

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA
RECHERCHESCIENTIFIQUE
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

UNIVERSITÉ -BLIDA 1-
-جامعة البليدة 1-



FACULTE DE TECHNOLOGIE
كلية العلوم الهندسية
DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL
دائرة الهندسة المدنية

MÉMOIRE DE PROJET DE FIN D'ÉTUDE
مذكرة نهاية التدرج
POUR L'OBTENTION DU DIPLÔME DE MASTER EN
GÉNIE CIVIL

OPTION :

Constructions métalliques et mixtes

THÈME

ETUDE D'UN BATIMENT MULTIPLE R+10+1
SOUS.SOL EN CHARPENTE METALLIQUE

ENCADRÉ PAR :

Mr. ELAICHI.A

PRÉSENTÉ PAR :

Mr. LABCHEK KHALED

DEVANT LES MEMBRES DE JURY :

PR ÉSIDENT :

ÉXAMINATEUR :

PROMOTION 2019

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

ملخص

في إطار التحضير لمناقشة مذكرة نهاية الدراسة قمنا بدراسة برج ذو بنية حديدية متكون من طابق أرضي, 10 طوابق وطابق سفلي. هذا الانجاز سيتم بناءه بولاية الجزائر المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم III. مقاومة واستقرار البرج مضمون ومحقق بواسطة الأعمدة والعارضات الأفقية والمائلة. اختيار مختلف العناصر المشكلة للبنية الحديدية للبرج صمم طبقا للمعايير والقوانين المعمول بها حاليا (RPA 99 (version 2003), CCM97, BAEL99, EC3, EC4)

Résumé

Dans le cadre de notre projet de fin d'études, nous avons étudiés un bâtiment à usage multiple. Cette dernière a une rectangulaire, elle est constituée d'un sous-sol, d'un RDC et de 10 étages. La conception structurelle de cette bâtiment est en charpente métallique, avec portiques poteau poutre et des palée triangulaire (X).

Cette bâtiment est implantée dans la zone d'Alger ; qui est classée en zone sismique III selon le RPA99 version 2003.

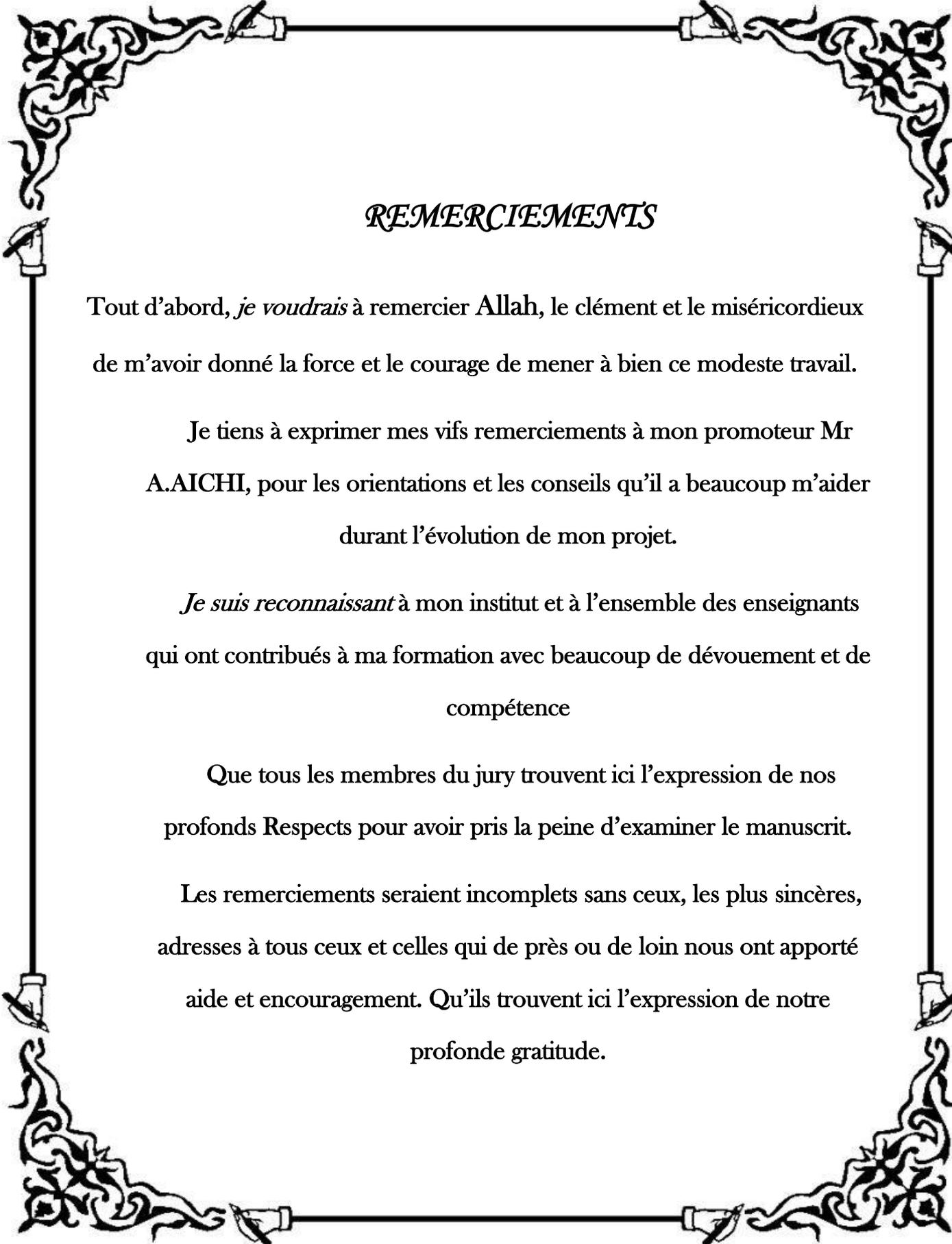
Le dimensionnement des éléments résistants a été effectué conformément aux règlements en vigueur dans notre pays tel que : **RPA 99 2003, CCM97, EC3 et BAEL 91.**

Summary

Within the framework of our final year project, we studied a a multipurpose building. This building has a rectangular form; it consists of an underground floor, ground floor in addition to 10 floors. The structural design of the latter is out of steel framework, is ensured by the beams, and the columns.

This building is located in Algiers is classified in seismic zone III according to the code RPA99 version 2003.

The dimensioning of the resistant elements was carried out in accordance with the code and standard payments in force in our country such as: **RPA 99 2003, CCM97, EC3 et BAEL 91.**



REMERCIEMENTS

Tout d'abord, *je voudrais* à remercier Allah, le clément et le miséricordieux de m'avoir donné la force et le courage de mener à bien ce modeste travail.

Je tiens à exprimer mes vifs remerciements à mon promoteur Mr A.AICHI, pour les orientations et les conseils qu'il a beaucoup m'aider durant l'évolution de mon projet.

Je suis reconnaissant à mon institut et à l'ensemble des enseignants qui ont contribués à ma formation avec beaucoup de dévouement et de compétence

Que tous les membres du jury trouvent ici l'expression de nos profonds Respects pour avoir pris la peine d'examiner le manuscrit.

Les remerciements seraient incomplets sans ceux, les plus sincères, adresses à tous ceux et celles qui de près ou de loin nous ont apporté aide et encouragement. Qu'ils trouvent ici l'expression de notre profonde gratitude.

Chapitre 1 : Présentation de l'ouvrage

1	Introduction :	Error! Bookmark not defined.
1.1	Conception architecturale :	Error! Bookmark not defined.
1.2	Présentation de l'ouvrage	Error! Bookmark not defined.
1.3	Dimension de l'ouvrage	Error! Bookmark not defined.
1.4	Elément de l'ouvrage	Error! Bookmark not defined.
1.5	Assemblages	Error! Bookmark not defined.
2	Matériaux utilisés	Error! Bookmark not defined.
2.1	L'acier	Error! Bookmark not defined.
2.2	Béton	Error! Bookmark not defined.
3	Règlements utilisés	Error! Bookmark not defined.
4	Etats limite de calcul	Error! Bookmark not defined.
4.1	Etats limites ultimes	Error! Bookmark not defined.
4.2	Etat limite de service	Error! Bookmark not defined.
5	Actions et combinaisons d'actions	Error! Bookmark not defined.
5.1	Les actions	Error! Bookmark not defined.
5.2	Combinaisons d'actions (CCM97-art 2.3.2.2) ..	Error! Bookmark not defined.
5.2.1	Situations durable	Error! Bookmark not defined.
6	Présentation des systèmes du contreventement	Error! Bookmark not defined.

Chapitre 2 : Etude climatique

1	Introduction	Error! Bookmark not defined.
2	Action de la neige	Error! Bookmark not defined.
3	Action du vent	Error! Bookmark not defined.
3.1.1	Introduction	Error! Bookmark not defined.
3.1.2	Principes généraux	Error! Bookmark not defined.
3.2	Modélisation de l'action du vent	Error! Bookmark not defined.
3.3	Détermination de la pression dynamique (q_p)	Error! Bookmark not defined.
3.4	Détermination de la pression aérodynamique (W)	Error! Bookmark not defined.
4	Hauteur de référence $z_e = b$	Error! Bookmark not defined.
4.1.1	Force de frottement	Error! Bookmark not defined.

4.1.1	Excentricité de la force globale horizontale	Error! Bookmark not defined.
-------	--	-------------------------------------

Chapitre 3 : Etude des éléments secondaires

1	Etude de l'acrotère	Error! Bookmark not defined.
1.1	Hypothèse de calcul	Error! Bookmark not defined.
1.2	Evaluation des actions	Error! Bookmark not defined.
1.3	Calcul des sollicitations	Error! Bookmark not defined.
1.4	Ferraillage de l'acrotère (selon le BAEL 91)	Error! Bookmark not defined.
1.4.1	Calcul de l'excentricité à l'ELU	Error! Bookmark not defined.
1.4.2	Calcul à l'ELU	Error! Bookmark not defined.
1.4.3	Vérification au cisaillement	Error! Bookmark not defined.
1.4.4	Vérification de l'adhérence	Error! Bookmark not defined.
1.4.5	Vérification des contraintes à l'ELS	Error! Bookmark not defined.
2	Etude des escaliers	Error! Bookmark not defined.
2.1	Choix des dimensions	Error! Bookmark not defined.
2.2	Calcul du nombre de marche et de contre marche	Error! Bookmark not defined.
2.3	Etude des marches	Error! Bookmark not defined.
2.3.1	Evaluation des charges	Error! Bookmark not defined.
2.3.2	Pré dimensionnement des cornières	Error! Bookmark not defined.
2.3.3	Vérification en tenant compte du poids propre de la cornière	Error! Bookmark not defined.
2.4	Etude des limons	Error! Bookmark not defined.
2.4.1	Evaluation des charges	Error! Bookmark not defined.
2.4.2	Pré dimensionnement de limon	Error! Bookmark not defined.
2.4.3	Vérification en tenant comptent du poids propre du profilé	Error! Bookmark not defined.
2.5	Etude du palier de repos	Error! Bookmark not defined.
2.5.1	Evaluation des charges	Error! Bookmark not defined.
2.5.2	Pré dimensionnement de la poutre palière	Error! Bookmark not defined.
2.5.3	Vérification en tenant compte le poids du profilé	Error! Bookmark not defined.
2.5.4	Pré dimensionnement de la console	Error! Bookmark not defined.
2.5.5	Vérification en tenant compte du poids du profilé	Error! Bookmark not defined.

Chapitre 4 : Pré dimensionnement des éléments

1	Introduction.....	Error! Bookmark not defined.
1.1	Quelques notions relatives au règlement CCM97	Error! Bookmark not defined.
1.1.1	Objectif.....	Error! Bookmark not defined.
1.1.2	Domaine d'application	Error! Bookmark not defined.
1.1.3	Classification des sections transversales selon le CCM97	Error! Bookmark not defined.
2	Charges et surcharges d'exploitations	Error! Bookmark not defined.
2.1	Plancher terrasse inaccessible.....	Error! Bookmark not defined.
2.2	Plancher courant	Error! Bookmark not defined.
2.3	Les solives	Error! Bookmark not defined.
2.3.1	Pré dimensionnement des solives plancher terrasse.....	Error! Bookmark not defined.
2.3.2	Phase de construction :	Error! Bookmark not defined.
2.3.3	Phase final :	Error! Bookmark not defined.
3	Pré-dimensionnement des éléments principaux :.....	Error! Bookmark not defined.
3.1	Pré-dimensionnement des poutres :	Error! Bookmark not defined.
3.1.1	Les poutres principales intermédiaires :	Error! Bookmark not defined.
4	Dimensionnement de la connexion	Error! Bookmark not defined.
4.1	Choix des connecteurs	Error! Bookmark not defined.
4.2	Résistance des connecteurs au cisaillement.....	Error! Bookmark not defined.
4.3	Dimensionnement de la connexion de la poutre.....	Error! Bookmark not defined.
4.3.1	Vérification de la soudure du goujon	Error! Bookmark not defined.
5	Pré dimensionnement des Poteaux :	Error! Bookmark not defined.
5.1	La descente des charges :	Error! Bookmark not defined.
5.1.1	Poteau central :	Error! Bookmark not defined.
5.1.2	Détermination la charge qui revient au poteau	Error! Bookmark not defined.
5.1.3	Détermination de profile	Error! Bookmark not defined.
5.1.4	Vérification de poteau :	Error! Bookmark not defined.

6	Pré-dimensionnement des voiles :	Error! Bookmark not defined.
---	--	-------------------------------------

Chapitre 5 : Etude sismique et dynamique

1	Introduction :	Error! Bookmark not defined.
1.1	Historique :	Error! Bookmark not defined.
1.2	Le séisme :	Error! Bookmark not defined.
2	Critères de classification par le RPA99 version2003 :	Error! Bookmark not defined.
2.1	Classification des zones sismique :	Error! Bookmark not defined.
2.2	Classification de l'ouvrage :	Error! Bookmark not defined.
3	Choix de la méthode de calcul :	Error! Bookmark not defined.
4	Méthode d'analyse modale spectrale :	Error! Bookmark not defined.
4.1	Principe de la méthode :	Error! Bookmark not defined.
4.2	Modélisation :	Error! Bookmark not defined.
4.3	Nombre des modes considérer (RPA99/2003) :	Error! Bookmark not defined.
4.4	Spectre de réponse de calcul :	Error! Bookmark not defined.
4.5	Les données de l'ouvrage :	Error! Bookmark not defined.
5	Vérification de l'étude sismique aux conditions de l' RPA99/2003 :	Error! Bookmark not defined.
5.1	Calcul de la force sismique totale :	Error! Bookmark not defined.
5.2	Calcul du poids de la structure :	Error! Bookmark not defined.
5.3	La période :	Error! Bookmark not defined.
5.4	Vérification des déplacements latéraux inters étage :	Error! Bookmark not defined.
5.5	Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ :	Error! Bookmark not defined.

Chapitre 6 : Vérification de l'ossature

1	Introduction	Error! Bookmark not defined.
2	Vérification de la poutre principale IPE 400	Error! Bookmark not defined.
2.1	Condition de résistance	Error! Bookmark not defined.
2.2	Vérification de la flexion :	Error! Bookmark not defined.
2.3	Effort tranchant :	Error! Bookmark not defined.
2.4	Vérification au déversement :	Error! Bookmark not defined.
2.5	Condition de flèche :	Error! Bookmark not defined.
2.6	Vérification au voilement :	Error! Bookmark not defined.

3	Poutre secondaire (IPE 360) :	Error! Bookmark not defined.
3.1	Condition de résistance.....	Error! Bookmark not defined.
3.2	Effort tranchant :.....	Error! Bookmark not defined.
3.3	Vérification au déversement :.....	Error! Bookmark not defined.
3.4	Condition de flèche :.....	Error! Bookmark not defined.
4	Vérification des systèmes de contreventement :	Error! Bookmark not defined.
4.1	Palées triangulées en X.....	Error! Bookmark not defined.
4.1.1	Vérification sous l'effort de traction	Error! Bookmark not defined.
4.1.2	Vérification sous l'effort de compression	Error! Bookmark not defined.
5	Poteaux :.....	Error! Bookmark not defined.
5.1	Poteau RDC (HEB 900)	Error! Bookmark not defined.
6	Ferraillage de noyau central :.....	Error! Bookmark not defined.
6.1	Effort de compression a l'ELU :.....	Error! Bookmark not defined.
6.2	Ferraillage vertical :.....	Error! Bookmark not defined.
6.3	Ferraillage horizontal :.....	Error! Bookmark not defined.

Chapitre 7 : Calcul des assemblages

1	Généralités :.....	Error! Bookmark not defined.
2	Assemblage poutre-solive (type 1) :.....	Error! Bookmark not defined.
3	Assemblage Poteau – poutre (type 2) :.....	Error! Bookmark not defined.
3.1	Caractéristiques géométriques des profilés et données mécaniques :	Error! Bookmark not defined.
3.2	Assemblage platine – poutre.....	Error! Bookmark not defined.
4	Assemblage poteau-poteau (HEB 900 - HEB 850).....	Error! Bookmark not defined.
4.1	Assemblage des semelles par couvre joint	Error! Bookmark not defined.
4.1.1	Résistance des couvre joint de la semelle	Error! Bookmark not defined.
4.2	Assemblage des âmes par couvre joint.....	Error! Bookmark not defined.
5	Assemblage des éléments de contreventements.....	Error! Bookmark not defined.
5.1	Assemblage gousset-nœud du portique	Error! Bookmark not defined.
5.1.1	Assemblage des diagonales sur le gousset au niveau du nœud de portique	Error! Bookmark not defined.
6	Calcul des pieds de poteau	Error! Bookmark not defined.
6.1	Introduction	Error! Bookmark not defined.
6.2	Résistance à l'écrasement de la fondation :.....	Error! Bookmark not defined.

6.2.1	Expression de <i>abf</i>	Error! Bookmark not defined.
6.2.2	Résistance en compression d'un tronçon en T de semelle :.....	Error! Bookmark not defined.
6.2.3	Résistance en compression d'un tronçon en T d'âme :.....	Error! Bookmark not defined.
6.2.4	Résistance en compression de l'assemblage :....	Error! Bookmark not defined.
6.3	Résistance en traction	Error! Bookmark not defined.
6.3.1	Longueur d'allongement du boulon d'ancrage :.	Error! Bookmark not defined.
6.3.2	Longueur limite d'allongement du boulon d'ancrage :.....	Error! Bookmark not defined.
6.3.3	Résistance de mode 1	Error! Bookmark not defined.
6.3.4	Résistance de mode 2	Error! Bookmark not defined.
6.3.1	Résistance de mode 3	Error! Bookmark not defined.
6.3.2	Résistance de mode 4	Error! Bookmark not defined.
6.4	Résistance des soudures :	Error! Bookmark not defined.
6.5	Résistance au cisaillement	Error! Bookmark not defined.
6.5.1	Résistance de calcul au frottement :	Error! Bookmark not defined.
6.5.2	Résistance au cisaillement d'un boulon d'ancrage	Error! Bookmark not defined.
6.5.3	Résistance au cisaillement sous un effort de compression :.....	Error! Bookmark not defined.
6.5.4	Résistance au cisaillement sous un effort de traction :.....	Error! Bookmark not defined.
6.6	Soudage poteau HEB 900 plaque d'assise :	Error! Bookmark not defined.
6.6.1	Cordons des semelles :	Error! Bookmark not defined.
6.6.2	Résistance au cisaillement des soudures (en compression) : ...	Error! Bookmark not defined.
6.6.1	Vérification de la résistance au cisaillement des soudures (en traction) : ...	Error! Bookmark not defined.

Chapitre 8 : Etude de l'infrastructure

1	Introduction	Error! Bookmark not defined.
1.1	Détermination des sollicitations	Error! Bookmark not defined.
1.2	Choix du type de fondation	Error! Bookmark not defined.

- 2 Semelle isolée.....
Error! Bookmark not defined.20
- 2.1 Vérification des semelles isolées **Error! Bookmark not defined.20**
- 3 Semelles filantes croisées :
Error! Bookmark not defined.22
- 3.1 Vérification des Semelles filantes croisées **Error! Bookmark not defined.22**
- 4 Radier
général.....**Error!**
Bookmark not defined.6
- 5 Ferrailage du radier :
.....**Error! Bookmark not defined.9**
- 6 Voile périphérique
.....**Error! Bookmark not**
defined.7
- 6.1 PRÉDIMENSIONNEMENT **Error! Bookmark not defined.7**

Le présent travail s'inscrit dans cette démarche, et consiste à étudier un bâtiment en charpente Métallique contreventé par un noyau en béton armé. Cet ouvrage regroupe des chambres d'hôtel pour 2^{ème} au 10^{ème} étage et pour la terrasse est cuisine et restauration et RDC et 1^{er} étage est pour usage commerce et un parking pour le sous-sol.

Dans notre étude, on va consacrer le premier chapitre comprend la présentation complète de l'ouvrage, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.

L'objectif du deuxième chapitre est l'étude du bâtiment sous l'effet de la neige et le vent.

Le troisième chapitre comporte le calcul des éléments secondaires. Le pré dimensionnement des éléments, tels que les planchers, poteaux, poutres et voiles de bâtiment sont présentés dans le chapitre quatre.

En plus du calcul statique, nous allons essayer de chercher un bon comportement dynamique de notre structure ce qui fera l'objet de 5^{ème} chapitre on modélise la structure. Le meilleure modèle qui offre à la structure un comportement dynamique qui satisfait les critères imposés par les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version 2003).

Le chapitre 6^{ème} porte sur la vérification au flambement et déversement de l'ossature en charpente métallique. Le calcul des ferrailages des éléments résistants, fondé sur les résultats du logiciel SAP2000, le 7^{ème} chapitre traite les différents assemblages des éléments de la structure.

Le 8^{ème} chapitre se basera sur l'étude des éléments de sous-sols, le dernier chapitre est consacré à l'étude de l'infrastructure. Et enfin nous terminons notre travail par une Conclusion générale qui résume l'essentiel de notre travail.

Actions

G	charge permanente uniformément répartie	kN/ml
Q	charge d'exploitation uniformément répartie	kN/ml
E	action sismique	
S	charge de neige	kN/m ²
S_k	charge de neige sur le sol	kN/m ²
W	charge de vent	kN/m ²
q_j	pression statique du vent	N/m ²
q_{dyn}	pression dynamique du vent	N/m ²
q_{u,s}	charge pondérée à ELU	kN/ml
ELU	Etat limite ultime	
ELS	Etat limite de service	

Sollicitations-Contraintes-Déformations

E_a	module d'élasticité longitudinale de l'acier	MPa
ν	coefficient de poisson pour l'acier	
G	module d'élasticité transversale de l'acier	MPa
F_p	effort de précontrainte dans un boulon	kN
M_{sd}	moment sollicitant maximum	KN.m
M_{Rd}	moment résistant	KN.m
M_{st}	moment stabilisateur	KN.m
M_{cr}	moment critique élastique de déversement	KN.m
N_{sd}	effort normal due aux charges verticales	kN
N_u	effort normal pondéré	kN
N_{Rd}	effort normal résistant	kN
N_{pl}	effort normal de plastification	kN
V_{sd}	effort tranchant sollicitant	kN
V_{pl}	effort tranchant de plastification	kN
f	flèche d'une poutre	mm
f_{adm}	flèche admissible	mm
f_y	Contrainte limite d'élasticité d'un acier	MPa
f_u	Contrainte de rupture d'une pièce	MPa
f_{ub}	Contrainte de rupture d'un boulon	MPa
ε	allongement relatif	%
ε_y	déformation correspondant à la contrainte limite d'élasticité	%
f_{yb}	résistance limite d'élasticité d'un boulon	MPa
σ	contrainte normale	MPa
τ	contrainte tangentielle ou de cisaillement	MPa

Caractéristiques géométriques

A	section brute d'une pièce	cm ²
A_{net}	section nette d'une pièce	cm ²
A_v	aire de cisaillement	cm ²
I_y	moment d'inertie de flexion maximal	cm ⁴
a	épaisseur utile (ou gorge) d'un cordon de soudure	mm
b	largeur d'une semelle d'une poutre	mm
b_{eff}	largeur de la dalle participante en travée de la poutre	m
h	hauteur d'une pièce en générale	mm
h_p	hauteur de la tôle profilée	mm
h_c	épaisseur de la dalle en béton armé	cm
A_s	section d'armature de béton	cm ²
L	longueur, ou portée d'une poutre	m
L_{cr}	longueur critique	m
t	épaisseur d'une pièce ou d'une tôle	mm
t_f	épaisseur d'une semelle de poutre	mm
t_w	épaisseur d'une âme de poutre	mm
i	rayon de giration d'une section	mm
L_f	longueur de flambement	mm
v_s	distance de la fibre extrême supérieure à l'axe neutre d'une section	mm
v_i	distance de la fibre inférieure à l'axe neutre d'une section	mm

Coefficients et grandeurs sans dimensions

n	nombre de connecteur réparti sur une longueur critique
P	nombre de plans de cisaillement ou de frottement
n	coefficient d'équivalence acier-béton
C_{pi}	coefficient de pression intérieur.
C_{pe}	coefficient de pression extérieur
K	coefficient de flambement
K_y, K_z	coefficient de flambement-flexion
β_M	facteur de moment uniforme équivalent (flambement).
ε	coefficient de réduction élastique de l'acier
λ	élancement de l'élément
K λ	élancement eulérien.
λ̄	élancement réduit.
λ̄_{LT}	élancement de déversement.
μ	coefficient de frottement entre deux pièces en contact
χ	coefficient de réduction de flambement
χ_{LT}	coefficient de réduction de déversement
γ	coefficient partiel de sécurité.
Indice (sd)	sollicitation de calcul.
Indice (Rd)	résistance de calcul.

1 Etude de l'acrotère

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse. Il forme une paroi extérieure contre toute chute, il est considéré comme une console encastrée à sa base, soumise à son poids propre et aux charges exploitation, et à une surcharge horizontale.

1.1 Hypothèse de calcul

- L'acrotère est sollicité en flexion composée.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable.
- Le calcul se fera pour une bonde de un mètre.

1.2 Evaluation des actions

Action permanent

La surface de l'acrotère :

$$S=0,0685 \text{ m}^2$$

Poids propre de l'acrotère..... $G_0= 0,0685 \times 25 = 1,71 \text{ kN/m}$

Enduit extérieure (e=2cm) $G_1= 20 \times 0,02 \times 0,6= 0,24 \text{ kN/m}$

Enduit intérieure (e=2cm)..... $G_2= 20 \times 0,02 \times 0,6= 0,24 \text{ kN/m}$

$$G = 2,19 \text{ kN/m}$$

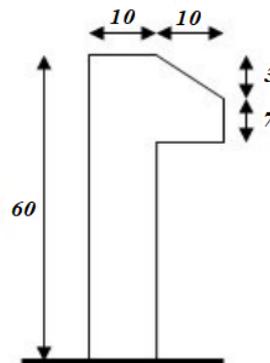


Figure 1: dimensions de l'acrotère

Action d'exploitation..... $Q = 1 \text{ kN/m}$

Action sismique

$$F_p=4 \times A \times C_p \times W_p \quad \text{RPA99 /v2003 (art 6.3)}$$

A: Le coefficient d'accélération de la zone.

C_p : Facture de force horizontale varie entre 0,3 et 0,8.

W_p : Poids de l'élément considère ; $W_p = 2,19 \text{ Kn}$

Pour notre cas Zone III ; Groupe d'usage 2

$A = 0,25$

$C_p = 0,8$

On trouve : $F_p = 1,75 \text{ KN}$

1.3 Calcul des sollicitations

Calcul du centre de gravite

$X_g = 6,2 \text{ cm}$

$Y_g = 33,1 \text{ cm}$

L'acrotère est soumis à :

$N_G = 2,96 \text{ KN}$

$M_Q = Q \times h = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ KN.m}$

$M_{Fp} = F_p \times Y_g = 1,75 \times 0,33 = 0,75 \text{ KN.m}$

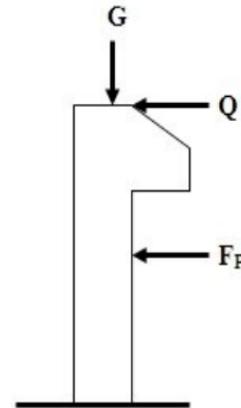


Figure 2: sollicitations exercées sur l'acrotère

sollicitations	Combinaisons d'actions	
	ELU	ELS
N (kN)	$1,35.G = 2,96$	$G = 2,19$
M (kN.m)	$1,5.Q.h = 0,9$	$Q.h = 0,6$

Tableau 1: sollicitations et combinaisons d'action.

1.4 Ferrailage de l'acrotère (selon le BAEL 91)

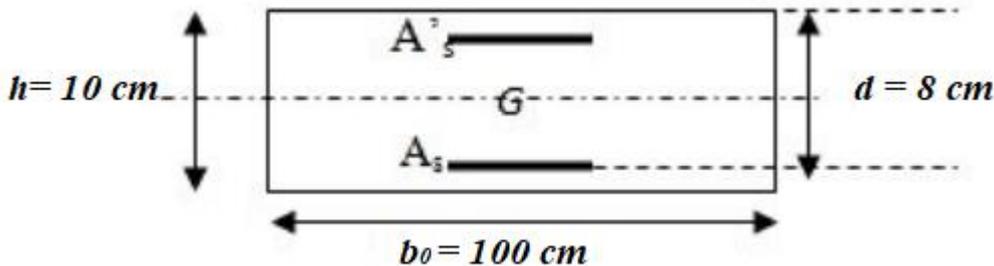


Figure 3: dimensions de la section à ferrailler.

1.4.1 Calcul de l'excentricité à l'ELU

On a : $e_1 = \frac{M_u}{N_u} + e_a$ (CBA Art4.3.5)

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

Avec : $e_a = \max\left(2cm, \frac{h}{250}\right) = 2cm$

Donc : $e_1 = \frac{0,9}{2,96} + 0,02 = 0,32 \text{ m}$

$\frac{h}{6} = 0,016 \text{ m}$

$e_1 > \frac{h}{6} \Rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur du noyau central donc la section est partiellement comprimée, le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple.

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \emptyset \times \alpha)}{h_0 \times 10^4}, \quad \alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q}$$

e_2 : excentricité du second ordre due à la déformation.

$$M_G = 0 \Rightarrow \alpha = 0$$

\emptyset : Rapport de déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, il est généralement pris égal à 2.

α : Le rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi permanentes, au moment total du premier ordre, le coefficient α est compris entre 0 et 1.

l_f : Longueur de flambement, $l_f = 2 \times 0,6 = 1,2 \text{ m}$

h_0 : Hauteur de la section, qui égale à 10cm

$$e_2 = \frac{3 \times 1,2^2 \times 2}{0,1 \times 10^4} = 8,64 \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

Donc : $e = e_1 + e_2 = 0,333 \text{ m}$

Les sollicitations corrigées pour le calcul en flexion composée sont :

$$N_u = 2,96 \text{ KN}$$

$$M_{uG} = N_u \times e = 0,098 \text{ KN.m}$$

1.4.2 Calcul à l'ELU

$$M_{uA} = M_{uG} + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

Tel que :

M_{uG}, N_u : Les sollicitations au centre de gravité de la section du béton seul.

M_{uA} : Moment de flexion évalué au niveau de l'armature.

$$M_{uA} = 0,98 + 2,96 \left(0,08 - \frac{0,1}{2} \right) = 1,07 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1,07}{1 \times 0,08^2 \times f_{bu}} = 0,0117 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$A = 0,39 \text{ cm}^2$$

La section de ferrailage à la flexion composée est : $A_s = A - \frac{N_u}{f_{st}} = 0,31 \text{ cm}^2$

❖ Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0,966 \text{ cm}^2 > A_s \quad \text{on ferraille avec } A_{\min}$$

On adopte : $4T8 = 2,01 \text{ cm}^2$

❖ **Armature de répartition**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 0,5 \text{ cm}^2 \quad \text{On adopte } 4T6 = 1,13 \text{ cm}^2$$

❖ **Espacement**

$$\text{Armature principale : } S_t \leq \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \Rightarrow \text{On adopte : } S_t = 25 \text{ cm}$$

$$\text{Armature de répartition : } S_t \leq \frac{60}{4} = 15 \text{ cm} \Rightarrow \text{On adopte : } S_t = 15 \text{ cm}$$

1.4.3 Vérification au cisaillement

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable)

$$\bar{\tau} \leq \min(0,1 \times f_{c28}; 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau} \leq \min(0,1 \times 25; 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$V_u = 1,5 \times (F_p + Q) \Rightarrow V_u = 4,13 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = 0,051 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \quad \text{Condition vérifiée}$$

1.4.4 Vérification de l'adhérence

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \sum \mu_i} \quad \text{RPA99/2003(Art A. 6.1.3)}$$

$\sum \mu_i$: La somme des périmètres des barres.

$$\sum \mu_i = n \times \pi \times \phi \Rightarrow \sum \mu_i = 4 \times \pi \times 0,8 \Rightarrow \sum \mu_i = 10,05 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{4130}{0,9 \times 80 \times 100,53} \Rightarrow \tau_{se} = 0,57 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28}$$

ψ : est le coefficient de scellement = 1,5

$$\bar{\tau}_{se} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \quad \text{Condition vérifiée}$$

1.4.5 Vérification des contraintes à l'ELS

▪ **Position de l'axe neutre**

$$C = d - e_1$$

e_1 : Distance du centre de pression c, à la fibre la plus comprimée de la section.

$$e_1 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,6}{2,19} = 0,27 \text{ m}$$

$$\frac{h}{6} = \frac{0,1}{6} = 0,016 \text{ m}$$

$e_1 > \frac{h}{6}$ **La section est partiellement comprimée.**

$$C = 0,08 - 0,27 = -0,19 \text{ m}$$

$$y_{ser} = y_c + C$$

$$y_c^3 + P y_c + q = 0$$

Après les calculs :

$$y_c = 0,21 \text{ m} \Rightarrow y_{ser} = 0,02 \text{ m}$$

▪ **Calcul des contraintes**

Calcul le moment statique de la section homogène réduite :

$$\bullet \quad \mu_t = \frac{b \times y_{ser}^2}{2} - 15 \times A \times (d - y_{ser})$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser} \times y_{ser}}{\mu_t}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow$ **La contrainte dans le béton est vérifiée.**

$$\sigma_s = \frac{15 \times N_{ser} \times (d - y_{ser})}{\mu_t}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\left(\frac{2}{3} \times f_e \right); 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right] = 202 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Fissuration nuisible.}$$

$\sigma_s < \bar{\sigma}_s \Rightarrow$ **La contrainte dans l'acier est vérifiée.**

2 Etude des escaliers

Définitions

Un escalier : est une suite de marches qui permettent de passer d'un niveau à un autre.

Un palier : espace plat et spatiaux qui marque un étage après une série de marche, dont la fonction est de permettre un repos pendant la montée.

Un limon : élément incliné supportant les marches. Pour les limons, on emploie des profilés ou de la tôle, le dispositif le plus simple consiste à utiliser un profilé en U sur l'âme verticale.

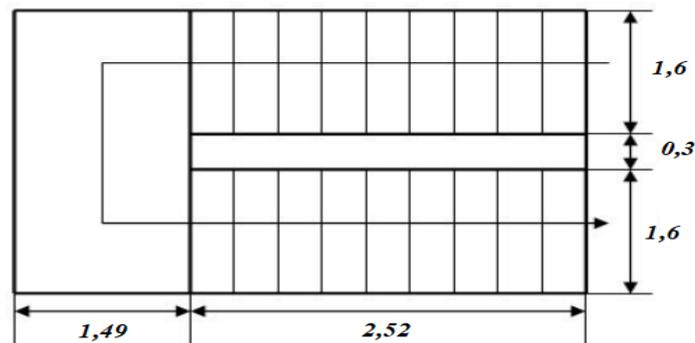


Figure 4: vue en plan de l'escalier

2.1 Choix des dimensions

Les hauteurs des étages du bâtiment ne sont pas identiques, pour cela l'étude se fera pour RDC, 1er étage et 2eme étage jusqu'à le dernier étage

On va commencer par le RDC :

- la hauteur de l'étage : $h = 4 \text{ m}$;
- les dimensions en plan de la cage d'escalier : $3,8 \times 5,5 \text{ m}^2$
- les conditions que doit satisfaire les marches et les contres marches sont les suivantes :
 H : hauteur de la marche, $16,5 \leq H \leq 18$
 G : largeur de la marche (giron), $27 \leq G \leq 30 \text{ cm}$;
 $2H + G \approx 64 \text{ cm}$. (Formule de BLONDEL).

On prend $H = 17 \text{ cm}$

A partir de la formule de BLONDEL on aura $G = 30 \text{ cm}$

On dispose de 02 volées dans le 1er étage, la hauteur de chacune est :

$$h' = \frac{h}{2} = 2 \text{ m}$$

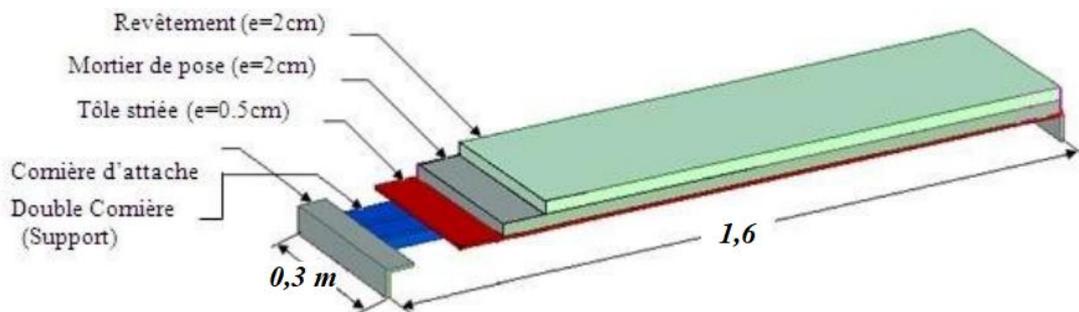
La largeur du volée est : $L' = 1,60 \text{ m}$

2.2 Calcul du nombre de marche et de contre marche

$$n = \frac{400}{20} = 20 \text{ Contre marches}$$

Le nombre de marche = $n-1 = 19$ marches.

2.3 Etude des marches



Les marches sont construites par des tôles striées, d'épaisseur 5 mm rigidifiées par des cornières. Ces derniers sont soudées au limon, Comme l'indique la figure 3.6 ci-dessous :

Figure 5: éléments de la marche.

2.3.1 Evaluation des charges

Revêtement (e= 2cm).....	$20 \times 0,02 = 0,4 \text{ kN/m}^2$
Mortier de pose (e= 2cm).....	$18 \times 0,02 = 0,36 \text{ kN/m}^2$
Tôle striée (e= 0,5cm).....	$78,50 \times 0,005 = 0,39 \text{ kN/m}^2$

$$G = 1,15 \text{ kN/m}^2$$

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

2.3.2 Pré dimensionnement des cornières

Chaque cornière reprend la moitié de la charge de la marche plus la charge de la contre marche.

$$q_s = (G + Q) \times 0,15 + (G + Q) \times 0,17 \Rightarrow q_s = 1,17 \text{ kN/m}$$

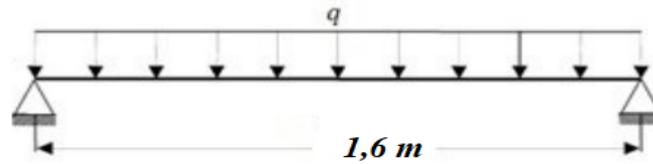


Figure 6: schéma statique d'une cornière

$$f = \frac{5 \times q_s \times L^4}{384 \times E \times I_y} \leq f_{adm} = \frac{L}{300} \Rightarrow I_y \geq \frac{1500 \times q_s \times L^3}{384 \times E}$$

$$I_y \geq \frac{1500 \times 1,17 \times 1600^3}{384 \times 210000} = 8,91 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

Soit une cornière de (50×50×5)

2.3.3 Vérification en tenant compte du poids propre de la cornière

$$q_u = 1,35(1,15 \times (0,17 + 0,15) + 0,0377) + 1,5(2,5 \times (0,15 + 0,17)) = 1,75 \text{ kN/m}$$

$$q_u = (1,15(0,15 + 0,17) + 0,0377) + (2,5(0,15 + 0,17)) = 1,21 \text{ kN/m}$$

○ Critère de flèche

$$f = \frac{5 \times 1,21 \times 1600^4}{384 \times 210000 \times 11 \times 10^4} = 4,47 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = \frac{L}{300} = \frac{1600}{300} = 5,33 \text{ mm}$$

$f < f_{adm}$ Condition vérifiée

○ Critère de résistance

$$M_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{8} = 0,56 \text{ kN.m}$$

$$M_{Rd} = \frac{f_y \times W_{pl,y}}{\gamma_{Mo}} = \frac{235 \times 3,05 \times 10^3}{1,1} = 0,65 \text{ KN.m} > M_{sd}$$

Condition vérifiée

○ Vérification au cisaillement

$$V_{sd} = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{1,75 \times 1,6}{2} = 1,4 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{V_{sd} \times S}{e \times I_y} \leq \bar{\tau} = \frac{f_y}{\sqrt{3}}$$

Avec

S : est le moment statique

$$S = \sum A_i \times Z_i = (50 \times 5) \times \frac{5}{2} + ((50 - 5) \times 5) \times \frac{50}{2} = 5725 \text{ mm}^2$$

$$\tau = 14,57 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 135,67 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

2.4 Etude des limons

Une volée contient deux limons, et chaque limon doit supporter la moitié des charges et des surcharges exercées sur la volée. La figure suivante représente la distribution des charges sur un limon.

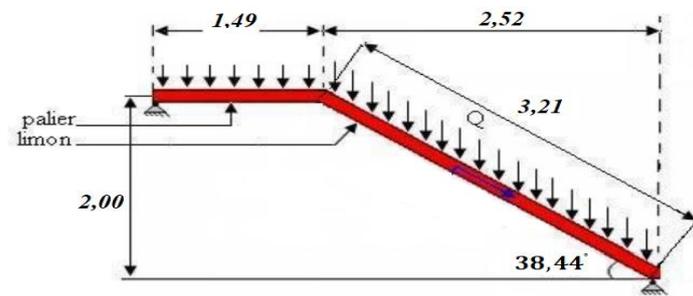


Figure 7: chargement sur le limon

2.4.1 Evaluation des charges

G_{marche}	= 1,15 kN/m ²
$G_{\text{c.marche}}$	= 1,15 kN/m ²
$G_{\text{cornier}} \times 2$	= 0,0754 kN/m
Poids du garde corps	= 0,3 kN/m
Q (charge d'exploitation).....	= 2,5 kN/m

2.4.2 Pré dimensionnement de limon

$$q_s = 4,22 \text{ kN/m}$$

$$f = \frac{5 \times q_s \times \cos \alpha \times L^4}{384 \times E \times I_y}$$

$$I_y = 203,14 \text{ cm}^4 \quad \text{Soit un UPN 120}$$

A (cm ²)	I _y (cm ⁴)	W _{ely} (cm ³)	W _{ply} (cm ³)	i _y (mm)	i _z (mm)	h (mm)	b (mm)	A _{vz} (cm ²)	P (kg/m)
17	364	60,7	72,6	46,2	15,9	120	55	8,8	13,4

Tableau 2: caractéristiques du profilé.

2.4.3 Vérification en tenant compte du poids propre du profilé

$$q_u = 1,35((1,15+1,15) \times 0,6 + 0,134 + 0,0754 + 0,3) + 1,5(2,5 \times 0,6) = 4,8 \text{ kN/m}$$

$$q_s = ((1,15+1,15) \times 0,6 + 0,134 + 0,0754 + 0,3) + (2,5 \times 0,6) = 3,39 \text{ kN/m}$$

- Critère de flèche

$$f = \frac{5 \times 3,39 \times \cos 38,44 \times 3210^4}{384 \times 210000 \times 364 \times 10^4} = 4,8 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = \frac{L}{300} = \frac{3210}{300} = 10,7 \text{ mm}$$

$$f < f_{adm} \text{ Condition vérifiée}$$

- Critère de résistance

$$M_{sd} = \frac{4,8 \times L^2}{8} = 6,18 \text{ kN.m}$$

$$M_{Rd} = \frac{f_y \times W_{pl,y}}{\gamma_{M0}} = \frac{235 \times 72,6 \times 10^3}{1,1} 10^{-6} = 15,51 \text{ KN.m} > M_{sd}$$

Condition vérifiée

$$N_{sd} = q \times \sin \alpha \times L = 4,8 (\sin 38,44) \times 3,21 = 9,58 \text{ kN.}$$

$$N_{Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{235 \times 17 \times 10^2}{1,1} = 363,18 \text{ KN}$$

Condition vérifiée

- Vérification au cisaillement

$$V_{sd} = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{4,8 \times 3,21}{2} = 7,7 \text{ KN}$$

$$V_{Rd} = \frac{f_y \times A_{vz}}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = \frac{235 \times 8,8 \times 10^2}{\sqrt{3} \times 1,1} = 108,54 \text{ KN} > V_{sd}$$

Condition vérifiée

On a : $V_{sd} < 0,5 V_{Rd} \Rightarrow$ pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

• **Vérification au flambement**

Calcul de l'élancement réduit :

$$\bar{\lambda} = \left(\frac{\lambda}{\bar{\lambda}_1} \right) \times \sqrt{\beta_A}$$

$$\beta_A = 1 \text{ (UPN section déclassée 1)}$$

$$\bar{\lambda}_1 = 93,9 \varepsilon = 93,9$$

$$\lambda = \max(\lambda_y; \lambda_z)$$

$$\lambda_y = \left(\frac{L_f}{i_y} \right) = 69,48$$

$$\lambda_z = \left(\frac{L_f}{i_z} \right) = 201,9 \Rightarrow \lambda = 201,9$$

D'où $\bar{\lambda} = 2,15 > 0,2$ (ya un risque de flambement)

Le limon est sollicité simultanément en flexion et en compression axiale, donc on doit satisfaire la condition suivante :

$$\frac{N}{\chi_{\min} \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_y \times M_y}{\frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_z \times M_z}{\frac{W_{pl,z} \times f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1 \dots \dots \dots \text{(II)}$$

On considère le flambement flexion suivant l'axe fort (y-y) est on calcul les paramètres suivants :

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \times N}{\chi_y \times A \times f_y} \quad K_y \leq 1,5$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2\beta_{My} - 4) + \left(\frac{W_{pl,y} - W_{el,y}}{W_{el,z}} \right) \quad \mu_y \leq 0,9$$

$$\bar{\lambda}_y = 0,74$$

$$\bar{\lambda}_z = 2,15 \quad \chi_{\min} = \min(\chi_y; \chi_z) = \mathbf{0,17}$$

Courbe de flambement C (profil en U)

$$\beta_{My} = 1,3$$

β_{My} : Facteur de moment uniforme équivalent (moment dus à des charges latérales).

D'où :

$$\mu_y = -0,86 < 0,9$$

$$K_y = 1,03 < 1,5 \quad \Rightarrow \text{(II)} = 0,52 < 1$$

Condition vérifiée

2.5 Etude du palier de repos

2.5.1 Evaluation des charges

Revêtement (e=2 cm).....= 0,4 kN/m²
 Mortier de pose (e=2cm).....= 0,36 kN/m²
 Dalle en béton (e=8cm).....= 2 kN/m²
 Tôle striée (e= 0,5cm).....= 0,39 kN/m²

G= 3,15 kN/m²

Q= 2,5 kN/m²

2.5.2 Pré dimensionnement de la poutre palière

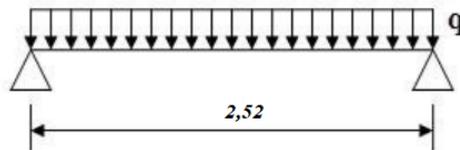


Figure 8: Schéma statique de la poutre palière

Les charges revenant sur la poutre palière sont :

Charge des cloisons.....3,32×2 = 6,64 kN/m

Charge revenant du palierG= 3,15×0,7= 2,2 kN/m

Q=2,5×0,7= 1,75 kN/m

$q_s = 6,64 + 2,2 + 1,75 = 10,6 \text{ kN/m}$

$I_y = 315,53 \text{ cm}^4$

Soit un IPE140 caractérisé par :

A (cm ²)	I_y (cm ⁴)	W_{ely} (cm ³)	W_{ply} (cm ³)	t_f (mm)	t_w (mm)	h (mm)	b (mm)	A_{vz} (cm ²)	P (kg/m)
16,4	541,2	77,32	88,34	6,9	7,4	140	73	7,64	12,9

Tableau 3: caractéristiques du profilé

2.5.3 Vérification en tenant compte le poids du profilé

$q_u = 14,74 \text{ kN/m}$

$q_s = 10,72 \text{ kN/m}$

- **Critère de flèche**

$$f = \frac{5 \times 10,72 \times 2520^4}{384 \times 210000 \times 541,2 \times 10^4} = 4,95 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = \frac{L}{300} = \frac{2520}{300} = 8,4 \text{ mm}$$

$f < f_{adm}$ Condition vérifiée

- **Critère de résistance**

$$M_{sd} = \frac{14,74 \times 2,52^2}{8} = 11,7 \text{ kN/m}$$

$$M_{Rd} = \frac{f_y \times W_{pl,y}}{\gamma_{M0}} = \frac{235 \times 88,34 \times 10^3}{1,1} 10^{-6} = 18,87 \text{ KN.m} > M_{sd}$$

Condition vérifiée

- **Vérification au cisaillement**

$$V_{sd} = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{14,74 \times 2,52}{2} = 18,57 \text{ KN}$$

$$V_{Rd} = \frac{f_y \times A_{vz}}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = \frac{235 \times 7,64 \times 10^2}{\sqrt{3} \times 1,1} = 94,23 \text{ KN} > V_{sd}$$

Condition vérifiée

1	Etude de l'acrotère.....	24
1.1	Hypothèse de calcul.....	24
1.2	Evaluation des actions	24
1.3	Calcul des sollicitations.....	25
1.4	Ferraillage de l'acrotère (selon le BAEL 91)	25
1.4.1	Calcul de l'excentricité à l'ELU	25
1.4.2	Calcul à l'ELU.....	26
1.4.3	Vérification au cisaillement.....	27
1.4.4	Vérification de l'adhérence	27
1.4.5	Vérification des contraintes à l'ELS.....	27
2	Etude des escaliers.....	29
2.1	Choix des dimensions.....	29
2.2	Calcul du nombre de marche et de contre marche.....	30
2.3	Etude des marches	30
2.3.1	Evaluation des charges	30
2.3.2	Pré dimensionnement des cornières	30
2.3.3	Vérification en tenant compte du poids propre de la cornière.....	31
2.4	Etude des limons	32
2.4.1	Evaluation des charges	32
2.4.2	Pré dimensionnement de limon	32
2.4.3	Vérification en tenant comptent du poids propre du profilé.....	33
2.5	Etude du palier de repos	35
2.5.1	Evaluation des charges	35
2.5.2	Pré dimensionnement de la poutre palière.....	35
2.5.3	Vérification en tenant compte le poids du profilé	35
	Figure 1: dimensions de l'acrotère	24
	Figure 2: sollicitations exercées sur l'acrotère	25
	Figure 3: dimensions de la section à ferrailer.	25
	Figure 4: Schéma de ferraillage de l'acrotère.	Error! Bookmark not defined.
	Figure 5: vue en plan de l'escalier.....	29
	Figure 6: éléments de la marche.....	30
	Figure 7: schéma statique d'une cornière.....	31
	Figure 8: chargement sur le limon.....	32
	Figure 9: Schéma statique de la poutre palière.....	35
	Figure 10: schéma statique	Error! Bookmark not defined.

Tableau 1: sollicitations et combinaisons d'action.	25
Tableau 2: caractéristiques du profilé.	33
Tableau 3: caractéristiques du profilé	35

CHAPITRE 02

- Tableau 1:** Choix de la zone..... **Error! Bookmark not defined.**
- Tableau 2:** Valeurs des pressions dynamiques..... **Error! Bookmark not defined.**
- Tableau 3 :** C_{pe} pour les parois verticales d'un bâtiment à base rectangulaire..... **Error! Bookmark not defined.**
- Tableau 4:** valeur de C_{pe} pour la terrasse 35,54 m **Error! Bookmark not defined.**
- Tableau 5:** Valeurs des pressions W sur la zone A', B', D et E **Error! Bookmark not defined.**
- Tableau 6:** Valeurs des pressions W sur terrasse de 35,54 m . **Error! Bookmark not defined.**
- Tableau 7:** C_{pe} pour les parois verticales d'un bâtiment à base rectangulaire **Error! Bookmark not defined.**
- Tableau 8:** valeur de C_{pe} pour la terrasse 35,54 m **Error! Bookmark not defined.**
- Tableau 9:** Valeurs des pressions W sur la zone A, B, C, D et E **Error! Bookmark not defined.**
- Tableau 10:** Valeurs des pressions W sur terrasse de 35,54 m **Error! Bookmark not defined.**
- Tableau 11:** Valeurs des pressions dynamiques..... **Error! Bookmark not defined.**

CHAPITRE 03

- Tableau 1:** sollicitations et combinaisons d'action. **Error! Bookmark not defined.**
- Tableau 2:** caractéristiques du profilé. **Error! Bookmark not defined.**
- Tableau 3:** caractéristiques du profilé **Error! Bookmark not defined.**

CHAPITRE 04

- Tableau 1:** Valeur limites recommandées pour les flèches verticales 41
- Tableau 2:** Caractéristiques du profilé IPE 220 42
- Tableau 3 :** Caractéristique du profile IPE 330..... 48
- Tableau 4 :** réaction des solives sur la poutre en phase initiale 49
- Tableau 5 :** réaction des solives sur la poutre en phase final **Error! Bookmark not defined.**2
- Tableau 6 :** calcule des flèche dus au charge concertai des solives 54
- Tableau 7 :** Caractéristique du profile IPE 270..... 54
- Tableau 8 :** Descente des charges 58
- Tableau 9:** Charges revenant au poteau central 59
- Tableau 10 :** choix des profilés finals 59
- Tableau 11:** Caractéristique géométrique du profilé..... **Error! Bookmark not defined.**0

CHAPITRE 05

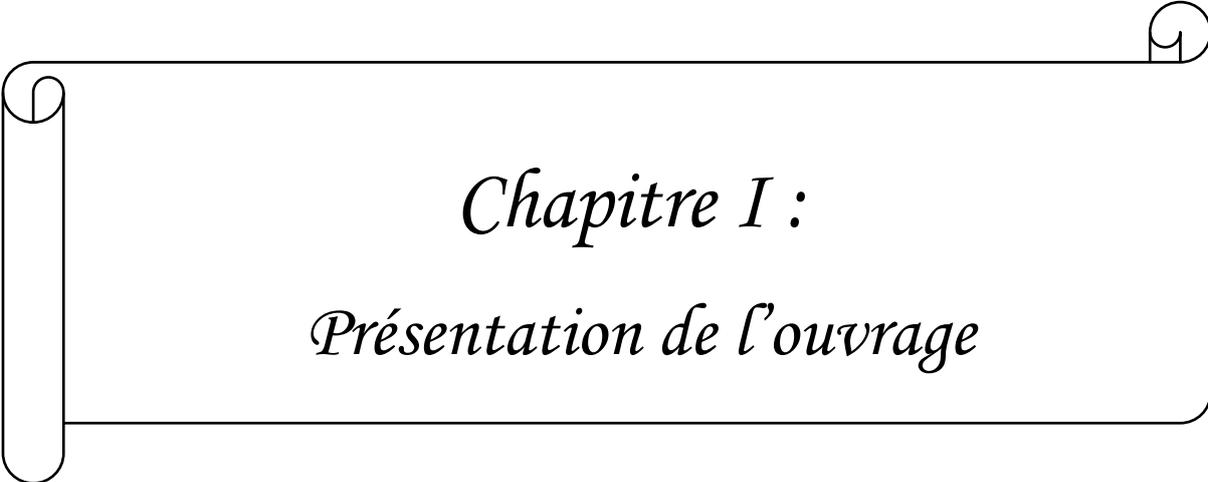
- Tableau 1:** Caractéristiques dynamiques de la structure **Error! Bookmark not defined.**
- Tableau 2 :** Résultante des forces sismiques à la base **Error! Bookmark not defined.**
- Tableau 3 :** Les déplacements sens X **Error! Bookmark not defined.**
- Tableau 4 :** Les déplacements sens Y **Error! Bookmark not defined.**
- Tableau 5 :** Justification vis-à-vis de l'effet $P-\Delta$ sens X..... **Error! Bookmark not defined.**

CHAPITRE 06

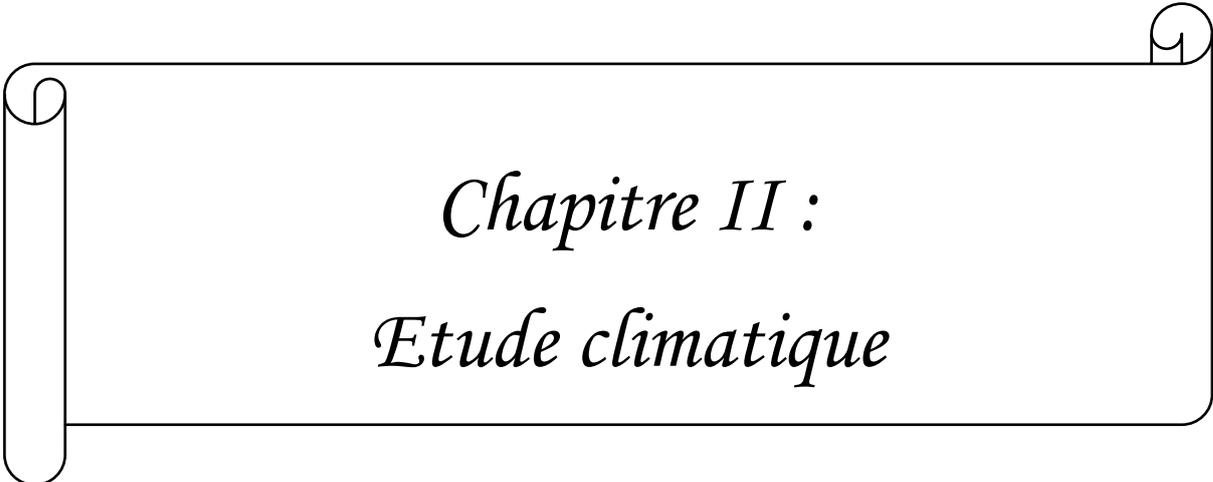
- Tableau 1:** Caractéristiques du profilé IPE 400 **Error! Bookmark not defined.**
- Tableau 2:** Caractéristiques du profilé IPE 360 **Error! Bookmark not defined.**
- Tableau 4 :** Caractéristiques du profilé HEB 900 **Error! Bookmark not defined.**
- Tableau 5 :** vérification des poteaux au flambement composée **Error! Bookmark not defined.**
- Tableau 6 :** calcule pour chaque étage du ferrailage des trumeaux..... **Error! Bookmark not defined.**
- Tableau 7 :** calcule pour chaque étage du ferrailage des trumeaux **Error! Bookmark not defined.**
- Tableau 8:** Choix final adopté pour les voiles de la direction x-x **Error! Bookmark not defined.**
- Tableau 9:** Choix final adopté pour les voiles de la direction Y-Y **Error! Bookmark not defined.**

CHAPITRE 08

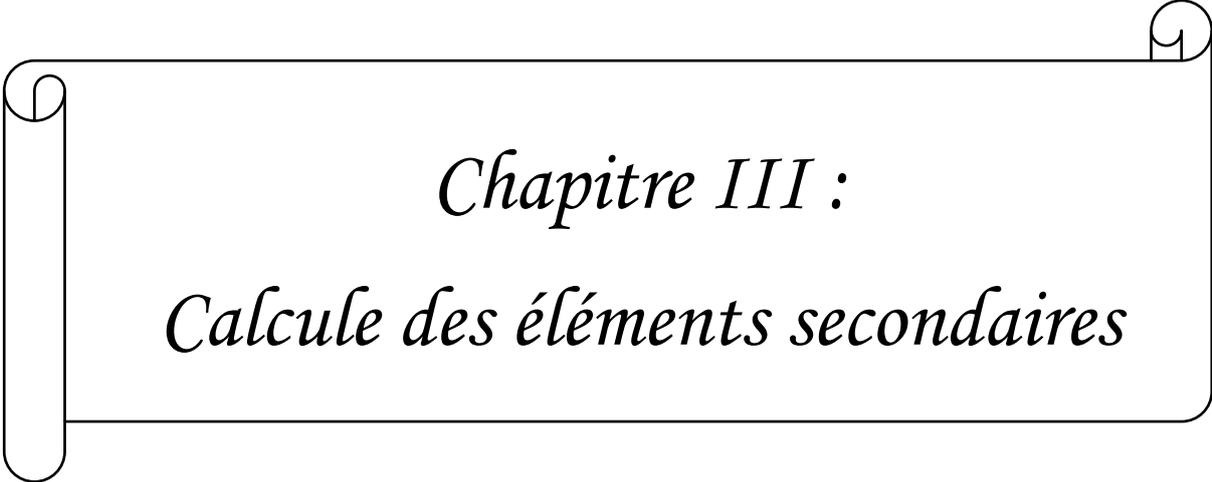
- Tableau 1 :** Vérification des semelles isolées **Error! Bookmark not defined.**
- Tableau 2:** pourcentage pour chaque poteau **Error! Bookmark not defined.**
- Tableau 3 :** Les charges de chaque fille **Error! Bookmark not defined.**
- Tableau 4 :** Vérification de contrainte **Error! Bookmark not defined.**
- Tableau 5 :** sollicitations dans la dalle **Error! Bookmark not defined.**
- Tableau 6 :** tableau de ferrailage dans le sens X-X..... **Error! Bookmark not defined.**
- Tableau 7:** tableau de ferrailage dans le sens Y-Y..... **Error! Bookmark not defined.**
- Tableau 8 :** Ferrailage du voile périphérique. **Error! Bookmark not defined.**
- Tableau 9 :** Vérifications des contraintes. **Error! Bookmark not defined.**



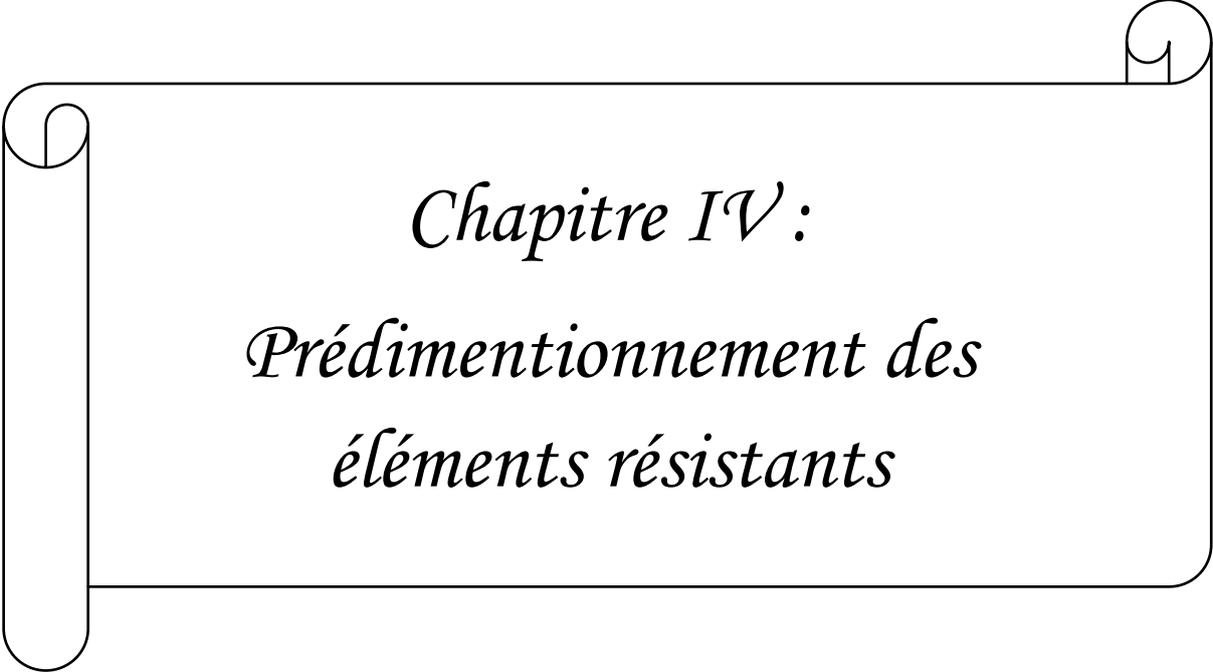
Chapitre I :
Présentation de l'ouvrage



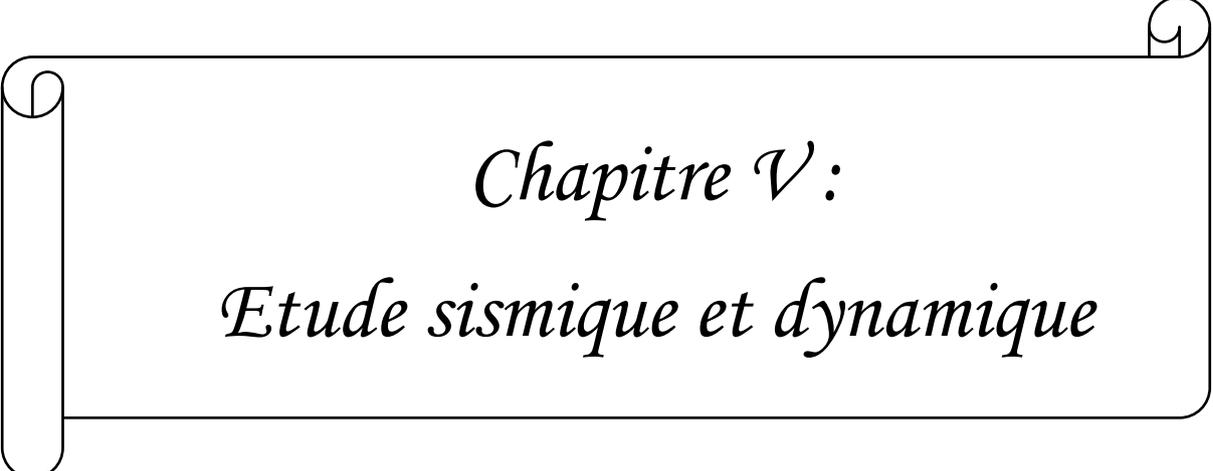
Chapitre II :
Etude climatique



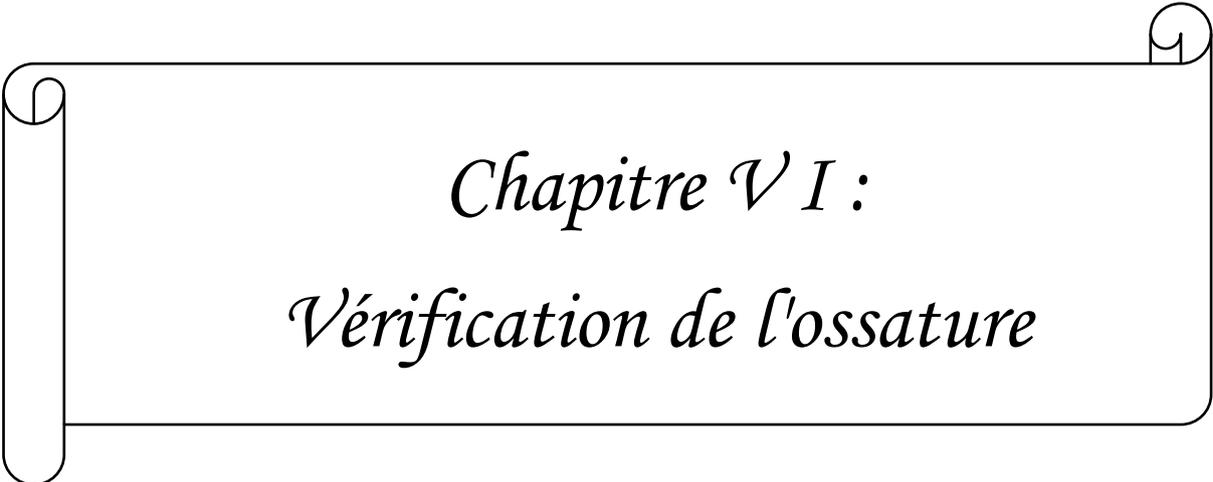
Chapitre III :
Calcul des éléments secondaires



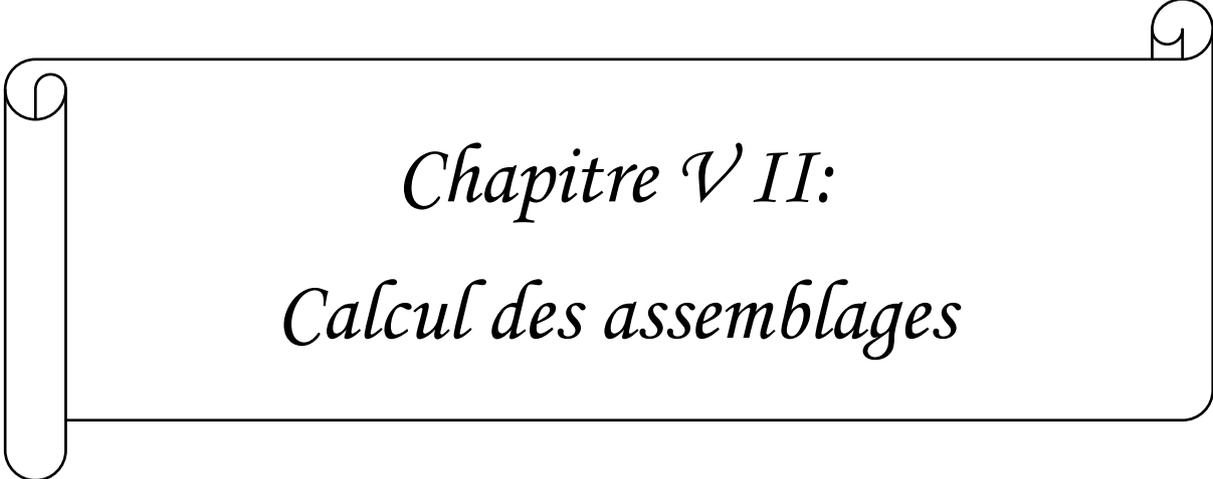
Chapitre IV :
Prédimensionnement des
éléments résistants



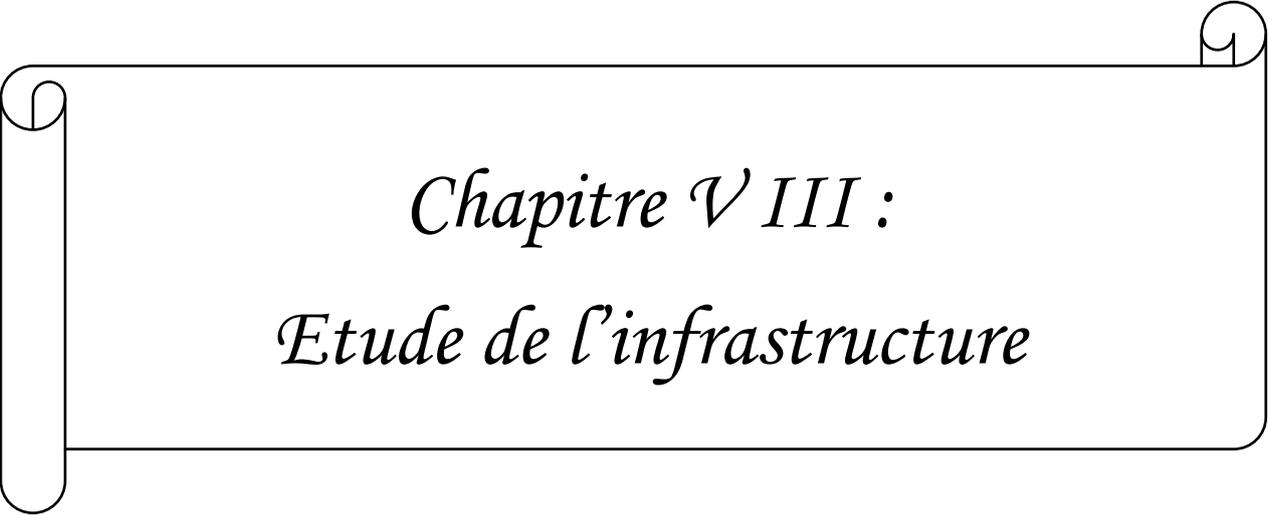
Chapitre V :
Etude sismique et dynamique



Chapitre VI :
Vérification de l'ossature

A decorative scroll graphic with a black outline, featuring a vertical scroll on the left and a horizontal scroll on the top and right. The text is centered within the horizontal scroll.

Chapitre V II:
Calcul des assemblages



Chapitre V III :
Etude de l'infrastructure

1 Introduction :

Dans le cadre de notre formation, nous sommes amenés, à l'issue de notre cursus, à réaliser un projet de fin d'études. Le but de ce projet est d'être confronté à une situation professionnelle concrète et réelle. Notre mission était de dimensionner les éléments d'une structure en charpente métallique avec les règles actuellement en vigueur. Dans ce chapitre nous ferons une présentation de toutes les données relatives au projet.

1.1 Conception architecturale :

- ✓ S-sol sera aménagé en parking
- ✓ RDC et 1er étage seront destinées pour usage commerce.
- ✓ du 2^{eme} au 10^{eme} étage seront destinées pour usage hôtel.
- ✓ La terrasse sera destinée pour restaurant.

1.2 Présentation de l'ouvrage

Ce projet consiste à une étude d'un bâtiment à usage (hôtel, commerce), implantée à Alger. La structure se compose d'un rez-de-chaussée et 10 étages.

- Hypothèses climatique : Zone B pour la neige,
Zone I pour le vent (selon le RNV2013) **tableau A.2**
- Zone sismique : zone III (forte sismicité selon le RPA99V2003).

1.3 Dimension de l'ouvrage

- Longueur total du bâtiment : 23,77 m.
- Largeur total du bâtiment : 22,37 m.
- Hauteur total du bâtiment : 35,54 m.
- Hauteur de chaque niveau :
 - ✓ RDC et 1^{er} : 4,00 m
 - ✓ 2^{eme} au 10^{eme} étage : 3,06 m

1.4 Elément de l'ouvrage

- **Ossature** : partie d'une structure, comprenant un ensemble d'élément structural directement assemblés et dimensionnés pour agir ensemble à fin de résister aux charges. La structure est constituée des poteaux en HEA, HEB, poutres en IPE et contreventé par des palées en X.
- **Plancher** : Plancher mixte avec dalle collaborant d'épaisseur 8 cm. Le profilé métallique est connecté mécaniquement à la dalle de béton qu'il porte. Il est constitué de :
 - ✓ Dalle en béton armé collaborant (béton+ treille souder)
 - ✓ Solives
 - ✓ Connecteurs soudés
 - ✓ Tôle profilée en TN40
- **Escalier** : le bloc contient deux cages d'escalier, il est en structure métallique.
- **Acrotère** : la terrasse est entourée par un acrotère en béton armé d'une hauteur de 60,00 cm et une épaisseur de 10,00 cm.

1.5 Assemblages

- **Assemblage boulonné**

Le boulonnage est une méthode d'assemblage mécanique démontable. Les boulons servant à créer une liaison de continuité entre élément ou à assurer la transmission intégrale des efforts d'une partie à l'autre d'une construction. Les valeurs nominales de la résistance limitent d'élasticité « f_{yb} » ainsi que celle de la résistance à la traction « f_{ub} » des différentes classes de boulons sont indiquées dans le tableau suivant :

Classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.6	6.8	8.8	10.9
f_{yb} (MPa)	240	302	300	400	360	480	640	900
f_{ub} (MPa)	400	400	500	500	600	600	800	1000

Tableau 1.1 : valeurs nominales des résistances

- **Assemblage soudé**

Le soudage est une technique d'assemblage permettant d'assurer la continuité métallique entre les pièces soudées.

2 Matériaux utilisés

2.1 L'acier

C'est un matériau constitué essentiellement de fer et d'un peu de carbone, qui sont extraits de matières premières, naturelles tirées du sous-sol (mine de fer et de carbone). L'acier de construction doit satisfaire les conditions suivantes :

- Le rapport $\frac{f_u}{f_y} > 1,2$
- La déformation ultime doit être supérieure à 20 fois la déformation élastique ($\epsilon_u \geq 20 \times \epsilon_y$)
- Critère de l'allongement à la rupture $A_r \geq 15\%$.
Avec A_r : allongement à la rupture d'une éprouvette normalisée, mesurée sur une longueur entre repère 5,65 A ou A est l'aire de la section de l'éprouvette.
- Avoir une bonne soudabilité.

Les valeurs de calculs normalisées des principales caractéristiques des aciers de construction sont les suivantes :

- Module d'élasticité longitudinal : $E = 210000 \text{ N/mm}^2$
- Coefficient de contraction latéral (poisson) : $\nu = 0,2$
- Masse volumique : $\rho = 7850 \text{ Kg/m}^3$

La nuance choisie pour la réalisation de cet ouvrage est l'acier S275 caractérisé par :

- Limite d'élasticité : $f_y = 235 \text{ N/mm}^2$
- Limite ultime : $f_u = 430 \text{ N/mm}^2$

2.2 Béton

C'est un matériau économique qui résiste bien à la compression. On utilise un béton dosé à 350 Kg/m^3 de ciment CPJ32,5 pour les éléments de planchers et fondations.

Les hypothèses de calcul sont :

- Les sections droites restent planes.
- Il n'y a aucun glissement entre l'acier et le béton.
- La résistance à la traction du béton est négligée.

Les caractéristiques physiques et mécaniques sont :

- Pour les planchers, la classe du béton est C25/30
- Pour les fondations, la classe du béton est C 40/40
- Masse volumique : $\rho = 2500 \text{ Kg/m}^3$
- La résistance à la compression à 28 jours : $f_{c28} = 25 \text{ N/mm}^2$
- La résistance à la traction à 28 jours : $f_{t28} = 0,06f_{c28} + 0,6 = 2,1 \text{ N/mm}^2$

3 Règlements utilisés

- RPA99/2003 (règles parasismique Algériennes).
- D.T.R.B.C.2.44, Eurocode 3 (règles de conception et de calcul des structures en acier

« CCM 97 »).

- Eurocode 4 (conception et dimensionnement des structures mixtes acier-béton).
- D.T.R.B.C.2.2 (charges permanentes et charges d'exploitations).
- D.T.R.C 2-4.7 (règlement neige et vent « RNV2013 »).
- BAEL 91-CBA93 (béton armé aux états limites).

4 Etats limite de calcul

C'est un état dont lequel une condition de sécurité pour l'ouvrage ou l'un des ses éléments est strictement vérifiée au-delà de cet état, on distingue deux états limites :

4.1 Etats limites ultimes

Les états limites ultimes concernent la sécurité, telle la résistance aux charges et l'équilibre, lorsque la structure atteint le point où elle devient dangereuse pour l'usage auquel destinée. Cela étant dit, il convient que l'ingénieur s'assure par des vérifications que la résistance maximum d'une structure (ou élément d'une structure) excède les actions maximum (charges ou déformations) qu'elle subira avec une marge de sécurité raisonnable. Pour le calcul des structures en acier, les principaux aspects qui doivent être vérifiés sont la résistance (y compris la plastification, le flambement, et la transformation au mécanisme) et l'équilibre statique d'ensemble.

4.2 Etat limite de service

Les états limites de service concernent les états où la structure, bien que « fonctionnelle » commence à se comporter de façon non satisfaisante en raison, par exemple, de vibration ou de déformations excessives. Il convient donc que l'ingénieur s'assure par des vérifications que la structure remplira sa fonction de façon satisfaisante lorsqu' 'elle sera soumise à ses charges de service ou d'exploitation.

A cet effet, l'état limite de service consiste à vérifier que les flèches ne sont pas excessives dans les conditions d'utilisation normale.

5 Actions et combinaisons d'actions

5.1 Les actions

▪ Actions permanent G_i

Poids propre des éléments de la construction

Poids propre des équipements fixes

▪ Actions variables Q_i

Charges d'exploitation Charges appliquées en cours d'exécutions

▪ Actions climatiques

Vent (W)

Neige (S)

▪ Actions accidentelles E_i

Séisme

5.2 Combinaisons d'actions

(CCM97-art 2.3.2.2)

5.2.1 Situations durable

ELU

Pour les structures de bâtiments, on utilise la plus défavorable des deux formules suivantes :
Avec prise en compte uniquement de l'action variable la plus défavorable :

$$\sum_j \gamma_{Gi} \times G_{kj} + 1,5 \times Q_{k,max}$$

Avec prise en compte de tous les actions variables défavorables :

$$\sum_j \gamma_{Gi} \times G_{kj} + 1,35 \times \sum_{i>1} Q_{ki}$$

G_{kj} : Valeur caractéristique des actions permanentes.

Q_{ki} : Valeur caractéristique des actions variables.

$\gamma_{Gi} = 1,35$: Si l'action agit défavorablement

• ELS

Pour les structures de bâtiments, on utilise la plus défavorable des deux formules suivantes :
Avec prise en compte uniquement de l'action variable la plus défavorable :

$$\sum_j G_{kj} + Q_{k,max}$$

Avec prise en compte de tous les actions variables défavorables :

$$\sum_j G_{kj} + \sum_{i>1} Q_{ki}$$

6 Présentation des systèmes du contreventement

Les contreventements sont des dispositifs conçus pour reprendre les efforts du vent et du séisme dans la structure et les transmettre au sol.

La structure est contreventée par des palées de stabilité verticales dans chaque direction, transversale et longitudinale en croix de Saint-André. Elles sont posées entre deux files de poteaux et poutre et liées à ceux-ci par des liaisons articulées.

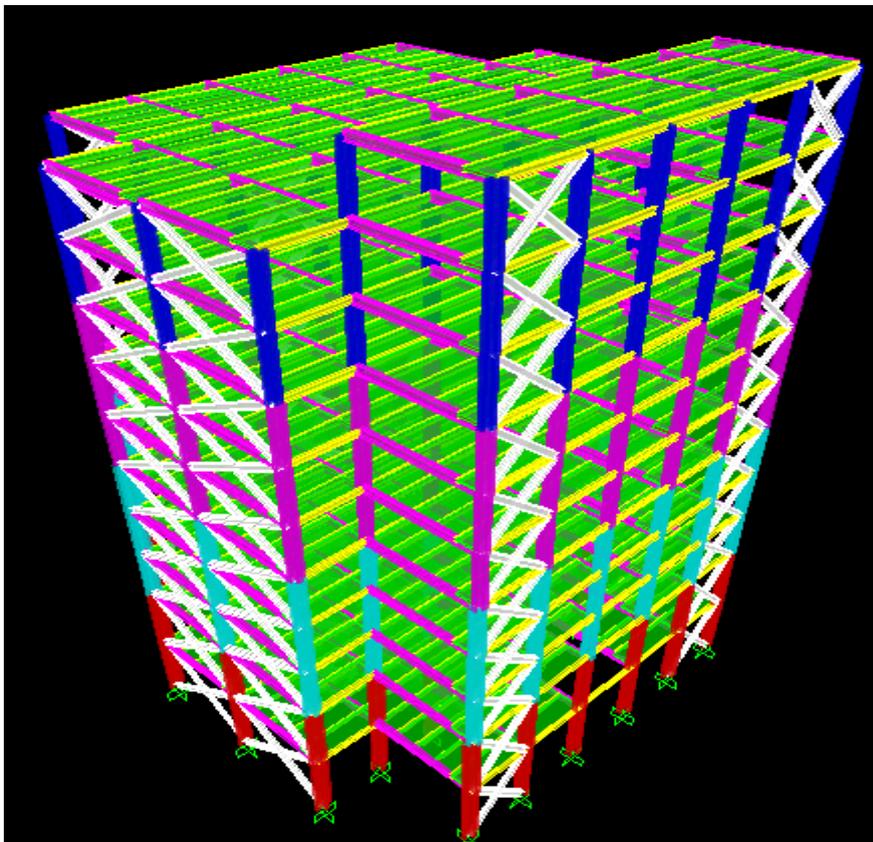


Figure I_1
3D de la

: vue en
structure

Table des matières

1	Introduction :	1
1.1	Conception architecturale :	1
1.2	Présentation de l'ouvrage	1
1.3	Dimension de l'ouvrage.....	1
1.4	Elément de l'ouvrage.....	1
1.5	Assemblages	2
2	Matériaux utilisés	2
2.1	L'acier.....	2
2.2	Béton.....	2
3	Règlements utilisés	3
4	Etats limite de calcul	3
4.1	Etats limites ultimes	3
4.2	Etat limite de service	3
5	Actions et combinaisons d'actions	4
5.1	Les actions	4
5.2	Combinaisons d'actions (CCM97-art 2.3.2.2).....	4
5.2.1	Situations durable.....	4
6	Présentation des systèmes du contreventement	5

1 Introduction

Les structures sont soumises d'une façon directe à des charges d'origine variée. Ces charges sont considérées comme des actions directes et incluent les effets de pesanteur et environnementaux, tel que le vent et la neige. De plus des déformations peuvent être imposées à la structure, par exemple dues au tassement ou à la dilatation thermique. Ces charges sont des actions « indirectes ». Si on applique une approche quantitative à l'analyse des structures, il est nécessaire de pouvoir identifier l'intensité de ces actions. De plus, si la structure doit se comporter de façon satisfaisante pendant sa durée de vie, il est nécessaire de bien comprendre la nature de ces charges et de prendre des mesures appropriées afin d'éviter les problèmes, par exemple de fatigue ou de vibration.

2 Action de la neige

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

$$S = \mu \times S_K \quad [KN/m^2] \text{ (RNV 99)}$$

Où :

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

Le projet est implanté à ALGER qui se trouve à une altitude de **345 m**.

$$S_K = \frac{0,07 \times H + 15}{100} \Rightarrow S_K = 0,392 \text{ KN/m}^2$$

Le projet ne présente pas des discontinuités de niveaux, et on a une pente de 3% comprise entre 0° et 30° donc : $\mu = 0,8$; ce qui donne

$$S = 0,31 \text{ KN/m}^2$$

3 Action du vent

3.1.1 Introduction

L'effet du vent sur une construction métallique est généralement prépondérant. 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 RNV99. Le calcul doit être effectué séparément pour les deux directions principales du vent, qui sont perpendiculaires aux parois de la construction (figure 2).

- La direction « V1 » du vent : perpendiculaire à la façade principale.
- La direction « V2 » du vent : parallèle à la façade principale.

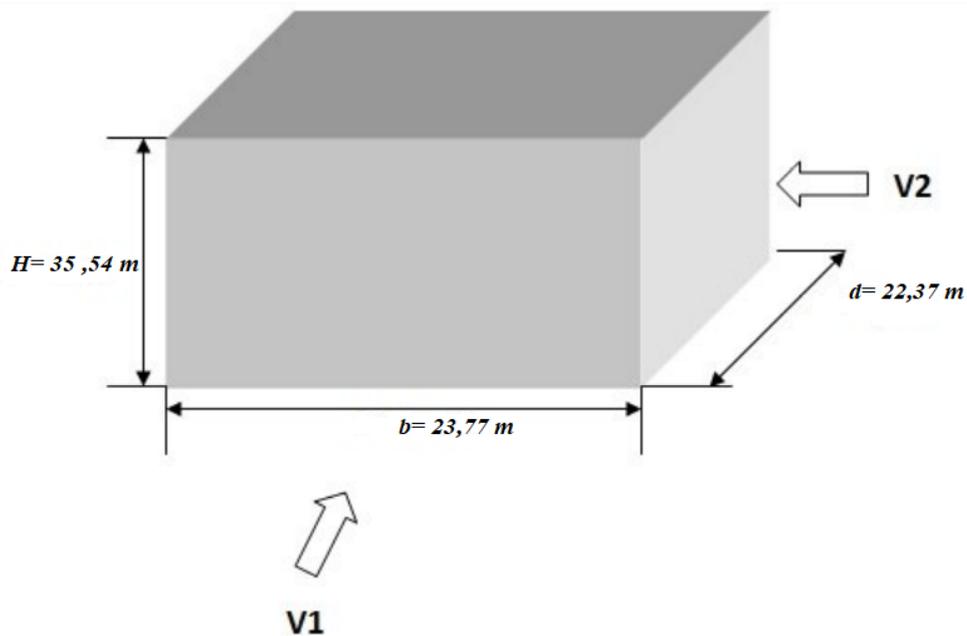


Figure 1: les deux directions principales du vent.

3.1.2 Principes généraux

3.2 Modélisation de l'action du vent

- Les actions exercées par le vent sont classées comme des actions libres variables.
- On admet que le vent peut souffler dans toutes les directions horizontales sous un angle vertical pouvant varier de plus ou moins 10° par rapport au plan horizontal
- On admet qu'à un instant donné, la direction du vent ne varient pas avec la hauteur.
- L'action du vent est supposée perpendiculaire aux surfaces exposées (parois verticales, toiture). Pour les surfaces allongées, l'action du vent peut aussi être tangentielle (force de frottement).

L'action du vent sur un ouvrage et sur chacun de ses éléments dépend des caractéristiques suivantes :

- Vitesse du vent.
- Catégorie de la construction et de ses proportions d'ensemble.
- Configuration locale du terrain (nature du site).
- Perméabilité de ses parois (pourcentage de surface des ouvertures par rapport à la surface totale de la paroi).

3.3 Détermination de la pression dynamique (q_p)

$$q_p(z_e) = q_{ref} \times C_e(z_e) \text{ [N/m}^2\text{]}$$

- Valeur de la pression dynamique de référence

zone	q_{ref} N/m ²
I	375
II	435
III	500
IV	575

→ zone	q_{ref} N/m ²
I	375

Tableau 1: Choix de la zone.

- Hauteur de référence z_e :

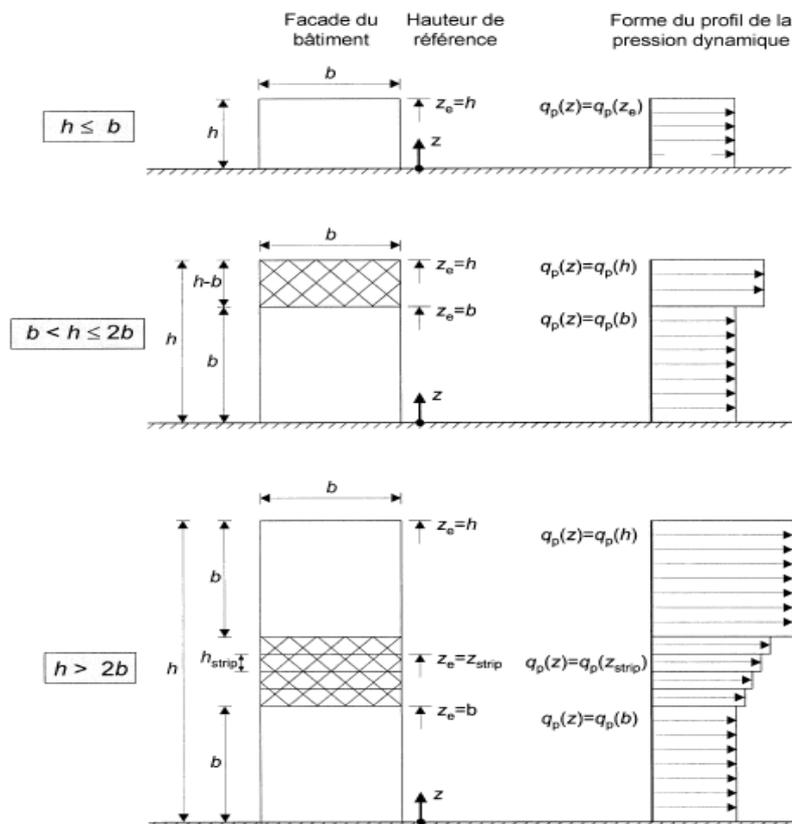


Figure 2: hauteur de la référence z_e

Les coefficients de pression extérieure Cpe10 et Cpe1 pour les zones A, B, C, D et E

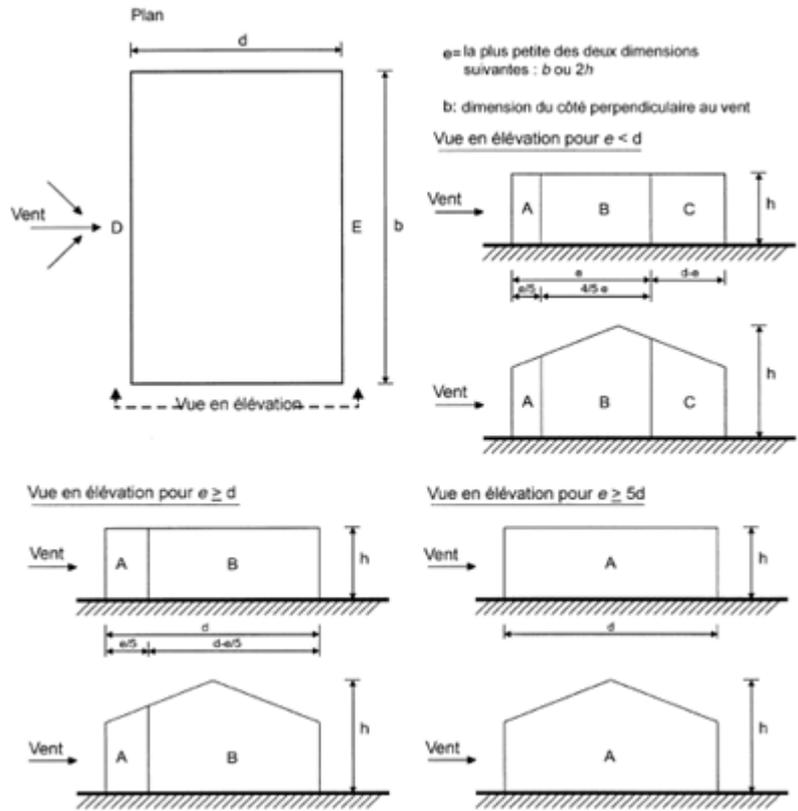


Figure 3: légende relative aux murs verticaux

Remarque : Pour que le calcul soit rapide et simplifier il est de préférence de calcul dans les deux directions en même temps

Hauteur de référence	Ze (m)
Paroi vertical V1	35,54
Paroi vertical V2	35,54

• **coefficient d'exposition :**

$$ce(z_e) = C_t^2(z) \times C_r^2(z) \times [1 + 7 I_v(z)]$$

(§2.4.2. [1])

C_r : Coefficient de rugosité

(Cf. § 2.4.4. [1])

C_t : Coefficient de topographie

(Cf. §2.4.5. [1])

$I_v(z)$: Intensité de la turbulence

(Cf. §2.4.6. [1])

Z (en m) : hauteur considéré

• **Catégories de terrain :**

Catégories de terrain	K_T	z_0 (m)	z_{min} (m)	ϵ
0 Mer ou zone côtière exposée aux vents de mer	0,156	0,003	1	0,38
I Lacs ou zone plate et horizontale à végétation négligeable et libre de tous obstacles.	0,170	0,01	1	0,44
II Zone à végétation basse telle que l'herbe, avec ou non quelques obstacles isolés (arbres, bâtiments) séparés les uns des autres d'au moins 20 fois leur hauteur.	0,190	0,05	2	0,52
III Zone à couverture végétale régulière ou des bâtiments, ou avec des obstacles isolés séparés d'au plus 20 fois leur hauteur (par exemple des villages, des zones suburbaines, des forêts permanentes).	0,215	0,3	5	0,61
IV Zones dont au moins 15% de la surface est occupée par des bâtiments de hauteur moyenne supérieure à 15 m.	0,234	1	10	0,67

Tableau 2.4 : Définition des catégories de terrain

→	Catégories de terrain	K_T	Z_0 (m)	Z_{min} (m)	ϵ
	III	0,215	0,3	5	0,61

• **Coefficient de rugosité :**

$$\begin{cases} C_r(z) = K_T \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) & \text{pour } z_{min} \leq z \leq 200\text{m} \\ C_r(z) = K_T \times \ln\left(\frac{z_{min}}{z_0}\right) & \text{pour } z < z_{min} \end{cases}$$

Hauteur de référence	Z_e (m)	C_r
Paroi vertical V1	35,54	1,03
Paroi vertical V2	35,54	1,03
Toiture	35,54	1,03

• **Coefficient de topographie :**

$$\begin{cases} C_t(z) = 1 & \text{pour } \phi < 0,05 \\ C_t(z) = 1 + s_{max} \times \left(1 - \frac{|x|}{k_{red} \times L}\right) \times e^{-\alpha(z/L)} & \text{pour } \phi \geq 0,05 \end{cases}$$

Comme le site est considéré comme site plat donc le $C_t=1$

- **Intensité de turbulence :**

$$\left\{ \begin{array}{l} I_v(z) = \frac{1}{C_r(z) \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \quad \text{pour } z > z_{\min} \quad \text{(a)} \\ I_v(z) = \frac{1}{C_r(z) \times \ln\left(\frac{z_{\min}}{z_0}\right)} \quad \text{pour } z \leq z_{\min} \quad \text{(b)} \end{array} \right.$$

Hauteur de référence	Ze (m)	Iv
Paroi vertical V1	35,54	0.21
Paroi vertical V2	35,54	0.21
Toiture	35,54	0.21

	Ze (m)	Cr	Ct	Iv	zone	qréf N/m ²
Récapitulatif	Paroi vertical V1	35,54	1,03	1	I	375
	Paroi vertical V2	35,54	1,03			
	Toiture	35,54	1,03			

Coefficient d'exposition "Ce"	Paroi vertical V1	3,52
	Paroi vertical V2	3,52
	Toiture	3,52

	N/m ²	
Pression dynamique de pointe qp	Paroi vertical V1	1322,62
	Paroi vertical V2	1322,62
	Toiture	1322,62

Tableau 2: Valeurs des pressions dynamiques

3.4 Détermination de la pression aérodynamique (W)

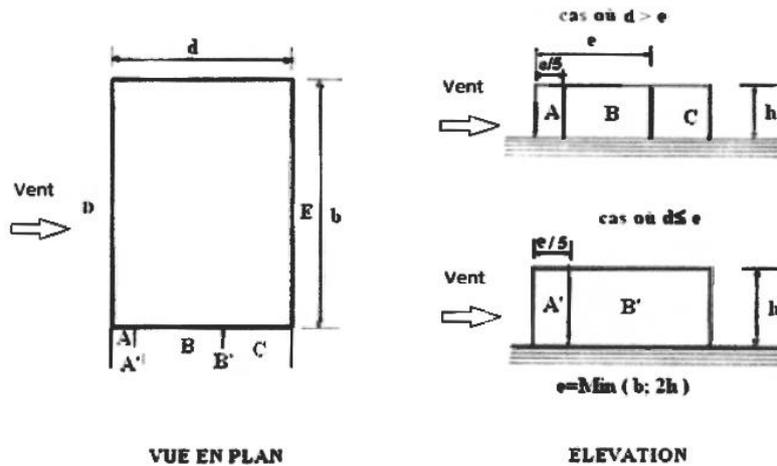
I. Direction V1 :

a) Coefficients de pression extérieure

Parois vertical :

b (m)	23,77
d (m)	22,37
h (m)	35,54

$e = \min [b ; 2h]$	→	23,77	m	→	$e > d$	→	2eme cas
---------------------	---	--------------	----------	---	------------------------------	---	-----------------



b) calcul de surface pour déterminé le Cpe

5.1.1.2. C_{pe} s'obtient à partir des formules suivantes :

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

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

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

où S (en m²) désigne la surface chargée de la paroi considérée.

Paroi latérale				Paroi au vent		paroi sous le vent			
A, A'		B, B'		C		D		E	
C _{pe,10}	C _{pe,1}								
-1,0	-1,3	-0,8	-1,0	-0,5		+0,8	1,0	-0,3	

e/5	4,754
e4/5	19,016
e/4	5,9425
e/10	2,377

Zone	A'	B'	D	E
surface	169,06	675,83	795,03	795,03
	-1	-0,8	+0,8	-0,3
C_{pe}=C_{pe10}				

Tableau 3 :C_{pe} pour les parois verticales d'un bâtiment à base rectangulaire

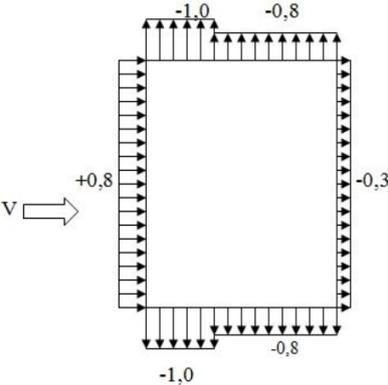
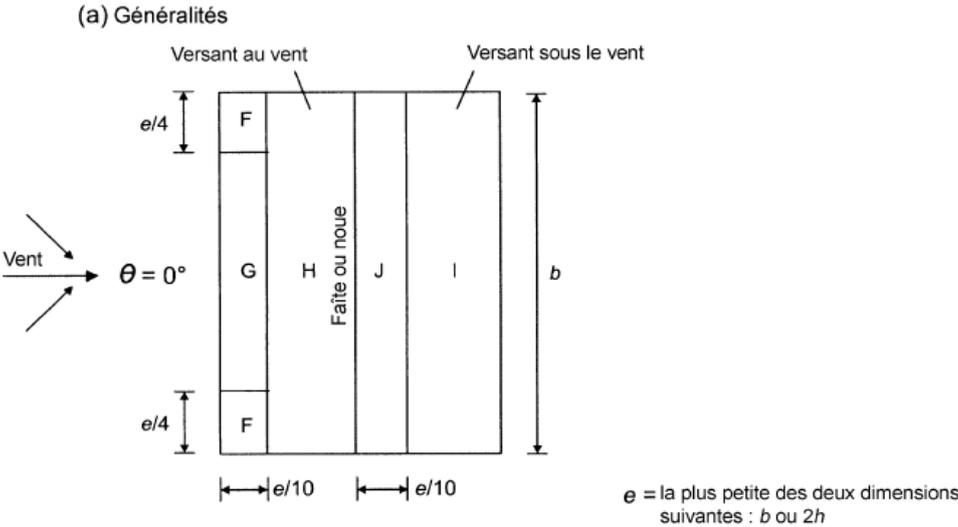


Figure 4: répartition de C_{pe10} sur façade principale.

Toiture :



		Zones							
		F		G		H		I	
		C _{pe,10}	C _{pe,1}						
arêtes vives (sans acrotères)		- 1,8	-2,5	- 1,2	- 2,0	- 0,7	-1,2	± 0,2	
avec acrotères	h _p /h = 0,025	- 1,6	- 2,2	- 1,1	- 1,8	- 0,7	-1,2	± 0,2	
	h _p /h = 0,05	- 1,4	- 2,0	- 0,9	- 1,6	- 0,7	-1,2	± 0,2	
	h _p /h = 0,10	- 1,2	- 1,8	- 0,8	- 1,4	- 0,7	-1,2	± 0,2	
rives arrondies	r/h = 0,05	- 1,0	- 1,5	- 1,2	- 1,8	- 0,4		± 0,2	
	r/h = 0,10	- 0,7	- 1,2	- 0,8	- 1,4	- 0,3		± 0,2	
	r/h = 0,20	- 0,5	- 0,8	- 0,5	- 0,8	- 0,3		± 0,2	
brisis mansardés	α = 30°	- 1,0	- 1,5	- 1,0	- 1,5	- 0,3		± 0,2	
	α = 45°	- 1,2	- 1,8	- 1,3	- 1,9	- 0,4		± 0,2	
	α = 60°	- 1,3	- 1,9	- 1,3	- 1,9	- 0,5		± 0,2	

Zone	F	G	H	I
surface	14,13	24,92	226	282,51
	C_{pe}=C_{pe10}			
h _p /h = 0,025	-1,6	-1,1	-0,7	±0,2

Tableau 4: valeur de C_{pe} pour la terrasse 35,54 m

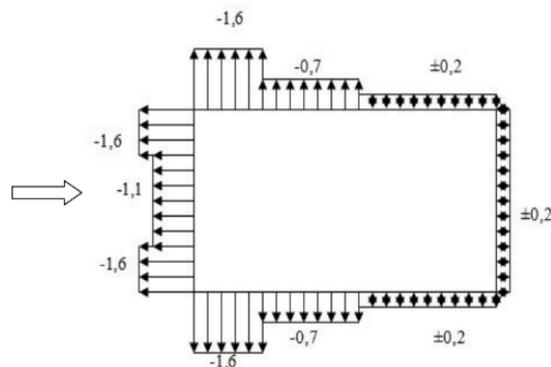


Figure 5: répartition de C_{pe10} sur la terrasse.

Remarque :

Lorsqu'il révèle impossible, ou lorsqu'il n'est pas considéré justifié d'évaluer μ pour un cas particulier, il convient alors de donner à C_{pi} la valeur la plus sévère de +0.2 et -0.3

- Détermination de la pression aérodynamique :

$$W(Z_j) = q_p(Z_e) \times [C_{pe} - C_{pi}] \text{ [N/m}^2\text{]}$$

Parois vertical :

	surface (m ²)	q _p N/m ²	C _{pe}	C _{pi} (+0,2)	C _{pi} (-0,3)	W _{1(0,3)} N/m ²	W _{2(0,2)} N/m ²
A	169,06	1322,62	-1	+0,2	-0,3	-925,83	-1587,14
B'	675,83	1322,62	-0,8	+0,2	-0,3	-661,31	-1322,62
E	795,03	1322,62	-0,3	+0,2	-0,3	0	-661,31
D	795,03	1322,62	+0,8	+0,2	-0,3	1454,88	793,57

Tableau 5: Valeurs des pressions W sur la zone A', B', D et E

Toiture :

	surface (m ²)	q _p N/m ²	C _{pe}	C _{pi} (+0,2)	C _{pi} (-0,3)	W _{1(0,3)} N/m ²	W _{2(0,2)} N/m ²
F	14,13	1322,62	-1,6	+0,2	-0,3	-1719,41	-2380,71
G	24,92	1322,62	-1,1	+0,2	-0,3	-1058,10	-1719,41
H	226	1322,62	-0,7	+0,2	-0,3	-529,05	-1190,36
I	282,51	1322,62	+0,2	+0,2	-0,3	661,31	0
I	282,51	1322,62	-0,2	+0,2	-0,3	132,26	-529,05

Tableau 6: Valeurs des pressions W sur terrasse de 35,54 m

II. Direction V2 :

- Coefficients de pression extérieure :

Parois vertical :

b (m)	22,37
d (m)	23,77
h (m)	35,54

e = min [b ; 2h]	→	22,37	m	→	e < d	→	1er cas
-------------------------	---	--------------	----------	---	-----------------	---	----------------

- calcul de surface pour déterminé le C_{pe}

5.1.1.2. C_{pe} s'obtient à partir des formules suivantes :

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

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

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

où S (en m²) désigne la surface chargée de la paroi considérée.

Paroi latérale						Paroi au vent		paroi sous le vent	
A, A'		B, B'		C		D		E	
$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
- 1,0	- 1,3	- 0,8	- 1,0	- 0,5		+ 0,8	1,0	- 0,3	

e/5	4,474
e4/5	17,90
e/4	5,60
e/10	2,237

Zone	A	B	C	D	E
surface	159	636,02	49,76	795,03	795,03
	-1	-0,8	-0,5	0,8	-0,3
C_{pe}=C_{pe10}					

Tableau 7: C_{pe} pour les parois verticales d'un bâtiment à base rectangulaire

Toiture :

Zone	F	G	H	I
surface	12,51	24,86	231,48	272,60
C_{pe}=C_{pe10}				
$h_p/h = 0,025$	-1,6	-1,1	-0,7	±0,2

Tableau 8: valeur de C_{pe} pour la terrasse 35,54 m

• **Détermination de la pression aérodynamique :**

Parois verticale :

	surface (m ²)	qp N/m ²	Cpe	Cpi (-0,3)	Cpi (+0,2)	W _{1(0,3)} N/m ²	W _{2(0,2)} N/m ²
A	159	1322,62	-1	-0.3	+0,2	-925,834	-1058,096
B	636,02	1322,62	-0.8	-0.3	+0,2	-925,834	-1322,62
C	49,76	1322,62	-0.5	-0.3	+0,2	-264,524	-925,834
D	795,03	1322,62	0.8	-0.3	+0,2	1454,882	793,572
E	795,03	1322,62	-0.3	-0.3	+0,2	0	-661,31

Tableau 9: Valeurs des pressions W sur la zone A, B, C, D et E

Toiture :

	surface (m ²)	qp N/m ²	Cpe	Cpi (-0,3)	Cpi (+0,2)	W _{1(0,3)} N/m ²	W _{2(0,2)} N/m ²
F	12,51	1322,62	-1.6	-0.3	+0,2	-1719,41	-2380,72
G	24,86	1322,62	-1.1	-0.3	+0,2	-1058,10	-1719,41
H	231,48	1322,62	-0.7	-0.3	+0,2	-529,05	-1190,36
I	272,60	1322,62	-0.2	-0.3	+0,2	132,26	-529,05
I	272,60	1322,62	+0.2	-0.3	+0,2	661,31	0

Tableau 10: Valeurs des pressions W sur terrasse de 35,54 m

4 Hauteur de référence $z_e = b$

I. Direction V₁ :

Hauteur de référence	Ze (m)
Paroi vertical V1	23,77
Paroi vertical V2	23,77

• **Coefficient d'exposition :**

- $ce(z_e) = C_t^2(z) \times C_r^2(z) \times [1 + 7 I_v(z)]$ (§2.4.2. [1])
- C_r : Coefficient de rugosité (Cf. § 2.4.4. [1])
- C_t : Coefficient de topographie (Cf. §2.4.5. [1])
- $I_v(z)$: Intensité de la turbulence (Cf. §2.4.6. [1])
- Z (en m) : hauteur considérer

- **Catégories de terrain :**

→	Catégories de terrain	K_T	Z_0 (m)	Z_{\min} (m)	ε
	III	0.215	0.3	5	0.61

- **Coefficient de rugosité :**

$$\begin{cases} C_r(z) = K_T \times \text{Ln}\left(\frac{z}{z_0}\right) & \text{pour } z_{\min} \leq z \leq 200\text{m} \\ C_r(z) = K_T \times \text{Ln}\left(\frac{z_{\min}}{z_0}\right) & \text{pour } z < z_{\min} \end{cases}$$

Hauteur de référence	Z_e (m)	C_r
Paroi verticale V1	23,77	0,94
Paroi verticale V2	23,77	0,94
Toiture	23,77	0,94

- **Coefficient de topographie :**

$$\begin{cases} C_t(z) = 1 & \text{pour } \phi < 0,05 \\ C_t(z) = 1 + s_{\max} \times \left(1 - \frac{|x|}{k_{red} \times L}\right) \times e^{-\alpha(z/L)} & \text{pour } \phi \geq 0,05 \end{cases}$$

Comme le site est considéré comme site plat donc le $C_t=1$

- **Intensité de turbulence :**

$$\begin{cases} I_v(z) = \frac{1}{C_r(z) \times \text{Ln}\left(\frac{z}{z_0}\right)} & \text{pour } z > z_{\min} & \text{(a)} \\ I_v(z) = \frac{1}{C_r(z) \times \text{Ln}\left(\frac{z_{\min}}{z_0}\right)} & \text{pour } z \leq z_{\min} & \text{(b)} \end{cases}$$

Hauteur de référence	Ze (m)	Iv
Paroi verticale V1	23,77	0.228
Paroi verticale V2	23,77	0.228
Toiture	23,77	0.228

		Ze (m)	Cr	Ct	Iv	zone	qréf N/m ²
Récapitulatif	Paroi vertical V1	23,77	0,94	1	0.228	I	375
	Paroi vertical V2	23,77	0,94		0.228		
	Toiture	23,77	0,94		0.228		

Coefficient d'exposition "Ce"	Paroi vertical V1	3,48
	Paroi vertical V2	3,48
	Toiture	3,48

		N/m ²
Pression dynamique de pointe qp	Paroi vertical V1	1305
	Paroi vertical V2	1305
	Toiture	1305

Tableau 11: Valeurs des pressions dynamiques

II. Direction V2 :

Hauteur de référence	Ze (m)
Paroi vertical V1	22,37
Paroi vertical V2	22,37

• Coefficient d'exposition :

$$ce(z) = Ct^2(z) \times Cr^2(z) \times [1 + 7 Iv(z)]$$

(§2.4.2. [1])

C_r : Coefficient de rugosité

(Cf. § 2.4.4. [1])

C_t : Coefficient de topographie

(Cf. §2.4.5. [1])

I_v(z) : Intensité de la turbulence

(Cf. §2.4.6. [1])

Z (en m) : hauteur considéré

- Catégories de terrain :

→	Catégories de terrain	K_T	Z_0 (m)	Z_{min} (m)	ϵ
	III	0.215	0.3	5	0.61

- Coefficient de rugosité :

$$\begin{cases} C_r(z) = K_T \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) & \text{pour } z_{min} \leq z \leq 200\text{m} \\ C_r(z) = K_T \times \ln\left(\frac{z_{min}}{z_0}\right) & \text{pour } z < z_{min} \end{cases}$$

Hauteur de référence	Z_e (m)	C_r
Paroi vertical V1	22,37	0,927
Paroi vertical V2	22,37	0,927
Toiture	22,37	0,927

- Coefficient de topographie :

$$\begin{cases} C_t(z) = 1 & \text{pour } \phi < 0,05 \\ C_t(z) = 1 + s_{max} \times \left(1 - \frac{|x|}{k_{red} \times L}\right) \times e^{-\alpha(z/L)} & \text{pour } \phi \geq 0,05 \end{cases}$$

Comme le site est considéré comme site plat donc le $C_t=1$

- Intensité de turbulence :

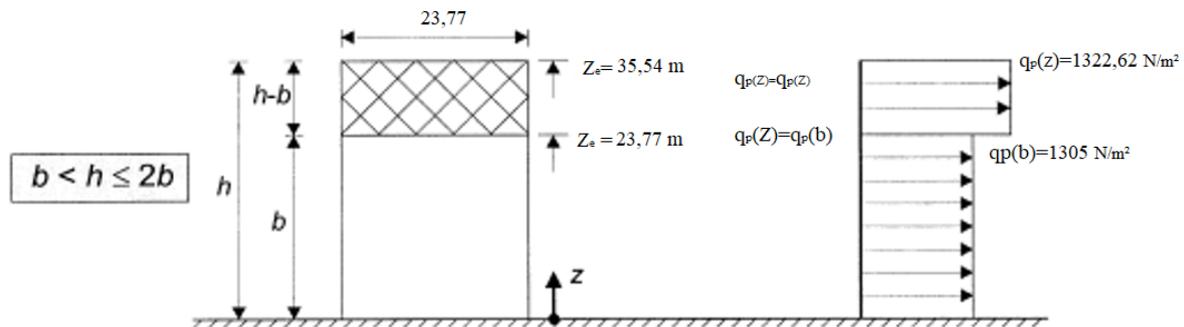
$$\begin{cases} I_v(z) = \frac{1}{C_r(z) \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} & \text{pour } z > z_{min} & \text{(a)} \\ I_v(z) = \frac{1}{C_r(z) \times \ln\left(\frac{z_{min}}{z_0}\right)} & \text{pour } z \leq z_{min} & \text{(b)} \end{cases}$$

Hauteur de référence	Z_e (m)	I_v
Paroi vertical V1	22,37	0.232
Paroi vertical V2	22,37	0.232
Toiture	22,37	0.232

		Ze (m)	Cr	Ct	Iv	zone	qréf N/m ²
Récapitulatif	Paroi vertical V1	22,37	0,927	1	0.232	I	375
	Paroi vertical V2	22,37	0,927		0.232		
	Toiture	22,37	0,927		0.232		

Coefficient d'exposition "Ce"	Paroi vertical V1	3,48
	Paroi vertical V2	3,48
	Toiture	3,48

Pression dynamique de pointe qp	N/m²	
	Paroi vertical V1	1305
	Paroi vertical V2	1305
Toiture	1305	



4.1.1 Force de frottement

Les constructions pour lesquelles les forces de frottements doivent être calculées sont celles pour lesquelles soit :

Le rapport $d/b \geq 3$;

Le rapport $d/h \geq 3$;

Avec :

b est la dimension perpendiculaire au vent.

d est la dimension parallèle au vent.

h est la hauteur du bâtiment.

Pour cette direction du vent (V_1) : $b = 23,77$ m ; $d = 22,37$ m ; $h = 35,54$ m.

$$\frac{d}{b} = \frac{23,77}{22,37} = 1,06 < 3$$

$$\frac{d}{h} = \frac{23,77}{35,54} = 0,67 < 3$$

A partir de ses conditions, on peut négliger la force de frottement.

4.1.1 Excentricité de la force globale horizontale

Une excentricité e de la force globale F_w doit être introduite pour tenir compte de la torsion. L'excentricité de la force globale doit être prise égale à $e = \pm b/10$.

$$e = \frac{22,37}{10} = 2,23 \text{ m}$$

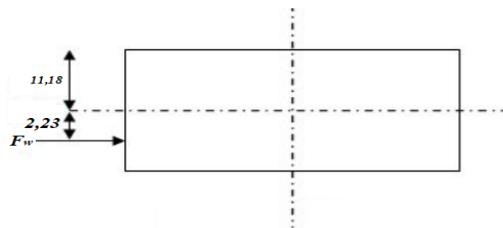


Figure 6 : excentricité de la force globale.

Table des matières

1	Introduction.....	7
2	Action de la neige.....	7
3	Action du vent.....	7
3.1.1	Introduction.....	7
3.1.2	Principes généraux.....	8
3.2	Modélisation de l'action du vent.....	8
3.3	Détermination de la pression dynamique (q_p).....	9
3.4	Détermination de la pression aérodynamique (W).....	12
4	Hauteur de référence $z_e = b$	18
4.1.1	Force de frottement.....	22
4.1.1	Excentricité de la force globale horizontale.....	23

Figure 1: les deux directions principales du vent.....	8
Figure 2: hauteur de la référence Z_e	9
Figure 3: légende relative aux murs verticaux	10
Figure 4: répartition de C_{pe10} sur façade principale.	14
Figure 5: répartition de C_{pe10} sur la terrasse.....	15
Tableau 1: Choix de la zone.....	9
Tableau 2: Valeurs des pressions dynamiques.....	12
Tableau 3 : C_{pe} pour les parois verticales d'un bâtiment à base rectangulaire	14
Tableau 4: valeur de C_{pe} pour la terrasse 35,54 m.....	15
Tableau 5: Valeurs des pressions W sur la zone A', B', D et E.....	16
Tableau 6: Valeurs des pressions W sur terrasse de 35,54 m	16
Tableau 7: C_{pe} pour les parois verticales d'un bâtiment à base rectangulaire	17
Tableau 8: valeur de C_{pe} pour la terrasse 35,54 m	17
Tableau 9: Valeurs des pressions W sur la zone A, B, C, D et E.....	18
Tableau 10: Valeurs des pressions W sur terrasse de 35,54 m	18
Tableau 11: Valeurs des pressions dynamiques.....	20

1 Introduction

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

- a) Condition de flèche pour déterminer le type de profilé adéquat
- b) Vérification faite selon la condition de résistance
- c) Vérification aux vibrations

1.1 Quelques notions relatives au règlement CCM97

1.1.1 Objectif

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

Ce document :

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

1.1.2 Domaine d'application

Ce document contient des principes, des règles et des commentaires applicables principalement aux bâtiments courants respectant les limites imposées dans les sections ci-dessous.

- les bâtiments courant sont par convention ceux dans lesquels les charges d'exploitation sont modérées (bâtiments à usage d'habitation ou d'hébergement, à usage de bureaux, les constructions scolaires et hospitalières, les bâtiments a usage commercial tel que les magasins.

- les structures fabriquer à partir de produits de construction en acier laminés à chaud à l'exception des nuances d'acier a haut résistance.

1.1.3 Classification des sections transversales selon le CCM97

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

a. Classe 1

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

b. Classe 2

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

c. Classe 3

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

d. Classe 4

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

Les lois types de comportement moment-rotation correspondant à chaque classe de section sont présentées sur la figure ci-dessous

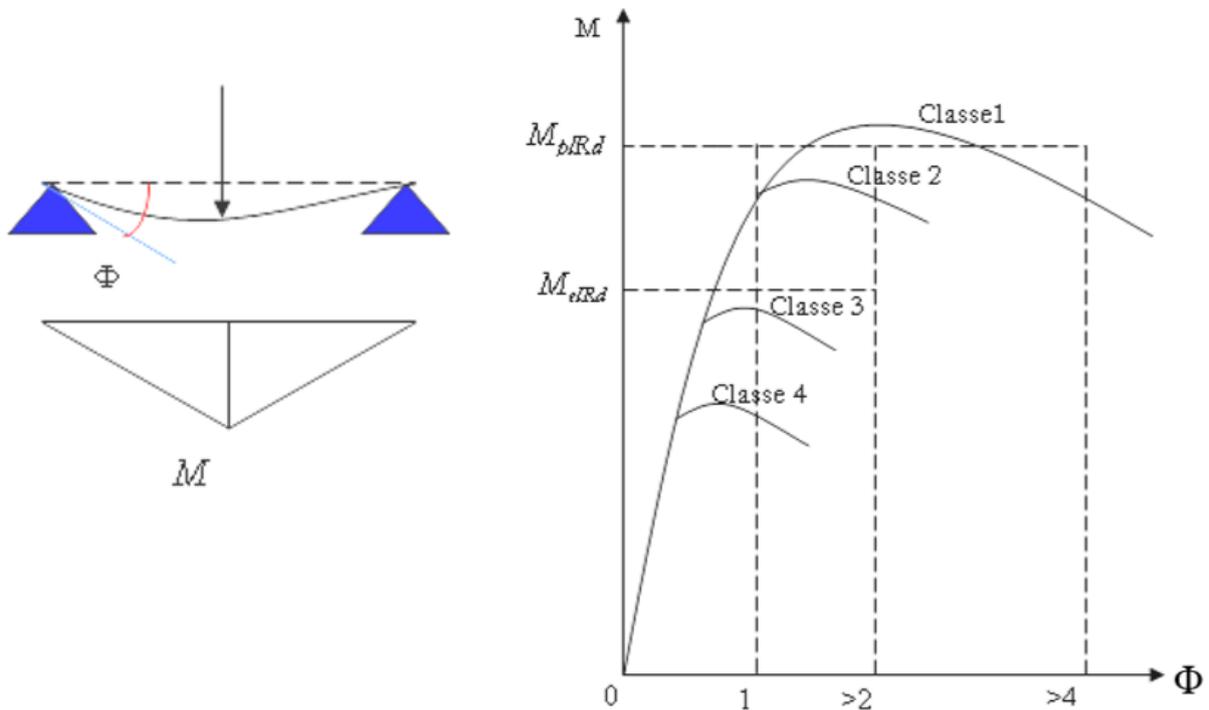


Figure IV.1 : Lois types de comportement moment-rotation correspondant à chaque classe de section

M_{plRd} : moment à l'état plastique réduit.

M_{elRd} : moment à l'état élastique réduit

Φ_p : rotation

Φ_{pl} : rotation à l'état plastique

Coefficient partiel de sécurité

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

Suivantes :

- Section de classe (1, 2,3) $\rightarrow \gamma_{M0} = 1,1$
- Section de classe (4) $\rightarrow \gamma_{M1} = 1,1$

- Sections nettes au droit des trous $\rightarrow \gamma_{M2} = 1,25$
- Cas des états limites ultimes des éléments $\rightarrow \gamma_{M1} = 1,1$

Valeurs limites des flèches

Les structures en acier doivent être dimensionnées de manière que les flèches restent dans les limites appropriées à l’usage et à l’occupation envisagés du bâtiment et à la nature des matériaux de remplissage devant être supportés. Les valeurs limites recommandées des flèches verticales sont indiquées dans le tableau ci- dessous

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

Tableau IV.1: Valeur limites recommandées pour les flèches verticales

2 Charges et surcharges d’exploitations

2.1 Plancher terrasse inaccessible

- Protection en gravillon roulés (e=5cm)..... = 0,85 kN/m²
- Etanchéité multicouches (e=2cm).....= 0,12 kN/m²
- Forme de pente (e=10cm) = 2,2 kN/m²
- Isolation thermique au liège(e=4cm)..... = 0,16 kN/m²
- Dalle en béton (e=12cm).....= 25×0,12 = 3 kN/m²
- Tôle profile (TN40)..... = 0,11 kN/m²
- Faux plafond..... = 0,1 kN/m²

G = 6,54 kN/m²

Q = 1 kN/m²

2.2 Plancher courant

- Revêtement en carrelage (e=2 cm)..... = 0,4 kN/m²
- Mortier de pose (e=2cm).....= 0,36 kN/m²
- Lit de sable (e=2cm)..... = 0,32 kN/m²
- Dalle en béton (e=12cm).....= 3 kN/m²
- Tôle profile (TN40)..... = 0,11 kN/m²

Enduit plâtre (e=1cm)..... = 0,1 kN/m²

Cloison (e=10cm).....= 0,75 kN/m²

$$G = 5,04 \text{ kN/m}^2$$

$$Q = 1,5 \text{ kN/m}^2$$

- **Cloisons extérieures**

Les murs extérieurs sont réalisés en briques creuse de 10 cm en double cloisons.

Enduit extérieure (enduit en mortier de liant hydraulique).....= 18× 0,02 = 0,36 kN/m²

Briques creuse..... = 18×0,2 = 3,6 kN/m²

Couche de plâtre..... = 10×0,02 = 0,2 kN/m²

$$G = 4,16 \text{ kN/m}^2$$

2.3 Les solives

Les solives Sont des poutrelles en IPE qui travaillent à la flexion simple leur écartement (la distance entre une solive et l'autre) est pratiquement déterminé par l'équation suivante :

$$0,7 \text{ m} < L < 1,50 \text{ m} \quad [6]$$

Leur écartement varie de 0.70m à 1.50m, suivant la nature du support de plancher, et la destination des locaux (bureaux ou habitation). On opte pour une distance de **L=1.1m**

2.3.1 Pré dimensionnement des solives plancher terrasse

$$\frac{L}{25} \leq h \leq \frac{L}{15}$$

Avec : **h** : la hauteur du profilé

L : la longueur de la solive

Donc $\frac{3800}{25} \leq H \leq \frac{3800}{15} \rightarrow 152 \text{ mm} \leq H \leq 253,3 \text{ mm}$

On choisit un **IPE 220** qui a les caractéristiques suivantes :

DESIGNATION	Poids	Section	Dimensions				Caractéristiques				
	G (Kg/m)	A cm ²	h mm	b mm	tf 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
IPE 160	15,77	20,09	160	82	7,4	869,3	68,31	123,9	26,1	6,57	1,84

Tableau IV.2: Caractéristiques du profilé IPE 160

2.3.2 Phase de construction :

A. Charge et combinaisons de charge :

- Poids propre du profilé 0,157 kN/ml
- Poids propre du béton frais (12cm).....3,00 kN/m²
- Poids du bac d'acier.....0,12 kN/m²
- Surcharge de construction (ouvrier).....0,75 kN/m²

ELU :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q$$

$$q_u = 1,35g_{poutre} + (1,35G_b + 1,5Q) \times 1,1$$

$$q_u = 6,08 \text{ kN/ml}$$

ELS :

$$q_s = G + Q$$

$$q_s = g_{poutre} + (G_b + Q) \times 1,1$$

$$q_s = 4,41 \text{ kN/ml}$$

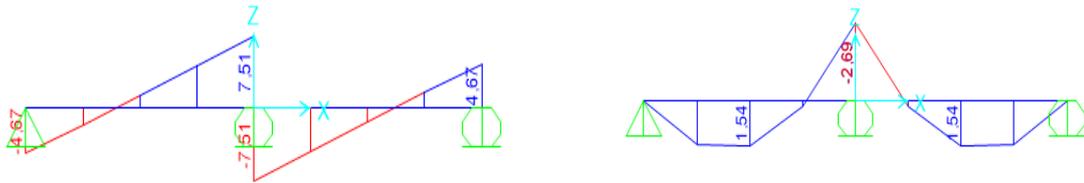


Figure IV.2: Diagramme des efforts tranchant et moments fléchissant en phase initial

B. Vérification de la flexion :

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

- $M_{max} = M_{sd} = 2,69 \text{ KN.m}$ (avec un étaielement)
- $M_{PL,rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{123,9 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^3}{1,1} = 26,46 \text{ KN.m}$

C'est vérifier

C. Vérification de résistance (effort tranchant) :

On doit vérifier que : $V_{sd} \leq V_{plRd} = \frac{f_y A_v}{\sqrt{3} \gamma_{M0}}$

$$V_{sd} = \frac{q_u \times l}{2} = 7,51 \text{ KN (avec un étaielement)}$$

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

$$A_v = 966 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{235 \times 966 \times 10^{-3}}{\sqrt{3} \times 1,1} = \mathbf{119,15 \text{ KN}}$$

$$V_{sd} < V_{PL,rd} \text{ VERIFIE}$$

$V_{sd} < 0,5V_{plrd}$ Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment.

D. Vérification du déversement :

$$M_{sd} \leq M_{brd} \quad \text{IPE 160 de classe 1 (K=1 ; C1=1,132 ; Kw=1 ; } \beta_w=1)$$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{K \times L}{i_z}}{\sqrt{C_1} \times \left(\left(\frac{K}{K_w} \right)^2 + \frac{1}{20} \left(\left(\frac{K \times L / i_z}{h / t_f} \right)^2 \right) \right)^{0,25}}$$

$$\lambda_{LT} = 126,36$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{93,9\epsilon} \sqrt{\beta_w}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = 1,23$$

$\alpha_{LT} = 0,21$ Pour les profils lamines

$$\phi_{LT} = 1,37$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}}$$

$$\chi_{LT} = 0,5$$

$$M_{brd} = \chi_{LT} \beta_w \frac{W_{PLY} f_Y}{\gamma_{M_1}}$$

$$M_{brd} = 134 \text{ KN.m} > M_{sd} = 2,69 \text{ KN.m}$$

(Avec un étaieiment)

E. Vérification de la flèche

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

$$f^{max} = \frac{5}{384} \frac{q_s \cdot L^4}{EI_y} \leq \bar{f} \quad (4.1)$$

$$\bar{f} = \frac{L}{250} \quad \text{Planchers en général}$$

$L=3.80m=380 \text{ cm}$

$$f_1^{max} = \frac{5}{384} \frac{4,41 \times 3800^4}{2,1 \cdot 10^5 \times 869,3 \times 10^4} = 6,15 \text{ mm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{250} = \frac{3800}{250} = 15,2 \text{ mm}$$

$$f^{max} < \bar{f} \quad \text{VERFIVIE}$$

2.3.3 Phase final :

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

$$b_{eff} = \inf \left\{ \frac{2L}{8}, b \right\} = \inf \left\{ 0,95 \text{ m}, 1,1 \text{ m} \right\}$$

$$b_{eff} = 0,95 \text{ m}$$

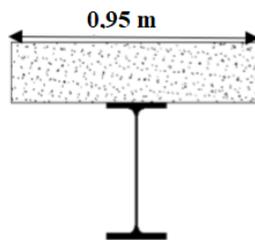


Figure IV.3: largeur effective de la zone comprimée

Charge et combinaisons de charge :

Le béton ayant durci, la section mixte (le profilé et la dalle) travaillant ensemble Les charges de la phase finale sont :

- $G_{poutre} = 0,157 \text{ kN/ml}$
- $G = 6,54 \text{ kN/m}^2$
- $Q = 1,0 \text{ kN/m}^2$

- $S_n=0,31 \text{ kN/m}^2$

L'entre axe des solives 1,1 m

ELU :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q$$

$$q_u = 1,35g_{poutre} + (1,35G_b + 1,5Q + S_n) \times 1,1$$

$$q_u = 11,91 \text{ kN/ml}$$

ELS :

$$q_s = G + Q$$

$$q_s = g_{poutre} + (G_b + Q + S_n) \times 1,1$$

$$q_s = 8,79 \text{ kN/ml}$$

✓ **Position de l'axe neutre plastique :**

$$F_a = A_a \frac{f_y}{\gamma_a} = 2009 \times \frac{235 \times 10^{-3}}{1,1} = 429,19 \text{ KN}$$

$$F_c = h_c \times b_{\text{eff}} \times 0,85 \times \frac{F_{CK}}{\gamma_c} = 0,08 \times 0,95 \times 0,85 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} = 1076,67 \text{ KN}$$

$$F_c > F_a$$

Donc l'axe neutre plastique dans la dalle

✓ **Vérification de la flexion :**

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

Le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

$$M_{pl,rd} = F_a \left(\frac{h_a}{2} + h_p + h_c - \frac{Z_{anp}}{2} \right) = 429,19 \left(\frac{0,16}{2} + 0,04 + 0,08 - \frac{0,054}{2} \right)$$

$$M_{pl,rd} = 74,24 \text{ KN.m} > M_{sd} = 22,09 \text{ KN.m}$$

C'est vérifier.

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

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

$$V_{sd} = 23,25 \text{ KN}$$

$$V_{Rd} = \frac{f_y \times A_{VZ}}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = \frac{235 \times 15,9 \times 10^2 \times 10^{-3}}{\sqrt{3} \times 1,1} = 119,15 \text{ KN} > V_{sd} = 23,25 \text{ KN}$$

$$V_{sd} < 0,5V_{plrd}$$

$$23,25 \text{ KN} < 119,15 \text{ KN}$$

Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment

✓ Vérification de la rigidité :

$$f^{\max} = \frac{5}{384} \frac{q_s \cdot L^4}{E I_y} \leq \bar{f}$$

$$q_s = 8,79 \text{ kN/ml}$$

$$E = 2,1 \times 10^5 \text{ Mpa}$$

$$\begin{cases} m = E_a/E_b = 15 \\ v = A_a/A_b = 0,0114 \end{cases}$$

$$I_c = \frac{A_a(h_b + 2h_p + h_a)}{4(1 + m + v)} + \frac{b_{eff} \times h_c^3}{12m} + I_y$$

$$I_c = 29015043,17 \text{ mm}^2$$

$$f_2^{\max} = \frac{5}{384} \frac{8,89 \times 3800^4}{2,1 \cdot 10^5 \times 29015043,17} = 3,96 \text{ mm}$$

$$f_{tot} = f_1^{\max} + f_2^{\max} = 2,1 + 3,96 = 6,06 \text{ mm}$$

$$f_{tot} = 6,06 \text{ mm} < \bar{f} = 15,2 \text{ mm}$$

C'est vérifier.

3 Pré-dimensionnement des éléments principaux :

3.1 Pré-dimensionnement des poutres :

3.1.1 Les poutres principales intermédiaires :

$$L_{poutre} = 5,5 \text{ m}$$

$$\frac{L}{25} \leq h \leq \frac{L}{15}$$

$$0,22 \leq h \leq 0,36$$

DESIGNATION	Poids	Sectio n	Dimensions			Caractéristiques					
	G (Kg/m)	A cm ²	h mm	b mm	t_f 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
IPE 240	30,7	39,12	240	120	9,8	3892	283,6	366,6	73,92	9,97	2,69

Tableau IV.3 : Caractéristique du profile IPE 240

Phase de construction:

- Poids propre du profilé 0,307 kN/ml
- Poids propre du béton frais (12cm).....3,00 kN/m²
- Poids du bac d'acier.....0,12 kN/m²
- Surcharge de construction (ouvrier).....0,75 kN/m²

✓ **Combinaisons des charges**

b_{poutre} =0,16 m

ELU :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q$$

$$q_u = 1,35g_{poutre} + (1,35G_b + 1,5Q) \times 0,16$$

$$q_u = 1,05 \text{ kN/ml}$$

ELS :

$$q_s = G + Q$$

$$q_s = g_{poutre} + (G_b + Q) \times 0,16$$

$$q_s = 0,77 \text{ kN/ml}$$

✓ **Réactions des solives :**

$$R_{solive} = \frac{q_{solive} \times L_{solive}}{2}$$

Réaction	Longueur	q _u	q _s	R _u	R _s
R1	3,8	6,08	4,41	11,55	8,38
R2	3,8	6,08	4,41	11,55	8,38
R3	3,8	6,08	4,41	11,55	8,38
R4	3,8	6,08	4,41	11,55	8,38

Tableau IV.4 : réaction des solives sur la poutre en phase initiale

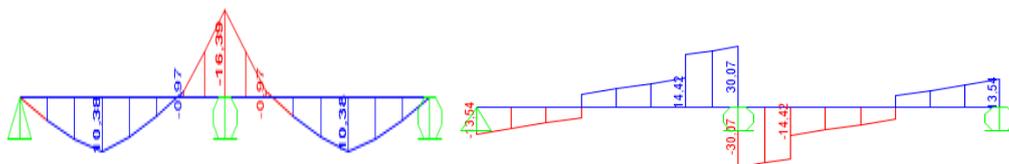


Figure IV.4: diagramme des efforts tranchant et des moments fléchissant en phase initiale

✓ **Vérification de la flexion :**

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

- $M_{max} = M_{sd} = 16,39 \text{ KN.m}$ (avec un étaieiment)

- $M_{PL,rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{366,6 \times 10^{-6} \times 235 \times 10^3}{1,1} = 78,32 \text{ KN.m}$

$$16,39 \text{ KN.m} < 78,32 \text{ Kn.m} \quad \text{C'est vérifier}$$

✓ **Vérification de résistance (effort tranchant) :**

On doit vérifier que : $V_{sd} \leq V_{plRd} = \frac{f_y A_v}{\sqrt{3} \gamma_{M0}}$

$$V_{sd} = 30,07 \text{ KN} \quad (\text{avec un étaieiment})$$

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

$$A_v = 1960 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{235 \times 1960 \times 10^{-3}}{\sqrt{3} \times 1,1} = 241,75 \text{ KN}$$

$$V_{sd} < V_{PL,rd} \quad \text{VERIFIE}$$

$$V_{sd} < 0,5V_{plrd} \quad \text{Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment.}$$

Vérification de la rigidité :

$$f_1^{max} = \frac{5}{384} \frac{0,77 \times 5500^4}{2,1 \cdot 10^5 \times 3892 \times 10^4} = 1,12 \text{ mm} < \bar{f} = 22 \text{ mm}$$

Phase final :

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

$$b_{eff} = \inf \left\{ \frac{2L}{8} = \inf \left\{ \begin{matrix} 1,375m \\ 3,8m \end{matrix} \right. \right.$$

$$b_{eff} = 1,375 m$$

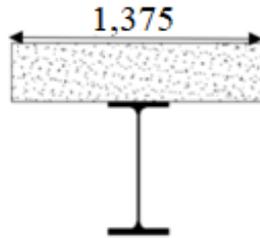


Figure IV.5: largeur effective de la zone comprimée

Charge et combinaisons de charge :

Le béton ayant durci, la section mixte (le profilé et la dalle) travaillant ensemble Les charges de la phase finale sont :

- $G_{poutre} = 0,307 \text{ kN/ml}$
- $G = 6,54 \text{ kN/m}^2$
- $Q = 1,0 \text{ kN/m}^2$
- $S_n = 0,31 \text{ kN/m}^2$

Combinaisons des charges

$$b_{poutre} = 0,12 \text{ m}$$

ELU :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q$$

$$q_u = 1,35g_{poutre} + (1,35G_b + 1,5Q + S_n) \times 0,12$$

$$q_u = 1,69 \text{ kN/ml}$$

ELS :

$$q_s = G + Q$$

$$q_s = g_{poutre} + (G_b + Q + S_n) \times 0,16$$

$$q_s = 1,25 \text{ kN/ml}$$

Réactions des solives :

$$R_{solive} = \frac{q_{solive} \times L_{solive}}{2}$$

Réaction	Longueur (m)	q _u (kN/ml)	q _s (kN/ml)	R _u (kN)	R _s (kN)
R1	3,8	11,91	8,80	22,63	16,72
R2	3,8	11,91	8,80	22,63	16,72
R3	3,8	11,91	8,80	22,63	16,72
R4	3,8	11,91	8,80	22,63	16,72

Tableau IV.5 : réaction des solives sur la poutre en phase final



Figure IV.6: diagramme des efforts tranchant et des moments fléchissant en phase final

Position de l'axe neutre plastique :

$$F_a = A_a \frac{f_y}{\gamma_a} = 3912 \times \frac{235 \times 10^{-3}}{1,1} = 835,75 \text{ KN}$$

$$F_c = h_c \times b_{\text{eff}} \times 0,85 \times \frac{F_{CK}}{\gamma_c} = 0,08 \times 1,375 \times 0,85 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} = 1558,33 \text{ KN}$$

$F_c > F_a$ donc l'axe neutre plastique dans la dalle

Vérification de la flexion :

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

Le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

$$M_{pl,rd} = F_a \left(\frac{h_a}{2} + h_p + h_c - \frac{Z_{anp}}{2} \right) = 835,75 \left(\frac{0,24}{2} + 0,04 + 0,08 - \frac{0,054}{2} \right)$$

$$M_{pl,rd} = 178,01 \text{ KN.m} > M_{sd} = 158,46 \text{ KN.m}$$

C'est vérifier.

Vérification de l'effort tranchant :

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

$$V_{sd} = 94,88 \text{ KN}$$

$$V_{Rd} = \frac{f_y \times A_{vz}}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = \frac{235 \times 19,60 \times 10^2 \times 10^{-3}}{\sqrt{3} \times 1,1} = 241,75 \text{ KN} > V_{sd}$$

$$V_{sd} < 0,5V_{plrd}$$

$$241,75 \text{ KN} < 94,88 \text{ KN}$$

Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment

Vérification de la rigidité :

$$f^{\max} = \frac{5}{384} \frac{q_s \cdot L^4}{E I_y} \leq \bar{f}$$

$$q_s = 1,25 \text{ kN/ml}$$

$$E = 2,1 \times 10^5 \text{ Mpa}$$

$$\begin{cases} m = E_a/E_b = 15 \\ v = A_a/A_b = 0,057 \end{cases}$$

$$I_c = \frac{A_a(h_b + 2h_p + h_a)}{4(1 + m + v)} + \frac{b_{eff} \times h_c^3}{12m} + I_y$$

$$I_c = 118147144,9 \text{ mm}^2$$

$$f_2^{\max} = \frac{5}{384} \frac{1,92 \times 3800^4}{2,1 \cdot 10^5 \times 29015043,17} = 0,92 \text{ mm}$$

$$f_x = \frac{R_s \times x \times (3L^2 - x^2)}{48 \times E \times I}$$

- (i) C'est le point au on a un force concentre sur la poutre (les réactions des solives).

x (mm)	R_s (N)	L^2 (mm)	I (mm ⁴)	E (N/mm ²)	$f_{x(i)}$ (mm)
0	33440	7562500	38920000	210000	0
1100	33440	7562500	38920000	210000	2,01
2200	33440	7562500	38920000	210000	3,35
$\sum f_{x(i)}$					5,36
$\sum f_{x(i)} \times 2$					10,71

Tableau IV.6 : calcule des flèche dus au charge concertai des solives

$$f_{tot} = f^{max_2} + \sum f_{xi}$$

$$f_{tot} = 0,92 + 10,71 = 4,5 \text{ mm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{250} = 22 \text{ mm}$$

4,5 m < 22 mm C'est vérifier.

Les poutres secondaires

DESIGNATION	Poids	Section	Dimensions			Caractéristiques					
	G (Kg/m)	A cm ²	h mm	b mm	t _f 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
IPE 180	18,80	23,95	180	91	8	1317	1009	166,4	34,6	7,4	2,05

Tableau IV.7 : Caractéristique du profile IPE 270

L=3,8 m

Dans ce cas toutes les parties sont vérifiées

4 Dimensionnement de la connexion

Les connecteurs sont des éléments qui assurent la liaison entre la dalle du béton et la solive. Ils doivent être capable de présenter une résistance vis-à-vis du soulèvement de la dalle, et peut être utiles également d'empêcher le glissement entre les deux éléments à assemblée.

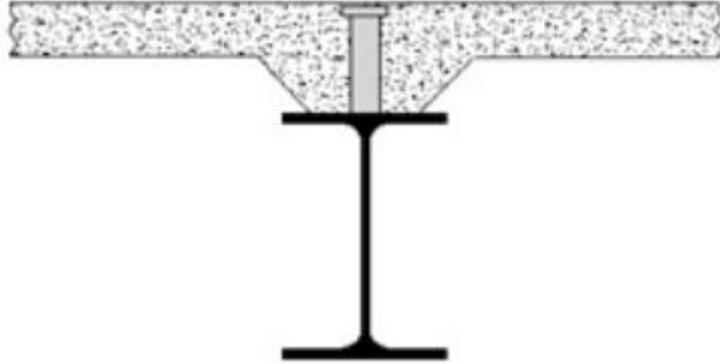


Figure IV.7: connexion acier-béton.

4.1 Choix des connecteurs

Les connecteurs choisis sont des goujons à tête soudée, qui sont des boulons HR et de classe 4.6 ayant les dimensions suivantes :

$$h = 80 \text{ mm}$$

$$d = 18 \text{ mm}$$

$$f_u = 460 \text{ MPa}$$

f_u : résistance ultime en traction

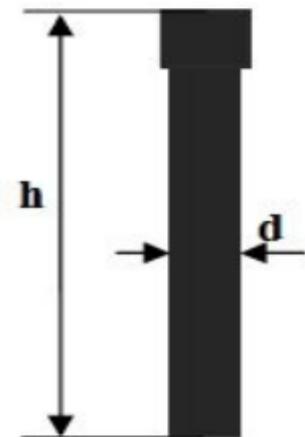


Figure IV.8: goujon

4.2 Résistance des connecteurs au cisaillement

Le dimensionnement de la connexion est réalisé en supposant une connexion complète. La résistance de calcul au cisaillement d'un connecteur est donnée par :

$$P_{rd} = \min(P_{rd1}, P_{rd2})$$

P_{rd1} : effort résistant au cisaillement du goujon lui-même.

P_{rd2} : effort résistant au cisaillement de l'enrobage du goujon.

$$P_{rd1} = \frac{0,8 \times F_u \times \pi \times d^2}{4 \times \gamma_v}$$

$$P_{rd2} = \frac{0,29 \times \alpha \times d^2 \times \sqrt{f_{cK} \times E_{cm}}}{\gamma_v}$$

f_u : la résistance ultime en traction spécifiée de l'acier de goujon ; $f_u = 460 \text{ N/mm}^2$.

γ_v : facteur partiel de sécurité égal à 1,25

$$\alpha : \text{facteur de correction} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{ll} \alpha = 1 & \text{Si } \frac{h}{d} > 4 \\ \alpha = 0,25 \times \left(\frac{h}{d} + 1\right) & \text{Si } 3 < \frac{h}{d} < 4 \end{array} \right\}$$

h : hauteur du goujon

d : diamètre du goujon.

E_{cm} : la valeur moyenne du module sécant du béton.

($E_{cm} = 30,5 \text{ KN/mm}^2$ tire de tableau 3.2 EC04).

$$P_{rd1} = 74,87 \text{ KN}$$

$$P_{rd2} = 65,637 \text{ KN}$$

4.3 Dimensionnement de la connexion de la poutre

La poutre est simplement appuyée et chargée uniformément.

$$L_{cr} = \frac{L}{2} = \frac{3,8}{2} = 1,9 \text{ m}$$

- Calcul de l'effort cisaillement longitudinal

$$V_{If} = \min\left(A_a \frac{f_y}{\gamma_a}; b_{eff} \times 0,85 \times \frac{h_c F_{cK}}{\gamma_c}\right) \Rightarrow V_{If} = 713,54 \text{ KN}$$

- Le nombre de goujons

$$N_f = \frac{V_{If}}{P_{rd}} = 10,87 \approx 11$$

- L'espacement des goujons

Soit $N = 11$ goujons sur la demi-longueur (L_{cr}) de la solive, c'est-à-dire 22 goujons sur la longueur totale de la solive.

$$\frac{N}{N_f} = \frac{11}{10,87} = 1,01 > 0,4 \quad (\text{condition vérifiée; EC4; art 6.2})$$

$$e = \frac{L_{cr}}{N_f} = \frac{1,9}{11} = 0,17 \text{ m} = 170 \text{ mm}$$

Remarque : L'entraxe longitudinal maximal des connecteurs sur la longueur critique ne doit pas dépasser 6 fois l'épaisseur totale de la dalle (h_t) ni 800 mm conformément à l'EC4.

$$e < \min(6h_t ; 800) = \text{Min}(720 ; 800)$$

e < 720 mm condition vérifiée.

4.3.1 Vérification de la soudure du goujon

On doit vérifier :

$$P_{rd} \leq F_{w,rd} = \frac{\pi(d + 2a)a \times f_u}{\sqrt{3} \times \beta_w \times 1,25}$$

a : Cordon de la soudure (4 mm).

$$f_u = 360 \text{ MPa}$$

$$\beta_w = 0,8$$

$$\text{Donc : } F_{w,rd} = 67874,22 \text{ N} > P_{rd} = 65637,63 \text{ N}$$

condition vérifiée

5 Pré dimensionnement des Poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux qui doivent reprendre des efforts de compression, de flexion due au vent et résister au flambement. Leur section doit présenter une bonne rigidité à la compression dans toutes les directions et en particulier suivant leurs axes principaux.

5.1 La descente des charges :

$$q = (1,35 \times \sum G) + (1,5 \times \sum Q) \text{ kN/m}^2$$

Niveau	Surcharge Q	G	$\sum q$	$\sum G$	q
35,54	1	6,54	1	6,54	10,329
32,48	1,5	5,04	2,5	11,58	19,383
29,42	1,5	5,04	4	16,62	28,437
26,36	1,5	5,04	5,5	21,66	37,491
23,3	1,5	5,04	7	26,7	46,545
20,24	1,5	5,04	8,5	31,74	55,599
17,18	1,5	5,04	10	36,78	64,653
14,12	1,5	5,04	11,5	41,82	73,707
11,06	1,5	5,04	13	46,86	82,761
8	5	5,04	18	51,9	97,065

4	5	5,04	23	56,94	111,369
0	5	5,04	28	61,98	125,673

Tableau IV.8 : Descente des charges

5.1.1 Poteau central :

La surface qui revient au poteau central est de 20,35 m², et les charges appliqué dans cette surface c'est :

- la charge permanente G et surcharge Q en ELU qui déterminer par la loi de dégression
- Poids de poteau au-dessus

$$P_{poteau} = 1,35 \times (L_{poteau} \times G_{poteau})$$

- Poids du 4 poutres (2 poutres principales et 2 poutres secondaires)

$$P_{poutre} = 1,35 \times (L_{poutre} \times G_{poutre})$$

- Usage terrasse inaccessible :

$$P_{poutre} = 1,35 \times ((5,5 \times 0,4915 \times 2) + (0,3606 \times (3,6 + 3,8)))$$

$$P_{poutre} = 10,90 \text{ KN}$$

5.1.2 Détermination la charge qui revient au poteau :

$$N_{sd} = (q \times S) + P_{poutre}$$

Niveau	q	Surface (m ²)	Poids des Poutres cumulés (kN)	N _{sd} (kN)
35,54 m	10,329	20,25	7,25	216,41225
32,48 m	19,383	20,25	18,14	410,64575
29,42 m	28,437	20,25	29,03	604,87925
26,36 m	37,491	20,25	39,92	799,11275
23,3 m	46,545	20,25	50,81	993,34625
20,24 m	55,599	20,25	61,7	1187,57975
17,18 m	64,653	20,25	72,59	1381,81325
14,12 m	73,707	20,25	83,48	1576,04675
11,06 m	82,761	20,25	94,37	1770,28025
8,0 m	97,065	20,25	105,26	2070,82625
4,0 m	111,369	20,25	116,15	2371,37225
0,0 m	125,673	20,25	127,04	2671,91825

Tableau IV.9: Charges revenant au poteau central

5.1.3 Détermination de profile

Dans section de classe 1

$$N_{sd} \leq N_{C,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

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

Avec :

$$f_y = 235 \text{ MPa}$$

$$\gamma_{m0} = 1,1$$

$$N_{sd} = N_{sd}' + P_{poteau}$$

Niveau	Poids des poteaux cumulés (kN)	Nsd (kN)	A (mm ²)	profile
32,48 m	/	216,41225	1012,99351	HEB550
29,42 m	8,22	224,63	1051,45957	HEB550
26,36 m	16,97	427,62	2001,62553	HEB600
23,3 m	25,73	630,61	2951,79149	HEB600
20,24 m	34,49	833,60	3901,95745	HEB600
17,18 m	43,78	1037,134	4854,66979	HEB650
14,12 m	53,07	1240,65	5807,29787	HEB650
11,06 m	62,36	1444,17	6759,94468	HEB650
8,0 m	72,32	1648,37	7715,77447	HEB700
4,0 m	85,33	1855,61	8685,83404	HEB700
0,0 m	98,34	2196,16	10279,8979	HEB700
-4,0 m	112,49	2784,39	13033,3149	HEB800

Tableau IV.10 : choix des profilés finals

5.1.4 Vérification de poteau :

Pour le niveau 4,00 m de L= 4 m (Encastrée-Encastrée)

Profile	h (mm)	b (mm)	t _f (mm)	t _w (mm)	A (mm ²)	i _y (mm ²)	i _z (mm ²)
HEB700	700	300	32	17	306,4	28,96	6,67

Tableau IV.11: Caractéristique géométrique du profilé

On doit vérifier que

$$N_{sd} \leq N_{b,rd} = \frac{\chi \times \beta_a \times A \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

$\beta_a = 1$ Classe 1

- **Longueur de flambement :**

$L_{fy} = L_{fz} = 0,5L$ (Encastrée-Encastrée)

$L_f = 2,00 \text{ m}$

- Elancement maximal :

$$\lambda_y = \frac{L_{fy}}{i_y} = \frac{2 \times 1000}{289,6} = 6,9$$

$$\lambda_z = \frac{L_{fz}}{i_z} = \frac{2 \times 1000}{68,7} = 29,12$$

- **Elancement réduit :**

$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{93,3} = 0,32 > 0,2$ il y a risque d flambement.

- **Vérification du flambement**

$h/b = 2,23 > 1,2$ Et $tf = 32 < 40 \text{ mm}$

Donc les courbes de flambement c'est

y-y a

z-z b

$\varphi = 0,5 \times (1 + \alpha \times (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2)$

$\varphi = 0,57 \Rightarrow \chi_z = 0,9$

$N_{b,rd} = \frac{\chi \times \beta_a \times A \times f_y}{\gamma_{m0}} = 5912,74 \text{ KN} > N_{sd} = 2784,39 \text{ KN}$

La condition vérifiée.

6 Pré-dimensionnement des voiles :

Les voiles servent, d'une part, à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et/ou vent), et d'autre part, à reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations. les voiles sont considérés comme des éléments satisfaisant la condition, $L > 4e$. Dans le cas contraire, les éléments sont considérés comme des éléments linéaires (poteaux).

L'épaisseur des voiles doit être déterminée en fonction de la hauteur libre de l'étage « h_e » et les conditions de rigidité aux extrémités.

Dans notre cas en va déterminer l'épaisseur du voile avec les deux étages suivant par rapport à l'étage 4m et 3,06m $a_{min} \geq \max \{15cm ; h_e /25\}$ (Art : 7-7-1)

h_e : hauteur d'étage.

a_{min} : épaisseur du voile.

Pour le 1^{er} étage $h_e = 4$ m

$$a_{min} \geq \max \{15cm ; 16 cm\} \Rightarrow a_{min} \geq 16 cm$$

Pour le 2^{ème} étage $h_e = 3,06$ m

$$a_{min} \geq \{15cm ; 12,24 cm\} \Rightarrow a_{min} \geq 15 cm$$

Donc :

L'épaisseur de voile (a = 20cm)

Table des matières

1	Introduction	39
1.1	Quelques notions relatives au règlement CCM97	39
1.1.1	Objectif	39
1.1.2	Domaine d'application	39
1.1.3	Classification des sections transversales selon le CCM97	39
2	Charges et surcharges d'exploitations	41
2.1	Plancher terrasse inaccessible.....	41
2.2	Plancher courant	41
2.3	Les solives	42
2.3.1	Pré dimensionnement des solives plancher terrasse	42
2.3.2	Phase de construction :	43
2.3.3	Phase final :	45
3	Pré-dimensionnement des éléments principaux :	47
3.1	Pré-dimensionnement des poutres :	47
3.1.1	Les poutres principales intermédiaires :	47
4	Dimensionnement de la connexion	55
4.1	Choix des connecteurs	55
4.2	Résistance des connecteurs au cisaillement.....	55
4.3	Dimensionnement de la connexion de la poutre.....	56
4.3.1	Vérification de la soudure du goujon	57
5	Pré dimensionnement des Poteaux :	57
5.1	La descente des charges :	57
5.1.1	Poteau central :	58
5.1.2	Détermination la charge qui revient au poteau :	58
5.1.3	Détermination de profile.....	59
5.1.4	Vérification de poteau :	60
6	Pré-dimensionnement des voiles :	61

Figure IV.1 : Lois types de comportement moment-rotation correspondant à chaque classe de section	40
Figure IV.2: Diagramme des efforts tranchant et moments fléchissant en phase initial	43
Figure IV.3: largeur effective de la zone comprimée.....	45
Figure IV.4: diagramme des efforts tranchant et des moments fléchissant en phase initiale.....	49
Figure IV.5: largeur effective de la zone comprimée.....	51
Figure IV.6: diagramme des efforts tranchant et des moments fléchissant en phase final	52
Figure IV.7: connexion acier-béton.	55
Figure IV.8: goujon.....	55

Tableau IV.12: Valeur limites recommandées pour les flèches verticales

Tableau IV.13: Caractéristiques du profilé IPE 160

Tableau IV.14 : Caractéristique du profilé IPE 240

Tableau IV.15 : réaction des solives sur la poutre en phase initiale

Tableau IV.16 : réaction des solives sur la poutre en phase final

Tableau IV.17 : calcule des flèche dus au charge concertai des solives

Tableau IV.18 : Caractéristique du profilé IPE 270

Tableau IV.19 : Descente des charges

Tableau IV.20: Charges revenant au poteau central

Tableau IV.21 : choix des profilés finals

Tableau IV.22: Caractéristique géométrique du profilé

1 Introduction :

1.1 Historique :

Les tremblements de terre ont présentés depuis toujours un des plus graves désastres pour l'humanité. Leur apparition est brusque et surtout imprévue.

Parfois, les dommages sont comparables à un budget national annuel pour un pays, surtout si ses ressources sont limitées.

Une catastrophe sismique peut engendrer une grave crise économique, ou au moins une brusque diminution du niveau de vie dans toute une région pendant une longue période.

L'Algérie est un pays où règne une activité sismique très importante. Il est impératif d'effectuer une analyse rigoureuse afin de s'assurer qu'en cas de séisme la structure ne subira pas de grandes déformations et que les déplacements resteront dans un domaine limite.

1.2 Le séisme :

Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs de différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignant la surface du sol.

Les vibrations du sol (horizontales et verticales) provoquées par le passage des ondes sismiques entraînent les constructions dans leurs mouvements.

Les déplacements à la base de la construction provoqués par ces dernières engendrent des forces d'inertie qui sont proportionnelles au poids de la construction.

Il est donc nécessaire de construire des structures résistantes aux séismes en zone sismique.

Pour cela l'application de règle parasismique actuelle " RPA99 version2003 " concerne le calcul des charges sismiques et les dispositions constructives sont obligatoires pour toutes les constructions abritant des personnes, situées dans toutes les zones sauf 0.

D'après le règlement RPA99 version2003 la détermination de la réponse d'une structure et son dimensionnement peuvent se faire par trois méthodes de calcul :

- ✓ Méthode statique équivalente
- ✓ Méthode d'analyse spectrale
- ✓ Méthode d'analyse dynamique par accélérographe

2 Critères de classification par le RPA99 version2003 :

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

2.2 Classification de l'ouvrage :

Pour notre cas, et d'après la carte et le tableau cité précédemment : Alger se situe dans une zone de sismicité élevée ZONE III

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 à usage d'habitation, il est considéré comme ouvrage courant ou d'importance moyenne, groupe 2

Selon le rapport géotechnique relatif à cet ouvrage, on est en présence d'un sol de catégorie S3

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, (article 3.5) avec une hauteur au plus égal à 65m en zones I,II et à 30m en zone III, (article 4.1.2)

4 Méthode d'analyse modale spectrale :

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.

4.2 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).

4.3 Nombre des modes considérer (RPA99/2003) :

D'après le RPA99/2003 (article 4.3.4) : 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.

4.4 Spectre de réponse de calcul :

L'évaluation du risque sismique à prendre en compte pour une construction à risque spécial, (installation classique, installation nucléaire,.....) conduire 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 :

$$\frac{s_a}{g} = \left\{ \begin{array}{ll} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 < T < T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 < T < T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 < T < 3s \\ 2,5\eta \left(1,25A \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \right) \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3s \end{array} \right. \quad (6.1)$$

- A : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau (4.1 [2]) de RPA 99/version 2003 en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage du bâtiment
- η : Facteur de correction d'amortissement donnée par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\varepsilon)}} \geq 7 \quad (6.2)$$

- $\xi(\%)$ 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)
- R : coefficient de comportement global de la structure (Tableau 4.3)
- T1, T2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (Tableau 4.7)
- Q : Facteur de qualité (Tableau 4.4)

4.5 Les données de l'ouvrage :

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

$$A=0,25$$

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

$$\xi = 5\%; \quad \text{alors } \eta = 1.$$

Le coefficient de comportement global de la structure R est donné par le tableau (4.3) en fonction du système de contreventement tel que défini en (3.4)

En cas d'utilisation de systèmes de contreventement différents dans les deux directions considérées il y a lieu d'adopter pour le coefficient R la valeur la plus petite.

Pour notre cas :

$$R=3,5$$

Les périodes caractéristiques associées à la catégorie de site est donnée par (Tableau 4.7)

Donc : $T_1= 0,15$ sec ; $T_2= 0,50$ sec.

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^5 P_q \quad (\text{Tableau 4.4})$$

Critère de qualité « q »	Pq	
	Observé	N/observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0,05	
2. Redondance en plan		0
3. Régularité en plan		0
4. Régularité en élévation		0
5. Contrôle de la qualité des matériaux		0
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0,05	

Q= 1,1

✓ **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.

Il est caractérisé par les données suivantes :

- ❖ Zone de sismicité : ZONE III
- ❖ Groupe d'usage : GROUPE 2
- ❖ Coefficient de comportement : R= 3,5
- ❖ Pourcentage d'amortissement critique : $\xi = 5\%$
- ❖ Facteur de qualité : Q= 1,1
- ❖ Classification du site : S3

La longueur de l'intervalle temporel définissant le spectre de réponse doit comprendre les périodes des (12) premiers modes considérés dans le calcul de la réponse

Une fois le spectre de réponse injecté dans le fichier de donnée, la réponse sismique est obtenu sous différentes combinaisons de charges.

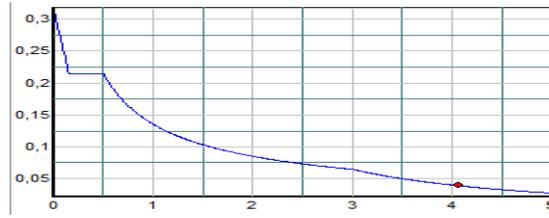
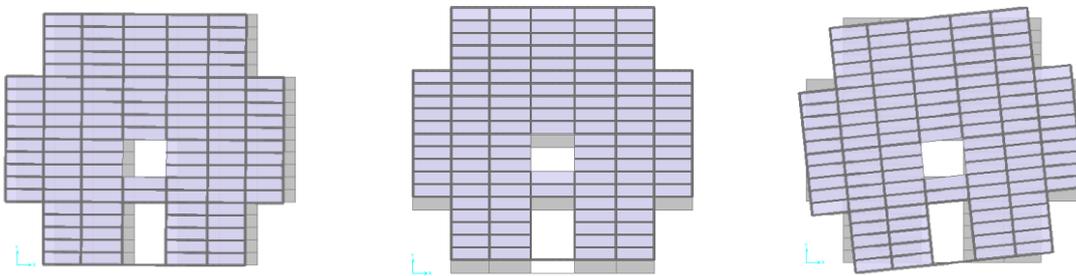


Figure 1 : Spectre de réponse d'accélération



Période 2 : Translation Y Période 3 : Rotation Z Période 1 : Translation X

Figure 2 : Les trois formes de vibration l'ord du séisme

Mode	Période	Facteur de participation massique			
		U _x %	U _y %	$\sum U_x$	$\sum U_y$
1	1,227192	0,62163	2,013E-10	0,62163	2,013E-10
2	1,003795	3,973E-10	0,65701	0,62163	0,65701
3	0,822113	0,00399	5,907E-09	0,62562	0,65701
4	0,273378	1,118E-09	0,14331	0,62562	0,80032
5	0,259798	0,15972	2,323E-09	0,78535	0,80032
6	0,222049	0,01446	1,059E-09	0,79981	0,80032
7	0,140726	2,493E-12	0,00155	0,79981	0,80187
8	0,140489	5,711E-08	1,049E-07	0,79981	0,80187
9	0,137366	4,15E-12	0,02978	0,79981	0,83166
10	0,136345	4,919E-11	0,00308	0,79981	0,83473
11	0,131486	1,729E-05	4,234E-09	0,79983	0,83473
12	0,129324	3,942E-09	8,935E-05	0,79983	0,83482

Tableau 1: Caractéristiques dynamiques de la structure

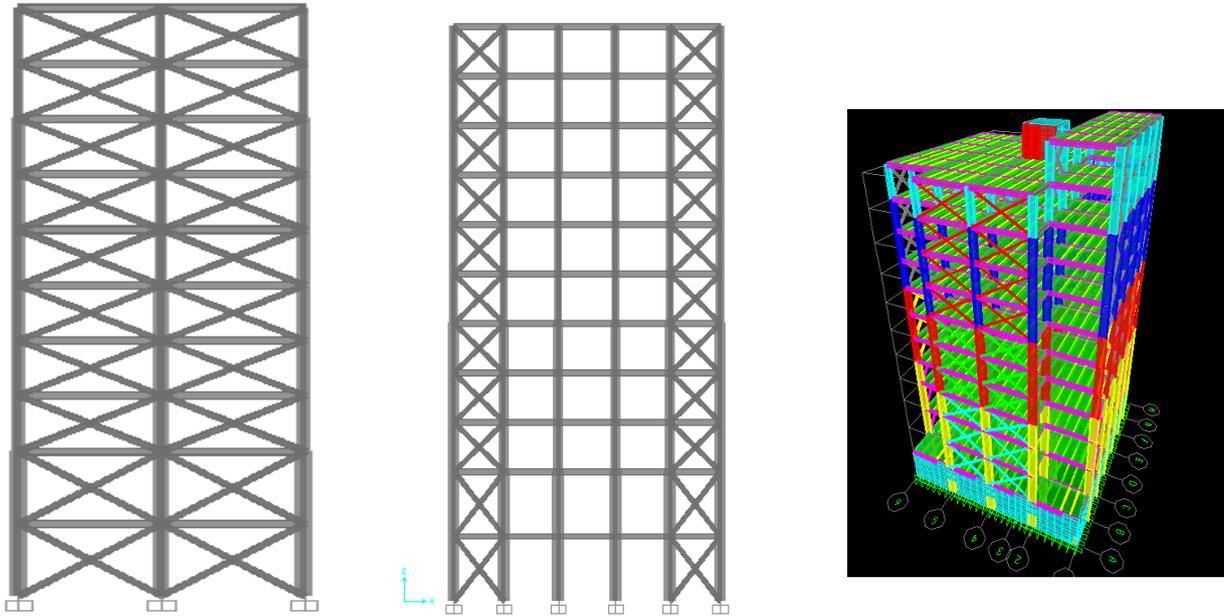


Figure 3 : Les différents vus de la structure

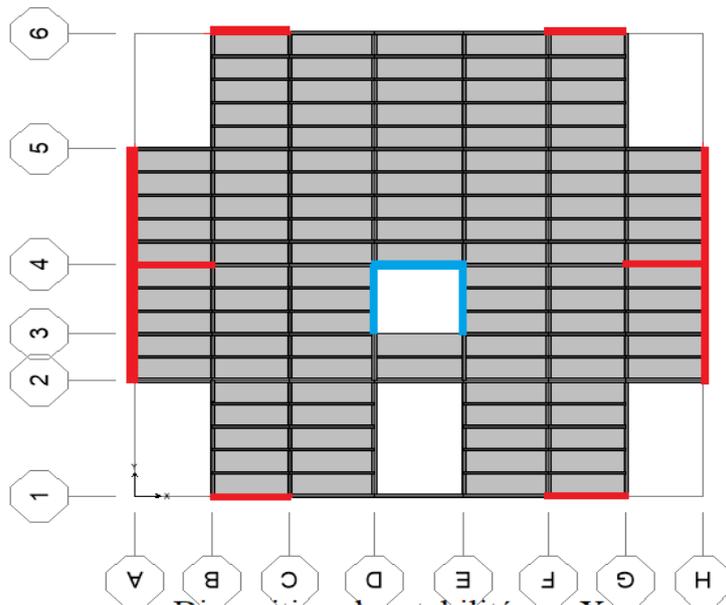


Figure 4 : Distribution de la stabilité en X

5 Vérification de l'étude sismique aux conditions de l' RPA99/2003 :

L'évaluation des actions sismiques peut se faire suivant la méthode d'analyse modale spectrale.

5.1 Calcul de la force sismique totale :

La force sismique totale V appliqué à la base de la structure doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule suivant :

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

D'après l'article du RPA99/2003 (4.3.6[2]), la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminés par la méthode spectrale V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée. Soit :

$$V_t > 0,8 V$$

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

- Effort sismique dans le sens X $\Rightarrow V_t = 6657,45 \text{ KN}$
- Effort sismique dans le sens Y $\Rightarrow V_t = 6735,20 \text{ KN}$

La valeur de V_t dans le cas le plus défavorable sous (Ex, Ey)

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_T \times h_N^{3/4} \quad (4.3.6)$$

- h_N : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N) ; $h_N = 35,54 \text{ m}$
- C_T : est un coefficient, fonction du système de contreventement et du type de remplissage
Palées triangulées $C_T = 0.05$

$$T = 0,05 \times (35,54)^{3/4} = 0,727 \text{ Sec}$$

T_2 : période caractéristique associée à la catégorie du site tableau (4.7)

$$\text{On a } T_2 = 0,5 \text{ sec}$$

D : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie des sites, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 < T < T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 < T < 3S \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} (3/T)^{5/3} & T < 3S \end{cases}$$

- T_2 période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau (4.7).

Le facteur D est par ailleurs donné sous forme graphique à la figure 4.1 pour un amortissement $\zeta = 5\%$

Alors :

$$D = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}}$$

$$D = 2,5 \times (0,5/0,727)^{2/3} = 1,95$$

$$D = 1,95$$

5.2 Calcul du poids de la structure :

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

$$W_i = 48514,233 \text{ KN}$$

$$V = \frac{0,25 \times 1,95 \times 1,1}{4} \times 48514,23$$

$$V = 5203,15 \text{ KN}$$

	V_t (KN)	80% V (KN)	Observation
Sens X	6657,45	5203,15	Vérifiée
Sens-Y	6735,20	5203,15	Vérifiée

Tableau 2 : Résultante des forces sismiques à la base

On a la période fondamentale de la structure, obtenue par le logiciel est de :

$$T = 1,23 \text{ sec}$$

Conclusion

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

$$T + 30\% T = 0,727 * 1,3 = 0,9451 \text{ sec}$$

5.3 Vérification des déplacements latéraux inters étage :

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. C'est-à-dire que ce déplacement est limité à la valeur $\frac{H_{\text{étage}}}{100}$

Niveau	δ_{eK} (cm)	δ_K (cm)	Δ_K (cm)	$\frac{H_{\text{étage}}}{100}$ (cm)	Observation
10 ^{ème} étage	0,128838	0,515352	0,02796	3,06	vérifiée
9 ^{ème} étage	0,121848	0,487392	0,053796	3,06	vérifiée
8 ^{ème} étage	0,108399	0,433596	0,054888	3,06	vérifiée
7 ^{ème} étage	0,094677	0,378708	0,055536	3,06	Vérifiée
6 ^{ème} étage	0,080793	0,323172	0,055368	3,06	vérifiée
5 ^{ème} étage	0,066951	0,267804	0,053608	3,06	Vérifiée
4 ^{ème} étage	0,053549	0,214196	0,051072	3,06	Vérifiée
3 ^{ème} étage	0,040781	0,163124	0,04712	3,06	Vérifiée
2 ^{ème} étage	0,029001	0,116004	0,0412	3,06	Vérifiée
1 ^{er} étage	0,018701	0,074804	0,043632	4	vérifiée
RDC	0,007793	0,031172	0,031172	4	vérifiée

Tableau 3 : Les déplacements sens X

Niveau	δ_{eK} (cm)	δ_K (cm)	Δ_K (cm)	$\frac{H_{\text{étage}}}{100}$ (cm)	Observation
10 ^{ème} étage	0,080365	0,32146	0,024024	3,06	vérifiée
9 ^{ème} étage	0,074359	0,297436	0,027048	3,06	vérifiée
8 ^{ème} étage	0,067597	0,270388	0,028788	3,06	vérifiée
7 ^{ème} étage	0,0604	0,2416	0,03042	3,06	Vérifiée
6 ^{ème} étage	0,052795	0,21118	0,031728	3,06	vérifiée
5 ^{ème} étage	0,044863	0,179452	0,032052	3,06	Vérifiée
4 ^{ème} étage	0,03685	0,1474	0,031896	3,06	Vérifiée
3 ^{ème} étage	0,028876	0,115504	0,03074	3,06	Vérifiée
2 ^{ème} étage	0,021191	0,084764	0,028088	3,06	Vérifiée
1 ^{er} étage	0,014169	0,056676	0,031452	4	vérifiée
RDC	0,006306	0,025224	0,025224	4	vérifiée

Tableau 4 : Les déplacements sens Y

5.4 Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ:

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

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} < 0,1$$

Avec :

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

« k »

$$P_K = \sum (W_{Gi} + 0,2W_{Qi})$$

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

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

h_k : Hauteur de l'étage « k »

Niveau	P_k (KN)	Δ_k	V_k (KN)	h_k (m)	θ
10^{ème} étage	1097,19	1,42555	269,36	3,06	0,01897622
9^{ème} étage	4861,37	2,3625	1093,28	3,06	0,03433031
8^{ème} étage	9125,79	2,42165	1923,72	3,06	0,0375421
7^{ème} étage	13276,82	2,457	2640,53	3,06	0,0403726
6^{ème} étage	17455,117	2,443	3242,67	3,06	0,04297561
5^{ème} étage	21728,759	2,345	3728,39	3,06	0,04466168
4^{ème} étage	25973,399	2,2043	4121,02	3,06	0,04540183
3^{ème} étage	30218,039	1,98695	4403,31	3,06	0,04456075
2^{ème} étage	34448,01	1,67615	4602,01	3,06	0,04100228
1^{er} étage	38949,85	1,65655	4722,06	4	0,03416008
RDC	43868,58	0,80395	4766,81	4	0,01897622

Tableau 5 : Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ sens X

Niveau	P_k (KN)	Δ_k	V_k (KN)	h_k (cm)	θ
10^{ème} étage	1097,19	0,78855	232,1	3,06	0,01218189
9^{ème} étage	4861,37	1,0087	996,41	3,06	0,01608278
8^{ème} étage	9125,79	1,08675	1784,4	3,06	0,01816295
7^{ème} étage	13276,82	1,1599	2476,68	3,06	0,02031998
6^{ème} étage	17455,117	1,2166	3086,46	3,06	0,02248477
5^{ème} étage	21728,759	1,2278	3593,29	3,06	0,02426324
4^{ème} étage	25973,399	1,2145	4002,4	3,06	0,02575635
3^{ème} étage	30218,039	1,1515	4313,27	3,06	0,02636344
2^{ème} étage	34448,01	1,02235	4531,41	3,06	0,02539855
1^{er} étage	38949,85	1,06505	4668,11	4	0,02221645
RDC	43868,58	0,5173	4718,55	4	0,01218189

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

Table des matières

1	Introduction :	63
1.1	Historique :	63
1.2	Le séisme :	63
2	Critères de classification par le RPA99 version2003 :	63
2.1	Classification des zones sismique :	63
2.2	Classification de l'ouvrage :	64
3	Choix de la méthode de calcul :	64
4	Méthode d'analyse modale spectrale :	64
4.1	Principe de la méthode :	64
4.2	Modélisation :	64
4.3	Nombre des modes considérer (RPA99/2003) :	64
4.4	Spectre de réponse de calcul :	65
4.5	Les données de l'ouvrage :	65
5	Vérification de l'étude sismique aux conditions de l' RPA99/2003 :	68
5.1	Calcul de la force sismique totale :	68
5.2	Calcul du poids de la structure :	70
5.3	La période :	Error! Bookmark not defined.
5.4	Vérification des déplacements latéraux inters étage :	70
5.5	Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ :	72

1 Introduction

Les éléments structuraux doivent être dimensionnés sur la base des règles [CCM 97], et la vérification est faite à l'aide des combinaisons de la force sismique, et des charges verticales, ces combinaisons sont faites sur la base des règlements en vigueur.

2 Vérification de la poutre principale IPE 400

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

La longueur de la poutre $L = 5,5$ m

Les efforts sont tirés à partir du **SAP 2000** :

$$V_{sd} = 74,88 \text{ KN}$$

$$M_{sd} = 119,72 \text{ KN.m}$$

2.1 Condition de résistance

$$M_{sd} = 119,72 \text{ KN.m} \quad (\text{SAP 2000})$$

Position de l'axe neutre plastique :

$$F_a = A_a \frac{f_y}{\gamma_a} = 8446 \times \frac{275 \times 10^{-3}}{1,1} = 2111,5 \text{ KN}$$

$$F_c = h_c \times b_{\text{eff}} \times 0,85 \times \frac{F_{CK}}{\gamma_C} = 0,08 \times 1,375 \times 0,85 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} = 1558,33 \text{ KN}$$

$F_c > F_a$ donc l'axe neutre plastique dans la dalle

2.2 Vérification de la flexion :

$$M_{sd} \leq M_{plRd}$$

Le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

$$M_{pl,Rd} = F_a \left(\frac{h_a}{2} + h_p + h_c - \frac{Z_{anp}}{2} \right) = 2111,5 \left(\frac{0,40}{2} + 0,04 + 0,08 - \frac{0,13}{2} \right)$$

$$M_{pl,Rd} = 538,43 \text{ KN.m} > M_{sd} = 119,72 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} < M_{plRd} \quad \text{C.Vérifie}$$

2.3 Effort tranchant :

$$V_{sd} = 74,88 \text{ KN} \quad (\text{SAP 2000})$$

$$V_{plRd} = \frac{A_V \times f_y}{\gamma_{M0} \sqrt{3}} = \frac{42,7 \times 275}{1,1 * \sqrt{3}} = 616,32 \text{ KN}$$

$$0,5V_{plRd} = 308,16 \text{ KN} > V_{sd} \quad \text{C.Vérifie}$$

DESIGNATION	Poids	Section	Dimensions			Caractéristiques					
	G (Kg/m)	A cm ²	h mm	b mm	tf 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
IPE400	66,3	84,5	400	180	13,5	23130	1318	1307	229	16,6	3,95

Tableau 1: Caractéristiques du profilé IPE 400

- **Classe de la section transversale (IPE 400)**

La semelle

$$b = 180 \text{ mm}$$

$$c = b/2 = 180/2 = 90 \text{ mm}$$

$$t_f = 13.5 \text{ mm}$$

$$c/t_f = 6,67 < 10\varepsilon \quad \text{donc la semelle est de classe 1.}$$

Ame fléchie

$$d = 331 \text{ mm}$$

$$t_w = 8,6 \text{ mm} \quad d/t_w = 38,48 < 72\varepsilon \quad \text{donc l'âme est de classe 1.}$$

La section globale étant de classe 1.

Condition de flèche :

La flèche doit satisfaire la condition suivante $f_{max} < \bar{f}$

$$f^{max} = \frac{5}{384} \frac{q_s \cdot L^4}{E I_y} \leq \bar{f}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{250}$$

$$L = 5.50 \text{ m} = 550 \text{ cm}$$

$$\text{IPE 400} \rightarrow I = 23130 \text{ cm}^4$$

$$\frac{5 \times 8,37 \times 550^4}{384 \times E \times I} = 0,21 \text{ cm} < 2,2 \text{ cm}$$

C. Vérifie

2.4 Vérification au voilement :

Dans le cas d'une poutre de classe 1,2 de nuance supérieure à 235 N/mm^2 alors, il n'y a pas lieu de vérifier le voilement de l'âme des poutres non raidies. Donc le profilé doit vérifier la condition de rigidité de voilement

3 Poutre secondaire (IPE 360) :

3.1 Condition de résistance

$$M_{sd} = 36,25 \text{ KN.m} \quad (\text{SAP 2000})$$

$$M_{pl,Rd} = F_a \left(\frac{h_a}{2} + h_p + h_c - \frac{Z_{anp}}{2} \right) = 1818,25 \left(\frac{0,36}{2} + 0,04 + 0,08 - \frac{0,135}{2} \right)$$

$$M_{pl,Rd} = 422,74 \text{ KN.m} > M_{sd} = 36,25 \text{ KN.m}$$

$M_{sd} < M_{pl,Rd}$ **C. Vérifie**

3.2 Effort tranchant :

$$V_{sd} = 38,16 \text{ KN} \quad (\text{SAP 2000})$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{M0} \sqrt{3}} = \frac{35,10 \times 275}{1,1 * \sqrt{3}} = 506,62 \text{ KN}$$

$0,5V_{pl,Rd} = 253,31 \text{ KN} > V_{sd}$ **C. Vérifie**

DESIGNATION	Poids	Section	Dimensions			Caractéristiques					
	G (Kg/m)	A cm ²	h mm	b mm	tf 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
IPE 360	57,1	72,7	360	170	12,7	16270	1043	1019	191	15	3,79

Tableau 2: Caractéristiques du profilé IPE 360

• **Classe de la section transversale (IPE 360)**

La semelle

$$b = 170 \text{ mm}$$

$$c = b/2 = 170/2 = 85 \text{ mm}$$

$$t_f = 12,7 \text{ mm}$$

$$c/t_f = 6,69 < 10\epsilon \quad \text{donc la semelle est de classe 1.}$$

Ame fléchie

$$d = 298,6 \text{ mm}$$

$$t_w = 8 \text{ mm} \quad d/t_w = 37,33 < 72\epsilon \quad \text{donc l'âme est de classe 1.}$$

La section globale étant de classe 1.

La section IPE 360 est de classe 01 en flexion simple

3.3 Vérification au déversement :

On doit vérifier que :

$$M_{sd} < M_{bRd} = \chi_{LT} \times \beta_W \times \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M1}} \dots\dots\dots(1)$$

Avec : M_{sd} moment appliqué $\Rightarrow M_{sd} = 36,25 \text{ kN.m}$

M_{bRd} moment résistant

χ_{LT} : est le coefficient de réduction pour le déversement donné par :

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2}} < 1$$

$\bar{\lambda}_{LT}$: est l'élanement réduit de l'élément donné par :

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left[\frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right] (\beta_W)^{0,5}$$

$\beta_W = 1$ (Section de classe 1)

$\lambda_1 = 93,9 \varepsilon = 93,9$

$$\lambda_{LT} = \frac{\frac{L}{i_z}}{\sqrt{C_1 \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{\frac{L}{i_z}}{h} \right)^2 \right]}}$$

C1 : facteur dépend des conditions de charge et d'encastrement ($C1 = 1,132$).

Donc : $\lambda_{LT} = 83,45$

$\bar{\lambda}_{LT} = 0,81 > 0,4$ (Y a un risque de déversement)

$$\phi_{LT} = 0,5(1 + \alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2)$$

$$\phi_{LT} = 0,9$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2}}$$

$$\chi_{LT} = 0,78$$

$$M_{brd} = \chi_{LT} \beta_W \frac{W_{PLY} f_Y}{\gamma_{M1}}$$

$$M_{b,rd} = 200,10 \text{ KN.m} > M_{sd} = 36,25 \text{ KN.m}$$

Condition vérifiée

3.4 Condition de flèche :

La flèche doit satisfaire la condition suivante $f_{max} < \bar{f}$

Pour une poutre bi articulée $f^{\max} = \frac{5}{384} \frac{q_s \cdot L^4}{E I_y} \leq \bar{f}$

$$\bar{f} = \frac{L}{250}$$

$$L = 3,80\text{m} = 380 \text{ cm}$$

$$\text{IPE 360} \rightarrow I = 16270 \text{ cm}^4$$

$$\frac{5 \times 13,14 \times 380^4}{384 \times E \times I} = 0,11 \text{ cm} < 1,52 \text{ cm}$$

Condition Vérifiée

4 Vérification des systèmes de contreventement :

Les contreventements par palées de stabilité sont tendus ou comprimés, il faut donc faire les vérifications à la compression simple et à la traction.

4.1 Palées triangulées en X

Palées triangulées en X (2UPN160)

On va vérifier les profilés **2UPN160/10** les plus sollicités par l'effort de traction.

4.1.1 Vérification sous l'effort de traction

Ils sont sollicités en traction avec un effort $N_{tsd} = 256,146 \text{ KN}$

On doit vérifier que :

$$N_{tsd} \leq N_{tRd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$A = 48 \text{ cm}^2$ (section brute)

$$N_{tRd} = \frac{48,03 \times 10^2 \times 275}{1,1} \times 10^{-3} = 1200 \text{ KN}$$

$$N_{tsd} = 256,146 \text{ KN} < N_{tRd}$$

Condition vérifiée

Section nette

$$A_{net} = (A_{brute} - 2td_0)$$

$$A_{net} = 48 - 2 \times 1 \times 1,8 = 44,4 \text{ cm}^2$$

$$N_{tRd} = \frac{44,4 \times 10^2 \times 275}{1,1} \times 10^{-3} = 1110 \text{ KN} > N_{t,sd} = 256,146 \text{ KN}$$

Condition vérifiée

4.1.2 Vérification sous l'effort de compression

Les diagonales sont sollicités à la compression seule avec un effort $N_{csd} = -332,10 \text{ KN}$

Donc elles doivent être vérifiées au flambement simple. Avec une longueur $L_0 = 6,8 \text{ m}$

On doit vérifier que :

$$N_{csd} \leq N_{crd} = \chi_{min} \times A \times \beta_A \times \frac{f_y}{\gamma_{M1}}$$

La classe de la section 2UPN160

Calcul du coefficient de réduction

Suivant (y-y)

$$L_0 = 6,8 \text{ m}$$

$$\lambda_y = \frac{L_0}{i_y} = \frac{6800}{62,1} = 109,67$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{93,9} \sqrt{\beta_A} = 1,26 \Rightarrow \chi_y = 0,40$$

Suivant (Z-Z)

$$\chi_z = 0,38$$

$$\chi_{min} = \chi_y = 0,38$$

$$N_{csd} = -332,1 \text{ KN} \leq N_{crd} = 0,38 \times 48,03 \times 10^2 \times 1 \times \frac{275}{1,1} \times 10^{-3} = 464,02 \text{ KN}$$

donc pas de risque de flambement.

5 Poteaux :

Les poteaux sont des éléments qui travaillent principalement à la compression et à la flexion. Comme les moments sont faibles devant l'effort normal on possède à la vérification à la résistance au flambement.

Les différentes sollicitations doivent être combinées dans les cas les plus défavorables, qui sont :

Cas 1 : Une compression maximale N_{sd} et un moment $M_{y,sd}$ et $M_{z,sd}$ correspondant.

Cas 2 : Un moment $M_{y,sd}$ maximal et une compression N_{sd} et $M_{z,sd}$ correspondant.

Cas 3 : Un moment $M_{z,sd}$ maximal et une compression N_{sd} et $M_{y,sd}$ correspondant.

Les éléments sollicités en compression flexion doivent satisfaire à la condition suivante :

$$\frac{N_{sd}}{N_{brd}} + K_y \frac{M_{sdY}}{M_{PLY}} + K_z \frac{M_{sdZ}}{M_{PLZ}} \leq 1$$

$\gamma_{M1} \qquad \qquad \gamma_{M1}$

Avec :

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{\chi_y \times A \times f_y} ; K_y \leq 1,5$$

$$\mu = \bar{\lambda} (2\beta_{M\psi} - 4) + \frac{W_{PL} - W_{el}}{W_{el}} < 0,9$$

$$\chi_{Min} = \text{Min}(\chi_y \text{ et } \chi_z)$$

NB : une ossature métallique peut être classée comme contreventé si le système de contreventement réduit son déplacement horizontal d'au moins 80%. Dans ce cas Le calcul de longueur de flambement se fait par la méthode des nœuds fixe.

5.1 Poteau RDC (HEB 900)

Hauteur d'étage 4m

DESIGNATION	Poids	Section	Dimensions			Caractéristiques					
	G (Kg/m)	A cm ²	h mm	b mm	t _r 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
HEB900	291	371,3	900	300	35	494100	15820	12580	1658	36,48	6,53

Tableau 3 : Caractéristiques du profilé HEB 900

Plan y-y : $\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{93,9 \times \varepsilon} = \frac{L_{fy}/i_y}{93,9 \times \varepsilon} ; \quad (\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1)$

Plan z-z : $\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{93,9 \times \varepsilon} = \frac{L_{fz}/i_z}{93,9 \times \varepsilon}$

Alors ;

$$L_f = L \left[\frac{1 + 0,145 \times (\eta_1 + \eta_2) - 0,265 \times \eta_1 \times \eta_2}{2 + 0,364 \times (\eta_1 + \eta_2) - 0,247 \times \eta_1 \times \eta_2} \right]$$

Avec ;

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

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

K_c : rigidité du poteau considéré.

K_{c1} : rigidité du poteau supérieure.

K_{c2} : rigidité du poteau inférieur.

$$\eta_1 = \eta_2 = \frac{\sum K_{Poteaux}}{\sum K_{Poteaux} + \sum K_{Poutres}}$$

η_1, η_2 : Facteurs de distribution pour poteaux continus.

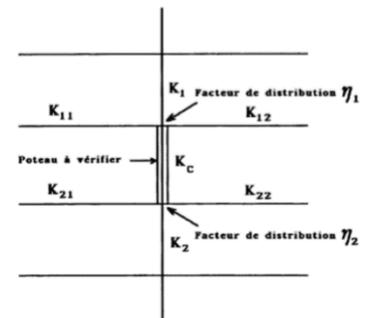
Suivant l'axe (y-y)

$$K_{11}(IPE 400) = \frac{I_y}{L} = \frac{23130}{550} = 42,05 \text{ cm}^3$$

$$K_{12}(IPE 400) = \frac{I_y}{L} = \frac{23130}{550} = 42,05 \text{ cm}^3$$

$$K_c = K_{c1} = \frac{I_y}{h} = \frac{494100}{400} = 1235,25 \text{ cm}^3$$

$$\left. \begin{array}{l} \eta_1 = 0,96 \\ \eta_2 = 1 \end{array} \right\} \Rightarrow L_{fy} = 1663,4 \text{ mm}$$



Plan z-z ;

$$K_{11}(IPE 360) = \frac{I_y}{L} = \frac{16270}{380} = 42,81 \text{ cm}^3$$

$$K_{12}(IPE 360) = \frac{I_y}{L} = \frac{16270}{360} = 45,19 \text{ cm}^3$$

$$K_c = K_{c1} = \frac{I_y}{h} = \frac{494100}{400} = 1235,25 \text{ cm}^3$$

$$\left. \begin{array}{l} \eta_1 = 0,93 \\ \eta_2 = 1 \end{array} \right\} \Rightarrow L_{fz} = 1672,44 \text{ mm}$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{93,9 \times \varepsilon} = \frac{1663,4 / 364,8}{93,3} = 0,049$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{93,9 \times \varepsilon} = \frac{1672,44/65,3}{93,3} = 0,29$$

Risque de flambement en plan z-z ($\bar{\lambda}_z > 0,2$)

Il s'est avéré d'après les résultats du logiciel **SAP2000** que la combinaison la plus défavorable pour ce cas n°1 est **G+Q+E_x**

Le choix de la courbe de flambement :

$$\frac{h_{HEB900}}{b_{HEB900}} = \frac{900}{300} = 3 > 1,2 \text{ tf} = 35 \text{ mm} < 40 \text{ mm}$$

$$\alpha_z = 0,34$$

$$\phi = 0,5(1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2)$$

$$\phi_z = 0,56$$

$$\chi_z = 0,96$$

Les efforts internes du logiciel **SAP2000** sous la combinaison G+Q+E_x représenté par le poteau sont :

Cas 1 :

$$N_{sd}^{MAX} = 3545,9 \text{ KN}$$

$$M_{y,sd}^{cor} = 45,26 \text{ KN.m}$$

$$M_{z,sd}^{cor} = 12,82 \text{ KN.m}$$

$$\beta_{M,\varphi} = 1,8 - 0,7\varphi; \quad \varphi = \frac{M_1}{M_2}$$

➤ Pour $M_{y,sd}$;

$$\varphi = \frac{11,62}{48,08} = -0,24 \Rightarrow \beta_{M,\varphi} = 1,97$$

$$\mu = \bar{\lambda}(2\beta_{M,\varphi} - 4) + \frac{W_{PL} - W_{el}}{W_{el}} < 0,9$$

$$\mu_y = 0,14 < 0,9$$

$$K_y = 0,68 < 1,5$$

• Pour $M_{z,sd}$:

$$\mu_z = 0,43 < 0,9$$

$$K_z = 1,23 < 1,5$$

$$\frac{N_{sd}}{N_{brd}} + K_y \frac{M_{sdY}}{M_{PLY}} + K_z \frac{M_{sdZ}}{M_{PLZ}} \leq 1$$

$$\gamma_{M1} \quad \gamma_{M1}$$

$$\frac{2466,493 \times 10^3}{8965,66 \times 10^3} + 0,97 \frac{10,84 \times 10^6}{3145 \times 10^6} + 1,23 \frac{4,07 \times 10^6}{414,5 \times 10^6} = 0,29 < 1$$

$$1,1 \quad 1,1$$

Condition vérifié

Cas 2 :

$$M_{y,sd}^{MAX} \rightarrow N_{sd}^{corr} \text{ et } ; M_{z,sd}^{corr}$$

$$M_{y,sd}^{MAX} = 338,32 \text{ KN}$$

$$N_{sd}^{cor} = 1489,48 \text{ KN.m}$$

$$M_{z,sd}^{cor} = 9,48 \text{ KN.m}$$

$$K_y = 0,98$$

$$K_z = 1,14$$

$$\frac{1489,48 \times 10^3}{8965,66 \times 10^3} + 0,98 \frac{338,32 \times 10^6}{3145 \times 10^6} + 1,14 \frac{9,48 \times 10^6}{414,5 \times 10^6} = 0,30 < 1$$

$$1,1 \quad 1,1$$

Cas 3 :

$$M_{z,sd}^{MAX} \rightarrow N_{sd}^{corr} \text{ et } ; M_{y,sd}^{corr}$$

$$M_{z,sd}^{MAX} = 32,47 \text{ KN}$$

$$N_{sd}^{cor} = 2328,3 \text{ KN.m}$$

$$M_{y,sd}^{cor} = 40,77 \text{ KN.m}$$

$$K_y = 0,97$$

$$K_z = 1,22$$

$$\frac{2328,3 \times 10^3}{8965,66 \times 10^3} + 0,97 \frac{40,77 \times 10^6}{3145 \times 10^6} + 1,22 \frac{32,47 \times 10^6}{414,5 \times 10^6} = 0,37 < 1$$

$$1,1 \quad 1,1$$

Les poteaux des autres étages :

NIV	cas	Profile	N_{sd} (kN)	$M_{y.sd}$ (kN.m)	$M_{z.sd}$ (kN.m)	$\bar{\lambda}_y$	$\bar{\lambda}_z$	χ_{min}	K_y	K_z	r	<1
3 ^{eme}	1	HEB800	995,98	17,63	3,88	0,045	0,22	0,99	0,90	1	0,017	V
4 ^{eme}	2		215,24	4,46	31,25	0,045	0,22	0,99	0,90	1,02	0,11	V
5 ^{eme}	3		112,62	151,23	0,14	0,045	0,22	0,99	0,99	1	0,07	V
6 ^{eme}	1	HEB700	346,02	20,86	2,42	0,05	0,21	0,99	0,99	1,02	0,06	V
7 ^{eme}	2		42,75	4,75	29,75	0,05	0,21	0,99	0,99	1,04	0,06	V
8 ^{eme}	3		144,17	120,44	0,28	0,05	0,21	0,99	0,99	1,01	0,07	V
9 ^{eme}	1	HEB650	238,07	141,11	18,33	0,05	0,21	0,99	0,99	1,02	0,16	V
10 ^{eme}	2		7,92	9,2	28,54	0,05	0,21	0,99	0,99	1	0,08	V
	3		135,73	182,47	11,47	0,05	0,21	0,99	0,99	1	0,15	V

Tableau 4 : vérification des poteaux au flambement composée

6 Ferrailage de noyau central :

Suivant la méthode des contraintes, Le calcul se fait par l'effort normal et moment fléchissant de la combinaison la plus défavorable (qui donne A_s^{max}) on calcule les paramètres suivants :

- $\sigma_t = \frac{N}{S} - \frac{M}{W}$ avec $S = e \times L_{voile}$
- $\sigma_c = \frac{N}{S} + \frac{M}{Z}$ on vérifie que $\sigma_c < 0,85 \times \frac{f_{c28}}{1,15}$
- $L_T = \frac{(\sigma_t \times L)}{(\sigma_t + \sigma_c)}$
- $A_s = \frac{F_v}{F_e}$, avec $F_v = \frac{\sigma_t \times L_T \times b}{2}$

$$F_e = 500 \text{ MPa}$$

- $A_{s(min)} = 0,20\%$ de la section horizontale du béton tendu ($L_T \times e$).

L'épaisseur des voiles :

$$e = 25 \text{ cm}$$

6.1 Effort de compression à l'ELU :

L'effort limite ultime $N_{u,lim}$ est donné par les formules suivantes :

$$N_{u,lim} = \alpha \times \frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Avec :

$$B_r = l_w \times [\alpha - 2(\text{cm})], \quad \lambda = \frac{l_f \times \sqrt{12}}{\alpha} \quad \begin{cases} \alpha = \frac{0,65}{1 + 0,2 \times \left(\frac{\lambda}{30}\right)^2} & \text{Si } \lambda \leq 50 \\ \alpha = \frac{0,65}{\left(\frac{50}{\lambda}\right)^2} & \text{Si } 50 \leq \lambda \leq 80 \end{cases}$$

- l_w : longueur du mur
- a : épaisseur du mur
- : longueur de flambement

Pour RDC :

$$\lambda = \frac{(4000 \times 0,8) \times \sqrt{12}}{250} = 44,34 < 50 \Rightarrow \alpha = 0,45$$

$$B_r = 3300 \times (250 - 20) = 759000 \text{ mm}^2$$

$$N_{u,lim} = 0,45 \times \frac{75,9 \times 10^4 \times 25}{0,9 \times 1,5} + 6119 \times \frac{500}{1,15} = 8985,43 \text{ KN}$$

$$N_{u,RDC} = 2398,38 \text{ KN} < N_{u,lim} = 8985,43 \text{ KN}$$

C'est vérifier

6.2 Ferrailage vertical :

- Le calcul est fait pour le voile de RDC du portique 'D' et 'E' selon la direction y-y

NIV	combinaison	N (kN)	M (kN.m)	σ_t (Mpa)	σ_c (Mpa)	L_t (m)	A_s (cm ²)	A_s min (cm ²)	A_s (cm ²)
11	G+Q+Ey Max	137,58	193,75	0,26	0,59	1,01	0,65	5,03	
	0.8G -Ey Min	101,86	197,98	0,31	0,56	1,18	0,93	5,92	5,92
	0.8G+Ey Max	101,86	196	0,31	0,56	1,18	0,93	5,92	
10	G+Q+Ey Max	450,18	658,22	0,90	2,00	1,03	2,33	5,15	
	0.8G -Ey Min	368,73	644,14	0,97	1,87	1,13	2,75	5,66	5,66
	0.8G+Ey Max	368,73	567,34	0,80	1,70	1,06	2,13	5,31	
9	G+Q+Ey Max	680,51	1872,93	3,30	4,95	1,32	10,90	6,61	
	0.8G -Ey Min	544,16	601,82	0,67	1,99	0,83	1,38	4,15	10,90
	0.8G+Ey Max	544,16	580,04	0,62	1,94	0,80	1,24	4	
8	G+Q+Ey Max	834,67	1085	1,38	3,40	0,95	3,28	4,76	
	0.8G -Ey Min	662,68	961,23	1,32	2,92	1,02	3,37	5,13	5,30
	0.8G+Ey Max	662,68	1017,53	1,44	3,05	1,06	3,81	5,30	
7	G+Q+Ey Max	920,67	1747	2,73	4,97	1,17	8,01	5,86	
	0.8G -Ey Min	704,96	816,23	0,94	2,65	0,87	2,05	4,34	8,01
	0.8G+Ey Max	703,96	1338,6	2,10	3,80	1,17	6,14	5,87	
6	G+Q+Ey Max	967,92	1574,75	2,30	4,64	1,09	6,27	5,47	
	0.8G -Ey Min	712,3	1003,23	1,35	3,07	1,01	3,39	5,03	6,27
	0.8G+Ey Max	712,3	698,75	0,68	2,40	0,72	1,23	3,63	
5	G+Q+Ey Max	1071,71	1720,6	2,49	5,09	1,08	6,76	5,43	
	0.8G -Ey Min	773,30	1287,9	1,90	3,78	1,11	5,25	5,43	7,55
	0.8G+Ey Max	773,30	1565,34	2,51	4,39	1,20	7,55	6,01	
4	G+Q+Ey Max	1365,30	2573,36	4,02	7,33	1,17	11,73	5,85	
	0.8G -Ey Min	1027,45	2556,27	4,39	6,88	1,29	14,10	6,43	14,10
	0.8G+Ey Max	1027,45	2242,14	3,70	6,19	1,23	11,40	6,18	
	G+Q+Ey Max	1662,67	2700	3,94	7,97	1,09	10,73	5,46	

3	0.8G -Ey _{Min}	1292,94	2154,93	3,18	6,32	1,11	8,79	5,53	10,73
	0.8G+Ey _{Max}	1292,94	2381,98	3,68	6,82	1,16	10,65	5,79	
2	G+Q+Ey _{Max}	2206,82	4567,5	7,39	12,74	1,21	22,39	6,06	
	0.8G -Ey _{Min}	1789,17	5039,29	8,94	13,27	1,33	29,67	6,64	35,50
	0.8G+Ey _{Max}	1789,17	5702,95	10,40	14,74	1,37	35,50	6,83	
1	G+Q+Ey _{Max}	2735,71	7046,38	12,21	18,24	1,30	39,62	6,49	
	0.8G -Ey _{Min}	2257,93	6045,52	10,59	16,06	1,31	34,70	6,56	39,62
	0.8G+Ey _{Max}	2257,93	5310,01	8,97	14,44	1,26	28,33	6,33	

Tableau 5 : calculé pour chaque étage du ferrailage des trumeaux

- Le calcul est fait pour le voile de RDC du 4^{ème} portique selon la direction y-y

NIV	combinaison	N	M	σ_t	σ_c	L _t	A _s	A _{s min}	A _s
		(kN)	(kN.m)	(Mpa)	(Mpa)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(cm ²)
11	G+Q+EX _{Max}	97,08	150,94	0,21	0,45	1,07	0,57	5,34	
	0.8G -EX _{Min}	73,44	146,13	0,23	0,41	1,19	0,70	5,97	5,97
	0.8G+EX _{Max}	73,44	123,9	0,18	0,36	1,11	0,51	5,57	
10	G+Q+EX _{Max}	281,83	495,51	0,75	1,43	1,13	2,13	5,67	
	0.8G -EX _{Min}	201,57	292,23	0,40	0,89	1,02	1,02	5,13	5,67
	0.8G+EX _{Max}	201,57	314,34	0,45	0,94	1,07	1,20	5,35	
9	G+Q+EX _{Max}	452,5	790,70	1,19	2,29	1,13	3,38	5,66	
	0.8G -EX _{Min}	322,14	602,22	0,94	1,72	1,16	2,73	5,83	5,83
	0.8G+EX _{Max}	322,14	377,31	0,44	1,22	0,88	0,97	4,38	
8	G+Q+EX _{Max}	622,4	1370,3	2,27	3,77	1,24	7,01	6,19	
	0.8G -EX _{Min}	442,53	1110,13	1,91	2,98	1,29	6,15	6,45	7,67
	0.8G+EX _{Max}	442,53	1284,21	2,29	3,37	1,34	7,67	6,69	
7	G+Q+EX _{Max}	788,88	2509,35	4,57	6,49	1,36	15,61	6,83	
	0.8G -EX _{Min}	560,62	1911,83	3,53	4,89	1,38	12,23	6,92	15,61
	0.8G+EX _{Max}	560,62	1794,40	3,28	4,63	1,37	11,19	6,84	
6	G+Q+EX _{Max}	945,46	3399,86	6,35	8,64	1,40	22,18	7,00	
	0.8G -EX _{Min}	671,74	2617,4	4,95	6,58	1,42	17,55	7,09	22,18
	0.8G+EX _{Max}	671,74	2457,11	4,60	6,23	1,40	16,12	7,01	
5	G+Q+EX _{Max}	1107,45	3919,28	7,30	9,98	1,39	25,42	6,97	
	0.8G -EX _{Min}	786,91	2977,17	5,61	7,52	1,41	19,77	7,06	25,42
	0.8G+EX _{Max}	786,91	2745,60	5,10	7,00	1,39	17,71	6,95	
4	G+Q+EX _{Max}	1262,84	4618,64	8,65	11,71	1,40	30,31	7,01	
	0.8G -EX _{Min}	897,53	4115,73	7,98	10,16	1,45	28,98	7,27	30,31
	0.8G+EX _{Max}	897,53	3963,42	7,65	9,82	1,44	27,61	7,23	
3	G+Q+EX _{Max}	1396,97	5667,94	10,80	14,18	1,43	38,50	7,14	
	0.8G -EX _{Min}	993,34	5025,60	9,87	12,28	1,47	36,29	7,36	38,50
	0.8G+EX _{Max}	993,34	4742,90	9,25	11,66	1,46	33,76	7,30	
2	G+Q+EX _{Max}	1573,00	7090,02	13,72	17,53	1,45	49,68	7,25	
	0.8G -EX _{Min}	1117,25	5979,30	11,82	14,53	1,48	43,76	7,41	49,68
	0.8G+EX _{Max}	1117,25	6020,12	11,91	14,62	1,48	44,13	7,41	
1	G+Q+EX _{Max}	1752,48	7838,80	15,15	15,87	1,45	54,81	7,24	
	0.8G -EX _{Min}	1228,56	8025,32	16,20	16,34	1,51	61,19	7,56	61,19
	0.8G+EX _{Max}	1228,56	7777,81	15,65	17,40	1,51	58,96	7,54	

Tableau 6 : calcul pour chaque étage du ferrailage des trumeaux

- Choix des armatures :

Etage	L/10		L/10	As choix (cm ²)
RDC-10 ^{eme}	2*(17T16)	2*(1T16)	2*(17T16)	68,36
	S _t = 10 cm	S _t = 14 cm	S _t = 10 cm	

Tableau 7: Choix final adopté pour les voiles de la direction x-x

6.3 Ferrailage horizontal :

Pour RDC

$$A_H = \frac{2}{3} \times A_V$$

A_V : Section d'acier vertical du bond la plus armée

$$A_V = 68,36 \text{ cm}^2 (2 \times 7T16)$$

$$A_H = \frac{2}{3} \times 68,36 = 45,57 \text{ cm}^2$$

On a choisi les armatures horizontales de T12 avec espacement de 25 cm pour tous les étages

$$A_H = 49,72 \text{ cm}^2 (2 \times 22T12)$$

$$\tau_u = \frac{1,4 \times V_{sd}}{a \times l_c} \leq \left(0,8 \times f_e \times \frac{A_H}{a \times S_t} + 0,3 \times f_{tj} \right) \times \frac{1}{1,25}$$

Avec :

$$f_{tj} = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$a = 250 \text{ mm}$$

$$S_t = 250 \text{ mm}$$

$$F_e = 500 \text{ MPa}$$

$$l_c = 1790 \text{ mm}$$

$$V_{sd} = 2285380 \text{ N}$$

$$\tau_u = 7,15 \text{ MPa} < 25,96 \text{ MPa}$$

C'est vérifier

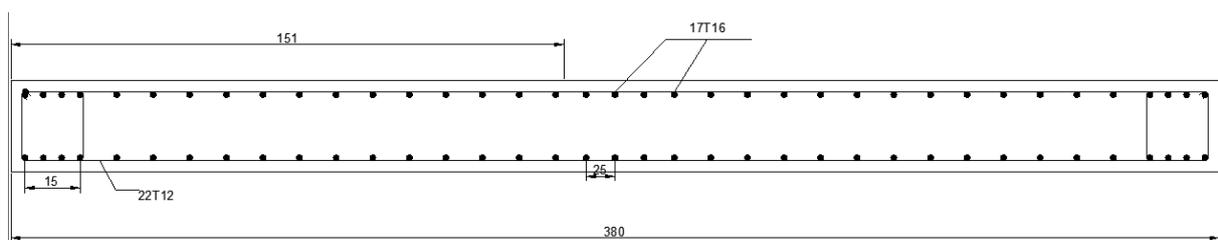


Figure 1: Schéma de ferrailage du voile selon X-X.

Choix des armatures :

Etage	L/10		L/10	As choix (cm ²)
RDC-10 ^{eme}	2*(13T14)	2*(4T14)	2*(13T14)	40,02
	S _t = 10 cm	S _t = 20 cm	S _t = 10 cm	

Tableau 8: Choix final adopté pour les voiles de la direction Y-Y

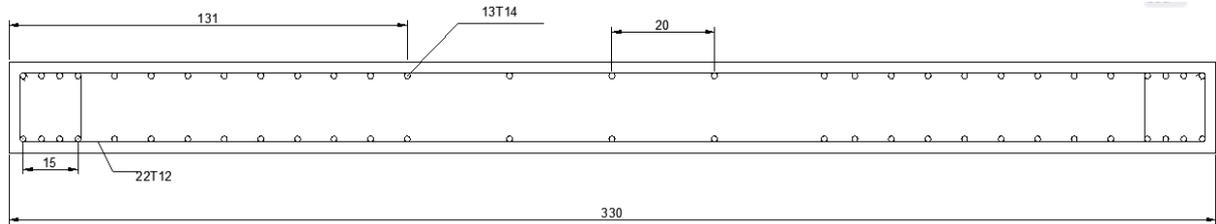


Figure 2: Schéma de ferrailage du voile selon Y-Y.

Conclusion :

La structure étudié est stable vis-à-vis toutes les combinaisons de charge possibles, définies règlementaire.

Table des matières

1	Introduction.....	75
2	Vérification de la poutre principale IPE 400.....	75
2.1	Condition de résistance.....	75
2.2	Vérification de la flexion :.....	75
2.3	Effort tranchant :.....	75
2.4	Vérification au déversement :.....	Error! Bookmark not defined.
2.5	Condition de flèche :.....	76
2.6	Vérification au voilement :.....	77
3	Poutre secondaire (IPE 360) :.....	78
3.1	Condition de résistance.....	78
3.2	Effort tranchant :.....	78
3.3	Vérification au déversement :.....	79
3.4	Condition de flèche :.....	79
4	Vérification des systèmes de contreventement :.....	80
4.1	Palées triangulées en X.....	80
4.1.1	Vérification sous l'effort de traction.....	80
4.1.2	Vérification sous l'effort de compression.....	81
5	Poteaux :.....	81
5.1	Poteau RDC (HEB 900).....	82
6	Ferraillage de noyau central :.....	86
6.1	Effort de compression a l'ELU :.....	86
6.2	Ferraillage vertical :.....	87
6.3	Ferraillage horizontal :.....	89

1 Généralités :

Un assemblage est un dispositif qui permet de solidariser plusieurs pièces entre elles. En assurant la transmission des diverses sollicitations entre les pièces.

Ils sont classés en deux grandes catégories :

- assemblages mécaniques (boulons ; vis ; rivets...)
- assemblages adhérent ou cohésifs (soudure, coulage...)

Les assemblages concernant des éléments structurels poteau, poutre, diagonales de contreventement ont une fonction significative du fait d'une ossature métallique.

En plus de leur fonction de liaison, qui assure la continuité des efforts transmis, ils jouent un rôle esthétique très important quand ils sont visibles. Ils sont particulièrement mis en valeur lorsqu'ils montrent le fonctionnement structurel du bâtiment

- **Assemblages mécaniques :**

Les boulons peuvent être utilisés en atelier ou sur chantier. Ils sont assez couramment mis en œuvre un boulon comporte une tête hexagonale, un corps cylindrique fileté qui constitue la vis et écrou également hexagonale. Les rondelles, freins d'écrou, contre-écrou font partie des accessoires des assemblages. Les jeux dans les trous sont de 1 à 2mm. Ils travaillent soit en traction, soit au cisaillement. Le serrage d'un boulon ordinaire se fait soit manuellement, soit avec une clé, soit pneumatiquement.

Les boulons à haute résistance (HR) et à serrage contrôlé sont plus efficaces. Le serrage d'un boulon HR crée entre deux pièces une pression qui s'oppose au glissement par frottement ce type de boulon est principalement utilisé pour assurer la liaison des composants dans des assemblages soumis à des moments de flexion et des efforts tranchants. Le serrage contrôlé de ce type de boulon se fait par une clé dynamométrique (munie d'un appareil de mesure de l'effort) .l'assemblage par boulons font l'objet d'une certification en matière de caractéristiques géométriques et mécaniques.

- **Le soudage :**

Le soudage consiste à fondre l'acier localement avec ou sans apport de métal de manière à reconstituer une continuité de la matière aussi parfaite que possible. Le procédé le plus courant en construction métallique est la soudure à l'arc qui utilise la chaleur produite par arc électrique pour porter l'acier à la température de fusion.

Le soudage est un procédé très efficace mais qui peut exiger un contrôle a posteriori des pièces assemblées (examen visuel, rayon x...).une partie des soudures est le plus souvent réalisée en atelier, parfois sur des bancs automatisés (par exemple le PRS).

Les positions de soudage peuvent effectuer pour des pièces :

- à plat bout à bout,
- à plat superposé,
- à plat d'angle.

- **Les types de liaison :**

- Pied de poteau encastré.
- rabotage des poteaux simples.
- rabotage des poteaux composés.
- liaison poteau-poutre.
- rabotage des fermes.
- liaison poutre-solive.
- liaison dans les poutres treillis (diagonale, montant- membrure).

- **Assemblage par encastrement poteau poutre**

Dans le cas de continuité de poutres ou de poteaux, la liaison est complètement rigide. L'encastrement poteau-poutre peut se faire par soudure directe. On renforce ainsi la fixation. Sinon on utilise une platine et on boulonne les pièces, au niveau des semelles en particulier. Aux angles des portiques, les poutres sont considérées comme encastrées sur le poteau. L'assemblage reconstitue la continuité du portique.

- *Appui au sol d'un poteau*

- *Pied de poteau articulé*

La mise en œuvre la plus courante consiste à souder une platine à l'extrémité du poteau. Elle est traversée par deux tiges d'ancrage et repose sur l'élément de fondation en béton. Même si la liaison semble rigide, elle fonctionne en fait comme une articulation. Il est quelquefois nécessaire de souder sous la platine un tronçon de profilé appelé « bêche » pour transmettre l'effort horizontal au massif de fondation.

- *Pied de poteau encastré :*

La platine soudée à l'extrémité du poteau est traversée par quatre tiges ancrées dans le béton. Afin que les contraintes soient admissibles et les déformations faibles pour un encastrement, il est nécessaire de choisir des platines épaisses ou des platines minces mais raidies.

- **Liaison poteau-poteau :**

Les joints de montage permettent de réaliser le raccordement de différentes parties d'un même poteau (par soudure, par éclisses ou par platines). Il peut y avoir continuité et modification des formes en même temps.

2 Assemblage poutre-solive (type 1) :

Pour notre structure on a deux types d'assemblages poutre-solive :

Poutre IPE 400 –solive IPE 270.

A. Poutre IPE 400-solive IPE270 :

- **Caractéristiques géométriques des profilés et données mécaniques :**

- Poutre IPE 400 :

H(mm)	B(mm)	t _w (mm)	t _r (mm)	A(cm ²)
400	180	8,6	13,5	84,50

- Solive IPE 270 :

H(mm)	B(mm)	t _w (mm)	t _r (mm)	A(cm ²)
270	135	6,6	10,2	45,90

- L'effort tranchant :

$$V_{sd} = 37,75 \text{ KN}$$

B. Dimensionnement de l'assemblage :

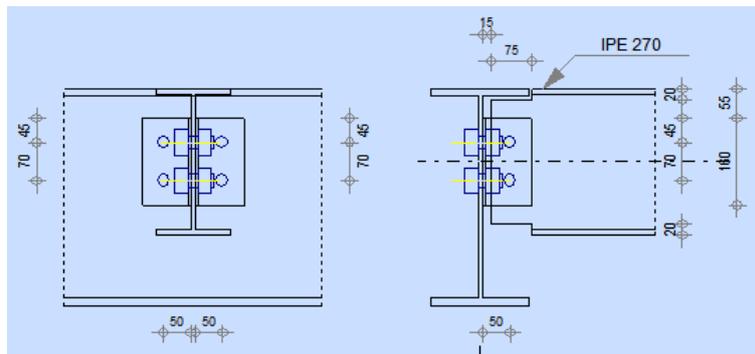


Figure 1: Assemblage poutre –solive

- **Le choix des boulons :**

On choisit **4 boulons** de diamètre de **16mm (M16)** de classe **6.8**

• **Disposition constructive des boulons**

Disposition constructive		
$1.2d_0 \leq e_1 \leq \max(12t, 150\text{mm})$	$21,6\text{mm} \leq e_1 \leq 150\text{mm}$	$e_1=30\text{mm}$
$2.2d_0 \leq p_1 \leq \min(14t, 200\text{mm})$	$39,6\text{mm} \leq p_1 \leq 140\text{mm}$	$p_1=70\text{mm}$
$1.5d_0 \leq e_2 \leq \max(12t, 150\text{mm})$	$27\text{mm} \leq e_2 \leq 150\text{mm}$	$e_2=30\text{mm}$
$3d_0 \leq p_2 \leq \min(14t, 200\text{mm})$	$54\text{mm} \leq p_2 \leq 140\text{mm}$	$p_1=70\text{mm}$

Tableau 1 : Disposition constructive des boulons

C. Vérification de la résistance des boulons au cisaillement par plan de cisaillement :

Il faut vérifier que :

$$F_{v,rd} > V_{sd}$$

$$F_{v,rd} = 0,6 f_{ub} \cdot A_s / \gamma_{Mb}$$

$$f_{ub} = 600 \text{ N/mm}^2$$

$$F_{v,rd} = n \times F_{v,rd}$$

Section résistante en traction : $A_s = 157 \text{ mm}^2$

Résistance des boulons à la traction : $\gamma_{Mb} = 1,25$

Il y a 4 boulons donc :

$$F_{v,rd} = 231,64 \text{ KN} > V_{sd} = 37,75 \text{ KN} \quad \text{Vérifie}$$

D. Vérification de la pression diamétrale

On a une cornières 80x80x8

Il faut vérifier que : $F_1 > F_b$

$$F_b = 2,5 \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{Mb}$$

$$\alpha = \min (e_1/3d_0 ; p_1/3d_0 - 1/4 ; f_{ub}/f_u; 1) = \min (0,58; 0,647; 1,11; 1) = 0,58$$

$$F_{brd} = 2,5 \times 0,56 \times 360 \times 16 \times \frac{6}{1,26} = 34,09 \text{ KN}$$

Pour un boulon on a :

$$F_{V,sd} = \frac{V_{sd}}{4} = \frac{37,75}{4} = 9,43 \text{ KN}$$

$F_{V,sd} < F_{brd}$ Vérifié

Conclusion :

On adoptera donc 4 boulons **M16** de **classe 6.8**, et une cornière de **(80x80x8)**.

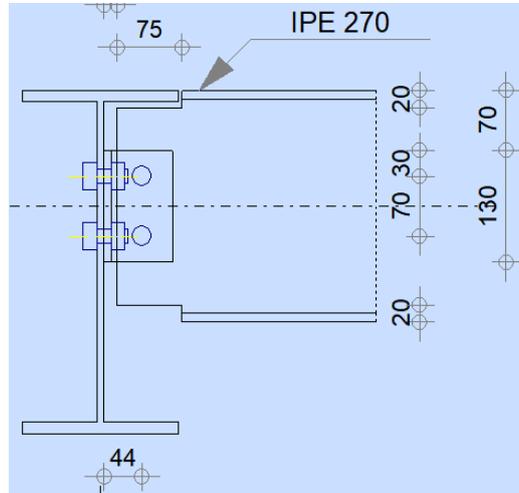


Figure 2 : Assemblage poutre HEB 900-solive IPE 270

3 Assemblage Poteau – poutre (type 2) :

3.1 Caractéristiques géométriques des profilés et données mécaniques :

Poutre IPE 400 :

H(mm)	B(mm)	t _w (mm)	t _f (mm)	A(cm ²)
400	180	8,6	13,5	84,50

Poteau HEB 900 :

H(mm)	B(mm)	t _w (mm)	t _f (mm)	A(cm ²)
900	380	18,5	35	371,3

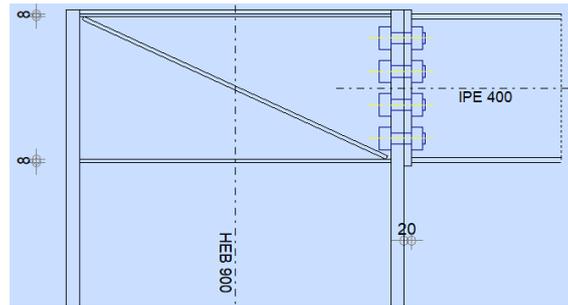


Figure 3 : Assemblage poteau- poutre porteuse

- **Dimensionnement de l'assemblage :**

Le choix des boulons :

On choisit **8 boulons 30 mm** de diamètre (**M30**) de classe **HR10.9**

M₃₀ : d=30 mm ; d₀ = 33 mm

Disposition constructive des boulons :

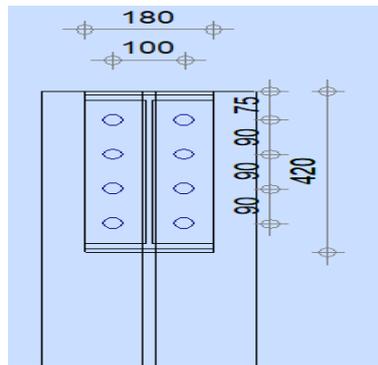


Figure 4 : Disposition constructive des boulons

- **Vérification de la résistance :**

L'effort qui sollicite le boulon est un effort incliné (traction+cisaillement).

On a **Catégorie C** : surfaces nettoyées par brossage métallique ou à la flamme avec enlèvement de toutes les plaques de rouille non adhérentes.

Donc il faut vérifier que :

$$\frac{F_{V,sd}}{F_{V,Rd}} + \frac{F_{t,sd}}{F_{t,Rd}} \leq 1$$

Données du calcul :

Les données du calcul sont tirées à partir du logiciel SAP2000

Les assemblages ci-dessous sont sollicités par :

- Un moment fléchissant : $M_{sd} = 102,23 \text{KN.m}$

- Un effort tranchant : $V_{sd} = 74,88 \text{ KN}$

Remarque :

On peut considérer que le moment appliqué **M** se traduit par un effort de traction dans la semelle supérieure et un effort de compression dans la semelle inférieure.

Détermination de l'effort max F_{M1} dans les boulons :

$$F_{M1} = \frac{M_{sd} \cdot d_1}{n_f \cdot \sum d_i^2}$$

$d_1 = 330,25 \text{ mm}$; $d_2 = 240,24 \text{ mm}$; $d_3 = 150,25 \text{ mm}$; $d_4 = 60,25 \text{ mm}$

$$\sum d_i^2 = 192990,25 \text{ mm}^2$$

- **Détermination des efforts dans les boulons**

Nous considérons uniquement les boulons tendus

$$N_1 = \frac{M \cdot d_1}{\sum d_i^2} = \frac{102230 \times 330,25}{330,25^2 + 240,24^2} = 202,42 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{M \cdot d_2}{\sum d_i^2} = \frac{102230 \times 240,24}{330,25^2 + 240,24^2} = 147,25 \text{ KN}$$

$$F_{t,sd} = \frac{N_1}{2} = 101,21 \text{ KN}$$

$F_{t,sd}$: effort de traction

$$F_{t,Rd} = 0,9 A_s \frac{F_{ub}}{\gamma_{Mb}} = 484,70 \text{ KN}$$

$$F_{V,sd} = \frac{V_{sd}}{n_p n_b} = 9,36 \text{ KN}$$

$F_{V,sd}$: effort de cisaillement

$$F_{V,Rd} = 323,14 \text{ KN}$$

Donc :

$$\frac{9,36}{323,14} + \frac{101,21}{484,70} = 0,24 \leq 1$$

Condition vérifiée

- **Vérification du poinçonnement**

On doit vérifier que :

$$F_{t,Rd} \leq B_{p,Rd} = 0,6 \times \pi \times d_m \times t_p \frac{F_u}{\gamma_{Mb}} ; \gamma_{Mb} = 1,5$$

$B_{p,Rd}$: Résistance du boulon au cisaillement au poinçonnement

$$F_{t,Rd} = 484,70 \text{ KN} < B_{p,Rd} = 495,37 \text{ KN}$$

Pas de risque de poinçonnement

3.2 Assemblage platine – poutre

Cet assemblage est réalisé au moyen de cordon de soudure. On suppose que le moment est équilibré uniquement par les cordons reliant les semelles à la platine. On suppose également que l'effort tranchant est repris par les cordons d'attaches de l'âme.

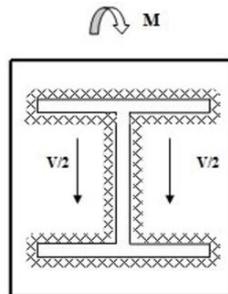


Figure 5: assemblage platine poutre par cordon de soudure.

Calcul des gorges de soudure

- Gorge reliant l'âme

La gorge de soudure doit vérifier les critères de mise en œuvre, elle est donnée par la condition suivante :

$$3\text{mm} \leq a \leq 5 t_w$$

On prend $a = 4\text{mm}$

- Gorge reliant la semelle

$$3\text{mm} \leq a \leq 5 t_w$$

On prend $a = 4\text{mm}$

Distribution des efforts sur les différents cordons

- **Cordon âme-platine**

Chaque cordon reprend $\frac{V_{sd}}{2}$

$$F_{W,sd} = \frac{V_{sd}}{2} = 37,44 \text{ KN}$$

La longueur du cordon : $L_W = h - 2t_f = 373 \text{ mm}$

- **Cordon semelle platine**

La longueur du cordon : $L_f = 2b - t_w = 351,4 \text{ mm}$

Chaque cordon reprend $F_{W,sd}$

$$F_{W,sd} = \frac{M_{sd}}{2(h - t_f)} = 132,25 \text{ KN}$$

Vérification

- Cordon âme – platine

$$F_{W,sd} \leq F_{W,Rd}$$

$F_{W,Rd}$: est la résistance d'un cordon de soudure

$$F_{W,Rd} = aL_W \frac{F_u}{\beta_W \times \gamma_{MW} \sqrt{3}} \quad \text{CCM 97 art 6.6.5.3}$$

$$F_{W,Rd} = 4 \times 373 \frac{360}{0,8 \times 1,25\sqrt{3}} \times 10^{-3} = 310,11 \text{ KN} > F_{W,sd} = 37,44 \text{ KN}$$

- Cordon semelle – platine

$$F_{W,Rd} = 4 \times 351,4 \frac{360}{0,8 \times 1,25\sqrt{3}} \times 10^{-3} = 292,15 \text{ KN} > F_{W,sd} = 132,25 \text{ KN}$$

4 Assemblage poteau-poteau (HEB 900 - HEB 850)

Ce sont des assemblages rigide qui transmettant tous les efforts d'un composant à l'autre. Les boulons à utilisés peuvent être des boulons ordinaires ou des boulons HR précontraint.

Donnée :

- 8 Boulons de classe 10.9 de type M18
- Epaisseur de la platine : $e_p = 20 \text{ mm}$
- $f_{ub} = 1000 \text{ N/mm}^2$
- $f_{(\text{couvre joint})} = 360 \text{ MPa}$
- Disposition géométrique

Disposition constructive		
$1.2d_0 \leq e_1 \leq \max(12t, 150\text{mm})$	$21,6\text{mm} \leq e_1 \leq 150\text{mm}$	$e_1 = 50\text{mm}$
$2.2d_0 \leq p_1 \leq \min(14t, 200\text{mm})$	$39,6\text{mm} \leq p_1 \leq 140\text{mm}$	$p_1 = 120\text{mm}$
$1.5d_0 \leq e_2 \leq \max(12t, 150\text{mm})$	$27\text{mm} \leq e_2 \leq 150\text{mm}$	$e_2 = 50\text{mm}$
$3d_0 \leq p_2 \leq \min(14t, 200\text{mm})$	$54\text{mm} \leq p_2 \leq 140\text{mm}$	$p_2 = 120\text{mm}$

On vérifiera en premier lieu l'assemblage des semelles (couvre joint et boulon) et en second lieu l'âme (couvre joint et boulon).

4.1 Assemblage des semelles par couvre joint

- Résistance de la semelle du profilé

$$A_{brut} = bt_f = 300 \times 35 = 10500 \text{ mm}^2$$

$$A_{net} = A_{brut} - 2d_0t_f = 9100 \text{ mm}^2$$

Dans le cas des structures pouvant être soumise au séisme, un comportement ductile des éléments peut être requis, ce qui exclut toute rupture d'assemblage avant plastification de la section courante de l'élément. Il convient alors de s'assurer que :

$$N_u \geq N_{pl} \Leftrightarrow 0,9 \frac{A_{net} \times F_u}{\gamma_{M2}} \geq \frac{A \times F_y}{\gamma_{M0}} \Leftrightarrow 0,9 \frac{A_{net}}{A} \geq \frac{\gamma_{M2} \times F_y}{\gamma_{M0} \times F_u}$$

$$0,9 \frac{A_{net}}{A} = 0,9 \frac{9100}{10500} = 0,78$$

$$\frac{\gamma_{M2} \times F_y}{\gamma_{M0} \times F_u} = \frac{1,25 \times 235}{1,1 \times 360} = 0,74$$

Il n'est pas nécessaire de faire une vérification en section nette de la semelle en traction.

4.1.1 Résistance des couvre joint de la semelle

Calcul des sections brutes et nettes des couvre joint :

$$A_{brut} = bt_f = 300 \times 20 = 6000 \text{ mm}^2$$

$$A_{net} = 6000 - 2(20 \times 20) = 5200 \text{ mm}^2$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{6000 \times 235}{1,1} \times 10^{-3} = 1281,81 \text{ KN}$$

$$\frac{N_{sd}}{2} = \frac{1662,02}{2} = 831,01 \text{ KN} < N_{pl,Rd} = 1281,81 \text{ KN}$$

Condition vérifiée

4.1.1.1 Résistance des boulons des semelles

La résistance au cisaillement d'un boulon HR donnée par :

$$F_{v,Rd} = \frac{0,6 \times f_{ub} \times A}{\gamma_{MB}} = \frac{0,6 \times 1000 \times 254}{1,25} \times 10^{-3} = 121,92 \text{ KN}$$

La résistance de 4 boulons sollicités en double cisaillement est :

$$F_{v,Rd} = 4 \times 2 \times 121,92 = 975,36 \text{ KN} < N_{sd}$$

La condition n'est pas vérifiée, donc il est nécessaire d'augmenter la section des boulons.

Soit M₂₄ (A = 452 mm²).

$$F_{v,Rd} = \frac{0,6 \times f_{ub} \times A}{\gamma_{MB}} = \frac{0,6 \times 1000 \times 452}{1,25} \times 10^{-3} = 216,96 \text{ KN}$$

$$F_{v,Rd}(4 \text{ boulons}) = 4 \times 2 \times 216,96 = 1735,68 \text{ KN}$$

$$F_{v,Rd} = 1735,68 \text{ KN} > N_{sd} = 1662,02 \text{ KN}$$

Condition vérifiée

- **Boulons de la semelle tendue en pression diamétrale**

La résistance de calcul à la pression diamétrale est donnée par

$$F_{v,Rd} = \frac{2,5 \times \alpha \times F_u \times d_0 \times t}{\gamma_{MB}}$$

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{P_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right) = \min\left(\frac{50}{3 \times 26}; \frac{120}{3 \times 26} - \frac{1}{4}; \frac{1000}{360}; 1\right) = 0,64$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \times 0,64 \times 360 \times 26 \times 20}{1,25} \times 10^{-3} = 239,61 \text{ KN}$$

La résistance totale des 4 boulons vaut donc :

$$F_{b,Rd} = 4 \times 2 \times 239,61 = 1916,92 \text{ KN} > N_{sd} = 1662,02 \text{ KN}$$

Condition vérifiée

4.2 Assemblage des âmes par couvre joint

La largeur de la couvre joint :

$$b = b(\text{HEB } 800) - 50 = 750 \text{ mm}$$

$$A_{brut} = 750 \times 20 = 15000 \text{ mm}^2$$

$$A_{net} = 15000 - 2(26 \times 20) = 13960 \text{ mm}^2$$

$$0,9 \frac{A_{net}}{A} = 0,9 \frac{13960}{15000} = 0,84$$

$$\frac{\gamma_{M2} \times F_y}{\gamma_{M0} \times F_u} = \frac{1,25 \times 235}{1,1 \times 360} = 0,74$$

Donc il n'y a pas lieu de tenir des trous de fixation.

5 Assemblage des éléments de contreventements

Type : « X »

l'assemblage se fait par la détermination de l'élément le plus sollicité avec un effort de traction $N_{t,Sd} = 396,78 \text{ KN}$

5.1 Assemblage gousset-nœud du portique

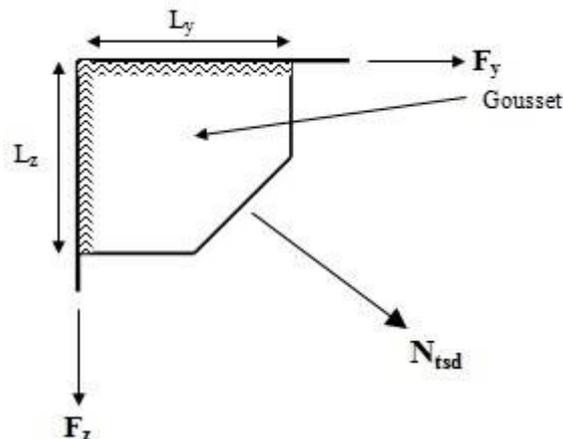


Figure 6 : Assemblage gousset nœud du portique par cordon de soudure.

Pré dimensionnement du gousset

L'épaisseur du gousset dépend de l'effort appliqué, elle est donnée par le tableau suivant:

F(kN)	200	200-450	450-750	750-1150	1150-1650
e (mm)	8	10	12	14	16

Tableau 1.1 : épaisseur du gousset au fonction de l'effort appliqué.

On a :

$N_{t,SD} = 396,78 \text{ KN}$; donc en prend : $e = 10 \text{ mm}$

- Pré dimensionnement de la gorge de soudure

- Elle est donnée par la formule suivante

$$3 \text{ mm} < a < 0,5 t_{\max}$$

t_{\max} : épaisseur maximale des pièce assemblées

$t_{\max} = \text{THEB } 900 = 35 \text{ mm}$

Donc : $a = 12 \text{ mm}$

La longueur du cordon de soudure est donnée par:

$$L \geq \frac{N}{2} \frac{\gamma_{Mw} \beta_w \sqrt{3}}{a F_u}$$

Il faut décomposer l'effort en deux composantes :

$$\tan \alpha = \frac{3,30}{4,00} = 39,52^\circ$$

Donc :

$$F_y = N_{SD} \cdot \cos a = 306,07 \text{ KN}$$

$$F_z = N_{SD} \cdot \sin a = 252,38 \text{ KN}$$

A partir de l'équation (I), on aura:

$$L_y \geq 9,86 \text{ mm}$$

$$L_z \geq 5,06 \text{ mm}$$

$$L_y = L_z = 10 \text{ mm}$$

5.1.1 Assemblage des diagonales sur le gousset au niveau du nœud de portique

Pour ce type d'assemblage, on choisit des boulons ordinaires de classe 8.8

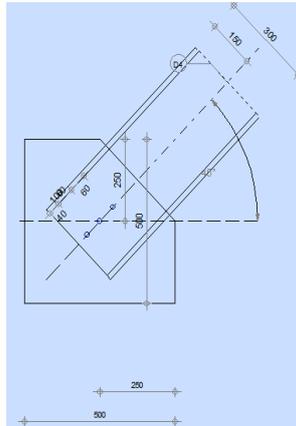


Figure 7: assemblage des diagonales sur gousset.

- Distribution de l'effort normale sur les boulons

$$F_{V,sd} = \frac{V_{sd}}{np}; \text{ Avec } p : \text{ nombre de plan de cisaillement}$$

n: nombre de boulons

$$F_{V,sd} = \frac{396,78}{3 \times 2} = 61,63 \text{ KN}$$

Dimensionnement des boulons

$$F_{V,sd} \leq F_{V,Rd} = \frac{0,6A_S f_{ub}}{\gamma_{Ms}}$$

$$A_S = 160,49 \text{ mm}^2$$

On choisit des boulons de types M(18) avec :

$$A_S = 192 \text{ mm}^2$$

- Disposition géométrique

$$3d_0 < P_2 < \min(14t; 200\text{mm}) \Rightarrow P_2 = 60 \text{ mm}$$

$$2,2d_0 < P_1 < \min(14t; 200\text{mm}) \Rightarrow P_1 = 60 \text{ mm}$$

$$1,2d_0 < e_1 < \min(12t; 150\text{mm}) \Rightarrow e_1 = 40 \text{ mm}$$

- Vérification vis-à-vis de la pression diamétrale

- UPN300

On doit vérifier que:

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \times \alpha \times F_u \times d_0 \times t}{\gamma_{MB}} \quad \alpha = 0,66$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \times 0,66 \times 360 \times 18 \times 10}{1,25} = 85,53 \text{ KN} > F_{V,sd} = 61,63 \text{ KN}$$

Condition vérifiée

- **Gousset**

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \times 0,66 \times 360 \times 18 \times 10}{1,25} = 85,53 \text{ KN}$$

$$F_{V,sd} = \frac{396,78}{3} = 132,17 \text{ KN} > F_{b,Rd} = 85,53 \text{ KN}$$

La condition n'est pas vérifiée, donc il est nécessaire d'augmenter l'épaisseur du gousset.

$$t \geq \frac{F_{V,sd} \times \gamma_{MB}}{2,5 \times \alpha \times F_u \times d_0} = 15,45 \text{ mm}$$

Soit l'épaisseur du gousset $t=16\text{mm}$

• **Vérification de la section nette de la cornière**

On doit vérifier que : $F_{t,sd} \leq F_{t,Rd} = 0,9 \times A_{net} \times \frac{F_{ub}}{\gamma_{Mb}} ; \gamma_{Mb} = 1,5$

$$A_{net} = 10(300 - 2 \times 20) = 2600 \text{ mm}^2$$

$$F_{t,Rd} = 1248 \text{ KN} > F_{t,sd} = 132,17 \text{ KN}$$

Condition vérifiée

Conclusion :

On adoptera donc 3 boulons M18 de diamètre 18 mm de classe 8.8 l'épaisseur de la platine

16 mm

6 Calcul des pieds de poteau

6.1 Introduction

- **Procédure de calcul pour les assemblages de pieds de poteaux articulés ou rigides :**
 - ✓ **résistance de la plaque d'assise**
 - ✓ **résistance des boulons d'ancrages**
 - ✓ **résistance du béton**
 - ✓ **résistance de la soudure**

- **Application de la méthode des composantes aux assemblages de pieds de poteaux articulés ou encastrés.**

Dans notre cas il s'agit d'un pied de poteau articulé :

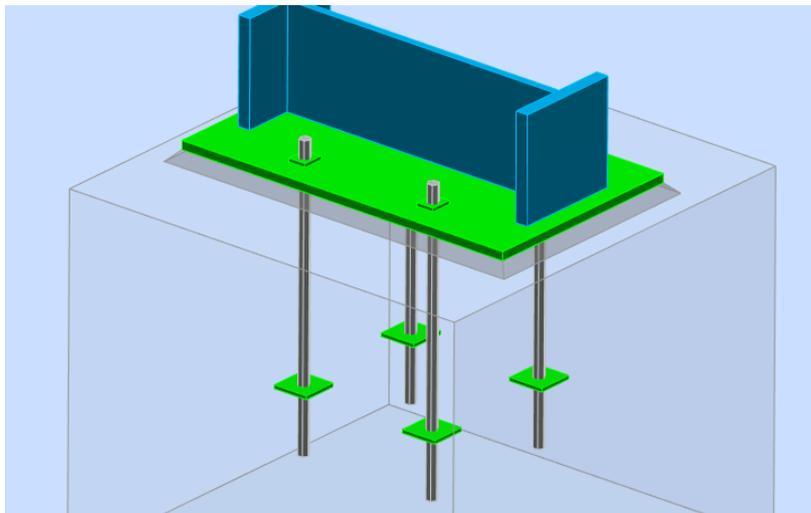
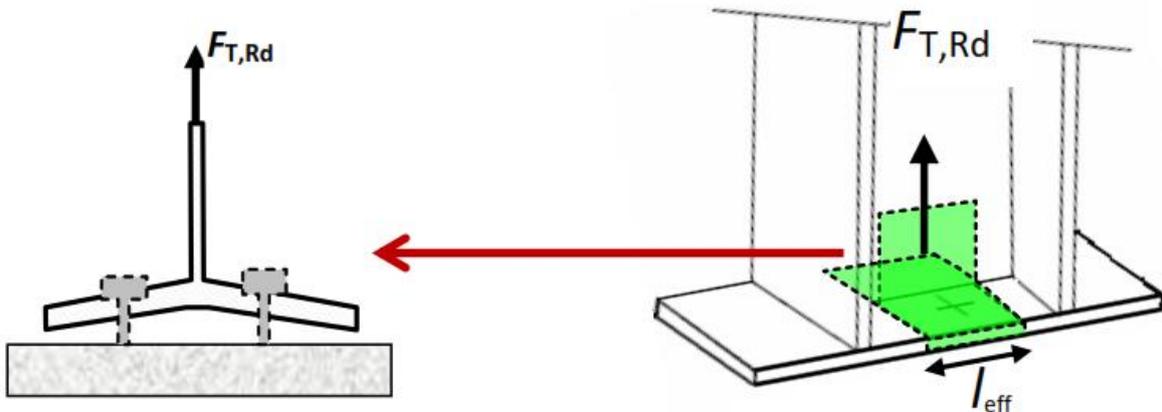


Figure 8 : pied de poteau articulé

- l'EN 1993-1-8
- ✓ L'assemblage est modélisé à l'aide de composantes classiques : les tronçons en T
- ✓ Deux types en fonction du chargement :
 - Résistance en compression : tronçon en T comprimé avec le béton,
 - Résistance en traction : tronçon en T tendu (boulons d'ancrage + plaque d'assise + âme du poteau).



6.2 Résistance à l'écrasement de la fondation :

$$f_{jd} = \alpha_{bf} \cdot \beta_j \cdot f_{cd}$$

α_{bf} : Coefficient qui correspond à la diffusion d'une force concentrée dans la fondation

β_j : peut être pris égal à 2/3 (voir Note)

f_{cd} : résistance de calcul à l'écrasement du béton

6.2.1 Expression de α_{bf}

$$\alpha_{bf} = \min \left[\left(1 + \frac{d_f}{\max(h_p, b_p)} \right); \left(1 + 2 \frac{e_h}{h_p} \right); \left(1 + 2 \frac{e_b}{b_p} \right); 3 \right]$$

$$\beta_j = \frac{2}{3} \text{ si :}$$

$$e_m \leq \min \begin{cases} 50 \text{ mm} \\ 0,2 b_p = 120 \text{ mm} \Rightarrow e_m \leq 50 \text{ mm} \\ 0,2 h_p = 200 \text{ mm} \end{cases}$$

➤ Application

$$f_{jd} = 51,59 \text{ MPa}$$

➤ Résistance en compression d'un tronçon en T :

$$F_{C,Rd} = f_{jd} \cdot b_{eff} \cdot l_{eff}$$

$$F_{C,Rd} = 8687,95 \text{ KN}$$

où :

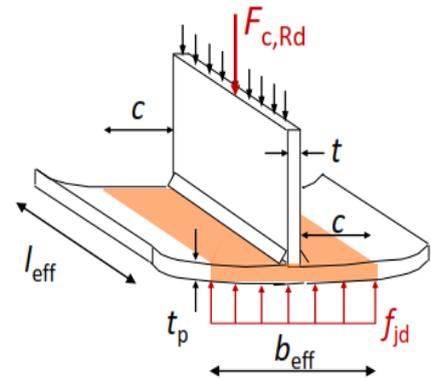
l_{eff} : longueur efficace du tronçon en T

b_{eff} : Largeur efficace du tronçon en T tel que : $b_{eff} \leq t + 2C$

C : largeur portante additionnelle de la semelle :

$$c = t_p \sqrt{\frac{f_{yp}}{3f_{jd}\gamma_{M0}}}$$

$$C = 42 \text{ mm}$$



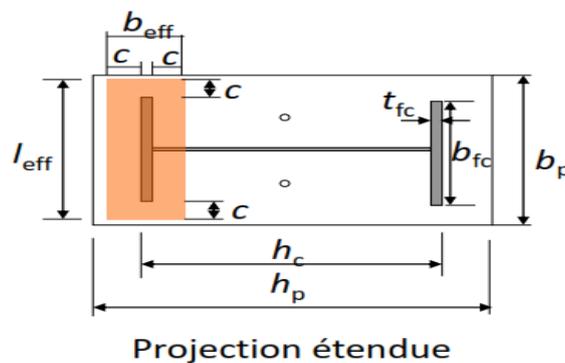
6.2.2 Résistance en compression d'un tronçon en T de semelle :

$$F_{C,Rd} = f_{jd} \cdot b_{eff} \cdot l_{eff}$$

Où :

$$l_{eff} = 384 \text{ mm}$$

$$b_{eff} = 119 \text{ mm}$$



$$F_{C,Rd} = 2366,04 \text{ KN}$$

6.2.3 Résistance en compression d'un tronçon en T d'âme :

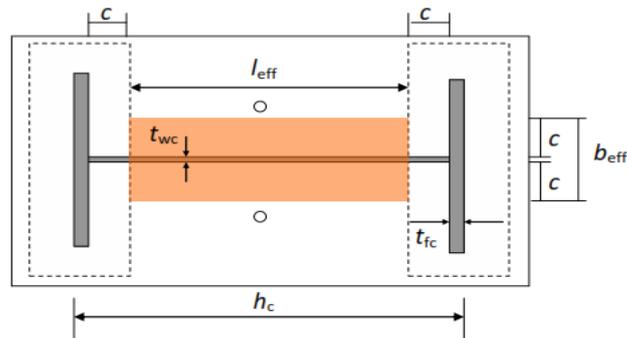
$$F_{C,Rd} = f_{jd} \cdot b_{eff} \cdot I_{eff}$$

Où :

$$I_{eff} = h_c - 2t_{fc} - 2C \geq 0 \Rightarrow I_{eff} = 645,96 \text{ mm}$$

$$b_{eff} = 2C + t_{wc} = 202,54 \text{ mm}$$

$$F_{C,Rd} = 1508,93 \text{ KN}$$



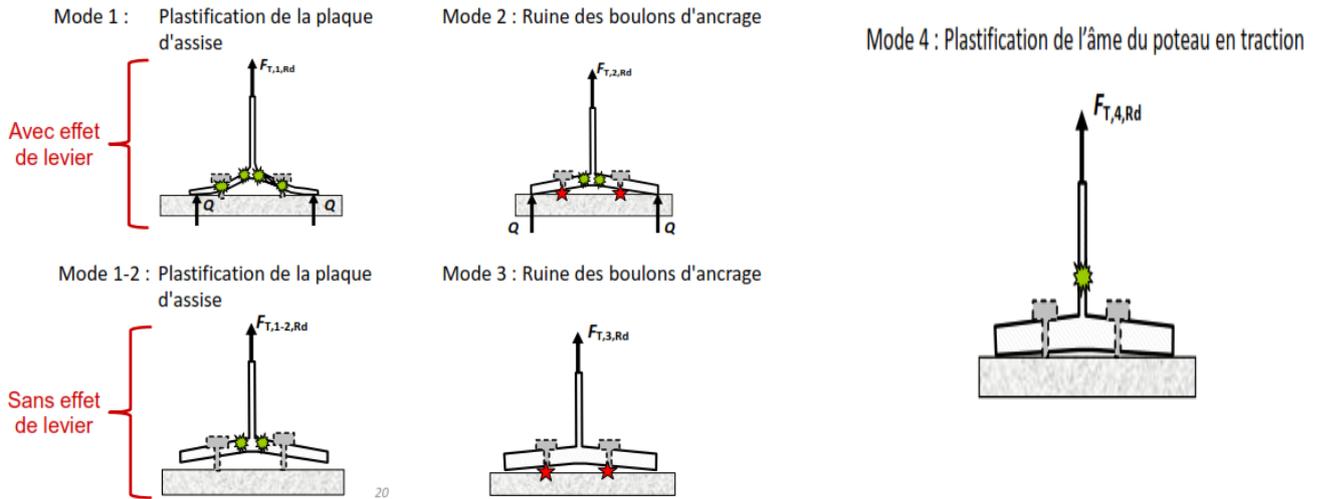
6.2.4 Résistance en compression de l'assemblage :

$$N_{C,Rd} = 2F_{C,fc,Rd} + F_{C,bw,Rd}$$

$$N_{C,Rd} = 6241,02 \text{ KN} > 4953,50 \text{ KN}$$

6.3 Résistance en traction

- ✓ Assemblage modélisé par un tronçon en T (boulons d'ancrage, plaque d'assise) en traction
- ✓ Évaluation de la résistance en traction du tronçon en T
- ✓ 6 modes de ruine possibles :
 - Plaque d'assise/boulons d'ancrage (modes 1, 2, 1-2 et 3) Âme du poteau (Mode 4) et soudure



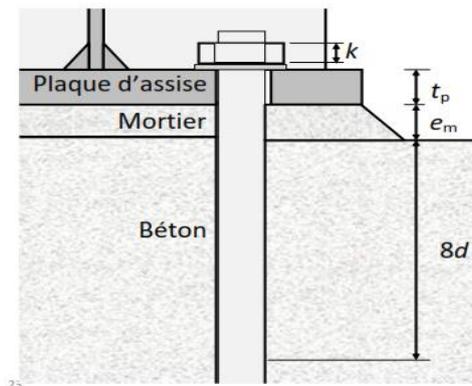
- L'effet de levier a une influence sur le choix des modes de ruine.
- Les modes de ruine 1 et 2 ne sont pas possibles sans effort de levier et ils sont remplacés par le mode de ruine 1-2.

6.3.1 Longueur d'allongement du boulon d'ancrage :

$$L_b = 8d + e_m + t_p + t_{wa} + 0,5k$$

où :

t_{wa} épaisseur de la rondelle
 d diamètre du boulon d'ancrage



$$l_b = 314 \text{ mm}$$

6.3.2 Longueur limite d'allongement du boulon d'ancrage :

$$L_b^* = \frac{8,8m^3 A_s}{l_{eff,1} t_p^3}$$

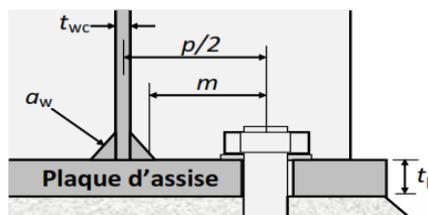
où :

A_s aire résistante d'un boulon d'ancrage

$l_{eff,1}$ longueur efficace :

$$l_{eff,1} = \min(l_{eff,cp}; l_{eff,nc})$$

$$m = p/2 - t_{wc}/2 - 0,8\sqrt{2}a_w$$



• **Cordons de l'âme :**

Les cordons de l'âme doivent reprendre la capacité de résistance à l'effort tranchant de la section assemblée :

$$V_{pl,rd} = \frac{A_V f_y}{\sqrt{3} \gamma_{M0}}$$

Avec : $A_V = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2r)t_f$

Il s'agit des cordons latéraux pour lesquels :

$$\begin{cases} \tau_{//} = \frac{F_{f,rd}}{a_f \cdot L \cdot \sqrt{2}} \\ \tau_{\perp} = \sigma = 0 \end{cases}$$

On Vérifie que : $\sqrt{3\tau_{//}^2} \leq \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{Mw}} \rightarrow \tau_{//} \leq \frac{f_u}{\sqrt{3} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{Mw}} \rightarrow \frac{V_{plRd}}{2 \cdot a_w \cdot h_w} \leq \frac{f_u}{\sqrt{3} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{Mw}}$
 $a_{w1} \geq \frac{V_{plRd} \cdot \sqrt{3} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{Mw}}{2 \cdot h_w \cdot f_u}$

Il faut qu'ils assurent aussi la transmission du moment plastique de la pièce assemblée :

$$F_{wRd} = \frac{h_w \cdot t_w \cdot f_y}{2 \cdot \gamma_{M0}}$$

Avec : $L = 2 \cdot \left(\frac{h_w}{2}\right) = h_w$

Il s'agit de cordons frontaux pour lesquels :

$$\begin{cases} \tau_{//} = 0 \\ \tau_{\perp} = \sigma = \frac{F_{wRd}}{a_w \cdot L \cdot \sqrt{2}} \end{cases}$$

On vérifie que : $\sqrt{\sigma^2 + 3\tau_{\perp}^2} \leq \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{Mw}} \rightarrow 2\sigma \leq \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{Mw}} \rightarrow \frac{2 \cdot F_{wRd}}{a_w \cdot L \cdot \sqrt{2}} \leq \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{Mw}}$

D'où : $a_{w2} \geq \frac{t_w \cdot f_y \cdot \beta_w \cdot \gamma_{Mw}}{\sqrt{2} \cdot f_u \cdot \gamma_{M0}}$

Et $\sigma \leq \frac{f_u}{\gamma_{Mw}} \rightarrow \frac{F_{wRd}}{a_w \cdot L \cdot \sqrt{2}} \leq \frac{f_u}{\gamma_{Mw}} \rightarrow \frac{h_w \cdot t_w \cdot f_y}{2 \cdot \gamma_{M0} \cdot a_w \cdot L \cdot \sqrt{2}} \leq \frac{f_u}{\gamma_{Mw}}$

D'où : $a_{w3} \geq \frac{t_w \cdot f_y \cdot \gamma_{Mw}}{2 \cdot \sqrt{2} \cdot f_u \cdot \gamma_{M0}}$

$$a_w = \max(a_{w1}; a_{w2}; a_{w3})$$

❖ Application :

$$A_V = 37130 - 2 \times 300 \times 35 + (18,5 + 2 \times 30)35 = 13382,5 \text{ mm}^2 = 133,83 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{A_V f_y}{\sqrt{3} \gamma_{M0}} = \frac{133,83 \times 2350}{1,1 \times \sqrt{3}} 10^{-2} = 1650,70 \text{ KN}$$

$$a_w = \max \left(\frac{1650,70 \times \sqrt{3} \times 0,8 \times 1,25}{2 \times 900 \times 360} 10^3; \frac{18,5 \times 235 \times 0,8 \times 1,25}{\sqrt{2} \times 1,1 \times 360}; \frac{18,5 \times 235 \times 1,25}{2\sqrt{2} \times 1,1 \times 360} \right)$$

$$a_w = \max(4,41; 7,76; 4,85) = 7,76 \text{ mm}$$

On prend : $a_w = 10 \text{ mm}$

$$m = 179,44 \text{ mm}$$

$$l_{eff} = \min(l_{eff,cp}; l_{eff,nc}) = \min(1127,45; 842,76)$$

$$L_b^* = 1418,75 \text{ mm}$$

$$l_b = 314 \text{ mm} \leq L_b^* = 2153 \text{ mm} \quad \text{existence d'un effet de levier}$$

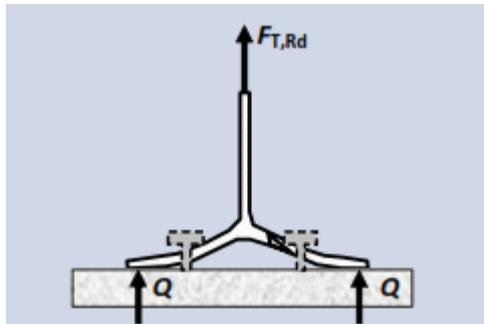


Figure 9 : Effet de levier

6.3.3 Résistance de mode 1

6.3.3.1 Plastification de la plaque d'assise

- Résistance du tronçon en T

$$F_{T,1,Rd} = \frac{4M_{pl,Rd}}{m}$$

$$M_{pl,1,Rd} = m_{pl,Rd} \cdot l_{eff,1} = 92,73 \text{ KN} \cdot m$$

$$m_{pl,Rd} = \frac{t_p^2 \cdot f_{yp}}{4 \cdot \gamma_{M0}} = 110 \text{ KN}$$

$$F_{t,1,Rd} = 2072,18 \text{ KN}$$

6.3.4 Résistance de mode 2

6.3.4.1 Ruine des boulons d'ancrage

- Résistance du tronçon en T

$$F_{t,2,Rd} = \frac{2M_{P1,2,Rd} + n \sum F_{t,Rd,anchor}}{m + n}$$

$$M_{P1,2,Rd} = m_{P1,Rd} \cdot l_{eff,2}$$

$$l_{eff,2} = l_{eff,nc}$$

$$n = \min(e; 1,25m) = \min(100; 224,3) = 100 \text{ mm}$$

• **Résistance d'un boulon d'ancrage :**

Deux modes de ruine :

- résistance à la traction de la section du boulon d'ancrage, $F_{t,Rd}$
- résistance de l'ancrage par adhérence, $F_{t,bond,Rd}$

$$F_{t,Rd,anchor} = \min(F_{t,Rd}; F_{t,bond,Rd})$$

• **Résistance de calcul à la traction du boulon d'ancrage :**

$$F_{t,Rd} = \frac{0,9f_{ub}A_s}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9 \times 1200 \times 1120}{1,25} = 967,68 \text{ KN}$$

• **Résistance par adhérence d'un boulon rectiligne :**

$$F_{t,bond,Rd} = \pi \cdot d \cdot l_b \cdot f_{bd}$$

$$d < 42 \text{ mm} : \quad f_{bd} = \frac{0,36 \times \sqrt{f_{CK}}}{\gamma_C} \cdot \frac{132 - d}{100} = 1,71 \text{ N/mm}^2$$

$$F_{t,bond,Rd} = 180,5 \text{ KN}$$

$$F_{t,Rd,anchor} = \min(F_{t,Rd}; F_{t,bond,Rd}) = \min(967,68; 180,5)$$

$$F_{t,Rd,anchor} = 180,5 \text{ KN}$$

$$F_{t,2,Rd} = \frac{2 \times 92,73 + 0,1 \times 722}{0,279} = 3692,05 \text{ KN}$$

6.3.1 Résistance de mode 3

6.3.1.1 Ruine des boulons d'ancrage

• **Résistance du tronçon en T**

$$F_{t,3,Rd} = \sum F_{t,Rd,anchor}$$

$$F_{t,3,Rd} = 2888 \text{ KN}$$

6.3.2 Résistance de mode 4

6.3.2.1 Plastification de l'âme du poteau en traction

- Résistance du tronçon en T

$$F_{t,4,Rd} = F_{t,wc,Rd} = \frac{b_{eff,t} \times t_{wc} \times f_{y,wc}}{\gamma_{M0}}$$

$$F_{t,4,Rd} = 49887,07 \text{ KN}$$

Donc :

$$F_{t,Rd} = \min(F_{T,1,Rd}; F_{t,2,Rd}; F_{t,3,Rd}; F_{t,4,Rd}) = 2072,18 \text{ KN}$$

6.4 Résistance des soudures :

$$F_{t,w,Rd} = l_{w,eff,t} a_w \frac{f_u / \sqrt{3}}{\beta_w \gamma_{M2}}$$

a_w : gorge utile de la soudure de l'âme

β_w : facteur de corrélation

f_u : résistance ultime de la partie assemblée la plus faible

$$l_{w,eff,1} = 2l_{eff,1} \leq l_{w,wb}$$

$l_{w,wb}$: longueur efficace totale des soudures d'âme

$$F_{t,w,Rd} = 2 \times 842,76 \times 10 \times \frac{365 / \sqrt{3}}{1,25 \times 0,85}$$

$$F_{t,w,Rd} = 3343 \text{ KN}$$

- Résistance finale de l'assemblage en traction :

$$N_{T,Rd} = \min(F_{T,Rd}; F_{t,w,Rd})$$

$$N_{T,Rd} = 2072,18 \text{ KN} > 1786,28 \text{ KN}$$

Condition vérifiée

6.5 Résistance au cisaillement

Il existe trois méthodes pour transmettre un effort tranchant au bloc de béton :

- la résistance par frottement entre la plaque d'assise et le béton (compression),
- le cisaillement des boulons d'ancrage (compression/traction),

- l'utilisation de bêtes (effort de cisaillement important).

6.5.1 Résistance de calcul au frottement :

$$F_{f,Rd} = C_{f,d} N_{c,Ed} \quad \text{EN 1993-1-8 6.2.2 (6)}$$

$N_{c,Ed}$: effort de compression

$C_{f,d}$: Coefficient de frottement pour mortier de ciment : $C_{f,d} = 0,2$

$$F_{f,Rd} = 4965,46 \times 0,2 = 933,05 \text{ KN}$$

6.5.2 Résistance au cisaillement d'un boulon d'ancrage

$$F_{Vb,Rd} = \frac{\alpha_{bc} \cdot f_{ub} \cdot A_S}{\gamma_{M2}} \quad \text{EN 1993 - 1 - 8 6.2.2 (7)}$$

f_{yb} : limite d'élasticité du boulon d'ancrage

$$\alpha_{bc} = 0,44 - 0,0003 f_{yb} = 0,3695$$

$$F_{Vb,Rd} = 397,28 \text{ KN}$$

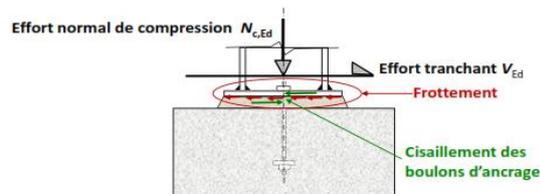
6.5.3 Résistance au cisaillement sous un effort de compression :

✓ Somme de : EN 1993-1-8 6.2.2 (8)
la **résistance au frottement** et de la **résistance au cisaillement** des
boulons d'ancrage :

$$F_{V,Rd} = F_{f,Rd} + nF_{vb,Rd} \geq V_{Ed}$$

où :

n nombre de boulons d'ancrage



$$F_{V,Rd} = F_{f,Rd} + nF_{vb,Rd} \geq V_{Ed}$$

n : nombre de boulons d'ancrage

$$V_{Ed} < 0,2N_{c,Ed}$$

$$F_{V,Rd} = 2522,20 \text{ KN} > V_{Ed} = 586,03 \text{ KN}$$

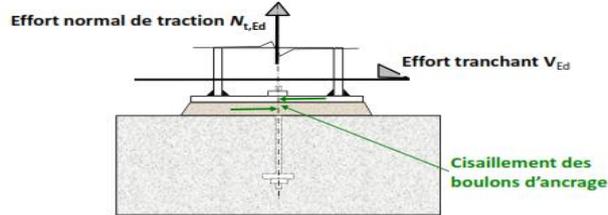
Condition vérifiée

6.5.4 Résistance au cisaillement sous un effort de traction :

$$\frac{V_{Ed}}{nF_{vb,Rd}} + \frac{N_{t,Ed}}{1,4F_{T,Rd}} < 1$$

où :

$F_{T,Rd}$ résistance à la traction du tronçon en T tendu



$$\frac{586,03}{1589,15} + \frac{1786,28}{1,4 \times 2072,18} = 0,98 < 1$$

Condition vérifiée

6.6 Soudage poteau HEB 900 plaque d'assise :

6.6.1 Cordons des semelles :

Les cordons des semelles doivent résister à l'effort de traction plastique qui peut être transmis par les semelles de la poutre :

$$F_{f,Rd} = b \cdot t_f \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

Avec : $L = 2 \cdot b - (t_w + 2r)$

Il s'agit des cordons frontaux pour lesquels :

$$\begin{cases} \tau_{//} = 0 \\ \tau_{\perp} = \sigma = \frac{F_{f,Rd}}{a_f \cdot L \cdot \sqrt{2}} \end{cases}$$

On vérifie que :

$$\sqrt{\sigma^2 + 3\tau_{\perp}^2} \leq \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{Mw}} \rightarrow 2\sigma \leq \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{Mw}} \rightarrow \frac{2 \cdot F_{f,Rd}}{a_f \cdot L \cdot \sqrt{2}} \leq \frac{f_u}{\beta_w \cdot \gamma_{Mw}}$$

D'où : $a_{f1} \geq \frac{2 \cdot F_{f,Rd} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{Mw}}{L \cdot \sqrt{2} \cdot f_u}$

Et $\sigma \leq \frac{f_u}{\gamma_{Mw}} \rightarrow \frac{F_{f,Rd}}{a_f \cdot L \cdot \sqrt{2}} \leq \frac{f_u}{\gamma_{Mw}}$

D'où : $a_{f2} \geq \frac{F_{f,Rd} \cdot \gamma_{Mw}}{L \cdot \sqrt{2} \cdot f_u}$
 $a_f = \max(a_{f1}; a_{f2})$

❖ Application

$$L = 2 \times 300 - (18,5 + 2 \times 30) = 521,5 \text{ mm}$$

$$F_{f,Rd} = 300 \times 35 \times \frac{235}{1,1} \times 10^{-3} = 2243,18 \text{ KN}$$

$$a_f = \max\left(\frac{2 \times 2243,18 \times 0,8 \times 1,25}{521,5 \times \sqrt{2} \times 360} 10^3 ; \frac{2243,18 \times 0,8 \times 1,25}{521,5 \times \sqrt{2} \times 360} 10^3\right)$$

$$a_f = \max(16,90 ; 8,45) = 16,90 \text{ mm}$$

On prend : **a_f = 30 mm**

6.6.2 Résistance au cisaillement des soudures (en compression) :

$$V_{w,Rd} = f_{vw,d} \times a \times l_{w,eff} \geq V_{Ed}$$

où : $f_{vw,d} = \frac{f_u / \sqrt{3}}{\beta_w \gamma_{M2}}$

$l_{w,eff}$ longueur efficace totale des soudures dans la direction du cisaillement

a gorge utile de la soudure dans la direction du cisaillement

$$f_{vw,d} = 199$$

$$V_{w,Rd} = 5031,27 \text{ KN} > 4965,46 \text{ KN}$$

Condition vérifiée

6.6.1 Vérification de la résistance au cisaillement des soudures (en traction) :

$$F_{w,Ed} = \sqrt{\left(\frac{N_{t,Ed}}{l_{w,eff,t}}\right)^2 + \left(\frac{V_{Ed}}{l_{w,eff}}\right)^2} \leq f_{vw,d} \times a$$

$$F_{w,Ed} = \sqrt{\left(\frac{1786,28}{842,76}\right)^2 + \left(\frac{586,03}{984}\right)^2} = 2,20 \text{ KN} < 5,97 \text{ KN}$$

Condition vérifiée

Table des matières

1	Généralités :	92
2	Assemblage poutre-solive (type 1) :	94
3	Assemblage Poteau – poutre (type 2) :	96
3.1	Caractéristiques géométriques des profilés et données mécaniques :	96
3.2	Assemblage platine – poutre	99
4	Assemblage poteau-poteau (HEB 900 - HEB 850)	100
4.1	Assemblage des semelles par couvre joint	101
4.1.1	Résistance des couvre joint de la semelle	102
4.2	Assemblage des âmes par couvre joint.....	103
5	Assemblage des éléments de contreventements	103
5.1	Assemblage gousset-nœud du portique.....	103
5.1.1	Assemblage des diagonales sur le gousset au niveau du nœud de portique	105
6	Calcul des pieds de poteau	107
6.1	Introduction.....	107
6.2	Résistance à l'écrasement de la fondation :	108
6.2.1	Expression de $\alpha b f$	108
6.2.2	Résistance en compression d'un tronçon en T de semelle :	109
6.2.3	Résistance en compression d'un tronçon en T d'âme :	110
6.2.4	Résistance en compression de l'assemblage :	110
6.3	Résistance en traction	110
6.3.1	Longueur d'allongement du boulon d'ancrage :	111
6.3.2	Longueur limite d'allongement du boulon d'ancrage :	111
6.3.3	Résistance de mode 1	113
6.3.4	Résistance de mode 2.....	113
6.3.1	Résistance de mode 3.....	114
6.3.2	Résistance de mode 4.....	115
6.4	Résistance des soudures :	115
6.5	Résistance au cisaillement	115
6.5.1	Résistance de calcul au frottement :	116
6.5.2	Résistance au cisaillement d'un boulon d'ancrage	116

- 6.5.3 Résistance au cisaillement sous un effort de compression :..... 116
- 6.5.4 Résistance au cisaillement sous un effort de traction :..... 117
- 6.6 Soudage poteau HEB 900 plaque d'assise : 117
 - 6.6.1 Cordons des semelles : 117
 - 6.6.2 Résistance au cisaillement des soudures (en compression) : 118
 - 6.6.1 Vérification de la résistance au cisaillement des soudures (en traction) :..... 118

1 Introduction

Un ouvrage quelque que soit sa forme et sa destination, prend toujours appui sur un sol d'assise. Les éléments qui jouent le rôle d'interface entre l'ouvrage et le sol s'appelle fondations. Le dimensionnement de la fondation est conditionné par le site d'implantation.

1.1 Détermination des sollicitations

Pour le dimensionnement des fondations superficielles, les sollicitations sont déterminées selon :

(Art 10.1.4.1.RPA99/2003)

Ainsi que les combinaisons citées par le **BAEL91** :

ELU : 1.35G+1.5Q

ELS : G+Q

1.2 Choix du type de fondation

Le choix du type de fondation dépend essentiellement des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol d'assise.
- La distance entre axes des poteaux.
- Les charges transmises au sol.
- La profondeur du bon sol.

D'une manière générale les fondations doivent répondre à la relation suivante :

$$\frac{N}{S} \leq \sigma_{\text{sol}}$$

Avec :

N : effort transmis de la superstructure jusqu'à la base.

S : surface d'appui sur le sol.

σ_{sol} : La capacité portante du sol.

D'après un rapport géotechnique, la contrainte admissible du sol sera prise égale à 1,5 Bar.

Pour connaître le type de fondations qui convient à notre structure, on procède à la vérification des semelles isolées puis des semelles filantes. Si ces deux types de semelles ne conviennent pas, on passe au radier général.

2 Semelle isolée

2.1 Vérification des semelles isolées

A partir du logiciel SAP on tir les sollicitations du poteau le plus sollicité

$N_{\text{max}} = 2854,88 \text{ KN}$

$$\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \Leftrightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

Soit : $S=A.B=A^2$

$$D'o\grave{u} : A=B \geq \sqrt{\frac{N}{\sigma_{sol}}} = \sqrt{\frac{4469,48}{1,5 \times 0,2 \times 10^3}} = 3,80 \text{ m}$$

Soit : $A= B = 3,80 \text{ m}$

Story	Joint Label	Load Combo	P (kN)	S (m ²)	B (m)	1,5*B (m)	Lmin (m)	Note
Base	4143	ELS	2063,21	6,88	2,62	3,93	3,3	Non
Base	4141	ELS	2063,21	6,88	2,62	3,93		Non
Base	4138	ELS	1962,03	6,54	2,56	3,84		Non
Base	2097	ELS	1961,86	6,54	2,56	3,84		Non
Base	4148	ELS	1946,01	6,49	2,55	3,82		Non
Base	4135	ELS	1945,88	6,49	2,55	3,82		Non
Base	4146	ELS	1913,57	6,38	2,53	3,79		Non
Base	4139	ELS	1913,57	6,38	2,53	3,79		Non
Base	4144	ELS	1867,14	6,22	2,49	3,74		Non
Base	4137	ELS	1867,10	6,22	2,49	3,74		Non
Base	4134	ELS	1786,49	5,95	2,44	3,66		Non
Base	4147	ELS	1779,6	5,93	2,44	3,65		Non
Base	4149	ELS	1693,75	5,65	2,38	3,56		Non
Base	4136	ELS	1693,75	5,65	2,38	3,56		Non
Base	4140	ELS	988,586	3,30	1,82	2,72		ok
Base	4142	ELS	988,454	3,29	1,82	2,72		ok
Base	4162	ELS	624,937	2,08	1,44	2,16		ok
Base	4161	ELS	624,861	2,08	1,44	2,16		ok
Base	4157	ELS	549,414	1,83	1,35	2,03		ok
Base	4154	ELS	549,242	1,83	1,35	2,03		ok
Base	4163	ELS	541,365	1,80	1,34	2,02		ok
Base	4160	ELS	541,053	1,80	1,34	2,01		ok
Base	4158	ELS	488,249	1,63	1,28	1,91		ok
Base	4153	ELS	486,223	1,62	1,27	1,91		ok
Base	4159	ELS	460,185	1,53	1,24	1,86		ok
Base	4164	ELS	459,908	1,53	1,24	1,86		ok
Base	4155	ELS	454,705	1,52	1,23	1,85		ok
Base	4156	ELS	454,645	1,52	1,23	1,85		ok
Base	4132	ELS	430,017	1,43	1,20	1,80		ok
Base	4151	ELS	430,002	1,43	1,20	1,80		ok
Base	4131	ELS	387,514	1,29	1,14	1,70	ok	
Base	4150	ELS	387,151	1,29	1,14	1,70	ok	
Base	4152	ELS	363,575	1,21	1,10	1,65	ok	

Base	4133	ELS	363,201	1,21	1,10	1,65	ok
Base	2109	ELS	90,983	0,30	0,55	0,83	ok
Base	2107	ELS	90,711	0,30	0,55	0,82	ok
Base	2103	ELS	83,394	0,28	0,53	0,79	ok
Base	2105	ELS	83,344	0,28	0,53	0,79	ok

Tableau 1 : Vérification des semelles isolées

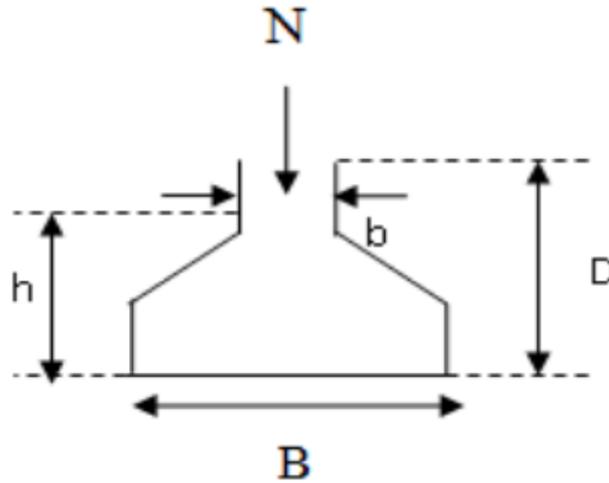


Figure 1 : schéma d'une semelle isolé

On remarque qu'il y a un chevauchement entre les semelles en tenant compte des entres axes des poteaux dans les deux sens, donc le choix des semelles isolées dans notre cas ne convient pas.

3 Semelles filantes croisées :

3.1 Vérification des Semelles filantes croisées

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouve dans la même ligne.

On doit vérifier que : $\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S}$

Tel que :

$N = \sum N_i$ de chaque file de poteaux

$S = B \times L$

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur de la file considérée

$$B \geq \frac{N}{L_{sol}}$$

NB : Mais tout d'abord il faut calculer les coefficients de répartition des charge pour retrouver la charge revenant à chaque semelle filante

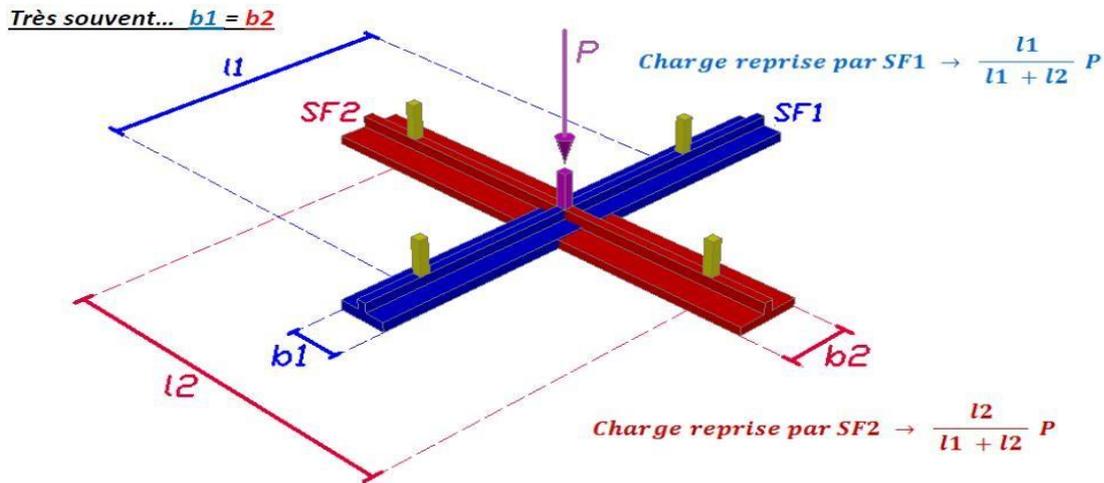


Figure 2 : pourcentage de la charge pour chaque nervure dans un poteau central

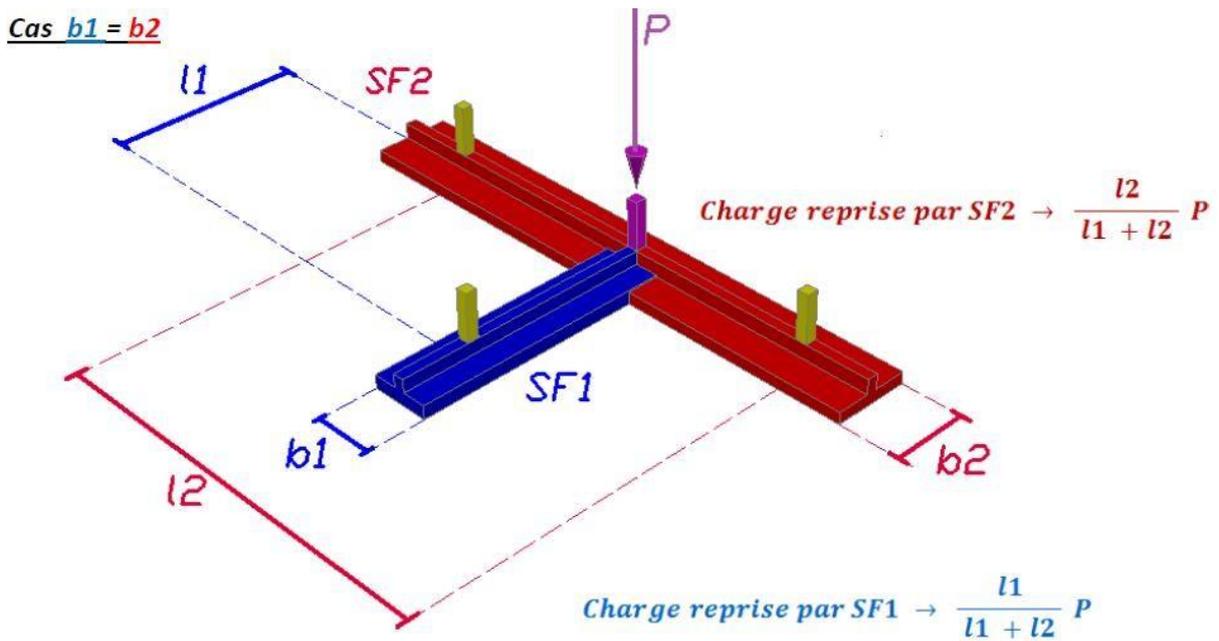


Figure 3 : pourcentage de la charge pour chaque nervure dans un poteau de rive

Cas $b1 = b2$

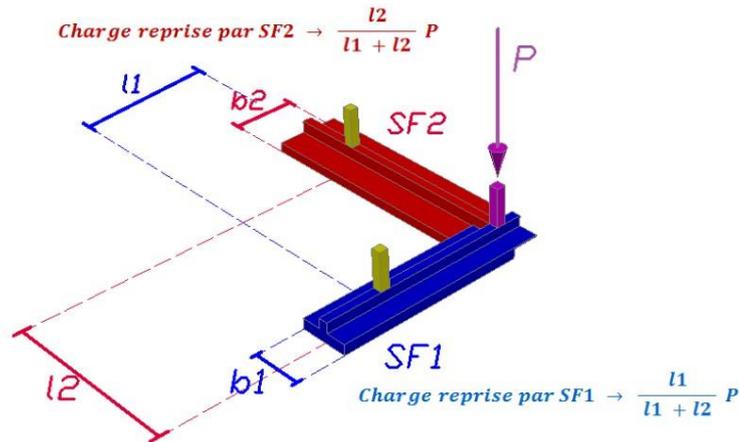


Figure 4 : pourcentage de la charge pour chaque nervure dans un poteau central

	X-X%	Y-Y %	P	P_x	P_y	$\sum P_x$
1-A	0,375	0,625	123,95	46,48125	77,46875	2370,9127
1-B	0,545	0,454	666,26	363,1117	302,48204	
1-C	0,556	0,443	753,56	418,97936	333,82708	
1-D	0,573	0,426	622,71	356,81283	265,27446	
1-E	0,573	0,426	622,71	356,81283	265,27446	
1-F	0,556	0,443	753,56	418,97936	333,82708	
1-G	0,545	0,454	666,26	363,1117	302,48204	
1-H	0,375	0,625	124,33	46,62375	77,70625	
2-A	0,23	0,796	530,20	121,946	422,0392	6367,5079
2-B	0,375	0,625	2461,80	923,175	1538,625	
2-C	0,385	0,614	2580,71	993,57335	1584,55594	
2-D	0,402	0,598	2852,88	1146,85776	1706,02224	
2-E	0,402	0,598	2852,88	1146,85776	1706,02224	
2-F	0,385	0,614	2580,71	993,57335	1584,55594	
2-G	0,375	0,625	2452,21	919,57875	1532,63125	
2-H	0,23	0,796	530,20	121,946	422,0392	
4-A	0,23	0,796	530,20	121,946	422,0392	8424,2927
4-B	0,375	0,625	2461,80	923,175	1538,625	
4-C	0,385	0,614	2580,71	993,57335	1584,55594	
4-F	0,385	0,614	2580,71	993,57335	1584,55594	
4-G	0,375	0,625	2461,80	923,175	1538,625	
4-H	0,23	0,796	530,20	121,946	422,0392	
Voile 1	1	0	4346,904	4346,904	0	
5-A	0,23	0,796	530,20	121,946	422,0392	6371,1042
5-B	0,375	0,625	2461,80	923,175	1538,625	
5-C	0,385	0,614	2580,71	993,57335	1584,55594	
5-D	0,402	0,598	2852,88	1146,85776	1706,02224	
5-E	0,402	0,598	2852,88	1146,85776	1706,02224	
5-F	0,385	0,614	2580,71	993,57335	1584,55594	
5-G	0,375	0,625	2461,80	923,175	1538,625	
5-H	0,23	0,796	530,20	121,946	422,0392	

6-A	0,375	0,625	113,85	42,69375	71,15625	2363,1577
6-B	0,545	0,454	666,26	363,1117	302,48204	
6-C	0,556	0,443	753,56	418,97936	333,82708	
6-D	0,573	0,426	622,71	356,81283	265,27446	
6-E	0,573	0,426	622,71	356,81283	265,27446	
6-F	0,556	0,443	753,56	418,97936	333,82708	
6-G	0,545	0,454	666,26	363,1117	302,48204	
6-H	0,375	0,625	113,75	42,65625	71,09375	
Voile 1	0	1	3640,071	0	3640,071	
Voile 2	0	1	3640,071	0	3640,071	

Tableau 2: pourcentage pour chaque poteau

a) Les charges qui reviennent pour chaque fille :

Fille	N (kN)	L (m)	B (m)	choix de B (m)	Sf (m ²)
SF 1	2370,91278	24,2	0,65	3	72,6
SF 2	6367,50797	24,2	1,75	3	72,6
SF 4	8424,2927	24,2	2,26	3	72,6
SF 5	6371,10422	24,2	1,75	3	72,6
SF 6	2363,15778	24,2	0,65	3	72,6
					363
Fille	N (kN)	L (m)	B (m)	choix de B (m)	Sf (m ²)
SF A	1414,7426	22	0,428	3	66
SF B	5220,8391	22	1,58	3	66
SF C	5421,322	22	1,64	3	66
SF D	5876,64216	22	1,78	3	66
SF E	5876,64216	22	1,78	3	66
SF F	5421,32198	22	1,64	3	66
SF G	5220,8391	22	1,58	3	66
SF H	1414,7426	22	0,428	3	66
					528

Tableau 3 : Les charges de chaque fille

Sf	Stot	%
531	532,4	99,73

Concernant notre structure on chois de faire radier général cause les charges importants appliquée.

4 Radier général

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé, La dalle prend appuis sur des nervures qui prennent elles-mêmes comme appuis les piliers ou les murs de l'ossature. La charge à prendre en compte sera dirigée de bas en haut et sera égale à la réaction du sol. Le radier général assure une bonne répartition des charges sous le sol donc il représente une bonne solution pour éviter le tassement différentiel.

Données générales :

Nu (KN)	Ns (KN)	fc28 (MPa)	σsol (Bars)	S0 radier (m ²)	Lmax (m)	débord (cm)	Périmètre (m)	Sradier (m ²)
80951,90	58836,85	25	1,5	532,4	5,5	0	92,4	532,4

Surface minimale du radier :

$$S_r \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}} = \frac{58836,85}{0,15} = 392,25 \text{ m}^2$$

$$S_r = 532,4 \text{ m}^2 > 392,25 \text{ m}^2$$

Surface du radier est suffisante

1) Pré-dimensionnement de radier :

- Condition de l'épaisseur minimale :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{min} \geq 25 \text{ cm}$)

- Condition forfaitaire de coffrage radier :

$$h = \frac{L_{max}}{20} = \frac{5,5}{20} = 0,275 \text{ m}$$

$$h = 28 \text{ cm}$$

- calcul h radier par condition de vérification au cisaillement :

$$h > \max \left\{ \frac{T^{max}}{\bar{\tau}_{u1} \times b}; \frac{T^{max}}{\bar{\tau}_{u2} \times b} \right\} \text{ avec } b = 1 \text{ m}$$

$$T^{max} = \frac{q \times l}{2} ; q = \frac{N_u \times b}{S_r}$$

$$q = \frac{N_u \times b}{S_r} = \frac{80951,90}{532,4} = 152,05 \text{ KN/m}^2$$

$$T^{max} = \frac{152,05 \times 5,5}{2} = 418,14 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau}_{u1} = \min\{0,1f_{c28} ; 3 \text{ MPa}\} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{u2} = \min \left\{ \frac{0,07f_{c28}}{1,15} ; 3 \text{ MPa} \right\} = 1,52 \text{ MPa}$$

$$h \geq \max \left\{ \frac{418,14}{2,5} ; \frac{418,14}{1,52} \right\} = 27,78 \text{ cm}$$

$$h = 28 \text{ cm}$$

On prend $h = 60 \text{ cm}$

2) Vérification des contraintes dans le sol sous radier :

$$\sigma_{s,ser} < \sigma_s$$

Surcharge de radier

$$q_r = 2,5 \times 532,4 = 1331 \text{ KN}$$

Poids de radier :

$$P_{radier} = 0,60 \times 532,4 \times 2,5 = 798,6 \text{ KN}$$

$$N'_s = N_s + P_{radier} + q_r = 60966,45 \text{ KN}$$

$$N'_u = N_u + 1,35P_{radier} + 1,5q_r = 84026,51 \text{ KN}$$

$$\sigma_{s,ser} = \frac{N'_s}{S_r} = \frac{60966,45}{532,4} = 0,11 \leq \sigma_{sol} = 1,5 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{s,ser} = \frac{N'_u}{S_r} = \frac{84026,51}{532,4} = 0,15 \leq \sigma_{sol} = 1,5 \text{ MPa}$$

C'est vérifier

3) Pré-dimensionnement nervure :

La nervure est rigide :

$$\left(\frac{\pi}{2} \times l_e \right) \geq (\text{entre axe poteaux})$$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times B_{sf}}}$$

$$I = \frac{b_n \times h_n^3}{12} ; b_n = 100 \text{ cm}$$

$$B_{sf} = 3,8 \text{ m}$$

$$E = 11000 \times 10^3 = 34179,55 \text{ MPa}$$

$$K = 40 \text{ MN/m}^3$$

Alors la relation devient :

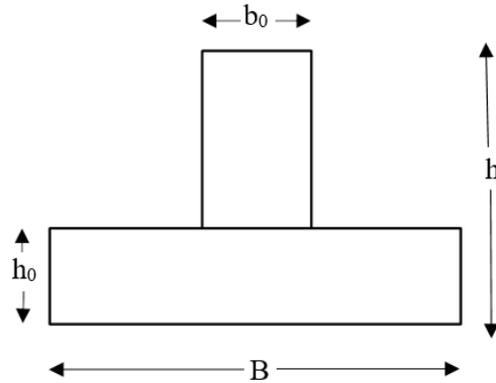
$$h_n > \sqrt[3]{\frac{48 \times K \times B_{sf} \times l^4}{E \times b_n \times \pi^4}} = \sqrt[3]{\frac{48 \times 0,031 \times 3800 \times 5500^4}{34179,55 \times 1000 \times \pi^4}} = 1,16 \text{ m}$$

$$b_0 = 1 \text{ m}$$

$$h_0 = 0,60 \text{ m}$$

$$B = 5,5 \text{ m}$$

$$h = 1,20$$



4) Vérification au poinçonnement

Le calcul se fait pour le poteau le plus sollicité. D'après le CBA93 (article A.5.2.4.2) on doit vérifier la condition suivante :

$$N_u \leq 0,045 \times \mu_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \dots \dots \dots \text{CBA93(article A. 5. 2. 4. 2).}$$

Avec :

h_t : l'épaisseur total du radier ($h_t = 116 \text{ cm}$),

μ_c : périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

$$\mu_c = (a+b+2h_r) \times 2 = (1,2+1,2+2 \times 1,20) \times 2 = 9,60 \text{ m}$$

N_u : charge de calcul à l'ELU pour le poteau le plus sollicité ($N_u = 2854,90 \text{ kN}$).

$$N_u = 2854,90 \text{ kN} < 0,045 \times 9,60 \times 1,20 \times \frac{25}{1,5} \times 10^3 = 8640 \text{ KN.}$$

(Pas de risque de poinçonnement)

5) Vérification au renversement :

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal.

$$\sigma_m \geq \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

$$\sigma_{x,y} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{W}$$

$I_x = 21473,46 \text{ m}^4$ moment d'inertie suivant X-X

$I_y = 25982,89 \text{ m}^4$ moment d'inertie suivant Y-Y

$M_x = 563015,64 \text{ kN.m}$

$M_y = 539038,35 \text{ kN.m}$

		σ_1	σ_2	σ_m	σ_{sol}	Note
ELU	X-X	152,46	151,63	152,25	$1,33\sigma_{sol}$	OK
	Y-Y	152,38	151,72	152,21	$1,33\sigma_{sol}$	OK
ELS	X-X	110,93	110,10	110,72	$1,33\sigma_{sol}$	OK
	Y-Y	110,84	110,18	110,68	$1,33\sigma_{sol}$	OK
G+ βQ	X-X	95,68	94,85	95,47	$1,33\sigma_{sol}$	OK
	Y-Y	95,59	94,93	95,43	$1,33\sigma_{sol}$	OK

Tableau 4 : Vérification de contrainte

• **Vérification de la stabilité au renversement**

Selon le RPA99, on doit vérifier que :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4} \dots \dots \dots \text{(art10.1.5; RPA99/2003)}$$

✓ **Dans le sens X-X**

$$e = \frac{9115,47}{58877,20} = 0,15 \text{ m} < \frac{24,2}{4} = 6,05 \text{ m} \quad \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Dans le sens Y-Y**

$$e = \frac{11,47}{58877,20} = 0,0001 \text{ m} < \frac{22}{4} = 5,5 \text{ m} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Donc il n'y a pas un risque de renversement dans les deux sens.

5 Ferrailage du radier :

a) Ferrailage de la dalle du radier :

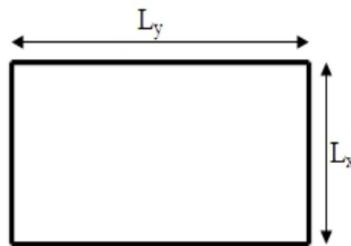
Valeur de la pression sous radier

- ELU : $q_u = \frac{N'_u}{S_r} \times b = \frac{84026,51}{532,4} = 157,83 \text{ KN/m}$
- ELS : $q_s = \frac{N'_s}{S_r} \times b = \frac{60966,45}{532,4} = 114,51 \text{ KN/m}$

Panseau	Lx	Ly	$\frac{L_x}{L_y}$	ELU		ELS		M_x	M_y
				μ_x	μ_y	μ_x	μ_y		
1	3,3	5,5	0,6	0,0822	0,2948	0,0870	0,4672	141,28	41,65
2	3,3	5,5	0,6	0,0822	0,2948	0,0870	0,4672	141,28	41,65
3	3,3	5,5	0,6	0,0822	0,2948	0,0870	0,4672	141,28	41,65
4	3,3	5,5	0,6	0,0822	0,2948	0,0870	0,4672	141,28	41,65
5	3,3	5,5	0,6	0,0822	0,2948	0,0870	0,4672	141,28	41,65
6	3,3	5,5	0,6	0,0822	0,2948	0,0870	0,4672	141,28	41,65
7	3,3	5,5	0,6	0,0822	0,2948	0,0870	0,4672	141,28	41,65
8	3,3	5,5	0,6	0,0822	0,2948	0,0870	0,4672	141,28	41,65

9	3,3	5,5	0,6	0,0822	0,2948	0,0870	0,4672	141,28	41,65
10	3,3	5,5	0,6	0,0822	0,2948	0,0870	0,4672	141,28	41,65
11	3,3	5,5	0,6	0,0822	0,2948	0,0870	0,4672	141,28	41,65
12	3,3	5,5	0,6	0,0822	0,2948	0,0870	0,4672	141,28	41,65
13	3,3	5,5	0,6	0,0822	0,2948	0,0870	0,4672	141,28	41,65
14	3,3	5,5	0,6	0,0822	0,2948	0,0870	0,4672	141,28	41,65
15	3,3	5,5	0,6	0,0822	0,2948	0,0870	0,4672	141,28	41,65
16	3,3	5,5	0,6	0,0822	0,2948	0,0870	0,4672	141,28	41,65
17	3,6	5,5	0,65	0,0751	0,3613	0,0805	0,5235	153,62	55,50
18	3,6	5,5	0,65	0,0751	0,3613	0,0805	0,5235	153,62	55,50
19	3,6	5,5	0,65	0,0751	0,3613	0,0805	0,5235	153,62	55,50
20	3,6	5,5	0,65	0,0751	0,3613	0,0805	0,5235	153,62	55,50
21	3,6	5,5	0,65	0,0751	0,3613	0,0805	0,5235	153,62	55,50
22	3,6	5,5	0,65	0,0751	0,3613	0,0805	0,5235	153,62	55,50
23	3,6	5,5	0,65	0,0751	0,3613	0,0805	0,5235	153,62	55,50
24	3,6	5,5	0,65	0,0751	0,3613	0,0805	0,5235	153,62	55,50
25	3,8	5,5	0,69	0,0697	0,4181	0,0755	0,5704	158,85	66,42
26	3,8	5,5	0,69	0,0697	0,4181	0,0755	0,5704	158,85	66,42
27	3,8	5,5	0,69	0,0697	0,4181	0,0755	0,5704	158,85	66,42
28	3,8	5,5	0,69	0,0697	0,4181	0,0755	0,5704	158,85	66,42

- **Moment en travée et**



- **sur appuis**

Figure 9.1 : panneau de dalle le plus sollicité.

$$\frac{L_x}{L_y} > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle sera ferrailer dans les deux sens}$$

Les moments au centre de la dalle, pour une largeur unitaire, sont définis comme suit :

$$M_x = \mu_x \times q \times L_x^2$$

$$M_y = \mu_y \times M_x$$

- **Moments en travées (panneau d'intermédiaire)**

$$M_{tx} = 0,85 \times M_x$$

$$M_{ty} = 0,85 \times M_y$$

- **Moments sur appuis (panneau d'intermédiaire)**

$$M_{ax} = 0,5 \times M_x$$

$$M_{ay} = 0,5 \times M_y$$

- Les résultats obtenus sont regroupés dans le tableau suivant :

	μ_x	μ_y	M_x	M_{tx}	M_y	M_{ty}	M_{ax}	M_{ay}
ELU ($v=0$)	0,0697	0,4181	158,85	135,02	66,42	56,46	79,43	33,21
ELS ($v=0,2$)	0,0755	0,5704	124,84	106,11	71,21	60,53	62,42	35,61

Tableau 5 : sollicitations dans la dalle

Le ferrailage se fera pour une section $b \times h_r$ ($1 \times 0,60$) m^2

$$d = 0,9h = 0,54 \text{ m}$$

Les résultats du ferrailage sont donnés dans les tableaux suivants :

Sens X-X

	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm^2)
En travée	0,031	0,040	0,541	5,73
En appuis	0,018	0,023	0,544	3,35

Tableau 6 : tableau de ferrailage dans le sens X-X.

Sens Y-Y

	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm^2)
En travée	0,013	0,0165	0,546	2,37
En appuis	0,007	0,0097	0,547	1,39

Tableau 7: tableau de ferrailage dans le sens Y-Y.

Vérification de la Condition de non fragilité

On calcule A_{min} : On a des barres HA $f_e E500$

$$h_r = 60 \text{ cm} ; \quad b = 100 \text{ cm}$$

$$A_S^{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e}$$

$$A_S^{min} = 0,23 \times 100 \times (60 - 5) \times \frac{2,5}{500} = 6,32 \text{ cm}^2$$

Condition A_S^{min} de RPA99 :

$$A_S^{min} = 0,5\% \times (h \times b)$$

$$A_S^{min} = 0,005 \times 60 \times 100 = 30 \text{ cm}^2$$

$$A_S^{max} = 0,06 \times 60 \times 100 = 360 \text{ cm}^2 \quad \text{Zone recouvrement.}$$

$$A_S^{max} = 0,04 \times 60 \times 100 = 240 \text{ cm}^2 \quad \text{Zone courante.}$$

	Sens	$A_{s,calculé}$ (cm ²)	$A_{s,min}$ RPA (cm ²)	Choix	$A_{s,adopté}$ (cm ²)	S_t (cm)
Travée	x-x	5,73	30	7T25	34,36	15
	y-y	2,37				
Appui	x-x	3,35				
	y-y	1,39				

➤ **Vérification des contraintes à l'ELS :**

Calcul les contraintes limitée :

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

Fissuration très préjudiciable

$$\sigma_s = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,5 \times f_e = 250 \text{ MPa} \\ 200 \text{ MPa} \\ \max \left\{ 90 \times \sqrt{\eta \times f_{tj}} = 90 \times \sqrt{1,6 \times 2,1} = 173,12 \text{ MPa} \right. \end{array} \right. = 200 \text{ MPa}$$

Avec : $\eta = 1,6$ (HA)

Quand on a la même section des armatures on vérifier les contraintes de la section plus défavorable ($M = 124,84 \text{ kN.m}$)

	Sens	M_s (KN.m)	$A_{s,adopté}$ (cm ²)	Contrainte	Calculée (Mpa)	Limitée (Mpa)	Note
Travée	x-x	124,84	30	Béton fibre supérieure	5,69	15	V
				Armatures inférieures	20,2	200	V
				Béton fibre inférieure	0,95	15	V

b) Ferrailage des nervures

Les nervures sont des poutres en Té, noyée dans le radier. Elles sont calculées à la flexion simple.

Sens x-x :

$$N_1 = N_6 = 2 \times (46,48) + 2 \times (363,11) + 2 \times (418,97) + 2 \times (356,81)$$

$$N_1 = 2370,91 \text{ KN} ; \quad q_{ELU} = \frac{N_1}{24,2} = 97,97 \text{ KN/m}$$

$$N_2 = N_5 = 6367,51 \text{ KN} ; \quad q_{ELU} = \frac{N_2}{24,2} = 263,12 \text{ KN/m}$$

$$N_4 = 8424,30 \text{ KN} ; \quad q_{ELU} = \frac{N_4}{24,2} = 348,11 \text{ KN/m}$$

$$M_0 = \frac{97,97 \times 3,8^2}{8} = 176,83 \text{ KN.m}$$

Filles	N _{ELU} (KN)	q _{ELU} (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _{Travée} (KN.m)	M _{Appui} (KN.m)	As, Calculé Travée (cm ²)	As, Calculé Appui (cm ²)	Choix Travée	Choix Appui	As, Choix Travée (cm ²)	As, Choix Appui (cm ²)
N ₁	2370,91	97,97	176,83	150,31	88,42	3,12	1,83	12T25	12T25	58,90	58,90
N ₆	2370,91										
N ₂	6367,51	263,12	474,93	403,70	273,46	8,46	5,71	12T25	12T25	58,90	58,90
N ₅	6367,51										
N ₄	8424,30	348,11	628,34	534,10	314,17	11,24	6,56	12T25	12T25	58,90	58,90

Sens Y-Y :

$$N_A = N_H = 1421,05 \text{ KN}$$

$$N_B = N_G = 6641,90 \text{ KN}$$

$$N_E = N_D = 7582,66 \text{ KN}$$

$$N_C = N_F = 4753,66 \text{ KN}$$

Filles	N _{ELU} (KN)	q _{ELU} (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _{Travée} (KN.m)	M _{Appui} (KN.m)	As, Calculé Travée (cm ²)	As, Calculé Appui (cm ²)	Choix Travée	Choix Appui	As, Choix Travée (cm ²)	As, Choix Appui (cm ²)
N _A	1421,05	64,59	244,24	207,61	122,12	4,30	2,53	12T25	12T25	58,90	58,90
N _H											
N _B	6641,90	301,90	1141,58	970,34	570,79	20,11	11,83	12T25	12T25	58,90	58,90
N _G											

N_C											
N_F	4753,66	216,08	817,04	694,48	408,52	14,39	8,46	12T25	12T25	58,90	58,90
N_E											
N_D	7582,66	344,67	1303,27	1107,78	651,63	22,95	13,50	12T25	12T25	58,90	58,90

Les efforts à ELS :

	X-X%	Y-Y %	P _{ELS}	P _X	P _y	$\sum P_x$
1-A	0,375	0,625	90,71	34,02	56,69	1729,88
1-B	0,545	0,454	486,22	264,99	220,74	
1-C	0,556	0,443	549,24	305,38	243,31	
1-D	0,573	0,426	454,71	260,55	193,71	
1-E	0,573	0,426	454,71	260,55	193,71	
1-F	0,556	0,443	549,24	305,38	243,31	
1-G	0,545	0,454	486,22	264,99	220,74	
1-H	0,375	0,625	90,71	34,02	56,69	
2-A	0,23	0,796	387,51	89,13	308,46	3750,64
2-B	0,375	0,625	1786,50	669,94	1 116,56	
2-C	0,385	0,614	1867,11	718,84	1 146,41	
2-D	0,402	0,598	988,58	397,41	591,17	
2-E	0,402	0,598	988,58	397,41	591,17	
2-F	0,385	0,614	1867,11	718,84	1 146,41	
2-G	0,375	0,625	1786,50	669,94	1 116,56	
2-H	0,23	0,796	387,51	89,13	308,46	
4-A	0,23	0,796	430,01	98,90	342,29	6336,44
4-B	0,375	0,625	1945,88	729,71	1 216,18	
4-C	0,385	0,614	1962,03	755,38	1 204,69	
4-F	0,385	0,614	1962,03	755,38	1 204,69	
4-G	0,375	0,625	1945,88	729,71	1 216,18	
4-H	0,23	0,796	430,01	98,90	342,29	
Voile 1	1	0	3168,46	3 168,46	-	
5-A	0,23	0,796	363,2	83,54	289,11	
5-B	0,375	0,625	1693,75	635,16	1 058,59	
5-C	0,385	0,614	1913,57	736,72	1 174,93	
5-D	0,402	0,598	2063,22	829,41	1 233,81	
5-E	0,402	0,598	2063,22	829,41	1 233,81	
5-F	0,385	0,614	1913,57	736,72	1 174,93	
5-G	0,375	0,625	1693,75	635,16	1 058,59	
5-H	0,23	0,796	363,2	83,54	289,11	
6-A	0,375	0,625	83,40	31,28	52,13	1881,88
6-B	0,545	0,454	460,19	250,80	208,93	
6-C	0,556	0,443	541,05	300,82	239,69	
6-D	0,573	0,426	624,86	358,04	266,19	
6-E	0,573	0,426	624,86	358,04	266,19	
6-F	0,556	0,443	541,05	300,82	239,69	
6-G	0,545	0,454	460,19	250,80	208,93	
6-H	0,375	0,625	83,40	31,28	52,13	

Voile 1	0	1	2652	-	2 652,00	
Voile 2	0	1	2652	-	2 652,00	

Sens X-X

Filles	N_{ELU} (KN)	q_{ELS} (KN/m)	M_0 (KN.m)	$M_{Travée}$ (KN.m)	M_{Appui} (KN.m)	$A_s,$ Calculé Travée (cm ²)	$A_s,$ Calculé Appui (cm ²)
N₁	1881,88	85,54	154,40	131,24	77,20	2,72	1,60
N₆							
N₂	4569,66	207,71	374,92	318,68	187,46	6,60	3,88
N₅							
N₄	6336,44	288,02	519,88	441,89	259,94	9,16	5,39

Sens Y-Y

Filles	N_{ELS} (KN)	q_{ELS} (KN/m)	M_0 (KN.m)	$M_{Travée}$ (KN.m)	M_{Appui} (KN.m)	$A_s,$ Calculé Travée (cm ²)	$A_s,$ Calculé Appui (cm ²)
N_A	1048,68	47,67	180,24	153,21	90,12	3,17	1,87
N_H							
N_B	6641,90	301,90	1141,58	970,34	570,79	20,11	11,83
N_G							
N_C	4753,66	216,08	817,04	694,48	408,52	14,39	8,46
N_F							
N_E	7582,66	344,67	1303,27	1107,78	651,63	22,95	13,50
N_D							

Filles	As, Adopté Travée	As, Adopté Appui	As,min (RPA) 0,5%.A _{Béton} (cm ²)	As,max (RPA) 4%.A _{Béton} (cm ²)	As, min (CNF) 0,23.b.d.(ft.28/fe) (cm ²)	As, Final Travée (cm ²)	As, Final Appui (cm ²)	Choix final Travée	Choix final Travée																												
N ₁	2,72	1,60	58	464	12,77	58	58	12T25	12T25																												
N ₆																																					
N ₂	6,60	3,88								58	464	12,77	58	58	12T25	12T25																					
N ₅																																					
N ₄																																					
N _A	3,17	1,87															58	464	12,77	58	58	12T25	12T25														
N _H																																					
N _B	20,11	11,83																						58	464	12,77	58	58	12T25	12T25							
N _G																																					
N _C	14,39	8,46																													58	464	12,77	58	58	12T25	12T25
N _F																																					
N _E	22,95	13,50	58	464	12,77	58	58	12T25	12T25																												
N _D																																					

➤ **Ferraillage transversal**

$$T_{ELU} = \frac{348,11 \times 5,5}{2} = 957,3 \text{ KN}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{T_{ELU}}{0,9 \times d \times \sigma_s} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

$$A_t = \left(\frac{957,3 \times 10^3}{0,9 \times 1110 \times \left(\frac{500}{1,15}\right)} \right) \times 150 = 3,31 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4T10(3,36 \text{ cm}^2)$$

➤ **Armature de peau :**

$$A_p =$$

6 Voile périphérique

Introduction

Notre structure comporte un voile périphérique qui s'élève du niveau de fondation jusqu'au niveau du plancher de RDC. Il forme par sa grande rigidité qu'il crée à la base un caisson rigide et indéformable avec les planchers du RDC, le sous-sol et les fondations.

6.1 PRÉDIMENSIONNEMENT

Pour le pré dimensionnement du voile périphérique, on se réfère aux prescriptions du **RPA99 version 2003**, qui stipule d'après l'article 10.1.2.

- Les ossatures au-dessous du niveau de base comportent un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base
- Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :
 - Epaisseur ≥ 15 cm.
 - Les armatures sont constituées de deux nappes.
 - Le pourcentage minimum des armatures est de $0.1\%B$ dans les deux sens (horizontal et vertical)
 - La longueur de recouvrement est de 50ϕ avec disposition d'équerres de renforcement dans les angles.
 - Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

On adopte une épaisseur $e = 20$ cm. La hauteur de voile périphérique = 4,00 m.

Evaluation des charges

On considère le voile comme une dalle pleine reposant sur 4 appuis et qui supporte les charges horizontales dues aux poussées des terres. On considère le tronçon le plus défavorable. Les charges et surcharges prise uniformément répartie sur une bande de 1m se situe à la base du voile (cas le plus défavorable).

$L_x = 4,00$ m ; $L_y = 5,50$ m ; $e = 20$ cm.

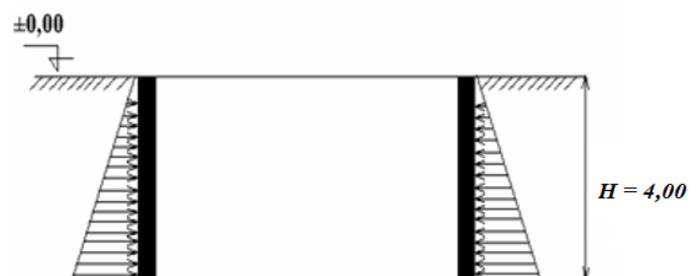


Figure 5 : Poussée de terre

La charge de poussées des terres est donnée par :

$$\sigma = A \times \gamma \times h$$

Avec :

σ : Contrainte sur une bande de 1m.

γ : Poids spécifique des terres ($\gamma = 20,5 \text{ KN/m}^3$).

h : Hauteur du voile.

A : coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement interne.

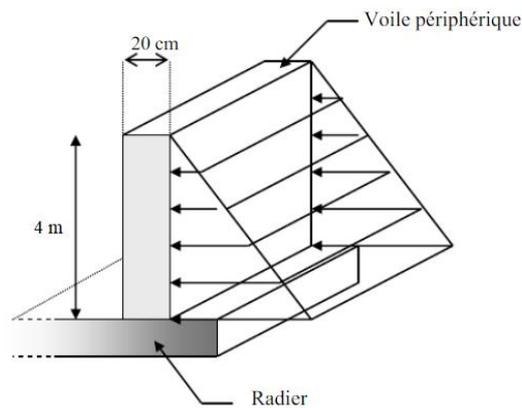


Figure 6 : Evaluation des charges.

$$\varphi = 26,69^\circ \rightarrow A = f(\varphi) = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 0,380.$$

$$Q = A \times \gamma \times h = 31,16 \text{ kN/ml} \rightarrow Q_u = 1,35 \times 31,16 = 42,07 \text{ kN/ml}$$

Effort dans le voile périphérique

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,00}{5,50} = 0,73 > 0,4 \rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

- Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x q_u L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y M_x$

Les coefficients μ_x et μ_y sont en fonction de $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ et de v .

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaires " **BAEL91 modifié 99** "

$$\rho = 0,73 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0671 \\ \mu_y = 0,4471 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 45,17 \text{ KN.m} \\ M_y = \mu_y M_x = 20,19 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Moments en travées**

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 38,39 \text{ kN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 17,16 \text{ kN.m}$$

• **Moments sur appuis**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x = 19,20 \text{ kN.m}$$

Ferraillage du voile périphérique

$b = 100\text{cm}$; $h = 20\text{cm}$; $d = 0,9h = 18\text{cm}$; $f_e = 400\text{MPa}$; $f_{c28} = 25\text{MPa}$; $f_{t28} = 2,1\text{MPa}$;

$\sigma_s = 348\text{MPa}$; $F_{bc} = 14,17\text{MPa}$ (organigramme I voir annexe).

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

	Sens	M_u (kNm)	μ	α	Z(cm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)	Esp (cm)
Travée	x-x	38,39	0,083	0,109	0,172	6,41	6T12	2×6,78	15
	y-y	17,16	0,037	0,048	0,177	2,79	6T10	2×4,71	15
Appuis	x-x	19,20	0,042	0,053	0,176	3,13	6T10	2×4,71	15
	y-y								

Tableau 8 : Ferraillage du voile périphérique.

Condition exigée par les RPA99/version 2003

Condition de non fragilité

Pour les dalles travaillant dans les deux sens et dont l'épaisseur est compté entre 12 et 30cm
($12 \leq e \leq 30$) (cm).

$$\begin{cases} A_x \geq A_x^{min} ; & A_x^{min} = \rho_0 \left[3 - \frac{L_x}{L_y} \right] \frac{bh}{2} \\ A_y \geq A_y^{min} ; & A_y^{min} = \rho_0 bh \end{cases}$$

$\rho_0=0,0008$ pour les barres de FeE400

$$A_x^{min} = 0,0008 \left[3 - \frac{4}{5,5} \right] \frac{100 \times 20}{2} = 1,82 \text{ cm}^2$$

$$A_y^{min} = 0,0008 \times 100 \times 20 = 1,60 \text{ cm}^2$$

En travée :

$$A_x = 6,78 \text{ cm}^2 > A_x^{min} = 1,82 \text{ cm}^2$$

$$A_y = 4,71 \text{ cm}^2 > A_y^{min} = 1,60 \text{ cm}^2$$

En appuis:

$$A_x = 4,71 \text{ cm}^2 > A_x^{\min} = 1,82 \text{ cm}^2$$

$$A_y = 4,71 \text{ cm}^2 > A_y^{\min} = 1,60 \text{ cm}^2$$

Vérification de l'effort tranchant

Il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} < \bar{\tau}_u = 0,05f_{c28} = 1,25\text{MPa}$$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = \frac{42,07 \times 4 \times 5,5}{2 \times 4 + 5,5} = 68,59 \text{ kN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = \frac{42,07 \times 4}{3} = 56,09 \text{ Kn}$$

$$T_u^{\max} = \max(T_x; T_y) = 68,59 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{68,59 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,38 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 0,05f_{c28} = 1,25\text{MPa}$$

VERIFIER

Vérification à L'ELS

a. Evaluation des sollicitations à l'ELS

$$Q_{ser} = 31,16 \text{ kN/m}$$

$$\rho = 0,73 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0708 \\ \mu_y = 0,6188 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x = \mu_x q_s L_x^2 = 35,30 \text{ KN.m} \\ M_y = \mu_y M_x = 21,84 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Moments en travées**

$$M_{tx} = 0,85M_x = 30,01 \text{ kN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85M_y = 18,57 \text{ kN.m}$$

- Moments sur appuis**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x = 17,65 \text{ kN.m}$$

Vérification des contraintes

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa}$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

	Sens	M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	x-x	30,01	6,79	5,63	15	140,4	201,63	Ok
	y-y	18,57	4,71	3,95	15	122,8	201,63	Ok
Appuis	x-x	17,65	4,71	3,76	15	116,8	201,63	Ok
	y-y							

Tableau 9 : Vérifications des contraintes.

Table des matières

1	Introduction.....	120
1.1	Détermination des sollicitations	120
1.2	Choix du type de fondation	120
2	Semelle isolée	120
2.1	Vérification des semelles isolées.....	120
3	Semelles filantes croisées :	122
3.1	Vérification des Semelles filantes croisées	122
4	Radier général	126
5	Ferraillage du radier :.....	129
6	Voile périphérique	137
6.1	PRÉDIMENSIONNEMENT.....	137

Notre projet de fin d'étude a pour objet de faire l'étude de génie civil d'un bâtiment en charpente métallique de R+ 10 + 1 s/sol à usage multiple implanté à Alger, cette dernière doit en même temps répondre aux exigences économique et bien sûr de sécurité, cela n'est réalisable que dans le cas d'une bonne conception. C'est dans cette optique, qu'on a étudié le dimensionnement et la vérification des éléments résistants principaux (poutres, solives et contreventements) de la superstructure et l'infrastructure en mettant en pratique mes connaissances théoriques acquises au cours de ma formation universitaire en tant que un ingénieur en génie civil et on a conclut ce qui suit;

- J'ai approfondi mes connaissances en matière d'application des règlements Tel que : Eurocode III et IV, L'Eurocode IX, CCM97, RPA99
- La collaboration entre le béton et l'acier dans les planchers mixtes permet de diminuer les dimensions des profilés des poutres et des solives et augmenter leur résistance (en termes de flèche).
- L'analyse sismique constitue une étape importante dans la conception parasismique des structures. En effet de l'étude dynamique et sismique nous permet de prédire le comportement préalable de la structure ainsi que les déplacements et la période.
- On a opté pour nos structures un radier générale pour incompatibilité la semelle filant et la semelle isole
- Les assemblages doivent être calculés et vérifiés d'une manière claire et explicite tout en respectant les règlements utilisés dans l'eurocode.
- On a constaté que l'élaboration d'un projet ne se base pas uniquement sur le calcul théorique mais surtout sur sa concordance avec le côté pratique d'où apparaît l'importance des sorties sur chantiers

Ce projet m'a permis d'acquérir des connaissances nouvelles sur les méthodes de calcul et d'études des structures ; même sur la pratique des logiciels comme Robot **Structural Analysais** ; **AUTOCAD**, **SAP2000**.

- ❖ DTR B C 2 48 ; Règles Parasismiques Algériennes RPA99/Version 2003, Centre de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, Alger
- ❖ DTR B C- 2. 44 ; Règles de conception et de calcul des structures en acier
« CCM97 », Centre de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, Alger
- ❖ DTR. C- 2-4.7 ; Règlement neige et vent « RNV2013 ».
- ❖ DTR B C- 2. 41 ; Règles de conception et de calcul des structures en béton armé
« CBA93 », Centre de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, Alger
- ❖ DTR.B. C- 2.2 ; Charge permanentes et charges d'exploitation, Centre de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, Alger
- ❖ EUROCODE 3 ; Calcul des structures en acier, partie 1-1 ; Règles générales et règles pour les bâtiments.
- ❖ EUROCODE 4 ; Conception et dimensionnement des structures mixte acier-béton, partie 1-1 ; Règles générales et règles pour les bâtiments.
- ❖ Jean Morel ; calcul des structures métalliques selon l'EC3/ Edition Eyrolles Paris 2005
- ❖ Koffi AhoVERCELLINO ; Composants métalliques fléchis, tendus et comprimés.
Techniques de l'ingénieur, traité de construction/ C 2554 et C 2551.
- ❖ Cours de 1^{er} année master
 - ✓ charpente métallique 01
 - ✓ béton armé 01
 - ✓ construction mixte acier-béton
- ❖ Projets de fin d'étude (Université de BEJAIA).