant.

I-6-2 Structure verticale

a. Systèmes de stabilités : La structure est une ossature poteaux – poutres auto-stable en charpente métallique

b. Escaliers

Les escaliers permettent l'accès du niveau RDC vers le premier étage. Ils sont constitués de garde-corps et d'un palier intermédiaire métallique.

Chapitre II : EVALUATION DES CHARGES

Introduction :

Dans ce chapitre, nous allons définir les différentes charges agissantes sur notre structure, qui se résument dans l'action des charges permanentes et d'exploitation, des effets thermiques et climatiques. Ces derniers ont une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage. Pour cela, il y a des normes qui fixent les valeurs des charges qui sont inscrites dans le règlement technique DTRB.C2.2 (charges et surcharges)

II -1 Surcharge permanente :

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

Caractéristiques géométriques de la tôle :

Voir la fiche technique (Annexe)

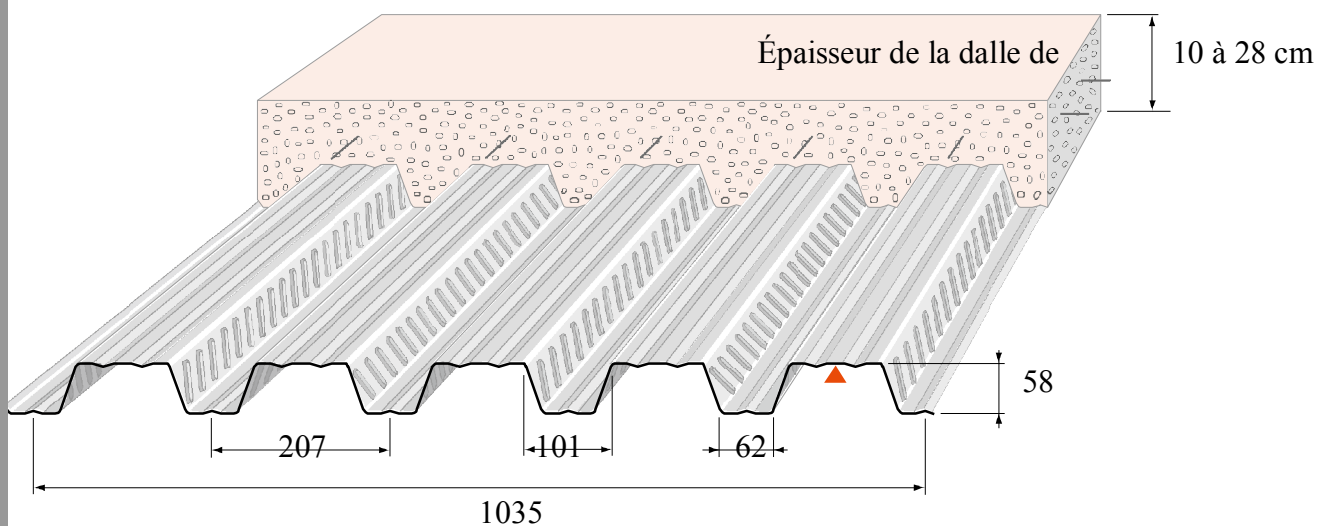


Figure II -1 : Les dimensions de la dalle collaborant

Hauteur des nervures (mm)	Nombre de nervures par bac (mm)	Espacement des nervures (mm)	Largeur outils du bac (mm)	Epaisseur de tôle (mm)
58	5	207	1035	1

Tableau II -1 : Caractéristiques du bac d'acier cofraplus

II -1-1Plancher étage courant :

Type	Charges permanentes
Cloison de répartition ep= 10 cm	90 daN /m ²
Revêtement en carrelage (2 cm)	0,02*20*100=40 daN /m ²
Mortier de pose (2 cm)	0,02*20*100=40 daN /m ²
Isolation thermique (4 cm)	0,04*400=16 daN /m ²
Poids de la dalle ep (12cm)	0,12*2500=300 daN /m ²
Cofraplus 60	11.37 daN /m ²
Faux plafond	10 daN /m ²

Tableau II -2 : Charge permanente d'un plancher courant

La Charge permanente d'un plancher étage courant : **G= 507.37 daN /m²**

II -1-2Plancher terrasse inaccessible

Type	Charges permanentes
Protection gravier roulée (5 cm)	0 ,05*1700=85 daN /m ²
Etanchéité multicouche (5 cm)	0,05*600=12 daN /m ²
Béton de pente (10 cm)	0,1*2200= 220 daN /m ²
Isolation thermique (4 cm)	0,04*400=16 daN /m ²
Poids de la dalle ep (12cm)	0,12*2500=300 daN /m ²
Cofraplus 60	11.37 daN /m ²
Faux plafond	10 daN /m ²

Tableau II -3 : Charge permanente pour terrasse

La Charge permanente de la terrasse : **G= 654.37 daN /m²**

II -1-3 Escalier**1.Volé**

Type	Charges permanentes
Tôle striée (5mm)	45 daN /m ²
Mortier de pose (2 cm)	0,02*20*100=40 daN /m ²
Revêtement en carrelage (2 cm)	0,02*20*100=40 daN /m ²

Tableau II -4 : Charge permanente pour escalier volé

2. Palier

Type	Charges permanentes
Cofraplus 60	11.37 daN /m ²
Poids de la dalle ep (8cm)	0,08*2500=200 daN /m ²
Mortier de pose (2 cm)	0,02*20*100=40 daN /m ²
Revêtement en carrelage (2 cm)	0,02*20*100=40 daN /m ²

Tableau II -5 : Charge permanente pour escalier palier

La Charge permanente pour escalier palier : **G=293 daN /m²**

II -1-4 Murs extérieurs et intérieurs :**1. Murs extérieurs :** (double parois)

Les murs extérieur sont réalisée en brique creuse de 10cm

Type	Charges permanentes
Brique ep=10cm	$2*0,1*900=180 \text{ daN /m}^2$
Revêtement extérieur	18 daN /m^2
Revêtement intérieur	10 daN /m^2

Tableau II -6 : Charge permanente pour mur extérieur

La Charge permanente pour mur extérieur : **G= 208 daN /m²**

2. Murs intérieurs

Type	Charges permanentes
Brique ép=10cm	$0,1*900=90 \text{ daN /m}^2$
Revêtement intérieur	40 daN /m^2

Tableau II -7 : Charge permanente d'un mur intérieur

La Charge permanente d'un mur intérieur : **G= 130 daN /m²**

II-2 Surcharges d'exploitations :

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

Plancher terrasse inaccessible-----100 daN/m²

Plancher étage courant-----150 daN/m²

Escalier -----250 daN/m²

Balcon -----350 daN/m².

II-3 Surcharges climatiques :**II -3-1 Effet de la neige :****Introduction**

L'accumulation de la neige sur la toiture de la tour produit une surcharge qu'il faut prendre en compte pour les vérifications des éléments de cette structure. Le règlement RNV99 s'applique à l'ensemble des constructions en Algérie situées à une altitude inférieure à 2000 mètres.

Notre projet se trouve à une altitude de 1000 m.

a-Calcul des charges de la neige :

$$S = \mu.S_k \quad [\text{kN/m}^2] \quad [1]$$

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

Ce bâtiment est situé à Sétif, qui correspond à la zone IIa selon la classification RPA99.

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

$$S_k = (0.04 \times H + 10) \div 100 \quad \text{Avec} \quad H = 1000 \text{ m}$$

$$S_k = 0,5 \text{ kN/m}^2 \quad 0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ \quad \mu = 0,8 \quad (\text{Tableau 6.1. [1]})$$

$$S = \mu.S = 0.8 \times 0.5 \quad ; \quad S = 40 \text{ daN/m}^2$$

II -3-2 Effet du vent :**Introduction**

L'effet du vent sur une construction est assez prépondérant et a une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage. Pour cela, une étude approfondie doit être élaborée pour la détermination des différentes actions dues au vent et ceci dans toutes les directions possibles. Le calcul sera mené conformément au Règlement **Neige et Vent 99**. Ce document technique réglementaire (**DTR**) fournit les procédures et principes généraux pour la détermination des actions du vent sur l'ensemble d'une construction et sur ses différentes parties et s'applique aux constructions dont la hauteur est inférieure à **200m**.

Les actions du vent appliquées aux parois dépendent de :

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

II-3-2-1 Données relatives au site conformément aux règles RNV99 [1], ces donnés :

- Catégorie du terrain IV
- Site plat : $C_T = 1$
- Zone du vent I
- $K_T = 0,24$
- $Z_0 = 1 \text{ m}$
- $Z_{\min} = 16 \text{ m}$
- $\xi = 0.46$

a-Force résultante du vent

- ❖ F_w : est la force globale horizontale 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.
- ❖ F_U : est la force de soulèvement qui est la composante verticale des forces appliquées à la toiture.

$$R = \sum(q_j \times S_j) + \sum F_{frj} [N] \quad [1]$$

Avec :

- ❖ \sum désigne la somme vectorielle (pour tenir compte du sens des forces).
- ❖ q_j (en N/m^2) : est la pression du vent qui s'exerce sur un élément de surface j (voir formules 2.1 et 2.5 selon la catégorie de la construction)
- ❖ S_j (en m^2) : est l'aire de l'élément de surface j ; dans le cas des treillis, S_j concerne l'aire des pleins.
- ❖ F_{frj} (en N) : désigne les forces de frottement éventuelles

Selon le règlement **RNV 99**, le calcul doit être effectué séparément pour chacune des directions perpendiculaires aux différentes parois de l'ouvrage.

- ❖ : Les directions sont comme suit :

La direction **V1** du vent : perpendiculaire à la **façade AB**

La direction **V2** du vent : perpendiculaire à la **façade BC**

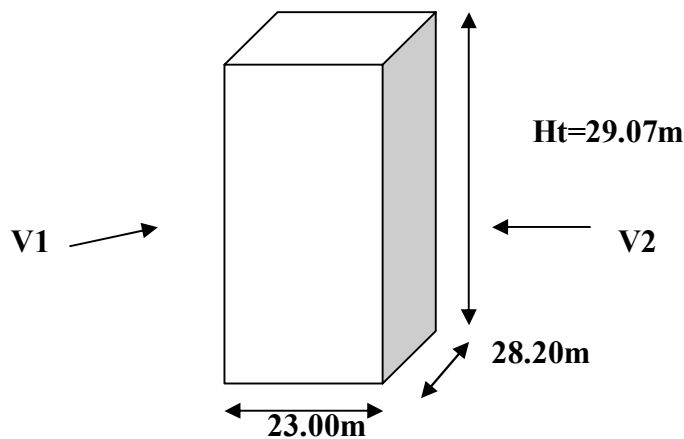


Figure.II-2. Action du vent sur le bâtiment dans les deux sens

II -3-2-2 Calcul de la pression due au vent

La pression due au vent qui s'exerce sur un élément de surface j est donnée par :

$$q_j = C_d \times W(z_j) [N/m^2] \quad [1]$$

C_d : le coefficient dynamique de la construction

W : (en N/m^2) est la pression nette (appelée aussi pression) exercée sur l'élément de surface, calculée à la hauteur Z_j relative à l'élément de surface j

a-Détermination du coefficient dynamique C_d

C_d est donné en fonction des dimensions :

- **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

Les directions du vent	Coefficients dynamiques C_d	Hauteur
VAB	0,937	H=29.07m b=23.00 m
VBC	0,925	H= 29.07 m b= 28.20m

Tableau II -8 : Coefficients dynamiques C_d **b-Détermination du $W(z_j)$**

$$W(z_j) = q_{\text{dyn}}(Z_j) \times (C_{pe} - C_{pi}) [N/m^2] \quad [1]$$

q_{dyn} : est la pression dynamique du vent calculée à la hauteur z_j relative à l'élément de surface

C_{pe} : est le coefficient de pression extérieure.

C_{pi} : est le coefficient de pression intérieure

b-1. Détermination de la pression dynamique q_{dyn} :

La pression dynamique $q_{\text{dyn}}(Z_j)$ qui s'exerce sur un élément de surface est donnée par :

$$q_{\text{dyn}}(Z_j) = q_{\text{réf}} \times C_e(Z_j) [N/m^2] \quad [1]$$

$$q_{\text{réf}} = 37,5 \text{ daN/m}$$

C_e : coefficient d'exposition au vent.

b-2. Détermination du coefficient d'exposition $C_e(Z)$:

Dans le cas où la structure est peu sensible aux excitations dynamiques le coefficient d'exposition est donné par la formule ci-dessous :

$$C_e(Z) = (C_t(Z))^2 \times (C_r(Z))^2 \left[1 + \frac{(7 \times K_t)}{(C_r(Z) \times C_t(Z))} \right] \quad [1]$$

$C_t(z)$: le coefficient de topographie

$C_r(z)$: le coefficient de rugosité

K_t : facteur de terrain

b-3. Coefficient de rugosité :

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

$$C_r(Z) = K_T * \text{Ln} \left(\frac{Z}{z_0} \right) \quad \text{pour} \quad Z_{\text{min}} \leq Z \leq 200 \text{ m}$$

[1]

$$C_r(Z) = K_T * \ln \left(\frac{Z_{\min}}{Z_0} \right) \quad \text{pour} \quad Z < Z_{\min}$$

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Niveau	H(m)	Z(m)	Cr	Ct	Ce	q _{dyn} (daN/m ²)
RDC	4.59	2.295	0,66	1	1,54	57,75
1 ^{er} étage	3,06	5,355	0,66	1	1,54	57,75
2 ^{eme} étage	3,06	8,415	0,66	1	1,54	57,75
3 ^{eme} étage	3,06	11,475	0,66	1	1,54	57,75
4 ^{eme} étage	3,06	14,535	0,66	1	1,54	57,75
5 ^{eme} étage	3,06	17,595	0,68	1	1,60	60,00
6 ^{eme} étage	3,06	20,655	0,73	1	1,76	66,00
7 ^{eme} étage	3,06	23,715	0,76	1	1,85	69,37
8 ^{eme} étage	3,06	26,775	0,79	1	1,95	73,12

Tableau II-9 : Valeurs des pressions dynamiques

b.4 Calcul des coefficients de pressions :

Calcul des coefficients de pressions extérieures :

On détermine le coefficient à partir des conditions suivantes :

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

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

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

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

$$\text{Alors : } C_{pe} = C_{pe.10}$$

II-3-2-3 La direction du vent V₁ :

a. Pour les parois verticales :

$$e = \min[b ; 2h]$$

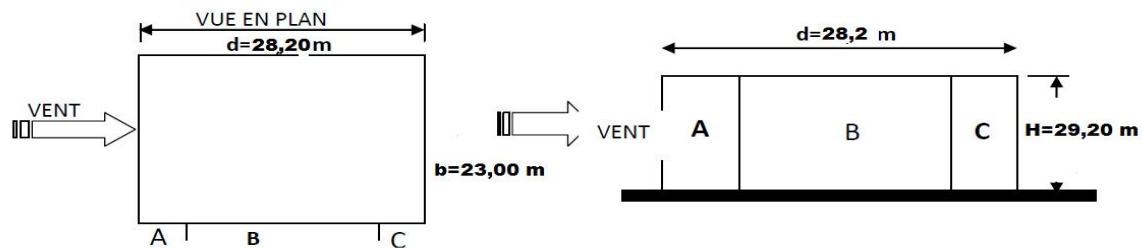
$$b = 23,00 \text{ m}$$

$$h = 29,07 \text{ m}$$

$$d = 28,20 \text{ m}$$

$$\text{alors : } e = \min [23,00 ; 58,14]$$

$e = 23,00 \text{ m}$ $d > e$ alors la paroi est divisée en A, B, C, D, E qui sont données sur la figure suivants :



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

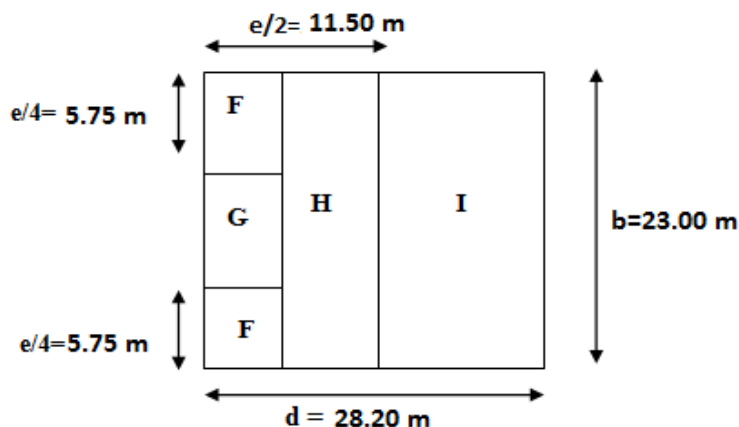
Tableau II -10 : C_{pe} pour les parois verticales de bâtiments à base rectangulaire

b. Pour la toiture :

Les toitures plates sont celles dont la pente est inférieure ou égale à 4°.

Les différentes zones de pression F, G, H, I sont représentées sur la

figure $e = \min[b ; 2h] = 23,00m$



Légende pour les toitures plates [1]

F	G	H	I
$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$
-1,6	-1,1	-0,7	±0,2

Tableau II -11 : Valeurs de C_{pe} de la toiture

Coefficient de pression interne C_{pi} :

Pour C_{pi1}, C_{pi2} dans le cas des bâtis avec cloisons intérieures sont 0.8 et-0.5 [1]

$$q_j = C_d \times q_{\text{dyn}}(Z_j) \times (C_{pe} - C_{pi}) \quad [1]$$

les résultats de q_j sont données par les tableaux suivants :

NIVEAU	ZONE	C_d	$q_{\text{dyn}}(\text{daN/m}^2)$	C_{pe}	$C_{pi,1}$	$C_{pi,2}$	$q_{j,1}(\text{daN/m}^2)$	$q_{j,2}(\text{daN/m}^2)$
RDC	A	0,937	57,75	-1	-0,5	0,8	-27.05	-94.40
RDC	B	0,937	57,75	-0,8	-0,5	0,8	-16,23	-86.57
RDC	C	0,937	57,75	-0,5	-0,5	0,8	0	-70.34
RDC	D	0,937	57,75	0,8	-0,5	0,8	70.34	0
RDC	E	0,937	57,75	-0,3	-0,5	0,8	10.82	-59.52

Tableau II-12 : Les valeurs des pressions q_j sur RDC (V_1)

NIVEAU	ZONE	C_d	$q_{\text{dyn}}(\text{daN/m}^2)$	C_{pe}	$C_{pi,1}$	$C_{pi,2}$	$q_{j,1}(\text{daN/m}^2)$	$q_{j,2}(\text{daN/m}^2)$
étage 1	A	0,937	57,75	-1	-0,5	0,8	-27.05	-94.40
étage 1	B	0,937	57,75	-0,8	-0,5	0,8	-16,23	-86.57
étage 1	C	0,937	57,75	-0,5	-0,5	0,8	0	-70.34
étage 1	D	0,937	57,75	0,8	-0,5	0,8	70.34	0
étage 1	E	0,937	57,75	-0,3	-0,5	0,8	10.82	-59.52

Tableau II -13 :Les valeurs des pressions q_j sur 1^{er} étage (V_1)

NIVEAU	ZONE	C_d	$q_{\text{dyn}}(\text{daN/m}^2)$	C_{pe}	$C_{pi,1}$	$C_{pi,2}$	$q_{j,1}(\text{daN/m}^2)$	$q_{j,2}(\text{daN/m}^2)$
étage 2	A	0,937	57,75	-1	-0,5	0,8	-27.05	-94.40
étage 2	B	0,937	57,75	-0,8	-0,5	0,8	-16.23	-86.57
étage 2	C	0,937	57,75	-0,5	-0,5	0,8	0	-70.34
étage 2	D	0,937	57,75	0,8	-0,5	0,8	70.34	0
étage 2	E	0,937	57,75	-0,3	-0,5	0,8	10.82	-59.52

Tableau II -14:Les valeurs des pressions q_j sur 2^{eme} étage (V_1)

NIVEAU	ZONE	C_d	$q_{\text{dyn}}(\text{daN/m}^2)$	C_{pe}	$C_{pi,1}$	$C_{pi,2}$	$q_{j,1}(\text{daN/m}^2)$	$q_{j,2}(\text{daN/m}^2)$
étage 3	A	0,937	57,75	-1	-0,5	0,8	-27.05	-94.40
étage 3	B	0,937	57,75	-0,8	-0,5	0,8	-16,23	-86.57
étage 3	C	0,937	57,75	-0,5	-0,5	0,8	0	-70.34
étage 3	D	0,937	57,75	0,8	-0,5	0,8	70.34	0
étage 3	E	0,937	57,75	-0,3	-0,5	0,8	10.82	-59.52

Tableau II -15 :Les valeurs des pressions q_j sur 3^{eme} étage (V_1)

NIVEAU	ZONE	C _d	q _{dyn} (daN/m ²)	C _{pe}	C _{pi,1}	C _{pi,2}	q _{j,1} (daN/m ²)	q _{j,2} (daN/m ²)
étage 4	A	0,937	57.75	-1	-0,5	0,8	-27.05	-94.40
étage 4	B	0,937	57.75	-0,8	-0,5	0,8	-16.23	-86.57
étage 4	C	0,937	57.75	-0,5	-0,5	0,8	0	-70.34
étage 4	D	0,937	57.75	0,8	-0,5	0,8	70.34	0
étage 4	E	0,937	57.75	-0,3	-0,5	0,8	10.82	-59.52

Tableau II -16 :Les valeurs des pressions q_j sur 4^{eme} étage (V₁)

NIVEAU	ZONE	C _d	q _{dyn} (daN/m ²)	C _{pe}	C _{pi,1}	C _{pi,2}	q _{j,1} (daN/m ²)	q _{j,2} (daN/m ²)
étage 5	A	0,937	60.00	-1	-0,5	0,8	-28.11	-101.19
étage 5	B	0,937	60.00	-0,8	-0,5	0,8	-16.86	-89.95
étage 5	C	0,937	60.00	-0,5	-0,5	0,8	0	-73.08
étage 5	D	0,937	60.00	0,8	-0,5	0,8	73.08	0
étage 5	E	0,937	60.00	-0,3	-0,5	0,8	11.24	-61.84

Tableau II -15 :Les valeurs des pressions q_j sur 5^{eme} étage (V₁)

NIVEAU	ZONE	C _d	q _{dyn} (daN/m ²)	C _{pe}	C _{pi,1}	C _{pi,2}	q _{j,1} (daN/m ²)	q _{j,2} (daN/m ²)
étage 6	A	0,937	66.00	-1	-0,5	0,8	-30.92	-111.32
étage 6	B	0,937	66.00	-0,8	-0,5	0,8	-18.55	-98.94
étage 6	C	0,937	66.00	-0,5	-0,5	0,8	0	- 80.39
étage 6	D	0,937	66.00	0,8	-0,5	0,8	80.39	0
étage 6	E	0,937	66.00	-0,3	-0,5	0,8	12.68	-68.02

Tableau II -16 :Les valeurs des pressions q_j sur 6^{eme} étage (V₁)

NIVEAU	ZONE	C _d	q _{dyn} (daN/m ²)	C _{pe}	C _{pi,1}	C _{pi,2}	q _{j,1} (daN/m ²)	q _{j,2} (daN/m ²)
étage 7	A	0,937	69.37	-1	-0,5	0,8	-32.49	-116.99
étage 7	B	0,937	69.37	-0,8	-0,5	0,8	-19.49	-103.99
étage 7	C	0,937	69.37	-0,5	-0,5	0,8	0	-84.49
étage 7	D	0,937	69.37	0,8	-0,5	0,8	84.49	0
étage 7	E	0,937	69.37	-0,3	-0,5	0,8	12.99	- 71.49

Tableau II -17 :Les valeurs des pressions q_j sur 7^{eme} étage (V₁)

NIVEAU	ZONE	C _d	q _{dyn} (daN/m ²)	C _{pe}	C _{pi,1}	C _{pi,2}	q _{j,1} (daN/m ²)	q _{j,2} (daN/m ²)
étage 8	A	0,937	73.12	-1	-0,5	0,8	-34.25	-123.32
étage 8	B	0,937	73,12	-0,8	-0,5	0,8	-20.55	-109.62
étage 8	C	0,937	73,12	-0,5	-0,5	0,8	0	-89.06
étage 8	D	0,937	73,12	0,8	-0,5	0,8	89.06	0
étage 8	E	0,937	73,12	-0,3	-0,5	0,8	13.70	-75.36

Tableau II -18 :Les valeurs des pressions q_j sur 8^{ème} étage (V₁)

NIVEAU	ZONE	C _d	q _{dyn} (daN/m ²)	C _{pe}	C _{pi,1}	C _{pi,2}	q _{j,1} (daN/m ²)	q _{j,2} (daN/m ²)
Toiture	F	0,937	73,12	-1,7	-0,5	0,8	-82.22	-171.28
Toiture	G	0,937	73,12	-1,2	-0,5	0,8	-47.95	-137.02
Toiture	H	0,937	73,12	-0,7	-0,5	0,8	-13.7	-102.77
Toiture	I	0,937	73,12	0,2	-0,5	0,8	47.95	-41.11

Tableau II -19 :Les valeurs des pressions q_j sur la toiture

- Calcul de la force résultante R sur le bâtiment :

$$R = \sum(q_j \times H_j) + \sum F_{rj} \text{ [N]} \quad [1]$$

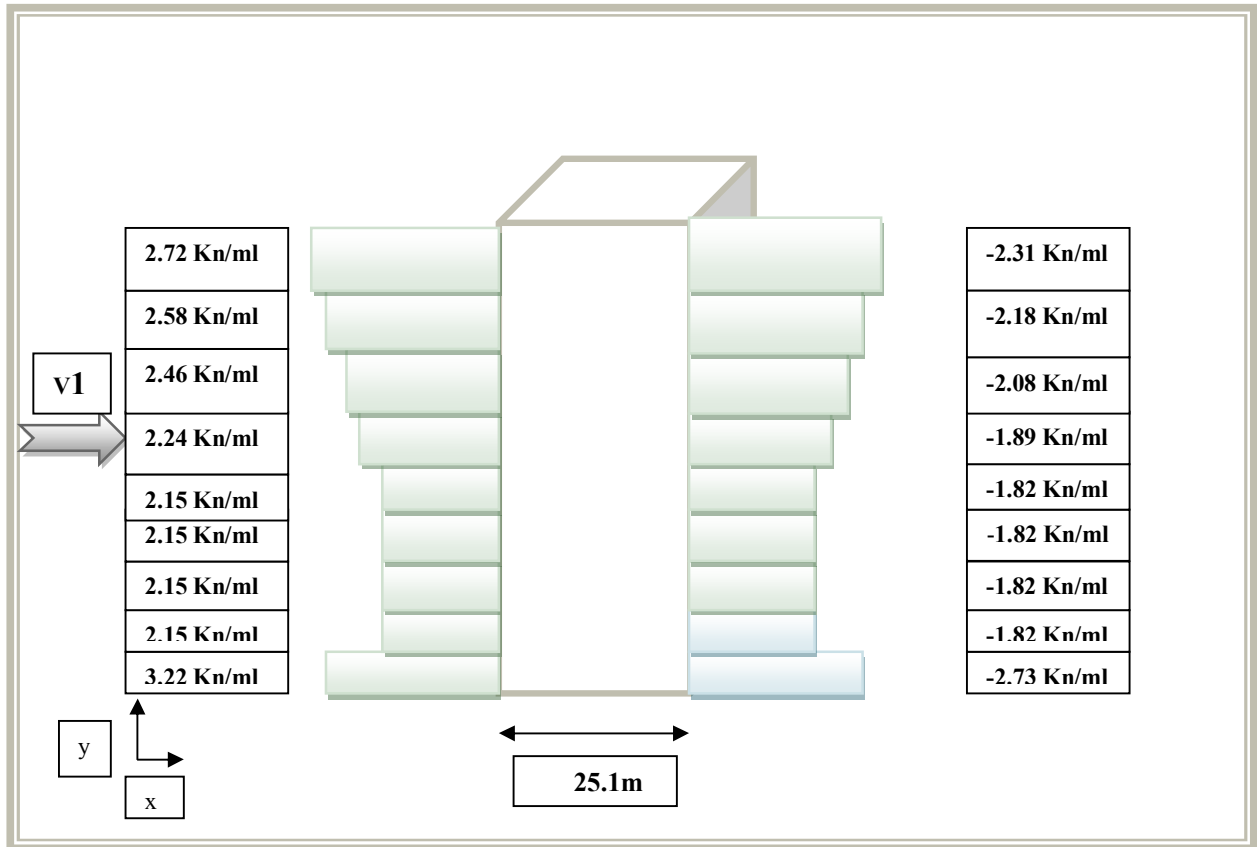
ZONE	NIVEAU	H _j (m)	q _j (daN/m ²)	F _w (daN/ml)
D	RDC	4,59	70.34	322,86
D	étage 1	3,06	70.34	215,24
D	etage2	3,06	70.34	215,24
D	étage 3	3,06	70.34	215,24
D	étage 4	3,06	70.34	215,24
D	étage 5	3,06	73.08	223,62
D	étage 6	3,06	80.39	245,99
D	étage 7	3,06	84.49	258,54
D	étage 8	3,06	89.06	272,52
E	RDC	4,59	-59.52	-273,19

E	étage 1	3,06	-59.52	-182,13
E	etage2	3,06	-59.52	-182,13
E	étage 3	3,06	-59.52	-182,13
E	étage 4	3,06	-59.52	-182,13
E	étage 5	3,06	-61.84	-189,23
E	étage 6	3,06	-68.02	-208,14
E	étage 7	3,06	-71.49	-218,76
E	étage 8	3,06	-75.36	-230,60

Tableau II -20. Les valeurs pour le calcul de R [V1]

NIVEAU	Σ FW (daN/ml)
RDC	49,66
étage 1	33,15
etage2	33,11
étage 3	33,11
étage 4	33,11
étage 5	34,39
étage 6	37,85
étage 7	39,78
étage 8 (terrasse)	41,92

Tableau II-21 : Les valeurs de (V₁)



FigureII-3. Répartition du vent (V1) selon la hauteur

II -3-2-4 La direction du vent V_2 :

1. Pour les parois verticales :

$$e = \min [b ; 2h] \quad \text{avec } d < e$$

* $b = 28.20 \text{ m}$

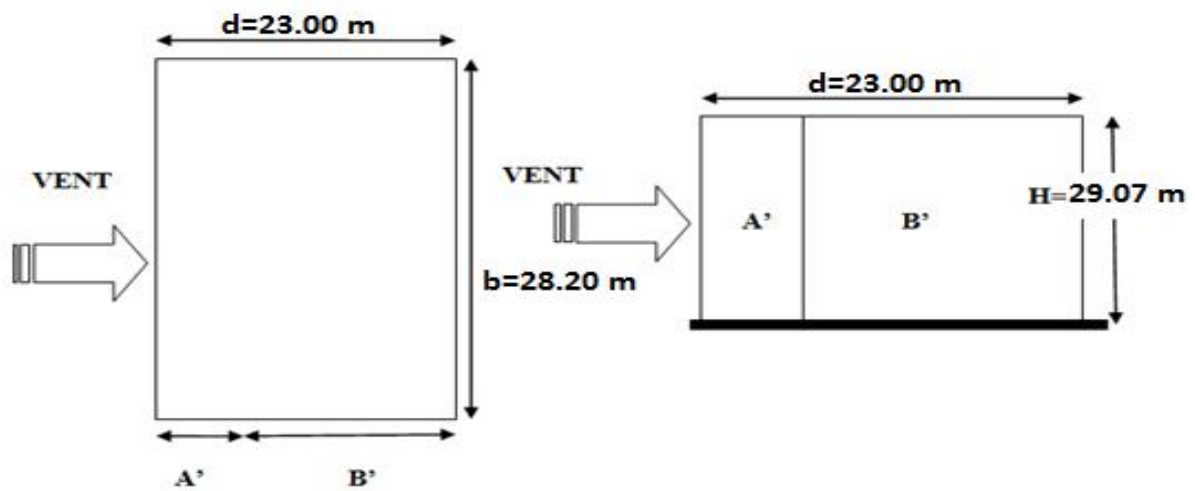
* $d = 23.00 \text{ m}$

* $h = 29.07 \text{ m}$

$$e = \min [28.2 ; 58.14] \rightarrow e = 28.20 \text{ m}$$

$$23.00 < 28.20 \text{ C.V}$$

alors la paroi est divisée A', B', D, E qui sont données par la figure suivantes :



Légende pour les parois verticales [1]

A'	B'	D	E
C _{pe,10}	C _{pe,10}	C _{pe,10}	C _{pe,10}
-1,0	-0,8	+0,8	-0,3

TableauII-22 : C_{pe} pour les parois verticales de bâtiments à base rectangulaire

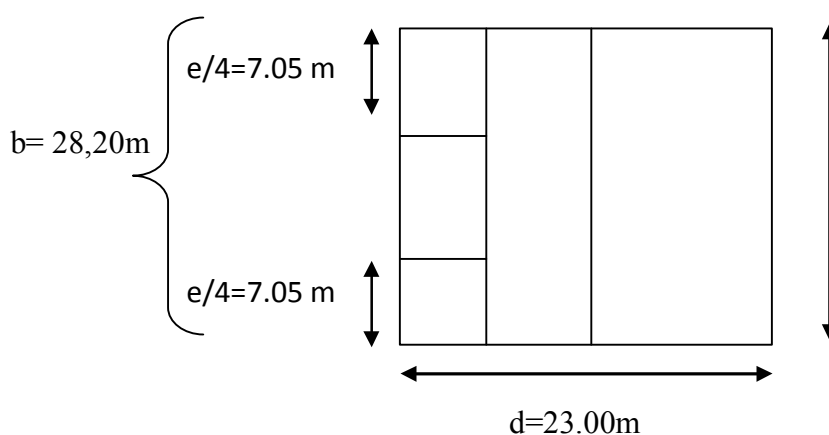
2 .Pour la toiture :

Les toitures plates sont celles dont la pente est inférieure ou égale à 4°.

Les différentes zones de pression F, G, H, I sont représentées sur la figure

$e = \min[b ; 2h] = 28.20m$

Légende pour les toitures plates [1]



F	G	H	I
C _{pe,10}	C _{pe,10}	C _{pe,10}	C _{pe,10}
-1,6	-1,1	-0,7	±0,2

Tableau II-23: Valeurs de C_{pe} de la toiture

Coefficient de pression interne C_{pi} :

Pour C_{pi1} , C_{pi2} dans le cas des bâtis avec cloisons intérieurs sont 0.8 et -0.5

$$q_j = C_d \times q_{dyn}(Z_j) \times (C_{pe} - C_{pi}) \quad [1]$$

les résultants de q_j sont données par le tableau suivants

NIVEAU	ZONE	C_d	$q_{dyn}(\text{daN/m}^2)$	C_{pe}	$C_{pi,1}$	$C_{pi,2}$	$q_{j,1}(\text{daN/m}^2)$	$q_{j,2}(\text{daN/m}^2)$
RCD	A'	0,925	57,75	-1	-0,5	0,8	-26.71	-96.15
RCD	B'	0,925	57,75	-0,8	-0,5	0,8	-16,02	-85.47
RCD	D	0,925	57,75	0,8	-0,5	0,8	69.44	0
RCD	E	0,925	57,75	-0,3	-0,5	0,8	10,68	-58.76

TableauII-24: Les valeurs des pressions q_j sur RDC (V_2)

NIVEAU	ZONE	C_d	$q_{dyn}(\text{daN/m}^2)$	C_{pe}	$C_{pi,1}$	$C_{pi,2}$	$q_{j,1}(\text{daN/m}^2)$	$q_{j,2}(\text{daN/m}^2)$
étage 1	A'	0,925	57,75	-1	-0,5	0,8	-26.71	-96.15
étage 1	B'	0,925	57,75	-0,8	-0,5	0,8	-16.02	-85.47
étage 1	D	0,925	57,75	0,8	-0,5	0,8	69.44	0
étage 1	E	0,925	57,75	-0,3	-0,5	0,8	10,68	-58.76

TableauII-25: Les valeurs des pressions q_j sur 1^{ème} étage (V_2)

NIVEAU	ZONE	C_d	$q_{dyn}(\text{daN/m}^2)$	C_{pe}	$C_{pi,1}$	$C_{pi,2}$	$q_{j,1}(\text{daN/m}^2)$	$q_{j,2}(\text{daN/m}^2)$
étage 2	A'	0,925	57,75	-1	-0,5	0,8	-26.71	-96.15
étage 2	B'	0,925	57,75	-0,8	-0,5	0,8	-16.02	-85.47
étage 2	D	0,925	57,75	0,8	-0,5	0,8	69.44	0
étage 2	E	0,925	57,75	-0,3	-0,5	0,8	10,68	-58.76

TableauII-26: Les valeurs des pressions q_j sur 2^{ème} étage (V_2)

NIVEAU	ZONE	C_d	$q_{dyn}(\text{daN/m}^2)$	C_{pe}	$C_{pi,1}$	$C_{pi,2}$	$q_{j,1}(\text{daN/m}^2)$	$q_{j,2}(\text{daN/m}^2)$
étage 3	A'	0,925	57,75	-1	-0,5	0,8	-26.71	-96.15
étage 3	B'	0,925	57,75	-0,8	-0,5	0,8	-16.02	-85.47
étage 3	D	0,925	57,75	0,8	-0,5	0,8	69.44	0
étage 3	E	0,925	57,75	-0,3	-0,5	0,8	10,68	-58.76

TableauII-27: Les valeurs des pressions q_j sur 3^{ème} étage (V_2)

NIVEAU	ZONE	C _d	q _{dyn} (daN/m ²)	C _{pe}	C _{pi,1}	C _{pi,2}	q _{j,1} (daN/m ²)	q _{j,2} (daN/m ²)
étage 4	A'	0,925	57.75	-1	-0,5	0,8	-26.71	-96.15
étage 4	B'	0,925	57.75	-0,8	-0,5	0,8	-16.02	-85.47
étage 4	D	0,925	57.75	0,8	-0,5	0,8	69.44	0
étage 4	E	0,925	57.75	-0,3	-0,5	0,8	10.68	-58.76

TableauII-28: Les valeurs des pressions q_j sur 4^{ème} étage (V₂)

NIVEAU	ZONE	C _d	q _{dyn} (daN/m ²)	C _{pe}	C _{pi,1}	C _{pi,2}	q _{j,1} (daN/m ²)	q _{j,2} (daN/m ²)
étage 5	A'	0,925	60.00	-1	-0,5	0,8	-27.75	-99.90
étage 5	B'	0,925	60.00	-0,8	-0,5	0,8	-16.65	-88.80
étage 5	D	0,925	60.00	0,8	-0,5	0,8	72.15	0
étage 5	E	0,925	60.00	-0,3	-0,5	0,8	11.10	-61.05

TableauII-29: Les valeurs des pressions q_j sur 5^{ème} étage (V₂)

NIVEAU	ZONE	C _d	q _{dyn} (daN/m ²)	C _{pe}	C _{pi,1}	C _{pi,2}	q _{j,1} (daN/m ²)	q _{j,2} (daN/m ²)
étage 6	A'	0,925	66.00	-1	-0,5	0,8	-30.52	-109.89
étage 6	B'	0,925	66.00	-0,8	-0,5	0,8	-18.32	-97.68
étage 6	D	0,925	66.00	0,8	-0,5	0,8	79.36	0
étage 6	E	0,925	66.00	-0,3	-0,5	0,8	12.21	-67.15

TableauII-30: Les valeurs des pressions q_j sur 6^{ème} étage (V₂)

NIVEAU	ZONE	C _d	q _{dyn} (daN/m ²)	C _{pe}	C _{pi,1}	C _{pi,2}	q _{j,1} (daN/m ²)	q _{j,2} (daN/m ²)
étage 7	A'	0,925	69.37	-1	-0,5	0,8	-32.08	-115.50
étage 7	B'	0,925	69.37	-0,8	-0,5	0,8	-19.25	-102.66
étage 7	D	0,925	69.37	0,8	-0,5	0,8	83.42	0
étage 7	E	0,925	69.37	-0,3	-0,5	0,8	12.83	-70.58

TableauII-31 : Les valeurs des pressions q_j sur 7^{ème} étage (V₂)

NIVEAU	ZONE	C _d	q _{dyn} (daN/m ²)	C _{pe}	C _{pi,1}	C _{pi,2}	q _{j,1} (daN/m ²)	q _{j,2} (daN/m ²)
étage 8	A'	0,925	73.12	-1	-0,5	0,8	-33.82	-121.74
étage 8	B'	0,925	73.12	-0,8	-0,5	0,8	-20.29	-108.22
étage 8	D	0,925	73.12	0,8	-0,5	0,8	87.93	0
étage 8	E	0,925	73.12	-0,3	-0,5	0,8	13.52	-74.39

TableauII-32: Les valeurs des pressions q_j sur 8^{ème} étage (V₂)

NIVEAU	ZONE	C _d	q _{dyn} (daN/m ²)	C _{pe}	C _{pi,1}	C _{pi,2}	q _{j,1} (daN/m ²)	q _{j,2} (daN/m ²)
Toiture	F	0,925	73.12	-1,6	-0,5	0,8	-74.39	-162.32
Toiture	G	0,925	73.12	-1,1	-0,5	0,8	-40.58	-128.51
Toiture	H	0,925	73.12	-0,7	-0,5	0,8	-13.53	-101.45
Toiture	I	0,925	73.12	0,2	-0,5	0,8	74.34	-40.58

TableauII-33 :Les valeurs des pressions q_j sur la toiture (V₂)

- Calcul de la force résultante R sur le bâtiment :

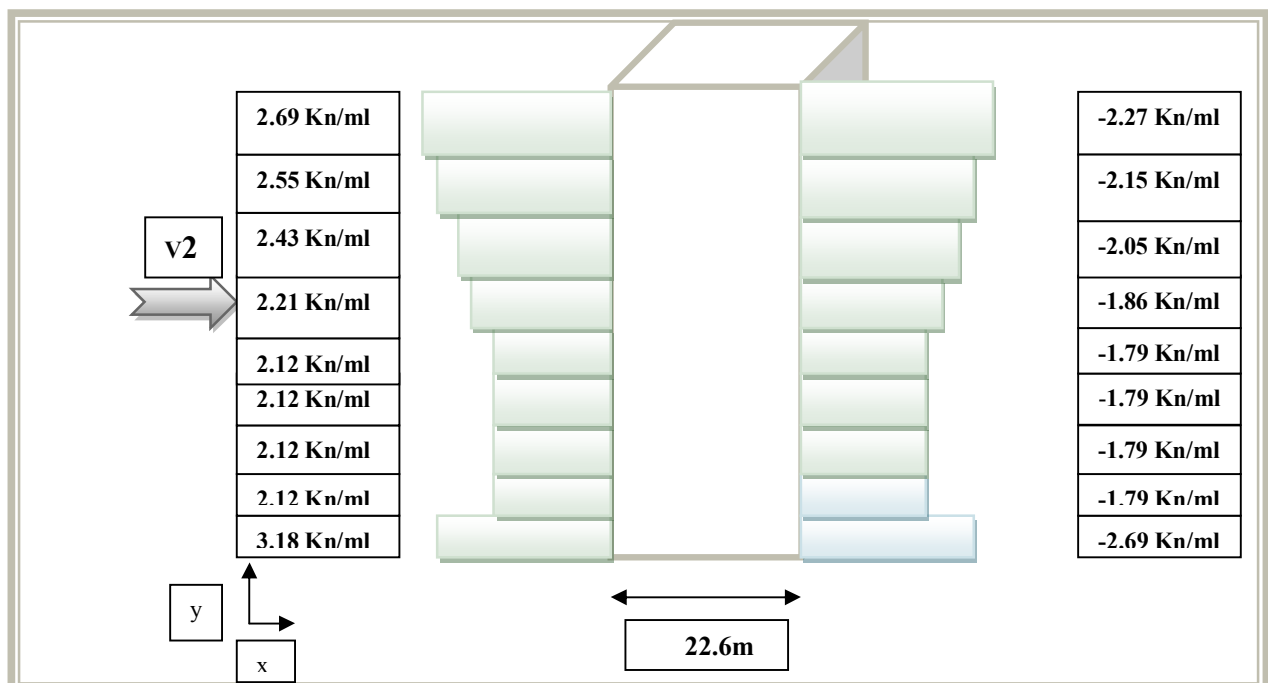
ZONE	NIVEAU	H _j (m)	q _j (daN/m ²)	FW (daN/ml)
D	RDC	4,59	69,44	318,73
D	étage 1	3,06	69,44	212,48
D	Etage 2	3,06	69,44	212,48
D	étage 3	3,06	69,44	212,48
D	étage 4	3,06	69,44	212,48
D	étage 5	3,06	72,15	220,77
D	étage 6	3,06	79,36	242,84
D	étage 7	3,06	83,42	255,26
D	étage 8 (terrasse)	3,06	87,93	269,06
E	RDC	4,59	-58,76	-269,71
E	étage 1	3,06	-58,76	-179,81
E	etage2	3,06	-58,76	-179,81
E	étage 3	3,06	-58,76	-179,81
E	étage 4	3,06	-58,76	-179,81
E	étage 5	3,06	-61,05	-186,81
E	étage 6	3,06	-67,15	-205,47

E	étage 7	3,06	-70,58	-215,97
E	étage 8 (terrasse)	3,06	-74,39	-227,63

Tableau II-34 : valeurs pour le calcul de R [V2]

NIVEAU	Σ FW (daN/ml)
RDC	49,02
étage 1	32,67
étage 2	32,67
étage 3	32,67
étage 4	32,67
étage 5	33,96
étage 6	37,37
étage 7	39,29
étage 8 (terrasse)	41,43

Tableau II-35 : Les valeurs de (V_2)



FigureII-4 : répartition du vent (V_2) selon la hauteur

Chapitre III : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

III-1-Pré dimensionnement :

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

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

III-1-1 Pré dimensionnement des solives :

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

Leur écartement varie de 0.70 m à 1.50 m, suivant la nature du support de plancher, et la destination des locaux (bureaux ou habitation). On prend une distance de **L=1.35 m**.

III-1-1-1 Pré dimensionnement des solives du plancher terrasse :

S: surface reprise par la solive

$$S=3.50 \times 1.35=4.72\text{m}^2$$

La solive est sollicitée par les charges et surcharges suivantes:

$$G=654.37\text{kg/m}^2$$

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

On prend en compte la surcharge de Neige $N_N=9.15\text{kg/m}$

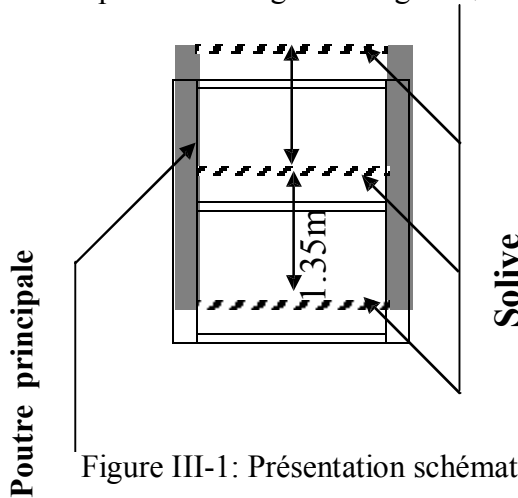


Figure III-1: Présentation schématique d'une solive

a) Condition de flèche

La flèche doit satisfaire la condition suivante $f_{\max} \leq \bar{f}$ Pour une poutre bi articulée

$$f_{\max} = \frac{5qL^4}{384EI}$$

$$\bar{f} \leq \frac{L}{250} \text{ Plancher en général}$$

q : la charge non pondérée

$$q = (G+Q) = (654.37+100) = 754.37 \text{ kg/m}^2$$

Le calcul se fait à ELS pour cela on prend les charges non pondérées

* La charge sur la solive

$$q = 754.37 \times 1.35 = 1018.39 \text{ kg/m}$$

* Le module d'élasticité $E = 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$

$$L = 3.50 \text{ m} = 350 \text{ cm}$$

$$I \geq \frac{5ql^3}{384E} \Rightarrow I \geq 676.83 \text{ cm}^4$$

$$\text{En prend IPE 160} \quad \rightarrow \quad I_y = 869.3 \cdot 10^4 \text{ mm}^4$$

Profil	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	P Kg/m	A cm ²	h mm	B mm	T _f mm	t _w mm	d mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{pl-y} cm ³	W _{pl-z} cm ³	i _y cm	i _z cm
IPE160	15.8	20.09	160	82	7.4	5	127	869.3	68.3	124	26.10	6.58	1.84

Tableau III-1: Caractéristiques du profilé IPE160

b) Vérification de la flèche

$$\frac{L}{250} = \frac{350}{250} = 1.40 ; f = \frac{5ql^4}{384EI} = 1.09 \leq 1.40 \quad \text{condition vérifiée}$$

c) La classe de la section transversale

* La semelle

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

$$C = b/2 = 82/2 = 41 \text{ mm}$$

$$t_f = 7.4 \text{ mm}$$

$$c/t_f = 5.54 < 10\epsilon = 10 \quad \text{donc la semelle est de classe 1.}$$

* Ame fléchie

$$d = 127.2 \text{ mm}, t_w = 5 \text{ mm}$$

$$d/t_w = 25.44 < 72\epsilon = 72 \quad \text{donc l'âme est de classe 1.}$$

La section globale étant de classe 1 le calcul peut amener à la plasticité.

* Calcul de poids: on a

$$G_s = 15.8 \text{ kg/m}$$

$$G = 654.37 + 15.8 = 670.17 \text{ kg/m}^2$$

$$q \text{ (pondérée)} = 1.35G + 1.5(Q)$$

$$q \text{ (pondérée)} = 10.54 \text{ KN/m}^2$$

d) Vérification de résistance (effort tranchant)

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} = \frac{10.54 \times 3.5}{2} = 18.44 \text{ KN}$$

$$A_v = A - 2b \cdot t_f + (t_w + 2t_r)t_f = 9.66 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\gamma_{mo} \sqrt{3}} = 119.14 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 18.44 < 0.5 \cdot V_{pl,rd} = 59.57 \quad \text{condition vérifiée}$$

e) Condition de résistance (moment fléchissant)

$$M_{sd} = \frac{q_y l^2}{8} = \frac{10.18(3.5)^2}{8} = 15.58 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl.y} = \frac{f_y W_{pl.y}}{\gamma_{m0}} = \frac{235 \times 123.9 \times 10^3}{1.1} = 26.46 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl.y} > M_{sd} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

III-1-1-2 Pré dimensionnement des solives du planché courant

Vue que la charge $q=10,62\text{KN}/\text{m}^2$ et les solives des étages courants ont la même longueur

Donc on garde le pré dimensionnement de l'étage terrasse pour toute la structure.

III-1-2 Pré dimensionnement des poutres :

III-1-2 -1 Poutre principale de rive terrasse :

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

La flèche doit satisfaire la condition suivante $f_{\max} \leq \bar{f}$ Pour une poutre bi articulée

$$f_{\max} = \frac{5qL^4}{384EI}$$

$$\bar{f} \leq \frac{L}{250} \text{ Planchers engénéral}$$

$$I \geq \frac{5ql^3 250}{384E}$$

Chargement	Chargement linéaire
$G=654,37\text{kg}/\text{m}^2 (\times 1,75)$ $G_s=15,8\text{kg}/\text{m}^2 (\times 2)$ $G_{\text{act}}=183,6 \text{ kg/ml}$	$G_{\text{totale}}=1360,35\text{kg/ml}$
$G=1360,35\text{kg kg/ml}$	
$Q=100\text{kg}/\text{m}^2$ $N_0=9,15\text{kg}/\text{m}^2$	$Q_{\text{totale}}=184,15 \text{ kg/ml}$
$Q=184,15 \text{ kg/ml}$	
ELU	ELS
$1,35G + 1,5Q$	$G + Q$
2650,72kg/ml	1544,5 kg/ml

$$I \geq \frac{5ql^3 250}{384E} \quad \longrightarrow \quad I \geq 2181,65\text{cm}^4$$

En prend donc : **IPE220** avec $I_y = 2772 \text{ cm}^4$

Profil	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	P Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	d mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{ply} cm ³	W _{plz} cm ³	i _y cm	i _z cm
IPE220	26,2	3,34	220	110	9,2	5,9	178	2772	205	285,4	58,1	9,11	2,48

TableauIII-2 : Caractéristiques de profilé IPE220

a) Vérification de la flèche

$$L/250=450/250=1,80$$

$$\frac{5qL^4}{384EI} = (5 \times 19,37 \times 450) \div (384 \times 2.1.10^6 \times 2772)$$

$$(5qL^4)/384EI=1,64$$

$$1,64 < 1,80$$

→ C'est vérifiée

b) La classe de la section transversale (IPE240)

La semelle

$$b=110\text{mm}$$

$$c=b/2=110/2=55\text{mm}$$

$$t_f=9.2\text{mm}$$

$$c/t_f=5,97 < 10\varepsilon \approx 10 \quad \text{donc la semelle est de classe 1.}$$

Ame fléchie

$$d=178\text{mm}$$

$$t_w=5,9\text{mm}$$

$$d/t_w=30.16 < 72\varepsilon \approx 72 \quad \text{donc l'âme est de classe 1.}$$

La section globale étant de classe 1. condition vérifiée

c) Condition de résistance

$$q=1,35(G+g) + 1,5(Q)=13,25 \text{ KN/m}^2$$

La charge q sur une bande de (4,5m)

$$q=13,25 \times 4,5=59,62 \text{ KN/m}$$

d) Vérification de résistance (effort tranchant) :

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} \quad \text{et} \quad V_{pl.Rd} = \frac{A_v (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M_0}}$$

$$V_{sd} = \frac{59,62 \times 1,75}{2} = 52,16 \text{ KN}$$

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

$$A_v = 3340 - 2(110 \times 9,2) + (5,9 + (2 \times 12)) \times 9,2$$

$$A_v = 1591,08 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{1591,08 \cdot 235}{1,1 \cdot \sqrt{3}} = 196,25 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 52,16 < 0,5 \cdot V_{pl,rd} = 98,12 \quad \text{condition vérifiée}$$

e) Condition de résistance :

$$M_{sd} = q_y \frac{l^2}{8} = 59,62 \frac{1,75^2}{8} = 22,82 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,y} = f_y \frac{W_{ply}}{\gamma_{mo}} = \frac{235 \cdot 285,4 \cdot 10^3}{1,1} = 60,97 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} < M_{pl,y} \quad \text{Condition vérifiée}$$

III-1-2 -2 Poutre principale de rive étage courant :

Chargement	Chargement linéaire
G=507,37kg/m ² G _s =15.8kg/m ²	G _{totale} =1188,98 kg/ml
G=1188,98 kg/ml	
Q=150kg/m ²	Q _{totale} =562,5 kg/ml
Q=562,5 kg/ml	
ELU	ELS
1,35G + 1,5Q	G + Q
2448,87 kg/ml	1751,48 kg/ml

Vue que la charge q=17,51 KN /ml et les poutres des étages courants ont la même longueur
Donc on garde le pré dimensionnement de la terrasse pour toute la structure.

III-1-2 -3 Poutre principale intermédiaire terrasse :

Chargement	Chargement linéaire
G=654,37kg/m ² (×3,3) G _s =15,8kg/m ² (×3) G _{act} =183,6 kg/ml	G _{totale} = 2206,82kg/ml
G=2206,84kg kg/ml	
Q=100kg/m ² N ₀ =40kg/m ²	Q _{totale} =339,15 kg/ml
Q=184,15 kg/ml	
ELU	ELS
1,35G + 1,5Q	G + Q
3487,93kg/ml	2545,97 kg/ml

$$I \geq \frac{5ql^3 250}{384E}$$

$$I \geq 2904,66\text{cm}^4$$

En prend donc : **IPE240** avec $I_y = 3892 \text{ cm}^4$

Profil	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	P Kg/m	A cm ²	H mm	b mm	t _f mm	t _w mm	D mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{ply} cm ³	W _{plz} cm ³	i _y cm	i _z cm
IPE240	30,7	39,1	240	120	9,8	6,2	190	3892	284	366,6	73,9	9,97	2,69

TableauIII-3 Caractéristiques de profilé IPE240

a) Vérification de la flèche

$$L/250=450/250=1,80$$

$$\frac{5qL^4}{384EI} = (5 \times 19,37 \times 450) \div (384 \times 2.1.10^6 \times 3892)$$

$$(5qL^4)/384EI=1,26$$

$$1,26 < 1,80$$

Condition vérifiée

b) La classe de la section transversale (IPE240)

La semelle

$$b=120\text{mm}$$

$$c=b/2=120/2=60\text{mm}$$

$$t_f=9.8\text{mm}$$

$$c/t_f=6.12 < 10\varepsilon \approx 10 \text{ donc la semelle est de classe 1.}$$

Ame fléchie

$$d=190.4\text{mm}$$

$$t_w=6.2\text{mm}$$

$$d/t_w=30.71 < 72\varepsilon \approx 72 \text{ donc l'âme est de classe 1.}$$

La section globale étant de classe 1.

Condition vérifiée.

c) Condition de résistance

$$q=1,35(G+g) + 1,5(Q)=13,25 \text{ KN/m}^2$$

La charge q sur une bande de (4,5m)

$$q=13,25*4,5=59,62 \text{ KN/m}$$

d) Vérification de résistance (effort tranchant) :

$$V_{sd} = \frac{ql}{2} \quad \text{et} \quad V_{pl.Rd} = \frac{A_v (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M_0}}$$

$$V_{sd} = \frac{59,62*3,3}{2} = 98,38 \text{ KN}$$

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

$$A_v = 3910 - 2(120 \times 9,8) + (6,2 + (2 \times 15)) \times 9,8$$

$$A_v = 1912,76 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{1912,76 \times 235}{1,1 \times \sqrt{3}} = 235,93 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 76,32 < 0,5 * V_{pl,rd} = 117,96 \quad \text{Condition vérifiée}$$

e) Condition de résistance :

$$M_{sd} = q_y \frac{l^2}{8} = 59,62 \frac{3,3^2}{8} = 81,15 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,y} = f_y \frac{W_{ply}}{\gamma_{mo}} = \frac{235 \times 366,6 \times 10^3}{1,1} = 87,31 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} < M_{pl,y} \quad \text{Condition vérifiée}$$

III-1-2 -4 Poutre principale intermédiaire étage courant :

Chargement	Chargement linéaire
$G = 507,37 \text{ kg/m}^2$ $G_s = 15,8 \text{ kg/m}^2$	$G_{totale} = 1721,72 \text{ kg/ml}$
$G = 1721,72 \text{ kg/ml}$	
$Q = 150 \text{ kg/m}^2$	$Q_{totale} = 825 \text{ kg/ml}$
$Q = 825 \text{ kg/ml}$	
ELU	ELS
$1,35G + 1,5Q$	$G + Q$
3561,82 kg/ml	2546,72 kg/ml

Vue que la charge $q = 25,46 \text{ KN/ml}$ et les poutres des étages courants ont la même longueur
 Donc on garde le pré dimensionnement de la terrasse pour toute la structure.

III-1-3 Pré dimensionnement des poteaux :

*Calcul des surfaces revenant à chaque poteau :

Nous pouvons distinguer deux types de poteaux selon leur positions :
 On majore la surface revenant aux poteaux en multipliant par (1,1)

III-1-3-1 Poteau de rive :

Les poteaux sont des éléments verticaux qui transmettent les efforts extérieurs provenant

des charges permanentes, de la neige et de la surcharge d'exploitation aux fondations.
Le poteau le plus sollicité est le poteau B1, à une surface offerte de

$$S = 12,21m^2$$

○ **Niveau terrasse :**

$$1,1G_{terrasse} = 1,1 \times 654,37 = 719,81 \text{ Kg/m}^2$$

➤ Terrasse :

$$N_{Gt} = 719,81 \times 12,21 = 8788,88 \text{ daN/m}$$

$$N_{Qt} = 100 \times 12,21 = 1221 \text{ daN/m}$$

➤ Accrotère :

$$N_{acr} = P \times G$$

$$= (0.6 + 0.2 + 0.1 + 0.5) \times 183.6 = 257,04 \text{ daN/m}$$

➤ Solive :

$$N_S = 3 \times 15,8 \times 3,7 = 175,38 \text{ daN/m}$$

$$N_{Gter,in} = N_{Gt} + N_{acr} + N_S = 9221,30 \text{ daN/m}$$

$$N_{sd} = 1.35N_G + 1.5N_Q = 14280,25 \text{ daN}$$

$$N_{pl,rd} = A \cdot f_y / \gamma_{m0} > N_{sd}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{m0}}{f_y}$$

○ **Niveau étage courant :**

$$N_{Gec} = 507,37(1,1) \times 12,21 = 6841,48 \text{ daN/m}$$

$$N_{Qec} = 150 \times 12,21 = 3052,50 \text{ daN/m}$$

$$N_{GEc} = N_{Gec} + N_S = 7016,86 \text{ daN/m}$$

✦ **POTEAU DE RIVE :**

Niveau	N_G (daN)	N_Q (daN)	N_{sd} (daN)	A(mm)	Profilé	A_{nv} (mm)
Terrasse étage7	16238,16	4273,50	28331,76	$13,3 \cdot 10^2$	HEB100	$26 \cdot 10^2$
étage6 étage5	30271,88	10378,50	56434,78	$26,4 \cdot 10^2$	HEB120	$34 \cdot 10^2$
étage4 étage3	44305,60	16483,50	84537,81	$39,6 \cdot 10^2$	HEB140	$43 \cdot 10^2$
étage2 étage1	58339,32	22588,50	112640,83	$52,7 \cdot 10^2$	HEB160	$54,3 \cdot 10^2$
RDC	65356,18	25641,00	126692,34	$59,3 \cdot 10^2$	HEB180	$65,3 \cdot 10^2$

Tableau III-4 : Pré dimensionnement des poteaux de rive

III-1-3-2 Poteau central :

Le poteau le plus sollicité est B4, à une surface offerte de

$$S = 14,85\text{m}^2$$

○ **Niveau terrasse :**

$$1.1G_{\text{terrasse}} = 1.1 \times 654,37 = 719,81 \text{ Kg/m}^2$$

➤ Terrasse :

$$N_{Gt} = 719,81 \times 14,85 = 10689,17 \text{ daN/m}$$

$$N_{Qt} = 100 \times 14,85 = 1485 \text{ daN/m}$$

➤ Solive :

$$N_s = 4 \times 15,8 \times 3,3 = 208,56 \text{ daN/m}$$

$$N_{Gter,in} = N_{Gtr} + N_s = 10897,73 \text{ daN/m}$$

$$N_{sd} = 1.35N_G + 1.5N_Q = 17286,44 \text{ daN}$$

$$N_{pl,rd} = A \cdot f_y / \gamma_{m0} > N_{sd}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{m0}}{f_y}$$

○ **Niveau étage courant :**

$$N_{Gec} = 507.37(1.1) \times 14,85 = 8287,88 \text{ daN/m}$$

$$N_{Qec} = 250 \times 14,85 = 3712,50 \text{ daN/m}$$

$$N_{Gec} = N_{Gec} + N_s = 8496,44 \text{ daN/m}$$

✦ **POTEAU CENTRAL :**

Niveau	N_G (daN)	N_Q (daN)	N_{sd} (daN)	A(mm)	Profilé	A_{nv} (mm)
Terrasse étage7	19394,17	5197,50	33978,37	$15,9 \cdot 10^2$	HEB100	$26 \cdot 10^2$
étage6 étage5	36387,05	12622,50	68056,26	$31,8 \cdot 10^2$	HEB120	$34 \cdot 10^2$
étage4 étage3	53379,93	20047,50	102134,15	$47,8 \cdot 10^2$	HEB160	$54,3 \cdot 10^2$
étage2 étage1	70372,81	27472,50	136212,04	$63,7 \cdot 10^2$	HEB180	$65,3 \cdot 10^2$
RDC	78869,25	31185,00	153250,98	$71,7 \cdot 10^2$	HEB200	$65,3 \cdot 10^2$

Tableau III-5 : Pré dimensionnement des poteaux centraux

Chapitre IV : ANALYSE DYNAMIQUE ET ETUDE SISMIQUE

IV-1 Introduction :

Les actions sismiques sur un bâtiment sont des actions dynamiques complexes. Elles se manifestent par des mouvements essentiellement horizontaux imposées aux fondations. Les constructions résistent à ces mouvements par des forces d'inertie dues a leur masse qui s'opposent aux mouvements. Ce qui entraine bien entendu des efforts dans la structure.

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

IV-2 Critères de classification par le RPA99 version2003 :

IV-2-1 Classification des zones sismique :

Le territoire national est divisé en quatre zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité et le tableau associé qui précise cette répartition par wilaya et par commune.

- ✓ ZONE 0 : sismicité négligeable.
- ✓ ZONE I : sismicité faible
- ✓ ZONE IIa et IIb : sismicité moyenne
- ✓ ZONE III : sismicité élevée

IV-2-2 Classification de l'ouvrage :

Pour notre cas, d'après la carte et le tableau cité précédemment : Setif se situe dans une zone de sismicité moyenne ZONE IIa

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

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

Notre ouvrage représente un bâtiment a usage d'habitation, il est considéré comme ouvrage de moyenne importance ,groupe2.

Le sol est de catégorie S3

IV-3 Choix de la méthode de calcul :

Pour pouvoir utiliser la méthode statique équivalente il faut que :

Le bâtiment ou bloc étudié, satisfait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III avec une hauteur au plus égal à 65m en zones I,II et à 30m en zone III.

Dans notre cas la méthode statique équivalente n'est pas applicable selon les règles en vigueur car il y a régularité en plans et en élévation.

IV-4 Méthode d'analyse modale spectrale :

IV-4-1 Principe de la méthode :

Principe de cette méthode réside dans la détermination des modes propres de vibrations de la structure et le maximum des effets engendrés par l'action sismique, celle-ci étant présentée par un spectre de réponse de calcul. Les modes propres dépendant de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties.

IV4-2 Modélisation :

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

Pour les structures irrégulières en plan, sujettes à la torsion et comportant des planchers rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravités des planchers avec trois (03) DDL (02 translations horizontales et une rotation d'axe vertical).

IV4-3 Nombre des modes considérés (RPA99/2003) :

D'après le RPA99/2003 (article 4.3.4 [2]) : pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonale, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions l'excitation 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 structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois dans chaque direction considérée.

IV4-4 Spectre de réponse de calcul :

L'évaluation du risque sismique à prendre en compte pour une construction à risque spécial, (installation classique, installation nucléaire,....) conduit à choisir des séismes caractéristiques de chaque site ; dits séisme de référence, qui permettent d'exprimer ce risque. Pour le besoin du calcul dynamique, ces séismes sont le plus souvent représentés sous forme de spectre de réponse spécifique du site ou, plus rarement, sous forme d'une fonction temporelle de l'accélération, de la vitesse ou du déplacement.

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

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

A : coefficient d'accélération de zone en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage du bâtiment

η : Facteur de correction d'amortissement donnée par la formule :

$$\eta = \sqrt{\left(\frac{7}{2 + \xi} \right)} \geq 7$$

- ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages. est donnée par le tableau 4.2 du RPA99 art 4.2.[2])
- R : coefficient de comportement global de la structure (Tableau 4.3 [2])
- T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées a la catégorie de site (Tableau 4.7[2])
- Q : Facteur de qualité (Tableau 4.4 [2])

IV-4-5 Les données de l'ouvrage :

Le coefficient d'accélération est donné par le tableau 4.1 [2] en fonction de la zone sismique et le groupe du bâtiment. Dans notre cas on est en zone IIa et il s'agit d'un bâtiment a usage d'habitation groupe 2 donc :

$$\mathbf{A=0,15}$$

Le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif ξ (%), nous avons un portique en acier avec remplissage dense et d'après le tableau 4.2 [2]

$$\xi = 5\% ; \quad \text{alors } \eta = 1.848.$$

Le coefficient de comportement global de la structure R est donné par le tableau 4.3 [2]

Pour notre cas R=4

Les périodes caractéristiques associées à la catégorie de site est donnée par le tableau 4.7 [2]

$$\text{Donc : } T_1= 0,15 \text{ s} ; \quad T_2= 0,50 \text{ s.}$$

h_n : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'aux dernier niveau (N).

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donnée par le tableau (4,6) [2] → $C_T = 0,050$

$$\text{Donc } T = 0,05 * 29.07^{3/4} = 0,626 \text{ s}$$

on peut également utiliser aussi la formule :

$$T_x = \frac{0.09 \cdot h_n}{\sqrt{L_x}} = \frac{0.09 \cdot 29.07}{\sqrt{23}} = 0.545 \text{ s}$$

$$T_y = \frac{0.09 \cdot h_n}{\sqrt{L_y}} = \frac{0.09 \cdot 29.07}{\sqrt{25.5}} = 0.518 \text{ s}$$

à partir du Tableau 4.7 de l'R.P.A 99 on a :

site Meuble (S 3) → $T_2 = 0,5\text{s}$

on a $T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ sec} \Rightarrow D = 2,5 \eta (T_2/T)^{2/3}$

donc $D = 2.15$, $D_x = 2,077$, $D_y = 2,14$

Q : facteur de qualité, il est déterminé par la forme : $Q = 1 + \sum_1^b P_a$

P_q : la pénalité qui dépend de l'observation ou non du critère « q » d'après le tableau 4.4 [2], il ressort ce que suit:

Critère q »	P_q	
	Suivant X	Suivant Y
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0
2. Redondance en plan	0	0,05
3. Régularité en plan	0	0
4. Régularité en élévation	0	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,10

$$Q = 1,25$$

IV-4-6 Analyse modale :

L'analyse modale permet de déterminer les modes et fréquences propres de la structure en l'absence des forces extérieures.

Pour l'analyse dynamique, le nombre des modes à considérer doit être tel que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égal 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.

Ce type d'analyse peut être appliqué à tous types de structure avec des résultats plus exacts et souvent satisfaisants à condition d'avoir fait une bonne modélisation.

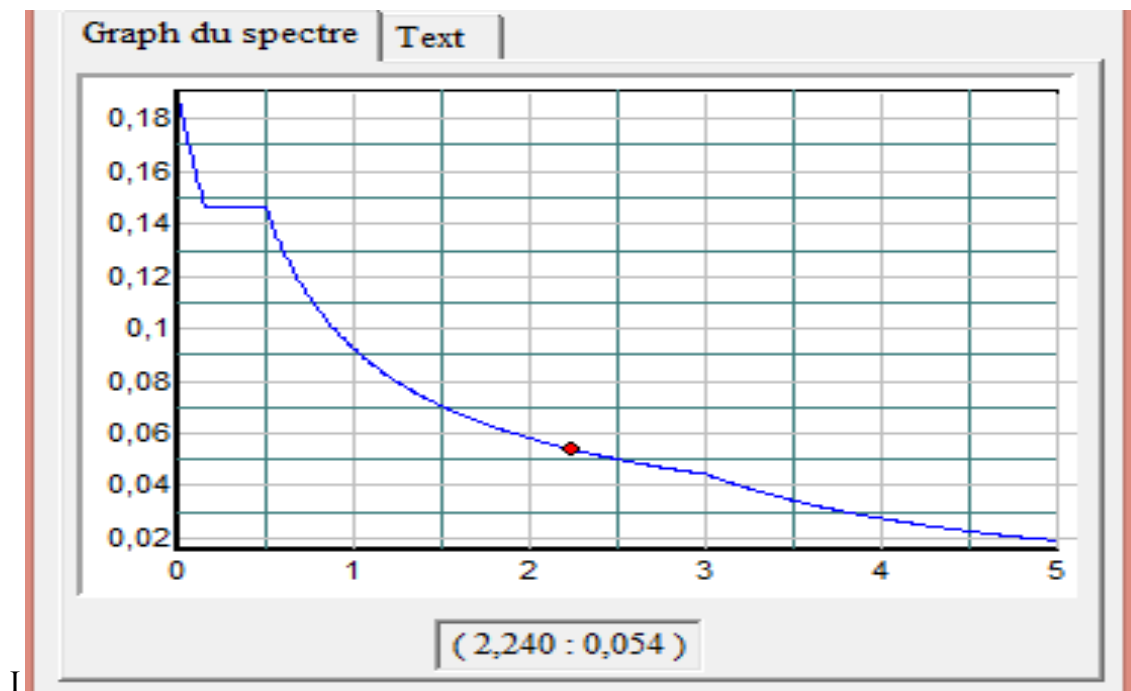


FIGURE IV-1 .Spectre de réponse d'accélération

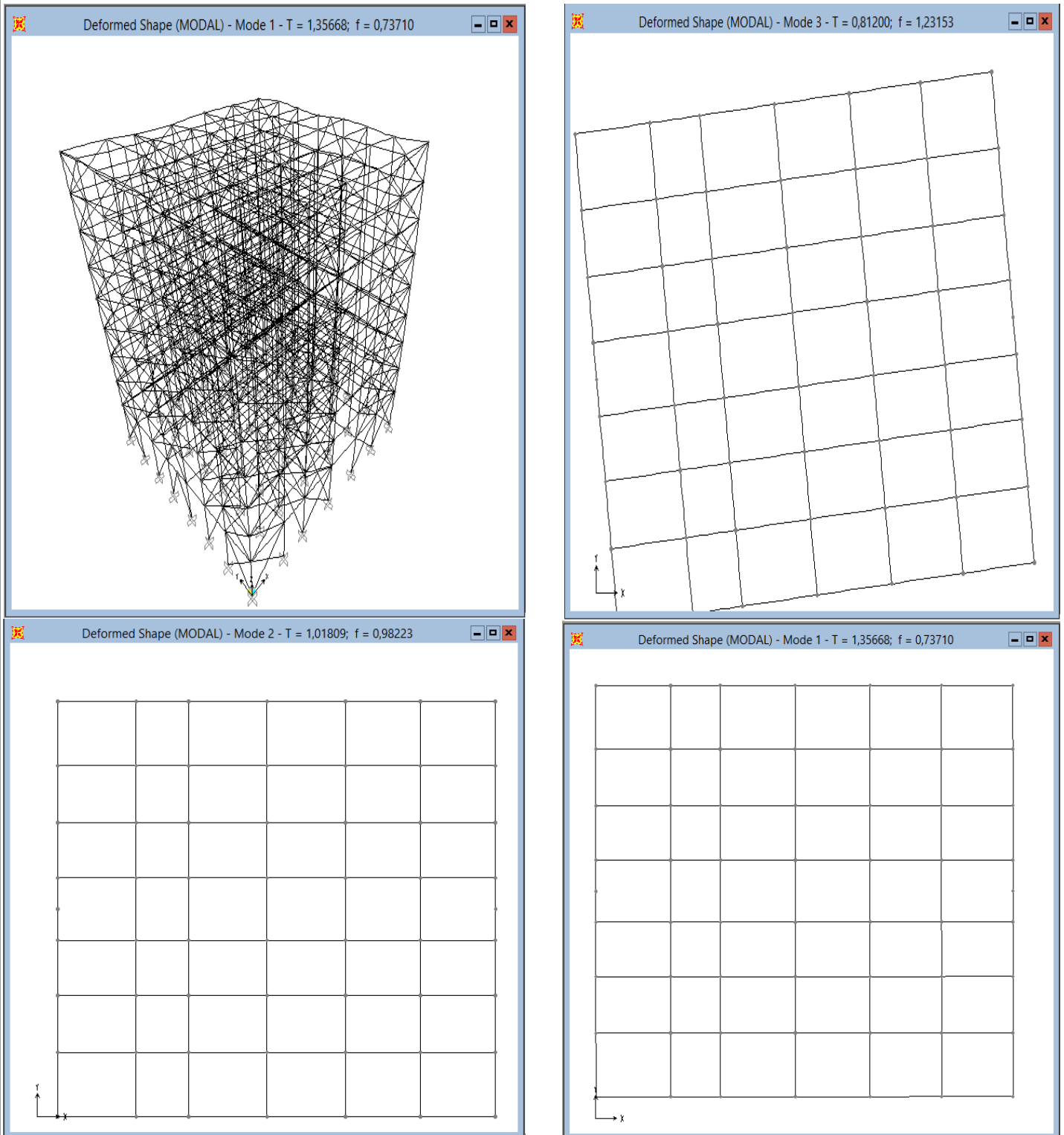


Figure IV-2 : Les trois premiers modes de vibration lors du séisme.

IV-5 Calcul du poids de la structure :

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

$$W = \sum W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \quad (4-8[2])$$

W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure

W_{Qi} : charges d'exploitation

W : poids de la structure, comprend la totalité des charges permanentes, en plus 20% des charges d'exploitation (R.P.A 99)

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau (4.5).

Pour notre cas $\beta = 0,20$.

Donc $W_i = 20174,90 + 0,2 (52,15)$

$W_i = 20185,33$ kN

$$V = \frac{ADQ}{R} W$$

$$V = 2712.40 \text{ KN}$$

	V_t (KN)	80% V (KN)	Observation ($V_t \geq 0.8V$)
Sens X	2552,02	2169.92	Vérifiée
Sens Y	2638,51	2169.92	Vérifiée

Tableau IV-5-1 : Résultat des forces sismiques à la base

IV-6 La période :

Prenant compte (l'article 4.2.4 [2]) la valeur de T calculée à partir de la formule de Rayleigh ou les résultats obtenues par le logiciel ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%

On a la période fondamentale de la structure, obtenue par le logiciel est de : $T = 1,35$ s

Cette période est jugée acceptable comparée à celle formulé par le RPA99/2003 qui est :

$$T + 30\% T = T_1 \times 1,3 = 0,195 \text{ s}$$

$$T + 30\% T = T_2 \times 1,3 = 0,65 \text{ s}$$

$$T = 0,05 * 29.07^{3/4} = 0,626 \text{ s} \quad 0,626 \times 1,3 = 0.8$$

On prend le minimum des 3 périodes calculés : $T_{\min} = 0,195 \text{ s} < T_{\text{numérique}} = 1.35 \text{ s}$

Le déplacement horizontal à chaque niveau K est calculé de la manière suivante :

$$\delta_k = R \delta_{ek}$$

δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement

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

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

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

Le calcul des déplacements correspond à la combinaison des charges suivantes : **G + Q + E**

Niveau	$\delta_{ek}(\text{cm})$	$\delta_k(\text{cm})$	$\Delta_k(\text{cm})$	Observation
RDC	0,8	2,40	2,40	C . vérifiée
1 ^{er} étage	1,6	4,80	2,40	C . vérifiée
2 ^{eme} étage	1,9	5,70	0,9	C . vérifiée
3 ^{eme} étage	2,10	6,30	0,6	C . vérifiée
4 ^{eme} étage	2,52	7,56	1,26	C . vérifiée
5 ^{eme} étage	2,83	8,49	0,93	C . vérifiée
6 ^{eme} étage	3,06	9,18	0,69	C . vérifiée
7 ^{eme} étage	3,20	9,60	0,42	C . vérifiée
8 ^{eme} étage	3,25	9,75	0,15	C . vérifiée

TableauIV-6-2 :Les déplacements résultants de la combinaison des charges G+Q+E sens X

Niveau	$\delta_{ek}(\text{cm})$	$\delta_k(\text{cm})$	$\Delta_k(\text{cm})$	Observation
RDC	1,17	3,51	3,51	C . vérifiée
1 ^{er} étage	2,22	6,66	3,15	C . vérifiée
2 ^{eme} étage	2,86	8,58	1,92	C . vérifiée
3 ^{eme} étage	3,46	10,38	1,8	C . vérifiée
4 ^{eme} étage	3,89	11,67	1,77	C . vérifiée
5 ^{eme} étage	4,25	12,75	1,89	C . vérifiée
6 ^{eme} étage	4,45	13,35	2,01	C . vérifiée
7 ^{eme} étage	4,55	13,65	2,04	C . vérifiée
8 ^{eme} étage	5,57	16,71	2,10	C . vérifiée

TableauIV-6-3 :Les déplacements résultants de la combinaison des charges G+Q+E sens Y

IV-6-1 Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ :

Les effets du 2^o ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K * \Delta_K}{V_K * h_K} \leq 0,1 \quad (6.5)$$

Avec :

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau k

$$P_K = \sum (W_{GI} + 0,2W_{QI}) \quad (6.6)$$

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau "k" :

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » h_k :

Hauteur de l'étage « k »

Niveau	P_k (KN)	Δ_k (cm)	V_k (KN)	h_k (cm)	θ
RDC	40350	1,26	2641	459	0,050
1 ^{er} étage	37570	1,5	2442	306	0,060
2 ^{eme} étage	34646	1,62	2442	306	0,060
3 ^{eme} étage	31722	1,8	2442	306	0,061
4 ^{eme} étage	28797	1,8	2442	306	0,055
5 ^{eme} étage	25873	1,92	2442	306	0,053
6 ^{eme} étage	22948	1,92	2442	306	0,047
7 ^{eme} étage	20024	1,98	2442	306	0,042
8 ^{eme} étage	17100	1,95	2442	306	0,035

Tableau IV-6-4 : Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ sens X

Niveau	P_k (KN)	Δ_k (cm)	V_k (KN)	h_k (cm)	θ
RDC	40350	0,81	2186	459	0,039
1 ^{er} étage	37570	1,17	1887	306	0,061
2 ^{eme} étage	34646	1,41	1887	306	0,068
3 ^{eme} étage	31721	1,65	1887	306	0,072
4 ^{eme} étage	28797	1,77	1887	306	0,071
5 ^{eme} étage	25873	1,89	1887	306	0,068
6 ^{eme} étage	22948	2,01	1887	306	0,064
7 ^{eme} étage	20024	2,04	1887	306	0,056
8 ^{eme} étage	17100	2,10	1887	306	0,050

Tableau IV-6-5 : Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ sens Y

Chapitre V : ETUDE DES ESCALIERS

V-1 Introduction :

L'escalier est un ouvrage constitué d'une suite de plans horizontaux permettant de passer à pied d'un niveau à un autre, c'est l'élément de la liaison entre deux étages, et par conséquent entre les espaces qui existent sur ses niveaux. L'escalier est déterminé par sa montée, son emmarchement, son giron et sa hauteur de marche.

L'escalier est la partie d'un ouvrage qui sert à assurer la liaison entre les différents niveaux d'une construction.

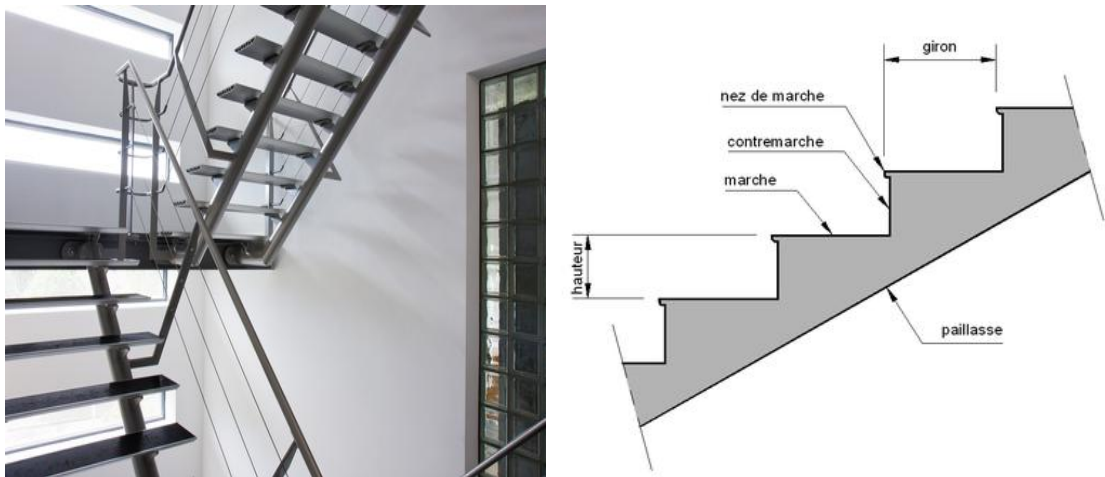


Figure V-1 Escaliers en charpente métallique.

V-2-Dimensionnement des marches :

V-2-1 Condition d'accès facile :

Pratiquement : la hauteur h : $14 \leq h \leq 20$ cm .

la largeur g : $22 \leq g \leq 33$ cm .

On prend : $\begin{cases} h = 17 \text{ cm,} \\ g = 30 \text{ cm.} \end{cases}$

$2h + g = m$ avec $59 \text{ cm} \leq m \leq 66 \text{ cm}$

Donc : $59 \text{ cm} \leq m = 64 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm}$

V-2-2 Le nombre de contre marche :

$n = H / h \Leftrightarrow n = 153 / 17 = 9$.

Nombre de marches..... $m = n - 1 = 9 - 1 = 8$ marches.

Angle d'inclinaison de la volée..... $\alpha = \arctg\left(\frac{17 \times 10}{272}\right) = 32.01^\circ$

Vérification des dimensions de la marche :

On doit vérifier la relation de Blondel :

$$59 \text{ cm} < g + 2h < 66 \text{ cm} \quad g + 2.h = 30 + 2 \times 17 = 64 \text{ cm.}$$

V -3- Dimensionnement des cornières :**V -3-1- Évaluation des charges sur les cornières**

On modélise la marche comme une poutre simplement appuyée

$$q = (G+Q) g = (125+150) \times 0.3$$

$$g = 30 \text{ cm} = 0.3 \text{ m}$$

$$q = 82.5 \text{ kg/ml}$$

Le pré dimensionnement se fait à partir de la condition de la flèche suivant :

$$f_{\max} < f = \left(5 q \frac{l^4}{384EI} \right) < \frac{1}{250}$$

$$I_y > \left(5 q \frac{l^3 \cdot 250}{384 \cdot 2.1 \cdot 10^6} \right) \Rightarrow I_y > \left(\frac{5 \cdot 0.825 \cdot 130^3 \cdot 250}{384 \cdot 2.1 \cdot 10^6} \right) = 2.81 \text{ cm}^4$$

On a pris une cornière à ailes égales L 40x40x4

$$I_y = 4.47 \text{ cm}^4$$

$$P = 2.42 \text{ kg/ml}$$

Vérification :

$$\sigma_f \leq \sigma_e = 2400 \text{ Kg/cm}^2$$

$$P = 1.35G + 1.5Q = 1.35 [(125 \times 0.3) + 2.42] + 1.5 (150 \times 0.3) = 1.08 \text{ KN/ml}$$

$$W = I/V = 1.58 \text{ cm}^3$$

$$\sigma_f = \frac{M_{\max}}{W} = \frac{ql^2}{8W} = \frac{(1.08 \cdot 130^2)}{8 \cdot 1.58} = 14.43 \text{ KN/cm}^2 \leq \sigma_e = 24 \text{ KN/cm}^2 \quad \text{C'est vérifié}$$

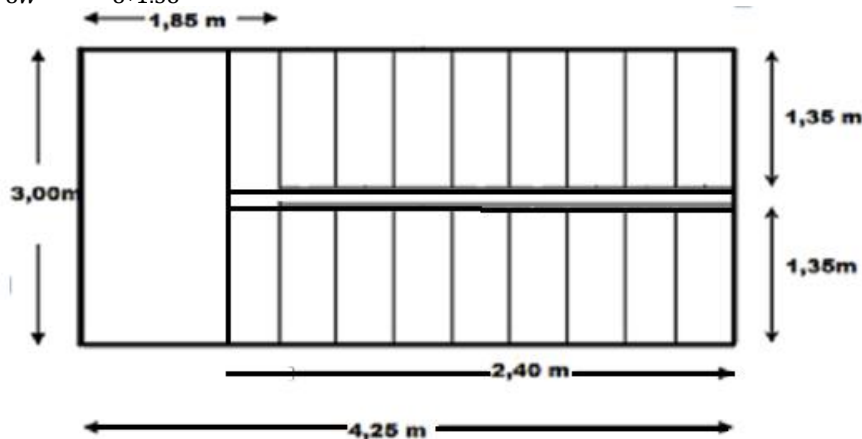


Figure-V-2. Disposition et dimensions des éléments de l'escalier

V -4- Dimensionnement du limon :

On prend en considération le limon le plus défavorable, soit celui de la première volée.

On vérifie selon le critère de la flèche :

$$q_1 = \left(\frac{1.85}{2} * (125 + 150) \right) = 2.54 \text{ KN/ml}$$

$$q_2 = \left(\frac{1.85}{2} * (293 + 150) \right) = 4.09 \text{ KN/ml}$$

$$L = 300 \text{ cm}$$

$$q = 409.7 \text{ kg/ml}$$

$$f_{\max} < f = \left(5 q \frac{l^4}{384EI} \right) < \frac{1}{250}$$

$$I_y \geq \left(5 q \frac{l^3 \cdot 250}{384 \cdot 2.1 \cdot 10^6} \right) \Rightarrow I_y \geq \left(\frac{5 \cdot 4.01 \cdot 300^3 \cdot 250}{384 \cdot 2.1 \cdot 10^6} \right) = 167.83 \text{ cm}^4$$

On optera pour le limon le profilé UPN 100 avec $I_y=206 \text{ cm}^4$

$$q_1 = \left(\frac{1.85}{2} * (1.35 * 125 + 1.5 * 150) \right) = 3.64 \text{ KN/ml}$$

$$q_2 = \left(\frac{1.85}{2} * (1.35 * 293 + 1.5 * 150) \right) = 6.21 \text{ KN/ml}$$

La charge équivalente :

$L_1=240 \text{ cm}$; $L_2=185 \text{ cm}$

$$q_{eq} = (q_1 L_1 + q_2 L_2) / (L_1 + L_2) = 3.68 \text{ KN/ml}$$

La condition de résistance :

$$\sigma_f = \frac{M_{max}}{W} = \frac{ql^2}{8W} = \frac{(3.68 * 300^2)}{8 * 41.9} = 9.88 \text{ KN/cm}^2 \leq \sigma_e = 24 \text{ KN/cm}^2 \quad \text{C'est vérifié}$$

V -5-Pré dimensionnement de la poutre palière :

La charge offerte à la poutre palière est due aux deux demis de volées et de cloison ci-dessus

Plus le palier

$G_{\text{cloison}}=145.6 \text{ kg/m}^2$

$G_{\text{volée}}=125 \text{ kg/m}^2$

$G_{\text{palier}}=293 \text{ kg/m}^2$

$$q = (1.35 * 145.6) + (1.5 * 125) = 985.86 \text{ kg/m}^2$$

$$I_y \geq \left(5 q \frac{l^3 * 250}{384 * 2.1 * 10^6} \right) \Rightarrow I_y \geq \left(\frac{5 * 9.858 * 300^3 * 250}{384 * 2.1 * 10^6} \right) = 412.677 \text{ cm}^4$$

La poutre palière est de profilée en IPE140.

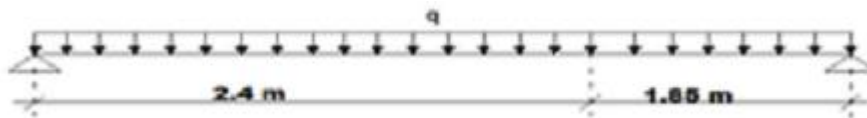


Figure V-3- Le limon le plus défavorable

Chapitre VI : PLANCHER COLLABORANT

VI-1 Introduction

Les structures de planchers sont constituées d'ossatures plus lourdes, recevant des platelages de forte inertie, nécessaires pour reprendre des fortes charges (surcharges d'exploitations, de bureaux,...) pouvant atteindre plusieurs tonnes au m².

Les ossatures de planchers sont constituées de poutres croisées, les solives (support de platelage) portant sur des poutres maîtresses, qui repose portées sur des poteaux.

Bien entendu qu'il y a divers types de planchers, parmi eux on se base sur un plancher dit mixte (acier/béton), et le plus répandu dans les constructions métalliques.

VI-2 Calcul de plancher mixte :

Le calcul est fait selon la méthode prescrite dans le document CCM97

Les différentes étapes de calcul des planchers sont :

- a)- calcul des solives.
 - a.1 - détermination des contraintes de flexion.
 - a.2 -vérification à l'effort tranchant.
 - a.3 -vérification de la flèche.
 - a.4 -contraintes additionnelles de retrait.
 - a.5 - contrainte finales.

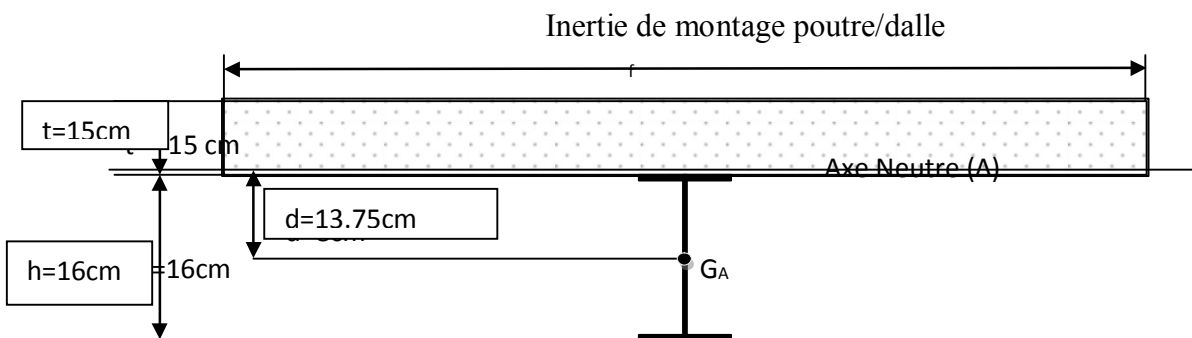


Figure VI-1 : Montage poutre/dalle

a) Section mixte :

$$S = A + \frac{B}{n}$$

Avec $B=b*t$

A : la section d'acier

B : la section de béton

n : le coefficient d'équivalence acier/ béton

$$\text{IPE160} \rightarrow A=20.1\text{cm}^2$$

$$B= 1350 \text{ cm}^2 \Rightarrow S=126.15\text{cm}^2$$

$$n=12,73$$

Avec : $n = E_a / E'_c$

- $E_a = 21000\text{daN/mm}^2$: module d'élasticité de l'acier de construction.

- E'_c : Module d'équivalence du béton donné par :

$E'_c = E_{cm}/2$ pour les bâtiments d'habitation ; $E_{cm} = 3300\text{daN/mm}^2$.

Donc

$$b_e = 0.6 \text{ m}$$

b) La position de l'axe neutre d :

Calcul de d

d: la position de l'axe neutre(Δ) de la section mixte par rapport à G_A , centre de gravité de

la poutre d'acier

$$d = \frac{b * t}{n} \times \frac{t + h}{2S} = 13.75 \text{ cm}$$

Avec :

$$V = \frac{h}{2} + d = \frac{16}{2} + 13.5 = 21.5 \text{ cm}$$

$$V' = \left(\frac{h}{2} + t\right) - V = (8 + 15) - 21.57 = 1.57 \text{ cm}$$

c) Calcul moment d'inertie :

$$I = I_a + A \times d^2 + \frac{b \times t^3}{12n} + \frac{b \times t}{n} \times \left(\frac{t + d}{2} - d\right)^2$$

Avec :

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

$$I = 869.3 + 3701.3 + 2651.217 + 526.694 = 7748.51 \text{ cm}^4$$

d) Calcul des contraintes de flexion :

$$M_{\max} = ql^2/8$$

$$q = 1.35 (G_{\text{dalle}} + G_{\text{solive}}) + 1.5Q$$

$$q = 1.35 (654.37 + 15.8) + 1.5 * 100 = 10.54 \text{ KN}$$

$$M_{\max} = b * ql^2/8 = 1.2 * (10.54 * 4.5^2) / 8$$

$$M_{\max} = 32.02 \text{ KN.cm}$$

★ Contrainte de traction (Semelle inférieure de la poutre) :

$$\sigma_{a \text{ inf}} = \frac{M * V}{I} = \frac{3202 * 21.57}{7748.5} = 8.91 \text{ KN/cm}^2$$

★ Contrainte de compression (Semelle supérieure de la poutre) :

$$\sigma_{a' \text{ sup}} = \frac{M}{I} (V' - t) = \frac{2302}{7748.5} * (9.43 - 15) = -1.65 \text{ KN/cm}^2$$

★ Contrainte de compression (fibre inférieur de la dalle) :

$$\sigma'_{\beta 1 \text{ inf}} = \frac{M}{n * I} (V' - t) = -0.013 \text{ KN/cm}^2$$

★ Contrainte de compression (fibre supérieur de la poutre) :

$$\sigma'_{\beta 1 \text{ sup}} = \frac{M}{n * I} * V' = 0.22 \text{ KN/cm}^2$$

e) Effort tranchant:

$$V_{sd} = q \frac{l}{2} = 10.54 * \left(\frac{4.50}{2}\right) = 23.72 \text{ KN}$$

$$V_{pl Rd} = \frac{A_v * f_y}{\sqrt{3} * \delta m_0} = \frac{(0.58 * 235 * 9.66)}{1.1} = 119.7 \text{ KN}$$

Avec:

$$A_v = A - 2bt_f + (t_w + 2r) t_f = 9.66 \text{ cm}^2$$

$$V_{sd} < V_{pl, rd}$$

$$\tau = \frac{V_{sd}}{a * h} = \frac{23.72}{5 * 160} = 0.03 \text{ KN/mm}^2 < 0.6 f_y = 0.6 * 0.25 = 0.15 \text{ KN/mm}^2$$

V_{sd} : L'effort tranchant calculé précédemment

h: hauteur totale d'une section de la solive (IPE160)=160mm

a : l'épaisseur de l'âme =5 mm

Condition de flèche :

$$f = \left(\frac{5}{384}\right) \times (ql^4/EI) = 0.25 \text{ cm} < \frac{L}{250} = 1.8 \text{ cm} \quad \text{Donc c'est vérifiée}$$

$$q = 654.37 + 100 = 754.37 \text{ daN/m}^2 \text{ (la charge non pondérée)}$$

Contraintes additionnelles de retrait :

$$\beta = \frac{h+t}{2} = \frac{16+15}{2} = 15.5 \text{ cm}$$

$$\alpha = \frac{l}{A \cdot \beta} = \frac{869.3}{20.1 \cdot 15.5} = 2.79 \text{ cm}$$

$$Y1 = (h/2) + \alpha = 10.79 \text{ cm}$$

$$Y2 = Y1 + t = 25.97 \text{ cm}$$

$$K = M/I = 2302/7748.51 = 29.71 \text{ Kg/cm}^3$$

$$Ea\varepsilon = 2.1 \cdot 10^6 \cdot 2 \cdot 10^{-6} = 420 \text{ kg/cm}^2$$

D'où les valeurs des contraintes :

$$\sigma_{a \text{ inf}} = K(h-y_1) = 1.55 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{a \text{ sup}} = K y_1 = 3.21 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma'_{\beta \text{ inf}} = \frac{1}{n} (Ea\varepsilon - K y_1) = 0.078 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma'_{\beta \text{ sup}} = \frac{1}{n} (Ea\varepsilon - K y_2) = -0.27 \text{ kN/cm}^2$$

Les contraintes finales :

$$\sigma_{a \text{ inf}} = 7.36 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{a \text{ sup}} = -4.86 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma'_{\beta \text{ inf}} = -0.1 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma'_{\beta \text{ sup}} = -0.49 \text{ kN/cm}^2$$

VI-3 Calcul du ferrailage:

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1054 \text{ daN/m}$$

$$M_{\text{max}} = ql^2/8 = \frac{10.54 \cdot 4.52^2}{8} = 26.67 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.85 \cdot M_{\text{max}} = 22.66 \text{ KN.m}$$

Le moment réduit est donné par :

$$\mu_u = \frac{M_t}{b d^2 f_{cd}} = \frac{0.0226}{1 \cdot 0.13^2 \cdot 14.16} = 0.1$$

$\mu_u < \mu_R = 0.39$ la section est à simple armatures tel que $A_{sc} = 0$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z_{st} \cdot \Omega_{st}} = 0.53 \text{ cm}^2$$

$$\Omega_{st} = f_e/\gamma_s = 400/1.15 = 347.83 \text{ MPa}$$

$$Z_{st} = d \cdot (1 - 0.4a) = 0.122$$

$$a = (1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u})) = 0.14$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z_{st} \cdot \Omega_{st}} = 0.53 \text{ cm}^2 \text{ on a 2T6}$$

Le RPA exige un ferrailage minimum de : $5 \cdot B = 67.5 \text{ cm}^2$ Donc on prend 6T12

VI-4 Etude des connecteurs :

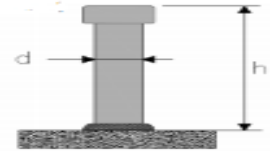
VI-4-1Définition :

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

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

Vérification des connecteurs avec les caractéristiques suivants :

- d=16 mm
- h=80 mm
- $f_y=275$ MPa
- $f_u=430$ MPa



Goujon à tête

- ❖ Résistance du connecteur isolé :
Résistance du goujon en cisaillement :

$$P_{Rd} = 0.8 f_u \left(\frac{\pi d^2}{4} \right) \gamma_v = 55.4 \text{ KN}$$

OU: γ_v Le coefficient partiel de sécurité est généralement pris égal à 1,25.

- ❖ Résistance du béton autour du connecteur :
Résistance du béton :

$$P_{Rd} = 0.29 \alpha d^2 \frac{\sqrt{f_{ck} E_{cm}}}{\gamma_v} = 0.29 * 1 * 16^2 * (\sqrt{(25 * 38.12)} / 1.25) = 11.321 \text{ KN}$$

$$\alpha = 1 \text{ si } h/d > 4$$

Résistance caractéristique à la traction ($f_{ck} < 50$ MPa) on a $f_{ck} = 25 \text{ MPa} = 250 \text{ daN/cm}^2$

Valeur moyenne : $F_{cm} = 0.3 f_{ck}^{2/3}$

module instantané : $E_{cm} = 22 [(f_{cm}) / 10]^{0.3}$ (f_{cm} en MPa)

DONC : $f_{cm} = 0.3 f_{ck}^{2/3} = 11.48 \text{ MPa}$

$$E_{cm} = 22 [(f_{cm}) / 10]^{0.3} = 23.18 \text{ MPa}$$

où : d est le diamètre du fût du goujon (sans dépasser 22 mm),

f_u la résistance ultime en traction spécifiée du matériau du goujon (sans dépasser 500 MPa),

f_{ck} la résistance caractéristique sur cylindre du béton à l'âge considéré,

α est donné par : 1 pour $h/d > 4$.

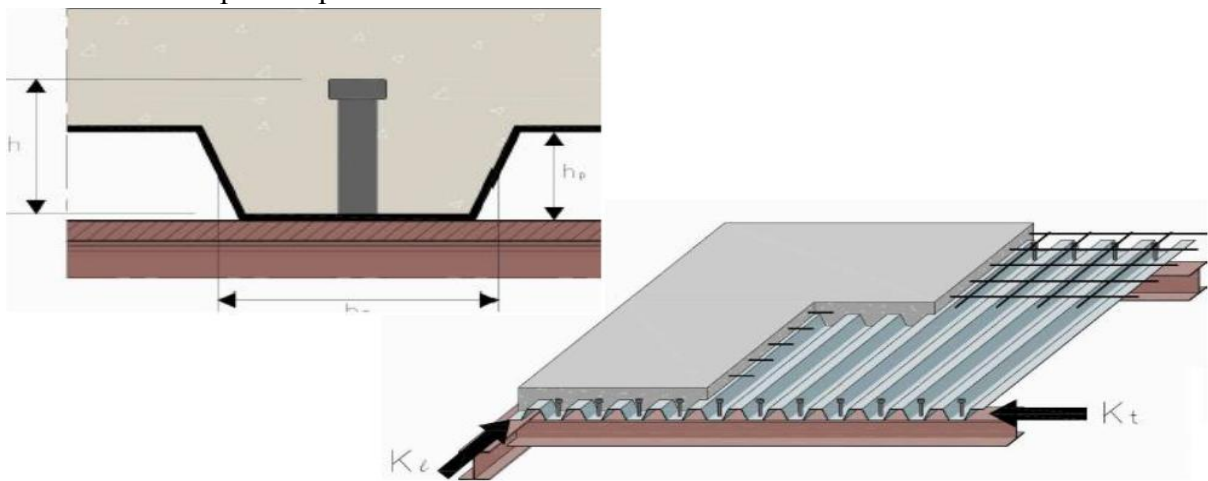


Figure VI-2. Goujons à tête soudés en présence d'une dalle mixte à bac collaborant

❖ Effort de cisaillement longitudinal :

$$f_{cf} = A_a \cdot \frac{f_y}{\gamma_a} = 785.73 \text{ KN}$$

Avec :

{ A_a : Section du profilé ;

{ $\gamma_a = 1.1$

Nombre des connecteurs

$$N < N_f = f_{cf} / P_{rd} = 783.73/55.4$$

$$N = 14.15$$

N : le nombre de goujons.

On utilise alors 15 goujons, soit un intervalle de :

$$S = \left(\frac{l}{2} \cdot \frac{1}{N} \right) = \left(\frac{4500}{2} \cdot \frac{1}{15} \right) = 150 \text{ mm} = 15 \text{ cm}$$

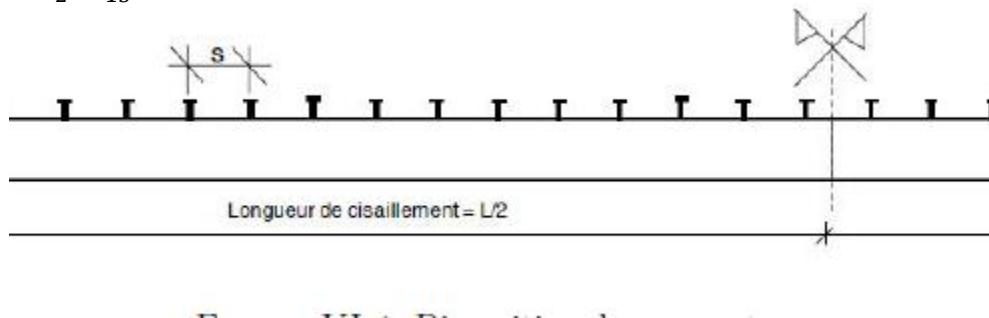


Figure VI-3. Disposition des connecteurs

Chapitre VII : DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

Introduction :

Après avoir fait le choix de la structure porteuse du bâtiment et la modélisation sur logiciel le SAP2000 (poutres principales, secondaire et solives) on dimensionne chaque élément à partir de trois conditions :

- a) condition de flèche pour déterminer le type de profilé adéquat
- b) puis la vérification faite selon la condition de résistance
- c) Et on termine avec la valeur limite de vibration

VII-1 Solive terrasse et plancher courant :

Les solives sont des poutrelles en IPE qui travaillent à la flexion simple

On prend une distance de $L=1.35m$.

Le profilé choisi été un IPE160

❖ Vérification de résistance (effort tranchant)

$$V_{sd} = 6.97 \text{ KN}$$

$$A_v = A - 2b \cdot t_f + (t_w + 2r)t_f = 9.66 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\gamma_{m0} \sqrt{3}} = 119.14 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 6,79 < 0,5 V_{pl,rd} = 59.57 \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

❖ Condition de résistance (moment fléchissant)

$$M_{sd} = 9,89 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,y} = \frac{f_y W_{pl,y}}{\gamma_{m0}} = \frac{235 \times 123.9 \times 10^3}{1.1} = 26.46 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} < M_{pl,y} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

VII-2 Dimensionnement des poutres :

VII-2-1 Poutre principale de rive terrasse et étage courant

d) Vérification de résistance (effort tranchant) :

On a

$$V_{sd} = 46,96 \text{ KN}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}}$$

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

$$A_v = 3340 - 2(110 \times 9,2) + (5,9 + (2 \times 12)) \times 9,2$$

$$A_v = 1591,08 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{1591,08 \times 235}{1,1 \times \sqrt{3}} = 196,25 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 46,96 < 0,5 * V_{pl,rd} = 98,12$$

Condition vérifiée

e) Condition de résistance :

On a $M_{sd}=40,29$

$$M_{pl,y} = f_y \frac{W_{ply}}{\gamma_{mo}} = \frac{235 \cdot 285,4}{1,1} = 60,97 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} < M_{pl,y} \quad \longrightarrow \quad \text{C'est vérifié}$$

VII-2 -2 Poutre principale intermédiaire terrasse et étage courant :

On a pré dimensionné un IPE240

Vérification de résistance (effort tranchant)

On a $V_{sd}= 46,96 \text{ KN}$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M_0}}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{1912,76 \cdot 235}{1,1 \cdot \sqrt{3}} = 235,93 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 46,96 \text{ KN} < 0,5 \cdot V_{pl,Rd} = 117,96 \quad \longrightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

Condition de résistance :

On a $M_{sd}= 40,29 \text{ KN.m}$

$$M_{pl,y} = f_y \frac{W_{ply}}{\gamma_{mo}} = \frac{235 \cdot 366,6}{1,1} = 87,31 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} < M_{pl,y} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

VII-2 -3 Vérification au déversement :

Il y a pas lieu de vérifier le déversement pour les poutres car on a un plancher collaborant, donc les poutres sont prémunies contre ce phénomène.

VII-3 Poteaux :**Condition de résistance:**

Les poteaux sont des éléments qui travaillent principalement à la flexion composée.

On doit vérifier que :

$$M_{sd} \leq M_{N,Rd}$$

Avec :

- M_{sd} : Moment sollicitant
- $M_{N,Rd}$: Moment de résistance plastique réduit par la prise en compte de l'effort axial

$$M_{N,Rd} = M_{pl,Rd} \left[\frac{(1-n)}{(1-0,5a)} \right]$$

$$\text{Avec : } n = \frac{N_{sd}}{N_{pl,Rd}} \quad ; \quad a = (A - 2b \cdot t_f) / A$$

Niveau	Nsd(KN)	Msd(KN,m)	profilé	b(mm)	tf(mm)	Wply(mm ³)	A(mm ²)	Nplrd(KN)	n	a	Mplrd(KN,m)	Mnyrd
7+8	203,53	17,79	HEB100rive	100	10	104,2	26	555454,545	0,00036642	0,23076923	22260909,1	25,1552851
5+6	521,54	23	HEB120rive	120	11	165,2	34	726363,636	0,00071802	0,22352941	35292727,3	39,7050047
3+4	890,64	26,5	HEB140rive	140	12	245,4	43	918636,364	0,00096952	0,21860465	52426363,6	58,80282
1+2	1332,04	28,66	HEB160rive	160	13	354	54,3	1160045,45	0,00114827	0,23388582	75627272,7	85,5442229
RDC	1440,72	19,94	HEB180rive	180	14	481,4	65,3	1395045,45	0,00103274	0,22817764	102844545	115,969113
7+8	318,84	9,23	HEB100CENT	100	10	104,2	26	555454,545	0,00057402	0,23076923	22260909,1	25,1500611
5+6	640,41	13,89	HEB120CENT	120	11	165,2	34	726363,636	0,00088167	0,22352941	35292727,3	39,6985023
3+4	916,56	25,15	HEB160CENT	160	13	354	54,3	1160045,45	0,00079011	0,23388582	75627272,7	85,5748965
1+2	1340,38	24,14	HEB180CENT	180	14	481,4	65,3	1395045,45	0,00096081	0,22817764	102844545	115,977463
RDC	1548,68	15,19	HEB200CENT	200	15	642,5	78,1	1668500	0,00092819	0,23175416	137261364	155,107346

Tableau VII-1- Vérification de la condition de résistance des poteaux

✓ La condition de résistance est vérifiée.

• Résistance au flambement:

On doit vérifier que : $N_{sd} \leq N_{b,Rd}$

On a :
$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \times \beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{M_1}}$$

Avec :

- $N_{b,Rd}$: Résistances au flambement
- N_{sd} : Effort de compression.
- $\beta_A = 1$ pour les sections de classe I
- $\gamma_{M_1} = 1,1$
- χ : Coefficient de réduction dépend de $\bar{\lambda}$
- $\bar{\lambda}$: Elancement réduit

$$\bar{\lambda} = \left(\frac{\lambda}{\lambda_1} \right) \sqrt{\beta_A} = \frac{\lambda}{93,9 \varepsilon}$$

- λ : calculé à la base des caractéristiques de la section brute :

$$\begin{cases} \frac{h}{b_f} = \frac{200}{200} = 1 < 1,2 \\ t_f = 15 \text{ mm} < 100 \text{ mm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \text{axe de flambement} \Rightarrow \begin{cases} (y-y) \\ (z-z) \end{cases} \\ \text{courbe de flambement} \Rightarrow \begin{cases} b \\ c \end{cases} \end{cases}$$

Plan (y-y) :

$$\lambda_y = \frac{L_f}{i_y}$$

Plan (z-z) :

$$\lambda_z = \frac{L_f}{i_z}$$

$$\bar{\lambda} = \max(\bar{\lambda}_y, \bar{\lambda}_z) = 3$$

Avec : $L_f = 0,5 \times L_0 \left\{ \begin{array}{l} \text{Pour RDC}(L_0 = 4,59m) \Rightarrow L_f = 2,95m \\ \text{Pour étage courant}(L_0 = 3,06m) \Rightarrow L_f = 1,53m \end{array} \right.$

On calcul :

$$\chi_{lt} = \frac{1}{\left(\phi_{lt} + \sqrt{\phi_{lt}^2 - \bar{\lambda}_{lt}^2} \right)} \leq 1$$

Avec :

$$\phi_{lt} = 0,5 \times \left[1 + \alpha_{lt}(\bar{\lambda}_{lt} - 0,2) + \bar{\lambda}_{lt}^2 \right]$$

$\alpha_{lt} = 0,21$ Pour les profils laminés.

POTEAUX DE RIVE

Niveau	Nsd(KN)	profilé	A(mm ²)	Lf(mm)	iy	iz	λ_y	λ_z	$\bar{\lambda}(y)$	$\bar{\lambda}(z)$	ϕ	X	Nb,rd(KN)
7+8	203,53	HEB100rive	2600	1530	41,6	25,3	36,7788462	60,4743083	0,391681	0,64402884	0,7540096	0,87250242	484,635433
5+6	521,54	HEB120rive	3400	1530	50,4	30,6	30,3571429	50	0,32329226	0,53763441	0,67997699	0,91216597	662,564192
3+4	890,64	HEB160rive	5430	1530	67,8	40,5	22,5663717	37,7777778	0,24032345	0,40621266	0,60415669	0,95114314	1103,36927
1+2	1332,04	HEB180rive	6530	1530	76,6	45,7	19,9738903	33,4792123	0,21271449	0,35999153	0,58159606	0,96302994	1343,47054
RDC	1440,72	HEB200rive	7810	2920	85,4	50,7	34,1920375	57,5936884	0,36413245	0,61928697	0,73578331	0,88253447	1472,50877

POTEAUX CENTRAUX

7+8	318,84	HEB100Cent	2600	1530	41,6	25,3	36,7788462	60,4743083	0,39547146	0,65026138	0,82173397	0,75520997	419,484812
5+6	640,41	HEB140Cent	4300	1530	59,3	35,8	25,8010118	42,7374302	0,27743023	0,45954226	0,6691774	0,86534182	794,934466
3+4	916,56	HEB160Cent	5430	1530	67,8	40,5	22,5663717	37,7777778	0,24264916	0,40621266	0,63302647	0,89403048	1037,11599
1+2	1340,38	HEB200Cent	7810	1530	85,4	50,7	17,9156909	30,1775148	0,19264184	0,32448941	0,58314659	0,9366157	1562,74329
RDC	1548,68	HEB240Cent	10600	2920	103,1	60,8	28,3220175	48,0263158	0,30453782	0,516412	0,71086162	0,83376933	1888,10854

Tableau VII-2- Vérification de la résistance de flambement des poteaux

- ✓ La résistance de flambement est vérifiée après avoir augmenté la section de quelque profilé.

VII-4 Les contreventements :

On doit vérifier que : $N_{sd} < N_{tRd}$

Avec : $N_{sd} = 486,69 \text{ kN}$ (calculé par le logiciel SAP2000)

Le profilé choisi L120×120×12 .

- Résistance plastique de calcul de la section brut :

$$N_{pl,Rd} = A \cdot f_y / \gamma_{m0}$$

$$N_{pl,Rd} = 27,5 \times 10^2 \times 235 / 1,1$$

$$N_{pl,Rd} = 587,5 \text{ KN}$$

- Résistance plastique de calcul de section nette :

$$N_{net,Rd} = A_{net} \times f_y / \gamma_{m2}$$

$$A_{vide} = d \times t$$

$$A_{vide} = 20 \times 12 = 240 \text{ mm}^2$$

$$A_{net} = A - A_{vide}$$

$$A_{net} = 2510 \text{ mm}^2$$

$$N_{net,Rd} = 2510 \times 10^3 \times 235 / 1,25$$

$$N_{net,Rd} = 536,23 \text{ KN}$$

- Résistance ultime de calcul de la section nette:

$$N_{u,Rd} = 0,9 \times A_{net} \times f_u / \gamma_{m2}$$

$$N_{u,Rd} = 0,9 \times 2510 \times 360 / 1,25$$

$$N_{u,Rd} = 739,31 \text{ KN}$$

$N_{sd} = 486,69 \text{ kN} < \min(N_{uRd}; N_{netRd}; N_{plRd}) = 536,23 \text{ kN}$ Condition vérifiée.

➤ Eléments structuraux constituant le bâtiment :

Le bâtiment a usage d'habitation est constitué des éléments suivants :

Niveau	Profils des poteaux	
	Poteau central	Poteau de rive
Etage(7,8)	HEB100	HEB100
Etage(5,6)	HEB140	HEB120
Etage(3,4)	HEB160	HEB160
Etage(1,2)	HEB200	HEB180
RDC	HEB240	HEB200

Tableau VII.3: Eléments structuraux constituant le bâtiment (Poteau)

Les poutres	Profils des poutres
Poutre principale intermédiaire	IPE240
Poutre principale de rive	IPE220
Solive	IPE160

Tableau VII.4 : Eléments structuraux constituant le bâtiment (Poutre)

Chapitre VIII : ETUDES DES ASSEMBLAGES

VIII -1- Introduction :

La conception et le calcul des assemblages revêtent en construction métallique une importance équivalente à celle du dimensionnement des pièces pour la sécurité finale de la construction . Les ossatures ne présentent généralement pas de redondances importantes et les assemblages constituent donc de point de passage obligé pour les sollicitations régnant dans les différents composants structurels .En cas de défaillance d'un assemblage , c'est bien le fonctionnement global de la structure qui est mis en cause .

- Les assemblages sont des ensembles constitués de plusieurs composants.
- Les abouts des éléments structurels liaisonnés.
- Les pièces accessoires de liaison
- Les organes de fixation proprement dits assurant la solidarisation effective entre les composants en présence

VIII -2-Fonctionnement des assemblages :

Les principaux modes d'assemblages sont :

a) Le boulonnage :

Le boulonnage consiste le moyen d'assemblage le plus utilisé en construction métallique du fait de sa facilité de mise en œuvre et des possibilités de réglage qu'il ménage sur sites. Pour notre cas le choix à été porté sur le boulon de haute résistance (HR). Il comprend une vis à tige filetée , une tête hexagonale et un écrou en acier à très haute résistance :

Classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.6	6.8	8.8	10.9
$f_{yb}(N/mm^2)$	240	320	300	400	360	480	640	900
$f_{Ub}(N/mm^2)$	400	400	500	500	600	600	800	1000

Tableau VIII -1 : Caractéristiques des boulons

b) Le soudage :

Les assemblages soudés dans la charpente sont les plus rigides, ce qui a pour effet un encastrement partiel des éléments constructifs. Les soudages à la flamme oxyacétylénique et le soudage à l'arc électrique sont des moyens de chauffages qui permettent d'élever à la température de fusion des pièce de métal à assembler .

C) Fonctionnement par adhérence :

Dans ce cas, la transmission des efforts s'opère par adhérence des surfaces des pièces en contact. Cela concerne le soudage, le boulonnage par boulons HR

VIII-3-Rôle des assemblages :

Un assemblage est un dispositif qui permet de réunir et de solidariser deux ou trois pièces entre elles , en assurant la transmission et la réparation des diverses sollicitations entre les pièces , sans générer des sollicitations parasites notamment de torsion .

Pour réaliser une structure métallique ; on dispose de pièces individuelles, qu'il convient d'assembler :

- Soit bout à bout (éclissage, rabotages).
- Soit concourantes (attaches poutre/poteau, treillis et systèmes réticulés)

Pour conduire les calculs selon les schémas classiques de la résistance des matériaux il y a lieu de distinguer, parmi les assemblages deux types :

- Les assemblages articulés :

Ce type d'assemblage transmet uniquement les efforts normaux et les efforts tranchants.

- Les assemblages rigides :

Ce type d'assemblage transmet en plus de l'assemblage articulé les différents moments internes.

Les types d'assemblage que nous avons étudié sont :

- Assemblage poutre-solive
- Assemblage poteau-poutre
- Assemblage poteau-poteau
- Assemblage contreventement
- Assemblage pied de poteau

VIII-4 Calcul des assemblages :

VIII-4-1 Assemblage poteau/ poutre :

L'assemblage par platine d'extrémité entre la poutre en IPE240 et le poteau en HEB240.

Le choix de l'assemblage s'est porté sur :-épaisseur de la platine $t=20\text{mm}$

-des boulons HR de classe 10.9

-diamètre des boulons $d=16\text{mm}$

Dimensions de la platine : - $h_p = 280\text{mm}$

- $b_p = 160\text{mm}$

- $e_p = 20\text{mm}$

VIII-4-1-1 Efforts sollicitant:

On utilise les efforts pris de logiciel SAP2000 suivant :

- $V_{sd} = 86,8 \text{ KN}$
- $M_{sd} = 67,43 \text{ KN.m}$

VIII-4-1-2 Soudure de la platine :

- **Cordon de soudure :**
 - Cordon de soudure de la semelle :

$$a_s = 0,7 \times t_f = 0,7 \times 9,8 = 6,86\text{mm}$$

- Cordon de soudure de l'âme

$$a_w = 0,7 \times t_w = 0,7 \times 6,2 = 4,34 \text{ mm}$$

Donc on prend $a = 10 \text{ mm}$

VIII-4-1-3 Soudure de la semelle tendue :

$$N_d \leq \min(R_w; R_s)$$

Avec :

- $N_d = \frac{M_{sd}}{h} + N_{sd} = \frac{67,43}{240} = 280,96 \text{ KN}$

- $R_s = \frac{0,7 \times f_y \times a \sqrt{2} \times l}{\gamma_{M_1}} = \frac{0,7 \times 235 \times 10 \sqrt{2} \times 407,6}{1,1} = 862,03 \text{ KN}$

- $R_w = \frac{0,5 \times f_{UE} \times a \times l}{\gamma_{M_1}} = \frac{0,5 \times 360 \times 10 \times 407,6}{1,1} = 666,98 \text{ KN}$

$$N_d = 280,96 \text{ KN} < \min(R_s; R_w) = 666,98 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

VIII-4-1-4 Soudure de l'âme :

$$V_{sd} \leq R_s$$

$$R_s = \frac{0,7 \times f_y \times a \sqrt{2} \times l}{\gamma_{M_1}} = \frac{0,7 \times 235 \times 10 \sqrt{2} \times 380,8}{1,1} = 805,35 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 86,8 \text{ KN} < R_s = 805,35 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

VIII-4-1-5 Dispositions constructives :

- **Choix du diamètre du boulon :**

Pour des raisons pratiques on évite toujours la mise en œuvre dans un même assemblage des boulons de diamètres différents ; le choix du diamètre se fera en déterminant leurs résistances tout en étant proportionnel à l'épaisseur des pièces assemblées comme suite :

- ✓ $t \leq 10 \text{ mm} \Rightarrow d = (12; 14) \text{ mm}$
- ✓ $10 \leq t \leq 25 \text{ mm} \Rightarrow d = (16; 20; 24) \text{ mm}$
- ✓ $t > 25 \text{ mm} \Rightarrow d = (24; 27; 30) \text{ mm}$

On a l'épaisseur de la platine $t = 20 \text{ mm}$ alors on prend deux files de 3 boulons HR de diamètre $\Phi = 16 \text{ mm}$, classe 10.9

- **Distance entre axe des boulons :**

$$d_0 = \Phi + 2 = 16 + 2 = 18 \text{ mm}$$

$$t = \min(t_w(\text{poutre}), t_w(\text{poteau})) = 6,2 \text{ mm}$$

$$2,2d_0 \leq p_1 \leq 14t$$

$$39,6 \text{ mm} \leq p_1 \leq 86,8 \text{ mm}$$

Alors on prend $p_1 = 70 \text{ mm}$

- Résistance de calcul au cisaillement par boulon :

$$F_{v.Rd} = \frac{0,5 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{M_b}}$$

$$F_{v.Rd} = \frac{0,5 \times 1000 \times 157}{1,25} = 62,8 \text{KN}$$

VIII-4-1-7 Calcul des boulons sollicités en traction :

- Résistance de calcul en traction par boulon :

$$F_{t.Rd} = \frac{0,9 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{M_b}}$$

$$F_{t.Rd} = \frac{0,9 \times 1000 \times 157}{1,25} = 113,04 \text{KN}$$

- Effort de traction de calcul par boulon :

$$F_{t.Sd} = \frac{M_{Sd} \times d_i}{\sum d_i^2}$$

$$F_{t.Sd} = \frac{67,43 \times 0,19}{(0,05 + 0,12 + 0,19)^2} = 98,85 \text{KN}$$

- Vérification :

$$\frac{F_{v.Sd}}{F_{v.Rd}} + \frac{F_{t.Sd}}{1,4 F_{t.Rd}} = \frac{11,24}{62,8} + \frac{98,85}{1,4 \times 113,04} = 0,79 < 1 \quad \text{Condition vérifiée}$$

VIII-4-1-8 Vérification de la pression diamétrale :

$$F_{b.Rd} = \frac{2,5 \times \alpha \times f_{ub} \times d \times t}{\gamma_{M_b}}$$

$$\text{Avec : } \alpha = \min \left(\frac{e_1}{3d}, \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1 \right) = \min(1,04 ; 1,05 ; 2,77 ; 1) = 1$$

$$F_{b.Rd} = \frac{2,5 \times 1 \times 1000 \times 16 \times 9,8}{1,25} = 313,60 \text{KN}$$

$$F_{v.Sd} = 11,24 \text{KN} < F_{b.Rd} = 313,60 \text{KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

VIII-4-2 Assemblage poutre /solive :

L'assemblage est réalisé à l'aide de deux cornières qui relie l'extrémité de la solive avec l'âme de la poutre, avec une file verticale de deux boulons.

Efforts à prendre en considération :

- $V_{sd} = 8,28 \text{ KN}$
- $M_{sd} = 12,3 \text{ KN.m}$

VIII-4-2-1 Choix du gousset :

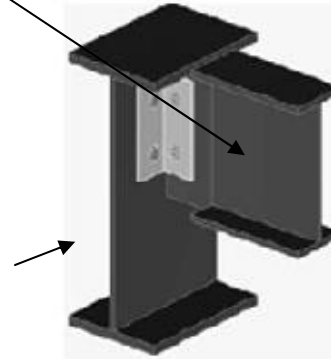
$$V_{pl.Rd} = \frac{A_v \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{M_0}} \geq V_{sd}$$

Poutre(IPE240)

$$A_v \geq V_{sd} \times \frac{\gamma_{M_0}}{\left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)} = 31,55 \text{ mm}^2$$

On prend L60×60×6 , avec $A=6,91 \times 10^2 \text{ mm}^2$

Solive(IPE160)

**VIII-4-2-2 Disposition constructives :**

L'assemblage est réalisé avec une file verticale de deux boulons HR 10.9 $\phi 16$.

- **Distance entre axe des boulons :**

$$d_0 = \Phi + 2 = 16 + 2 = 18 \text{ mm}$$

$$t = \min(t_w(\text{poutre}), t_w(\text{solive})) = 5 \text{ mm}$$

$$2,2d_0 \leq p_1 \leq 14t$$

$$39,6 \text{ mm} \leq p_1 \leq 70 \text{ mm}$$

Alors on prend $p_1 = 50 \text{ mm}$

- **Pince longitudinale e_1 :**

$$1,2d_0 \leq e_1 \leq 12t$$

$$21,6 \text{ mm} \leq e_1 \leq 60 \text{ mm}$$

Alors on prend $e_1 = 40 \text{ mm}$

- **Pince transversale e_2 :**

$$1,5d_0 \leq e_2 \leq 12t$$

$$27 \text{ mm} \leq e_2 \leq 60 \text{ mm}$$

Alors on prend $e_2 = 30 \text{ mm}$

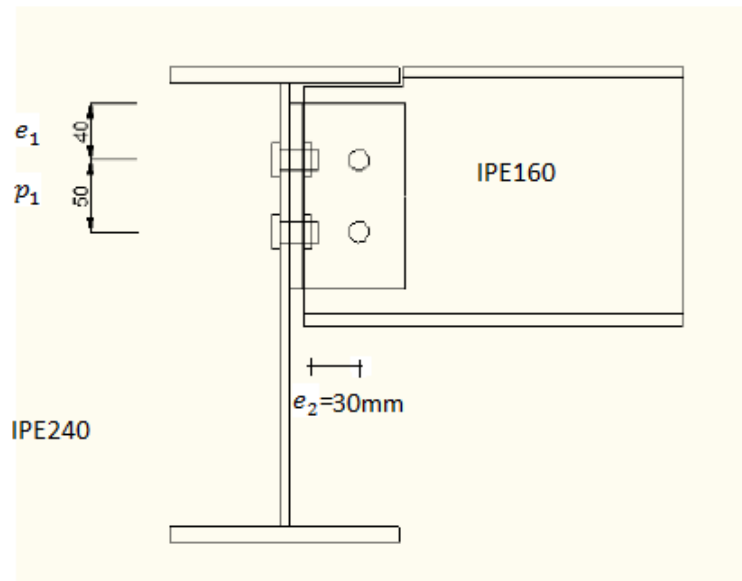


Figure VIII-2 : Assemblage poutre-solive

VIII-4-2-3 Calcul des boulons sollicités au cisaillement :

- Effort de cisaillement par boulon :

$$F_{v.Sd} = \frac{V_{sd}}{6}$$

$$F_{v.Sd} = \frac{8,28}{2} = 4,14 \text{ KN}$$

- Résistance de calcul au cisaillement par boulon :

$$F_{v.Rd} = \frac{0,5 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{M_b}}$$

$$F_{v.Rd} = \frac{0,5 \times 1000 \times 157}{1,25} = 62,8 \text{ K}$$

$$F_{v.Sd} = 4,14 \text{ KN} < F_{v.Rd} 62,8 \text{ KN}$$

Condition vérifiée

VIII-4-2-4 Vérification de la pression diamétrale :

$$F_{b.Rd} = \frac{2,5 \times \alpha \times f_{ub} \times d \times t}{\gamma_{M_b}}$$

Avec :

$$\alpha = \min \left(\frac{e_1}{3d}, \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1 \right) = \min(0,83 ; 0,67 ; 2,77 ; 1) = 0,67$$

$$F_{b.Rd} = \frac{2,5 \times 0,67 \times 1000 \times 16 \times 5}{1,25} = 107,20 \text{ KN}$$

$$F_{v.Sd} = 4,14 \text{ KN} < F_{b.Rd} = 107,20 \text{ KN}$$

Condition vérifiée

VIII-4-3 Assemblage poteau-poteau :

L'assemblage est fait à l'aide de couvre joints avec deux fils verticaux de boulons HR10.9.

Deux couvre-joints qui assurent la liaison entre les âmes et deux autre qui relie les extrémités des semelles des poteaux successive.

Efforts à prendre en considération :

- $N_{sd} = 1381,9 \text{ KN}$
- $M_{sd} = 30,37 \text{ KN.m}$

VIII-4-3-1 Dimensionnement des couvre -joint de la semelle :

- **Disposition constructives :**

L'assemblage est réalisé avec deux fils verticaux de deux boulons HR 10.9 $\phi 24$.

Distance entre axe des boulons :

$$d_0 = \Phi + 2 = 24 + 2 = 26 \text{ mm}$$

$$2,2d_0 \leq p_1 \leq 14t$$

$$57,2 \text{ mm} \leq p_1 \leq 140 \text{ mm}$$

Alors on prend $p_1 = 100 \text{ mm}$

$$2,4d_0 \leq p_2 \leq 14t$$

$$62,4 \text{ mm} \leq p_2 \leq 140 \text{ mm}$$

Alors on prend $p_2 = 120 \text{ mm}$

Pince longitudinale e_1 :

$$1,2d_0 \leq e_1 \leq 12t$$

$$31,2 \text{ mm} \leq e_1 \leq 120 \text{ mm}$$

Alors on prend $e_1 = 50 \text{ mm}$

Pince transversale e_2 :

$$1,5d_0 \leq e_2 \leq 12t$$

$$39 \text{ mm} \leq e_2 \leq 120 \text{ mm}$$

Alors on prend $e_2 = 50 \text{ mm}$

- **Calcul de l'épaisseur de couvre-joint :**

$$N_{pl.Rd} = \frac{f_y \times A}{\gamma_{M_0}} \geq \frac{N_{sd}}{2}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{M_0}}{2 f_y} = \frac{1381,9 \times 1,1}{2 \times 235} = 3234,23 \text{mm}^3$$

$$t = \frac{A}{b} = \frac{3234,23}{240} = 13,47 \text{mm}$$

En prend une épaisseur de 20mm

VIII-4-3-2 Vérification de la section nette ;

$$N_{pl.Rd} = \frac{0,9 \times f_u \times A_{net}}{\gamma_{M_2}}$$

$$\text{Avec: } A = (b - 2d) \times t = (240 - 2 \times 24)20 = 3840 \text{mm}^2$$

$$N_{pl.Rd} = \frac{0,9 \times 360 \times 3840}{1,25} = 995,33 \text{KN}$$

$$N_{pl.Rd} = 995,33 \text{KN} > \frac{N_{sd}}{2} = 690,95 \text{KN} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

VIII-4-3-3 Résistance au cisaillement des boulons des semelles :

La résistance au cisaillement d'un boulon HR $\phi 24$ est donnée par :

$$F_{V.Rd} = \frac{0,5 \times f_{ub} \times A}{\gamma_{M_b}}$$

$$F_{V.Rd} = \frac{0,5 \times 1000 \times 452}{1,25} = 180,80 \text{KN}$$

$$F_{Sd} = \frac{N_{sd}}{8} = \frac{1381,90}{8} = 172,73 \text{KN}$$

$$F_{V.Rd} = 180,80 \text{KN} > F_{Sd} = 172,73 \text{KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

VIII-4-3-4 Résistance à la pression diamétrale :

$$F_{b.Rd} = \frac{2,5 \times \alpha \times f_{ub} \times d \times t}{\gamma_{M_b}}$$

Avec :

$$\alpha = \min \left(\frac{e_1}{3d}, \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1 \right) = \min(0,69 ; 1,03 ; 2,77 ; 1) = 0,69$$

$$F_{b.Rd} = \frac{2,5 \times 0,69 \times 1000 \times 24 \times 17}{1,25} = 563,04 \text{KN}$$

$$F_{Sd} = 172,73 \text{ KN} < F_{b,Rd} = 563,04 \text{ KN}$$

Condition vérifiée

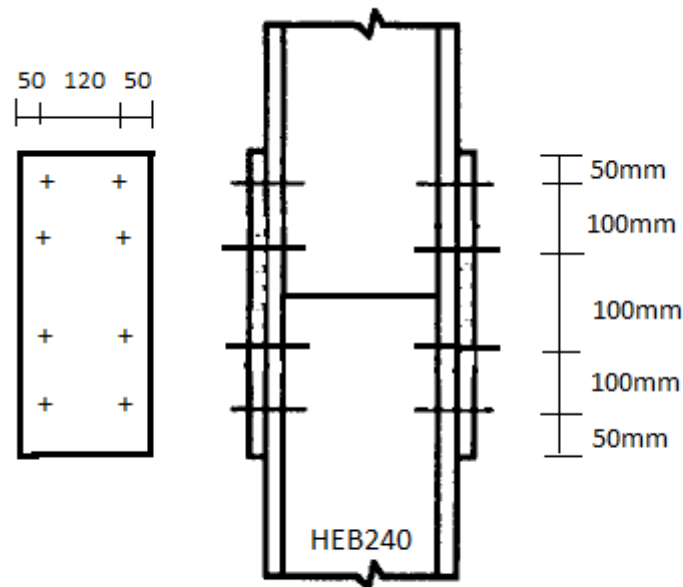


Figure VIII-2 : Assemblage poteau-poteau (couvre-joint de la semelle)

VIII-4-3-5 Dimensionnement des couvre-joint de l'âme :

Distance entre axe des boulons :

$$d_0 = \Phi + 2 = 24 + 2 = 26 \text{ mm}$$

$$2,2d_0 \leq p_1 \leq 14t$$

Alors on prend $p_1 = 100 \text{ mm}$

$$2,4d_0 \leq p_2 \leq 14t$$

Alors on prend $p_2 = 60 \text{ mm}$

Pince longitudinale e_1 ; e_2 :

$$1,2d_0 \leq e_1 \leq 12t$$

$$1,5d_0 \leq e_2 \leq 12t$$

Alors on prend $e_1 = e_2 = 40 \text{ mm}$

• Calcul de l'épaisseur de couvre-joint :

$$N_{pl,Rd} = \frac{f_y \times A}{\gamma_{M_0}} \geq \frac{N_{sd}}{2}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{M_0}}{2 f_y} = \frac{1381,9 \times 1,1}{2 \times 235} = 3234,23 \text{mm}^3$$

$$t = \frac{A}{b} = \frac{3234,23}{140} = 25,30 \text{mm}$$

En prend une épaisseur de 30mm.

VIII-4-3-6 Vérification de la section net ;

$$N_{pl.Rd} = \frac{0,9 \times f_u \times A_{net}}{\gamma_{M_2}}$$

$$\text{Avec: } A = (b - 2d) \times t = (140 - 2 \times 24)30 = 2760 \text{mm}^2$$

$$N_{pl.Rd} = \frac{0,9 \times 360 \times 2760}{1,25} = 715,39 \text{KN}$$

$$N_{pl.Rd} = 715,39 \text{KN} > \frac{N_{sd}}{2} = 690,95 \text{KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

VIII-4-3-7 Résistance au cisaillement des boulons d'âme :

La résistance au cisaillement d'un boulon HR $\phi 24$ est donnée par :

$$F_{V.Rd} = \frac{0,5 \times f_{ub} \times A}{\gamma_{M_b}}$$

$$F_{V.Rd} = \frac{0,5 \times 1000 \times 452}{1,25} = 180,80 \text{KN}$$

$$F_{Sd} = \frac{N_{sd}}{8} = \frac{1381,90}{8} = 172,73 \text{KN}$$

$$F_{V.Rd} = 180,80 \text{KN} > F_{Sd} = 172,73 \text{KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

VIII-4-3-8 Résistance a la pression diamétrale :

$$F_{b.Rd} = \frac{2,5 \times \alpha \times f_{ub} \times d \times t}{\gamma_{M_b}}$$

Avec :

$$\alpha = \min \left(\frac{e_1}{3d}, \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1 \right) = \min(0,55 ; 1,03 ; 2,77 ; 1) = 0,55$$

$$F_{b.Rd} = \frac{2,5 \times 0,55 \times 1000 \times 24 \times 10}{1,25} = 264 \text{KN}$$

$$F_{sd} = 172,73 \text{ KN} < F_{b,Rd} = 264 \text{ KN}$$

Condition vérifiée

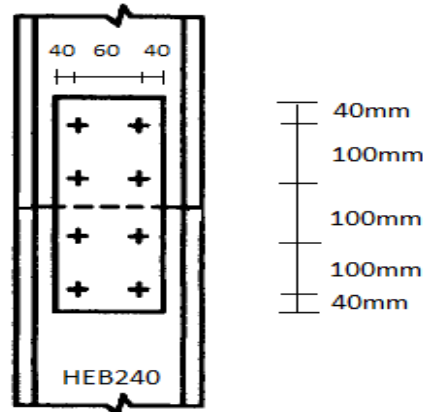


Figure VIII-3 : Assemblage poteau- poteau (couvre-joint de l'âme)

VIII-4-4 Assemblage contreventement :

L'assemblage entre cornière (L120×120×12) et poteau se fait par des boulons ordinaires 8.8φ20 qui sont fixée sur un gousset soudée sur poteau.

Efforts à prendre en considération :

- $N_{sd} = 360,01 \text{ KN}$
- $V_{sd} = 519,99 \text{ KN}$

VIII-4-4-1 Cordon de soudure gousset-poteau:

$$a \geq \beta_w \times \gamma_w \frac{N\sqrt{2}}{f_u \times l}$$

$$a \geq 0,8 \times 1,25 \times \frac{360,01 \times \sqrt{2}}{360 \times 2 \times 120} = 5,89 \text{ mm}$$

En prend un cordon de soudure de 10mm.

VIII-4-4-2 Disposition constructive:

Pour cet assemblage on opte une seule file de 4 boulons 8.8M20.

$$2,2d_0 \leq p_1 \leq 14t$$

Alors on prend $p_1 = 80 \text{ mm}$

$$1,2d_0 \leq e_1 \leq 12t$$

$$1,5d_0 \leq e_2 \leq 12t$$

Alors on prend $e_1 = e_2 = 50mm$

VIII-4-4-3 Résistance au cisaillement des boulons :

La résistance au cisaillement d'un boulon ordinaire 8.8 $\phi 20$ est donnée par :

$$F_{V.Rd} = \frac{0,6 \times f_{ub} \times A}{\gamma_{M_b}}$$

$$F_{V.Rd} = \frac{0,6 \times 800 \times 245}{1,25} = 94,08KN$$

$$F_{Sd} = \frac{N_{sd}}{4} = \frac{360,01}{4} = 90KN$$

$$F_{Sd} = 90KN < F_{V.Rd} = 94,08KN \quad \text{Condition vérifiée}$$

VIII-4-4-5 Résistance à la pression diamétrale :

$$F_{b.Rd} = \frac{2,5 \times \alpha \times f_{ub} \times d \times t}{\gamma_{M_b}}$$

Avec :

$$\alpha = \min \left(\frac{e_1}{3d}, \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1 \right) = \min (0,83 ; 0,96 ; 2,22 ; 1) = 0,83$$

$$F_{b.Rd} = \frac{2,5 \times 0,83 \times 800 \times 20 \times 12}{1,25} = 318,72KN$$

$$F_{Sd} = 172,73 KN < F_{b.Rd} = 318,72KN \quad \text{Condition vérifiée}$$

VIII-4-4-6 Résistance en traction :

La résistance en traction de la section est déterminée par deux conditions, l'une en section brute, l'autre en section nette :

- **Section brute :**

$$N_{pl.Rd} = \frac{f_y \times A}{\gamma_{M_0}} \geq \frac{N_{sd}}{4}$$

$$N_{pl.Rd} = \frac{235 \times 27,5 \times 10^2}{1,1} = 587,5KN \geq \frac{N_{sd}}{4} = 90KN \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Section nette :**

$$N_{pl.Rd} = \frac{\beta_3 \times f_u \times A_{net}}{\gamma_{M_2}}$$

$$\text{Avec: } A_{net} = A - t_{ac}d_0 = 2750 - (12 \times 22) = 2486\text{mm}^2$$

$$N_{pl.Rd} = \frac{0,59 \times 360 \times 2486}{1,25} = 422,42\text{KN}$$

$$N_{pl.Rd} = 422,42\text{KN} > \frac{N_{sd}}{4} = 90\text{KN}$$

Condition vérifiée

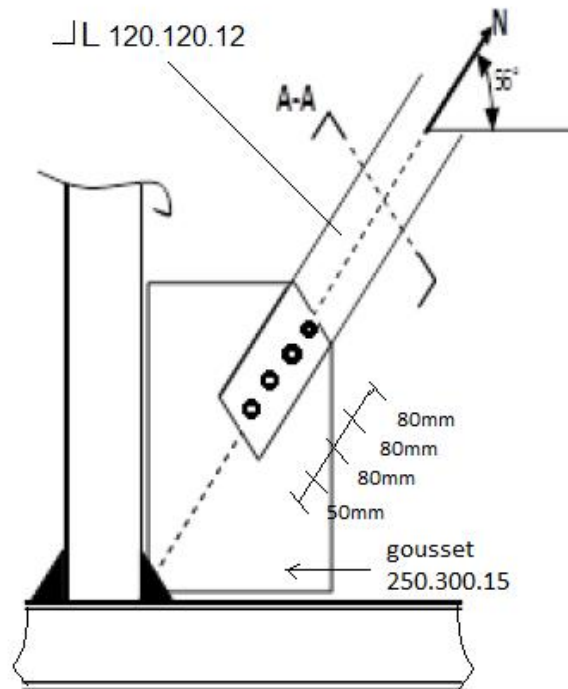


Figure VIII-4 : Assemblage des contreventements

VIII-4-5 Assemblage pied de poteau :

L'encastrement des poteaux métalliques avec les fondations en béton armé se fait à l'aide des tiges d'ancrage.

Efforts à prendre en considération :

- $N_{sd} = 2232,71\text{ KN}$
- $M_{sd} = 16,10\text{KN.m}$
- $V_{sd} = 396,12\text{KN}$

VIII-4-5-1 Dimensionnement de la plaque d'assise

C'est une plaque en acier rectangulaire soudée à la base du poteau par un cordon de soudure appliqué sur le contour de la section du profilé constituant le poteau.

- **Cordon de soudure :**

Poteau central HEB240

- Cordon de soudure de la semelle :

$$a_s = 0,7 \times t_f = 0,7 \times 17 = 11,9 \text{ mm}$$

- Cordon de soudure de l'âme

$$a_w = 0,7 \times t_w = 0,7 \times 10 = 7 \text{ mm}$$

Donc on prend $a_w = a_s = 15 \text{ mm}$

- **Surface de la platine :**

$$a \geq 240 + (2 \times 20) = 280 \text{ mm}$$

On prend $a = 320 \text{ mm}$

$$b \geq 240 + (2 \times 20) = 280 \text{ mm}$$

On prend $b = 320 \text{ mm}$

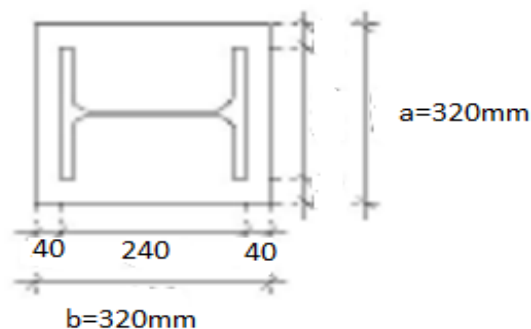


Figure VIII-5 : Dimensionnement de la plaque d'assise

- **Epaisseur de la platine :**

- $t \geq u \sqrt{\frac{3f_j \times \gamma M_b}{f_y}}$

$$t \geq 40 \sqrt{\frac{3 \times 25 \times 1,25}{235}} ; t \geq 25,26 \text{ mm}$$

On prend comme épaisseur de la platine : $t = 30 \text{ mm}$.

VIII-4-5-2 Vérification de la platine :

$$\delta = \frac{N}{a \cdot b} + \frac{M}{I \cdot v}$$

$$\delta = \frac{2232,71}{0,32 \times 0,32} + \frac{16,10}{\frac{0,32 \times 0,32^3}{12} \times 0,16} = 21,8 + 115,8 = 137,6 \text{ MPa} < \delta_b = 8 \text{ MPa}$$

VIII-4-5-3 Vérification des tiges d'encrages :

Le poteau doit être encasté dans ses deux plans longitudinal et transversal, donc on prend le nombre de tige égale à 8.

L'effort admissible d'une tige doit vérifier la condition suivante :

$$N_a \geq \frac{N}{8}$$

$$N_a = 0,1 \left(1 + \frac{7g_c}{1000} \right) \times \frac{\phi}{1 + \frac{\phi}{d_1}} (l_1 + 6,4r + 3,5l_2)$$

D'où :

g_c : Dosage en ciment du béton $g_c = 350 \text{ kg/m}^3$
 $l_1 = 20\phi$, $l_2 = 2\phi$, $r = 3\phi$

$$N_a = 0,1 \left(1 + \frac{7 \times 350}{1000} \right) \times \frac{\phi}{1 + \frac{\phi}{0,24}} (20\phi + 19,2\phi + 7\phi) \geq \frac{N}{8}$$

Avec

$$\frac{N}{8} = \frac{1449,81}{8} = 181,23 \text{ KN}$$

On obtient par la suite la relation suivante :

$$382 \phi^2 - 181,23 \phi - 43,49 \geq 0 \Rightarrow \phi = 6,49 \text{ mm}$$

On prend 8 tiges avec un diamètre de $\phi = 30 \text{ mm}$

*Condition d'équilibre du B.A.E.L.

$$\frac{N}{8} \leq F_A$$

Avec :

$$F_A = \pi \tau_{su} \phi l_l$$

D'où :

$$\tau_{su} = 0,6 \phi_s^2 f_{ij}$$

ϕ_s : Coefficient de scellement droit, pour les tiges lisses $\phi_s = 1$ Donc :

$$\tau_{su} = 0,6 \times 1 \times 2,1 = 1,26 \text{ MPa}$$

$$F_A = \pi \times 1,26 \times 30 \times 20 \times 30 \times 10^{-3} \Rightarrow F_A = 712,15 \text{ kN}$$

$$F_A = 712,15 \text{ kN} \geq \frac{N}{8} = 181,23 \text{ kN}$$

Condition vérifiée

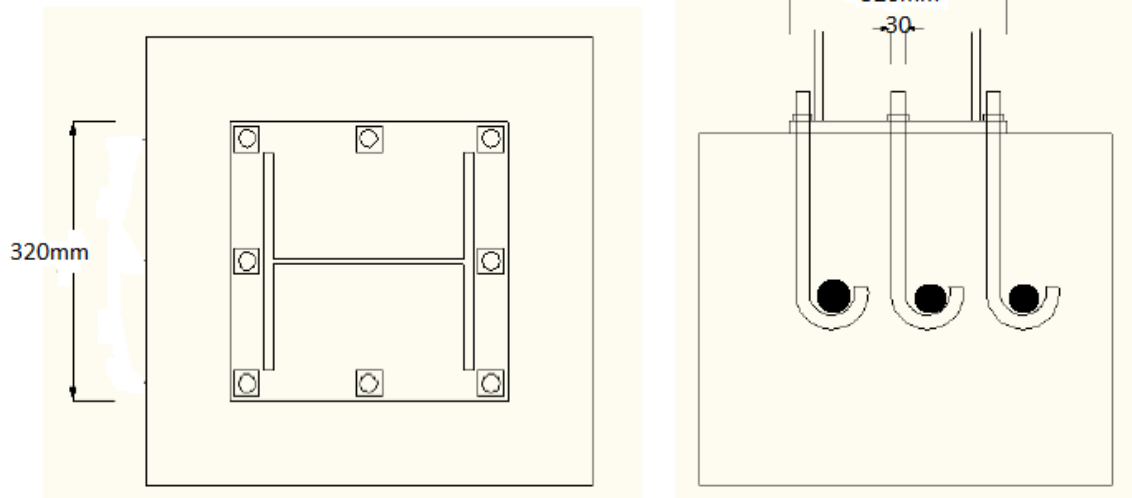


Figure VIII-6 : Assemblage pied de poteau

CHAPITRE IX : L'ETUDE DES FONDATIONS

Introduction

La fondation est constituée par les semelles de la structure et les aménagements du sol sous ces semelles, ces dernières par définition sont des organes de transmission des charges de la superstructure au sol elles ne peuvent être calculées que si l'on connaît la superstructure et ses charges d'une part et les caractéristiques du sol d'autre part. ($\sigma_{sol}^- = 2\text{bars}$)

Les fondations sont les ouvrages de transition entre les charges appliquées sur mur ou poteaux et le sol porteur. Les semelles en béton armé peuvent être de type superficielles (continues ou isolées) ou comportement (flexible ou rigide).

Le choix du type de fondation dépend des paramètres suivants :

- Type d'ouvrage construit.
- La nature et l'homogénéité du sol.
- La charge totale transmise au sol.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.

Avec un taux de travail admissible du sol d'assise qui est égal à **2 bars** mais un important effort normal, il ya lieu de projeter à priori, des fondations superficielles, néanmoins, dans le cas de notre structure, en tenant compte de l'ensemble des sollicitations ainsi que l'effet de site il est préjudiciable de projeté avec des fondations de type radier, vu les dimensions de la structure en contact avec le sol.

La surface des semelles doit être inférieure à **50%** de la surface totale du bâtiment ce que n'est pas le cas, ceci justifié notre hypothèse de radier.

IX -1 Pré dimensionnement du radier

Un radier est définit comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constituées par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuées du poids propre du radier.

IX -1-1 Selon la condition d'épaisseur minimale

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{\min} \geq 25 \text{ cm}$)

IX -1-2 Selon la condition forfaitaire

- **Sous poteaux**

La dalle du radier doit satisfaire à la condition suivante : $h \geq \frac{L_{\max}}{20}$

Avec une hauteur minimale de 25 cm ; soit pour notre cas $h \geq \frac{450}{20} = 22,5 \text{ cm}$

En ce qui concerne la nervure du radier doit avoir une hauteur h_t égale à :

$$h \geq \frac{450}{10} = 45 \text{ cm}$$

IX -1-3 Condition de longueur d'élasticité

$$L_e = \sqrt{\frac{4 \cdot EI}{K \cdot b}} > \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface. $K = 40 \text{ MPa}$

L_{\max} : La distance maximale entre deux voiles successifs

De la condition précédente, nous tirons h par l'expression suivante : $h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \cdot \frac{K}{E}}$

I : Inertie de la section du radier ($b = 1\text{m}$)

E : Le module de Young

Pour un chargement de long durée ; $E = E_v = \frac{E_{ij}}{3} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{ MPa}$

Ce qui donne $h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2 \times 4.5}{3.14}\right)^4 \times \frac{40}{10818.86}} = 0.63 \text{ m}$

On adoptera une épaisseur constante sur toute l'étendue du radier :

- $h = 70 \text{ cm}$ Nervure
- $h = 40 \text{ cm}$ Dalle
- $b = 40 \text{ cm}$ Largeur de la nervure

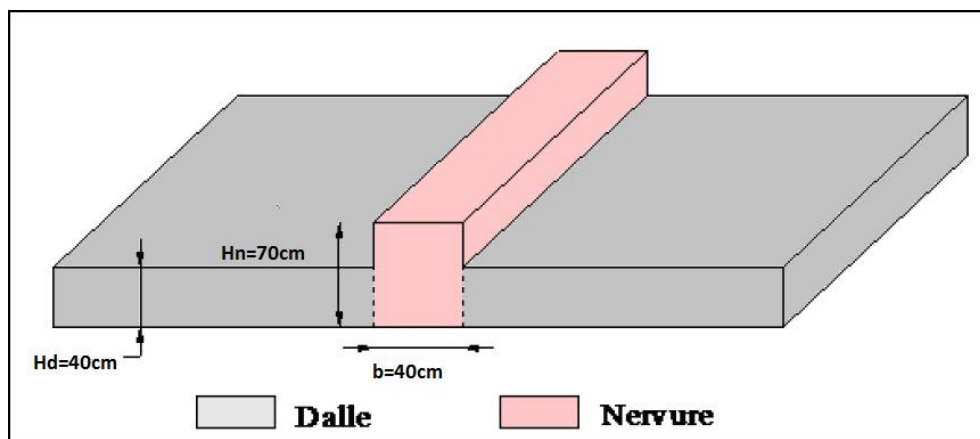


Figure IX-1 :Dimension du radier

IX -1-4 Calcul du débord :

Détermination de la surface nécessaire du radier

Les efforts internes déduits de logiciel SAP2000 :

ELU: $N_u = 58929,94 \text{ kN}$ ELS: $N_s = 42287,49 \text{ kN}$ **Détermination de la surface nécessaire du radier**

$$\text{ELU: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{1,33 \bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{58929,94}{1,33 \times 200} = 221,54 \text{ m}^2$$

$$\text{ELS: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{1,33 \bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{42287,43}{1,33 \times 200} = 158,97 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{batiment}} = 567,26 \text{ m}^2 > \text{Max} (S_1; S_2) = 221,54 \text{ m}^2$$

Donc on ajoute au radier un débord minimal de largeur L_d , avec $L_d \geq \left(\frac{h}{2} ; 30 \text{ cm} \right)$

Nous prenons : $L_d = 50 \text{ cm}$

D'où : $S_{\text{radier}} = S + L_d + P$

S_r : Surface de radier.

S : Surface totale de bâtiment.

P : le périphérique de bâtiment.

$$\Rightarrow S_{\text{radier}} = 567.26 + 0.5 * 2(22.6 + 25.1) = 614.96 \text{ m}^2 \Rightarrow \text{on prend } 620 \text{ m}^2$$

Poids du radier

$$G = S_{\text{radier}} * \gamma_b * hr = 6975 \text{ kN}$$

IX -2 Les vérification à faire :**IX -2-1-Vérification de la contrainte de cisaillement**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$$

Avec : $b = 100 \text{ cm}$; $d = 0,9 * h = 36 \text{ cm}$

$$T_u^{\text{max}} = q_u \frac{L_{\text{max}}}{2}$$

$$T_u^{\text{max}} = \frac{N_u \cdot b}{S_{\text{rad}}} \frac{L_{\text{max}}}{2} = \frac{69159.27 \times 1}{620} \cdot \frac{4,5}{2} = 250.98 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{250.98}{1 \times 0.36} = 0.70 \text{ MPa} \leq \tau_u = 1,25 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée}$$

IX -2-2Vérification au poinçonnement :**Vérification pour les poteaux**

-L'effort sollicitons tiré de logiciel SAP2000 :

$$N_u = 1449,81 \text{ kN}$$

On doit vérifier que :

$$N_u \leq \frac{0,07 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

μ_c : Périmètre du contour projeté sur le plan moyen du radier

N_u : Charge de calcul à l' E.L.U

h: Épaisseur totale du radier

$$\mu_c = (a + b + 2h) \cdot 2 = 4,08 \text{ m}$$

$$\bar{N}_u = \frac{0,07 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,07 \times 4,08 \times 0,7 \times 25000}{1,5} = 3332 \text{ KN}$$

$$N_u = 1449,81 \text{ KN} < \bar{N}_u = 3332 \text{ KN} \quad \Rightarrow \text{Vérfiée.}$$

IX -3- Ferrailage du radier

Un radier fonction comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les paliers de l'ossature. Il est sollicité par la réaction du sol diminué du poids propre du radier.

IX -3-1 Étude de la dalle

IX -3-1-1 Identification des panneaux

Panneau	L_x	L_y	$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU		ELS	
				μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
1	3.5	4.30	0.81	0.0550	0.613	0.0617	0.724
2	3.10	4.30	0.72	0.0658	0.462	0.0719	0.606
3	3.00	4.30	0.70	0.0684	0.432	0.0743	0.581
4	3.40	4.30	0.79	0.0573	0.578	0.0639	0.697
5	3.50	4.50	0.78	0.0584	0.560	0.0650	0.684
6	3.10	4.50	0.69	0.0697	0.418	0.0755	0.570
7	3.00	4.50	0.68	0.0710	0.403	0.0767	0.558
8	3.40	4.50	0.76	0.0608	0.527	0.0672	0.658

$\alpha > 0,4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens

IX -3-1-2 Ferrailage de la dalle :

Le calcul se fait a la flexion simple avec une section de : « 0,40×1 »m² et en deux direction, l'une suivant **XX'** et l'autre suivant **YY'**.

IX -3-1-2-1 Les différentes sollicitations :

Après une modélisation du radier avec le logiciel « **SAP2000**» on a obtenu les résultats suivants :

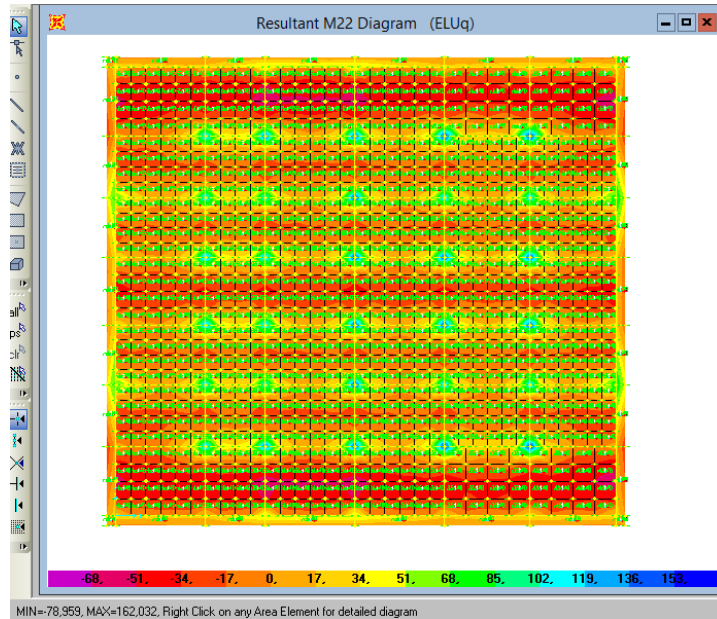


Figure IX-2 : Moment selon l'axe (X)

- Selon l'axe (X) :

Moment en travée :

$$M_t = 78,96 \text{ KN.m}$$

Moment sur appuis

$$M_a = 162,03 \text{ KN.m}$$

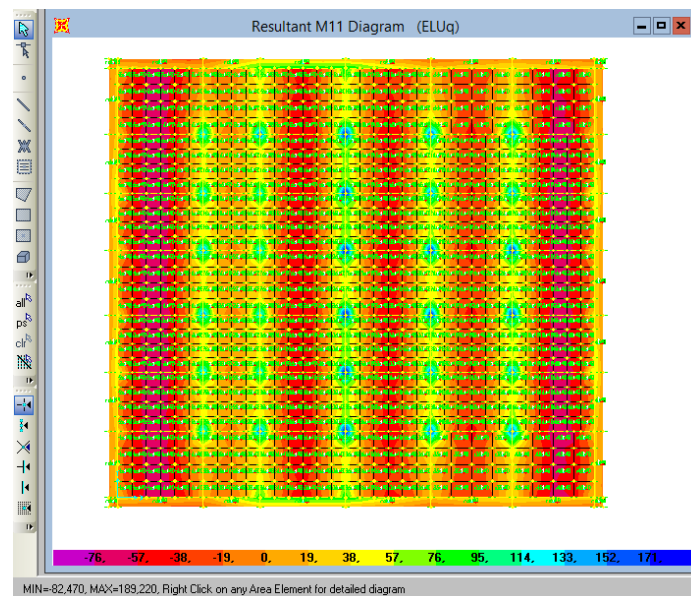


Figure IX-3 : Moment selon l'axe (Y)

- Selon l'axe (Y) :

Moment en travée :

$$M_t = 82,47 \text{ KN.m}$$

Moment sur appuis :

$$M_a = 189,22 \text{ KN.m}$$

Pour tenir compte de la continuité des panneaux, on les considère partiellement encastres sur leurs appuis, et on affecte les moments sur appuis et en travée par :

$$M_t = 0,85 M_{t0}$$

$$M_a = 0,35 M_{a0}$$

IX -3-1-2-2 Calcul des sections d'armatures :

$$L_x = 3.50 \text{ m} , L_y = 4.50 \text{ m} , b = 1 \text{ m} , h_d=0,40\text{m} , d=0,9h=0,36\text{m}$$

$$\mu_b = \frac{M_t}{b d^2 f_{bc}} \quad \mu_b = \frac{M_a}{b d^2 f_{bc}}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha)$$

$$A_{st} = \frac{M}{z\sigma_{st}}, \sigma_{st} = f_e / \gamma_s$$

Condition de non fragilité :

$$A_{s(min)} = \max(0,23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e ; bd/1000)$$

$$\text{Avec: } f_{bc}=14,16 , f_e=400 \text{ KN/m}^2 , \gamma_s=1,15$$

• Le ferrailage à L'ELU :

		M _u	μ _b	A	Z	A _{min}	A _a .A _t	Choix	As (cm ²)
Sens(X)	Appuis	56,71	0,031	0,039	0,354	4,36	4,60	5HA12	5,69
	Travée	67,12	0,036	0,045	0,353	4,36	5,46	5HA12	5,69
Sens(Y)	Appuis	66,23	0,036	0,045	0,353	4,36	5,39	5HA12	5,69
	Travée	70,09	0,038	0,048	0,353	4,36	5,70	6HA12	6,79

Tableau IX-1: Ferrailage de la dalle

IX -3-1-2-3 Vérification des contraintes dans le béton et l'acier

On doit vérifier que :

Fissuration préjudiciable

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2f_e}{3} ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \text{ MPa} \right\} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

Les résultats sont donnés sur le tableau ci dessous :

sens	Zone	M _s [kN.m]	σ _{bc} [MPa]	σ _s [MPa]	σ̄ _{bc} [MPa]	σ̄ _s [MPa]	Observation
X-X	Appuis	25.50	2.16	134.1	15	201,63	Vérifiée
	Travée	72.26	4.49	179.2	15	201.63	Vérifiée
Y-Y	Travée	17.8	1.56	103.59	15	201,63	Vérifiée
	Appuis	49.43	3.69	192.6	15	201.63	Vérifiée

Tableau IX-2 : Vérification des contraintes dans le béton et l'acier

Armature de peau :

En ajoute des armatures de peau de **2HA12**

IX -4 Ferrailage du débord :

Le débord peut constituer une zone d'ancrage pour les armatures longitudinales de la dalle et des poutres, donc son ferrailage sera le prolongement de ces armatures au-delà des appuis.

IX -5 Ferrailage de la nervure :**IX -5-1- Les différentes sollicitations :**

Après une modélisation du radier avec le logiciel « SAP2000 » on a obtenu les résultats suivants :

- Selon l'axe (X) :

Moment en travée :

$$M_t = 162,32 \text{ KN.m}$$

Moment sur appuis :

$$M_a = 194,92 \text{ KN.m}$$

- Selon l'axe (Y) :

Moment en travée :

$$M_t = 128,06 \text{ KN.m}$$

Moment sur appuis :

$$M_a = 137,08 \text{ KN.m}$$

Pour tenir compte de la continuité des panneaux, on les considère partiellement encastrés sur leurs appuis, et on affecte les moments sur appuis et en travée par :

$$M_t = 0,85 M_{t0}$$

$$M_a = 0,35 M_{a0}$$

IX -5-2 Calcul des sections d'armatures :

$$b = 0,4 \text{ m} , h_n = 0,70 \text{ m} , d = 0,9h = 0,63 \text{ m}$$

$$\mu_b = \frac{M_t}{b d^2 f_{bc}} \quad \mu_a = \frac{M_a}{b d^2 f_{bc}}$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right)$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha)$$

$$A_{st} = \frac{M}{z \sigma_{st}} , \sigma_{st} = f_e / \gamma_s$$

Condition de non fragilité :

$$A_{s(min)} = \max(0,23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e ; bd/1000)$$

$$\text{Avec: } f_{bc} = 14,16 , f_e = 400 \text{ KN/m}^2 , \gamma_s = 1,15$$

- Le ferrailage à L'ELU :

		M_u	μ_b	A	Z	A_{min}	$A_a \cdot A_t$	Choix	A_s (cm ²)
Sens(X)	Appuis	68,22	0,030	0,038	0,620	3,04	3,16	5HA12	5,69
	Travée	137,97	0,061	0,078	0,610	3,04	6,49	6HA12	6,79
Sens(Y)	Appuis	47,97	0,021	0,026	0,623	3,04	2,21	5HA12	5,69
	Travée	108,85	0,048	0,061	0,614	3,04	5,09	5HA12	5,69

Tableau IX-3 : Ferrailage de la nervure

IX -5 -3 Espacement des armatures :

D'après le BAEL91 l'espacement des armatures transversales ne doit pas dépasser les valeurs : $S_t \leq \min 15\phi ; 40\text{cm}, a+10\text{cm} = (180; 40 ; 42)$

$S_t \leq 40\text{cm} \Rightarrow S_t = 15\text{cm}$

ϕ : Le plus petit diamètre d'armature longitudinale

a : le plus petit côté des dimensions transversales du poteau.

Conclusion générale :

L'étude d'un bâtiment R+8 dans une zone sismique d'altitude importante même pour un usage d'habitation a nécessité des calculs lourdes pour les vérifications nécessaires à fin d'aboutir une sécurité acceptable.

En plus d'approfondissement de nos connaissances, ce projet de fin d'études nous a permis de faire les conclusions suivantes :

- ☞ Connaître la méthodologie de vérification des ouvrages de génie civil en particulier le cas d'un bâtiment.
- ☞ Fixer d'une manière scientifique les outils et les documents nécessaires à ces vérifications.
- ☞ Maîtrise de logiciel SAP2000 même d'une manière restreinte (cas des bâtiments).

Malgré la simplicité apparente pour répondre à la problématique posée nous avons rencontré plusieurs difficultés liées principalement au manque de données : géologiques, géotechniques ou de la structure.

Nous avons donc essayé de comprendre le comportement de la structure sous les différentes sollicitations.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES :

- [1] : Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-C-2-47 ; règlement neige et vent « RNV 99 », 1999.
- [2] : Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-BC-2-48 ; règles parasismiques Algériens « RPA 99/ version 2003 ».
- [3] : Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-BC-2-44 ; règles de conception et de calcul des structures en acier « CCM 97 » ministère de l'habitat.
- [4] : Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-BC-2-41 ; règles de conception et de calcul des structures en béton arme « CBA 93». Par le centre national algérien de recherche appliquée en génie parasismique, 1993.
- [5] : Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-BC-2.2 ; charge .
permanente et charge d'exploitation « BAEL91 », 1991.
- [6] : les charpentes métalliques, par E. GUSTIN et DIEHL, chez Eyrolles, 1985 11^{ème} édition.
- [7] Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-BC-2.4.10 conception et dimensionnement des structures mixtes acier-béton ; règles générales et règles pour les bâtiments

ANNEXES

ArcelorMittal Construction Belgium



ArcelorMittal

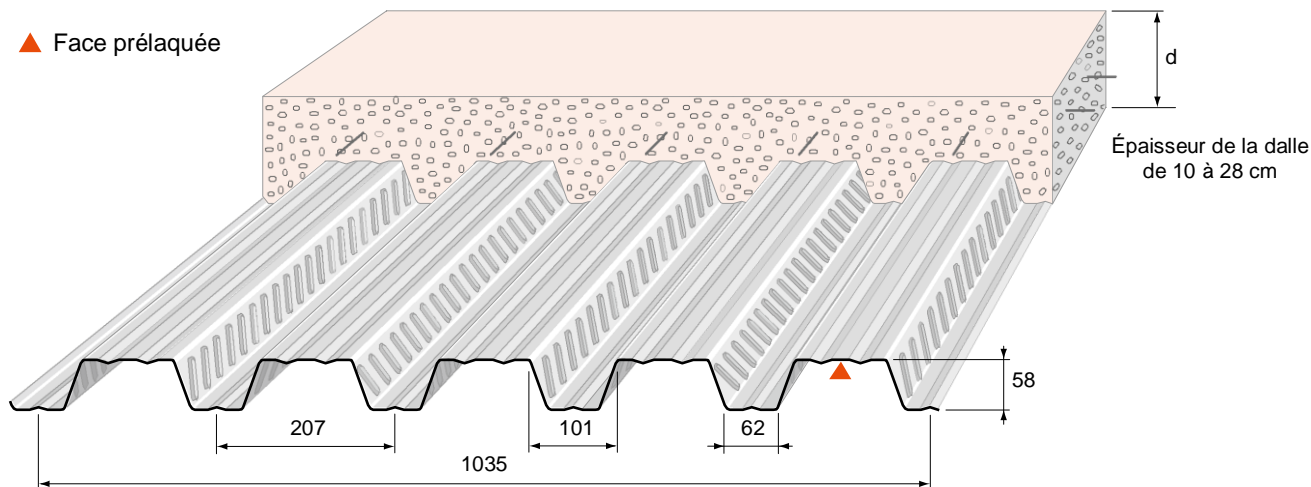
Arval

Plancher collaborant Cofraplus 60



Parking de la Pardieu
Maître d'oeuvre: Lyon parc Auto - Architecte: D. Richard

CARACTÉRISTIQUES GÉOMÉTRIQUES



APPLICATIONS

Cofraplus 60 est un profil nervuré cranté latéralement destiné à la construction de dalles béton.
Cofraplus 60 évite le décoffrage, allège le plancher et économise une nappe d'armatures.

Cofraplus 60 est spécialement conçu pour les ouvrages à surcharges modérées et portées moyennes.
Les planchers sur vide sanitaire doivent être visitables et ventilés.

DÉFINITIONS / NORMES

Identification de l'acier

- Norme NF EN 10326 : "bandes et tôles en acier de construction revêtues en continu par immersion à chaud".
- Norme XP 34-301 : "Tôles et bandes d'acier de construction galvanisées prélaquées ou revêtues d'un film organique calandré, destinées au bâtiment".
- Norme EN 10169-3 : "Produits plats en acier revêtus en continu de matières organiques (prélaqués) - partie 3 : produits pour applications intérieures dans le bâtiment".
- Acier : S350 GD selon norme NF EN 10326.

Coffrage

Cofraplus 60 sert de coffrage porteur, entre solives dans la pose sans étau, ou entre files d'étais et solives.
Sa légèreté facilite la manipulation d'éléments de grand format livrés à longueur jusqu'à 15 mètres.

Armature

Le crantage latéral scelle le profil autour des nervures moulées en sous-face de la dalle béton des planchers.
Comme armature, Cofraplus 60, en épaisseur 0,75 mm apporte 10,29 cm²/ml ou 13,91 cm²/ml d'acier en épaisseur 1,00 mm dans le sens porteur du plancher.

Revêtement

- galvanisé Z 275.
- galvanisé prélaqué :
 - Intérieur 12 :
 - catégorie II selon XP 34-301
 - catégorie CPI2 selon EN 10169-3
 - Haipius® 25 :
 - catégorie IIIa selon XP 34-301
 - catégorie CPI3 selon EN 10169-3
- Autres revêtements : sur consultation.

Réglementation

- Avis Technique 3/03-390 et 3/03-390* 01 Add.

Versions

Trois versions sont disponibles :

- La version standard est appelée **COFRAPLUS 60**.



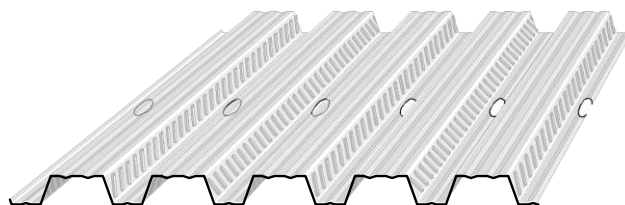
- La version spécialement adaptée pour utilisation en système poutre mixte avec connecteurs de types Hilti ou Nelson posés au travers du bac sur chantier est appelée **COFRAPLUS 60 C** : fabrication spécifique sur demande.

COFRAPLUS 60 C
(version connecteur fond de nervure)



- COFRAPLUS 60 peut être réalisé avec préperçage pour le passage des goujons soudés en atelier. Cette version est appelée **COFRAPLUS 60 P** : Étude et fabrication sur demande. (jusqu'à une épaisseur de 1,00 mm).

COFRAPLUS 60 P
(le plan de perçage est à fournir)



CARACTÉRISTIQUES TECHNIQUES DU PLANCHER VERSION STANDARD

Caractéristiques utiles du profil

Épaisseur nominale de la tôle e	mm	0,75	0,88	1,00	1,25	
Poids au mètre carré utile	kg/m ²	8,53	10,00	11,37	14,22	
Section active d'acier :	A	cm ² /ml	10,29	12,17	13,91	17,57
Inertie propre du profil :	i	cm ⁴ /ml	55,12	65,21	74,53	93,94
Position fibre neutre :	v _i	cm	3,33	3,33	3,33	3,33
Module d'inertie :	I/v _i	cm ³ /ml	16,55	19,58	22,38	28,20

Consommation nominale de béton

Épaisseur d	cm	10	11	12	13	14	15	16	18	20	24	28
Litrage	l/m ²	65	75	85	95	105	115	125	145	165	205	245
Poids théorique du béton seul*	kg/m ²	155	179	203	227	251	275	299	347	395	491	587

* Pour obtenir le poids total de la dalle il faut ajouter le poids du béton dû à la flèche ainsi que le poids du profil.
Poids volumique du béton 2400 kg/m³.

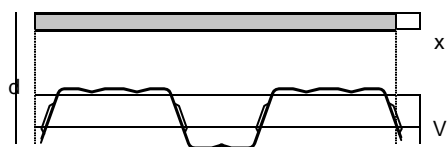
Caractéristiques utiles en travée de la dalle

Épaisseur d	cm	10	11	12	13	14	15	16	18	20	24	28
Pour e = 0,75 mm distance d-v _i	cm	6,67	7,67	8,67	9,67	10,67	11,67	12,67	14,67	16,67	20,67	24,67
Distance x	cm	3,25	3,56	3,90	4,13	4,40	4,65	4,90	5,36	5,79	6,59	7,31
I ₁₅	cm ⁴ /m	252	329	421	527	649	786	938	1289	1705	2731	4024
z	cm	5,59	6,48	7,39	8,29	9,20	10,12	11,04	12,88	14,74	18,47	22,23

Épaisseur d	cm	10	11	12	13	14	15	16	18	20	24	28
Pour e = 1,00 mm distance d-v _i	cm	6,67	7,67	8,67	9,67	10,67	11,67	12,67	14,67	16,67	20,67	24,67
Distance x	cm	3,59	3,94	4,28	4,60	4,90	5,20	5,48	6,01	6,51	7,43	8,27
I ₁₅	cm ⁴ /m	309	404	517	648	799	969	1159	1600	2123	3424	5073
z	cm	5,47	6,36	7,24	8,14	9,04	9,94	10,84	12,67	14,50	18,19	21,91

Notation

- d : épaisseur de la dalle, nervure du bac incluse
- v_i : distance de l'axe neutre du bac à sa fibre inférieure
- x : distance de l'axe neutre de la dalle à sa fibre supérieure
- I₁₅ : inertie mixte équivalente en acier correspondant à E_a/E_b = 15
- z : bras de levier conventionnel (d-v_i - x/3)



Les valeurs de "m" et de "k" sont données dans le système d'unités : longueur en cm, force en daN.

Cisaillement admissible entre tôle et béton

$$\tau = T / 100 \cdot z \leq m \cdot \rho / L + k$$

avec

ρ = rapport de la section de la tôle à la section utile de béton (hauteur d-v_i)

L = portée de calcul en cm

	Résistance	Glissement	
		Charge statique	Charge dynamique
m	3238	1775	1420
k	0,1286	0,5302	0,4242

Résistance au feu

CF : degré coupe-feu du plancher brut.

Une épaisseur minimale est requise pour le respect du critère de température en face non exposée.

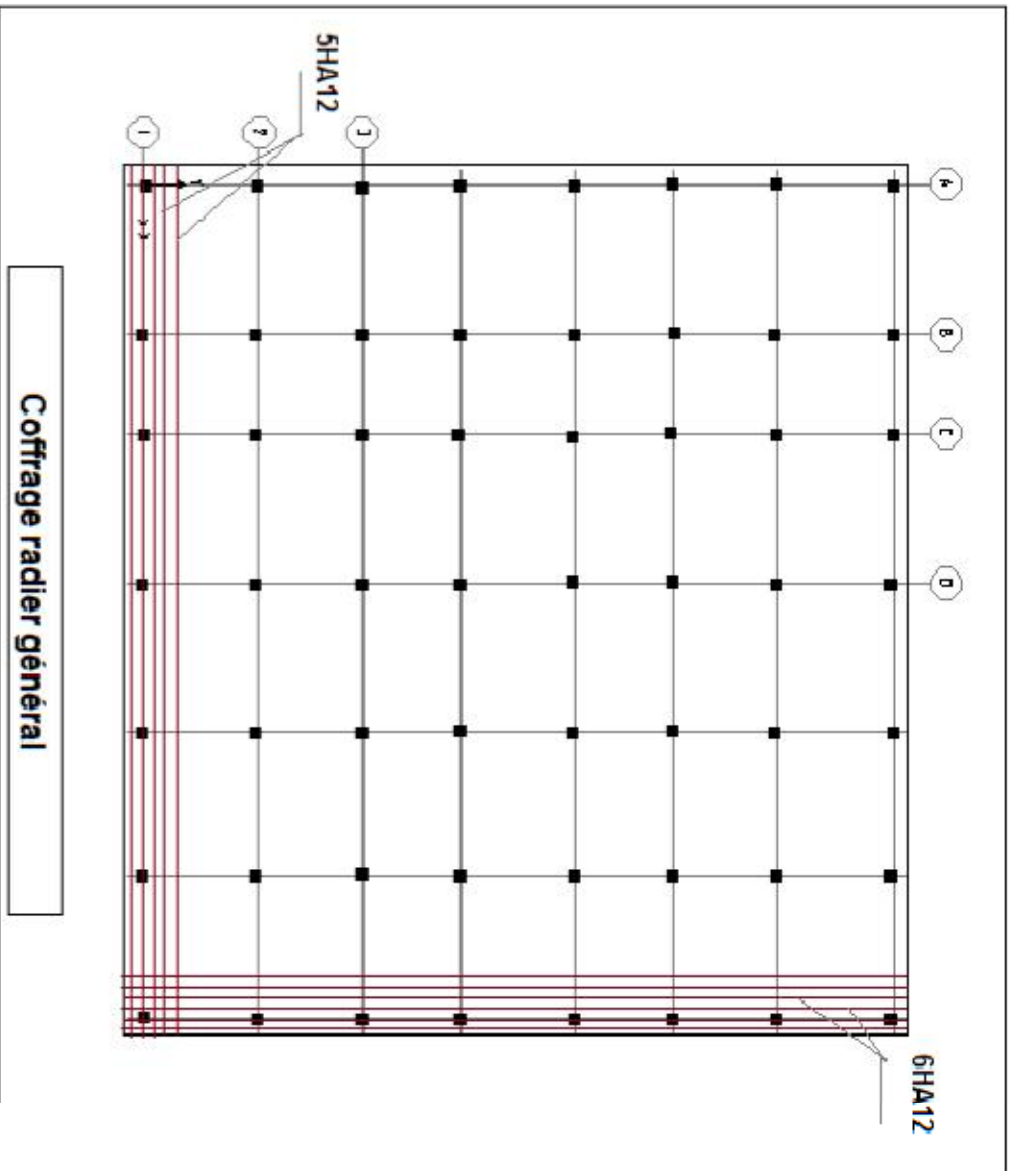
CF demandé	60'	90'	120'	180'
d mini en cm	11	12	15	18

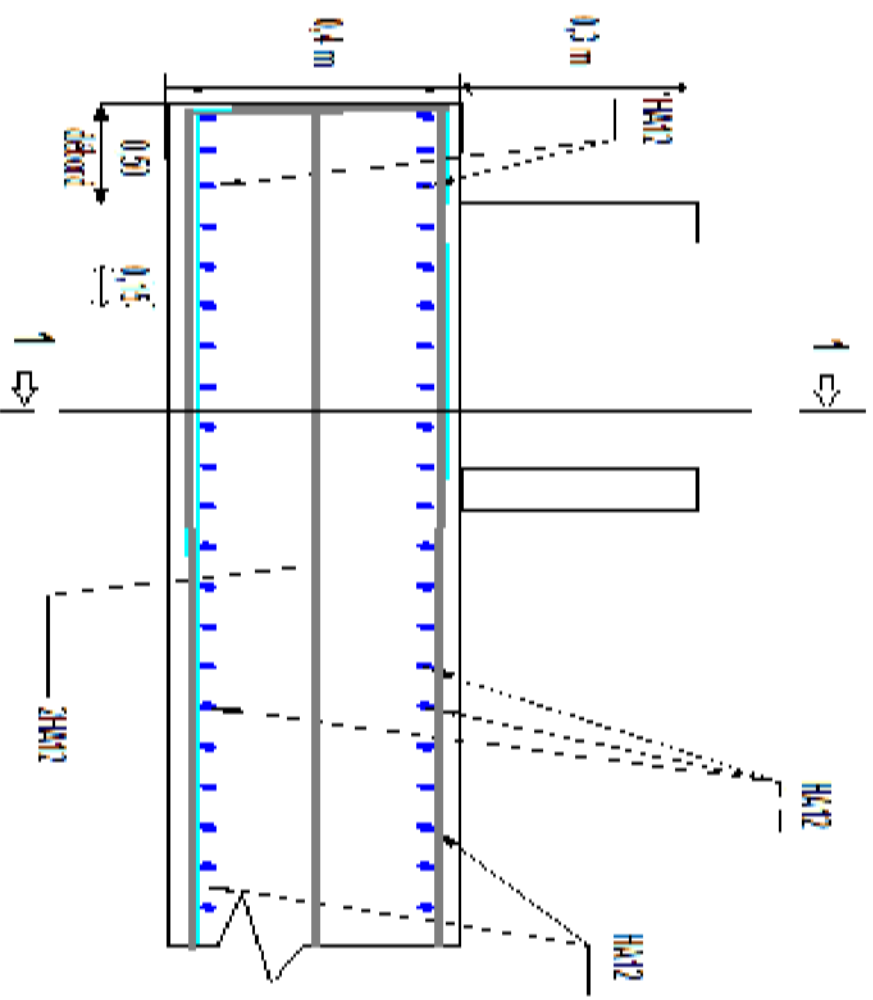
En l'absence d'armatures spécifiques, les planchers Cofraplus sont CF 30'. Pour des CF supérieurs, la résistance du plancher pour le délai requis d'exposition au feu doit être justifiée par la prise en compte des seules armatures enrobées dans le béton.

Isolation acoustique

Le comportement acoustique du plancher brut correspond à la loi de masse. (valeurs calculées par modélisation)

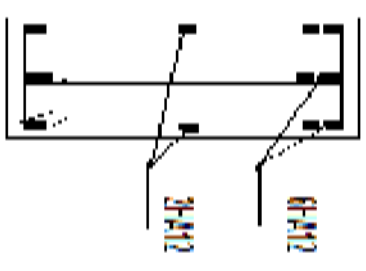
Épais. d en cm	10	11	12	13	14	15	20	24	28
Rw (C;Ctr)	44 (-1;-3)	45 (-1;-4)	46 (-1;-4)	47 (-1;-4)	48 (-1;-5)	48 (-1;-4)	52 (-2;-6)	54 (-1;-7)	56 (-1;-7)



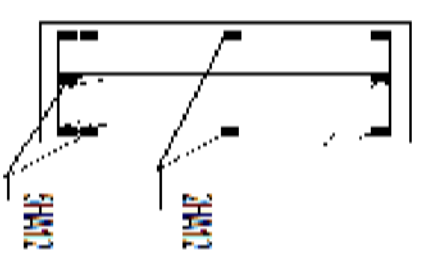


SCHEMA DE FERRAILLAGE DU RADIER

Sur borne



Sur appuis



Coupe 1-1 (Mercuriel)