

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

**MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA
RECHERCHE SCIENTIFIQUE**

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي



UNIVERSITE SAAD DAHLAB - BLIDA 1

جامعة سعد دحلب البليدة -1-

FACULTE DE TECHNOLOGIE

كلية التكنولوجيا

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

قسم الهندسة المدنية

MEMOIRE DE MASTER

Spécialité : Constructions métalliques et mixtes

THEME

**Etude d'un Bâtiment (R+10+2 S-SOL) en
Charpente Métallique à usage d'habitation**

Présenté par :

M^r. Boumendil Mohamed Nadjib

M^r. Bahtoul Islem

Encadreur :

M^{me}. Aouali nawel

Année universitaire 2020-2021

Conclusion générale

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, ce dernier 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 qu'un ingénieur en génie civil et on a conclu 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 de 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.

DI

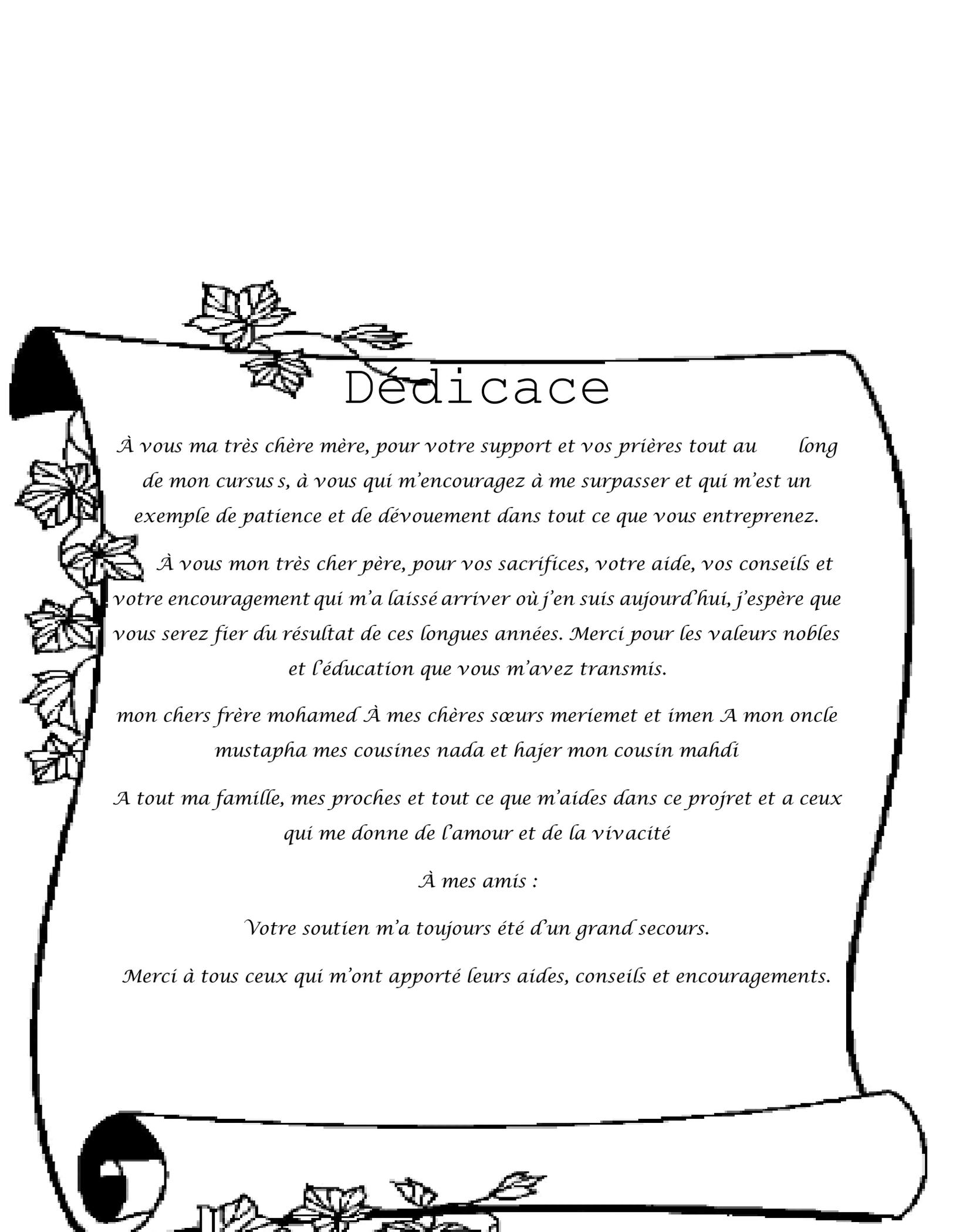
On a opté pour nos structures un radier général& pour incompatibilité la semelle filante et la semelle isolée

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 l'études des structures ; même sur le pratique des logiciels comme Robot Structural



Dédicace

À vous ma très chère mère, pour votre support et vos prières tout au long de mon cursus, à vous qui m'encouragez à me surpasser et qui m'est un exemple de patience et de dévouement dans tout ce que vous entreprenez.

À vous mon très cher père, pour vos sacrifices, votre aide, vos conseils et votre encouragement qui m'a laissé arriver où j'en suis aujourd'hui, j'espère que vous serez fier du résultat de ces longues années. Merci pour les valeurs nobles et l'éducation que vous m'avez transmis.

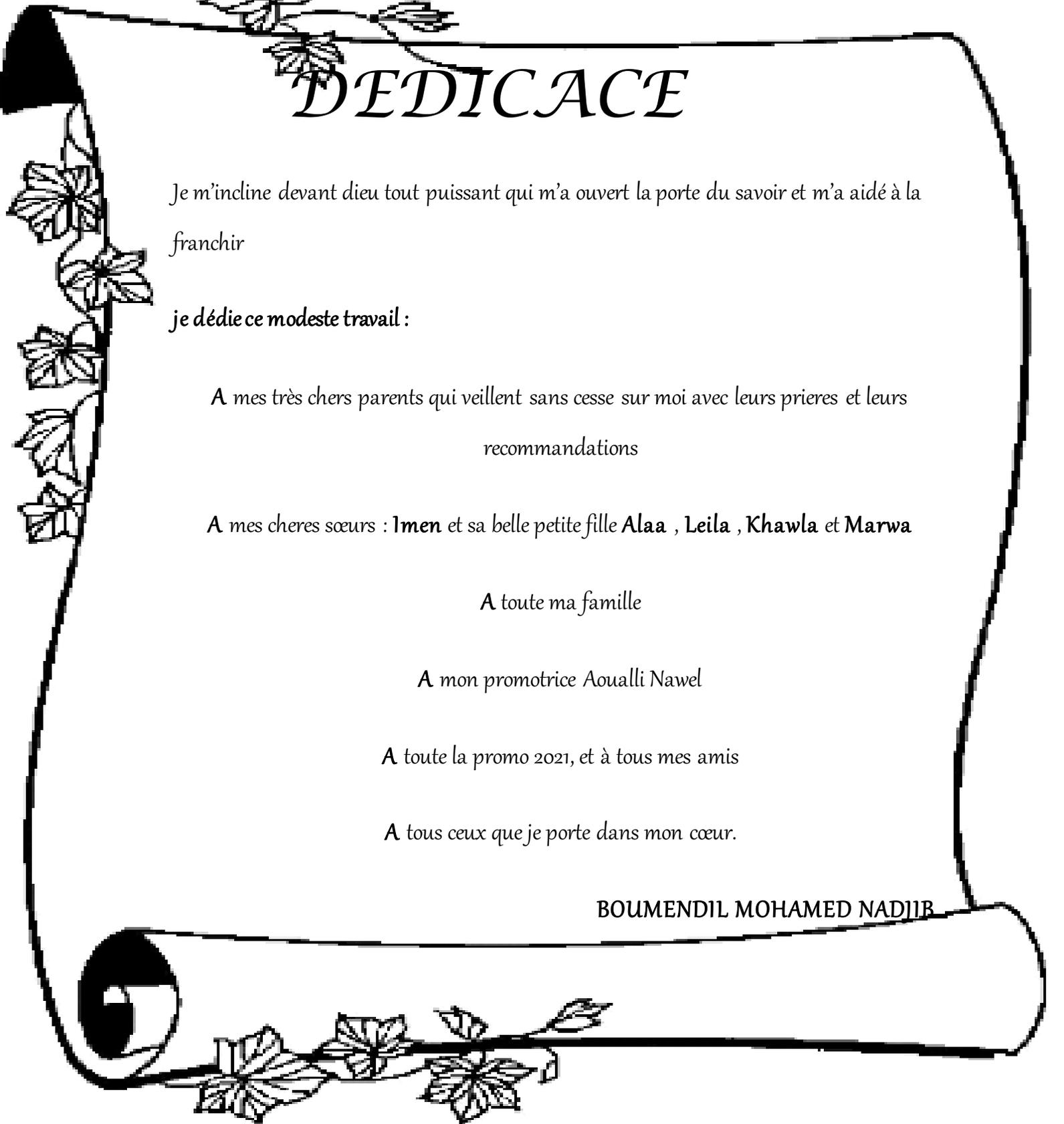
mon chers frère mohamed À mes chères sœurs meriemet et imen A mon oncle mustapha mes cousines nada et hajer mon cousin mahdi

A tout ma famille, mes proches et tout ce que m'aides dans ce projet et a ceux qui me donne de l'amour et de la vivacité

À mes amis :

Votre soutien m'a toujours été d'un grand secours.

Merci à tous ceux qui m'ont apporté leurs aides, conseils et encouragements.



DEDICACE

Je m'incline devant dieu tout puissant qui m'a ouvert la porte du savoir et m'a aidé à la franchir

je dédie ce modeste travail :

A mes très chers parents qui veillent sans cesse sur moi avec leurs prieres et leurs recommandations

A mes cheres sœurs : **Imen** et sa belle petite fille **Alaa** , **Leila** , **Khawla** et **Marwa**

A toute ma famille

A mon promotrice **Aoualli Nawel**

A toute la promo 2021, et à tous mes amis

A tous ceux que je porte dans mon cœur.

BOUMENDIL MOHAMED NADJIB

Introduction

Ce projet de fin d'étude consiste à étudier un bâtiment (R+9+2SS+ buanderie) en charpente métallique, à usage habitation et un parking pour le sous-sol située à Alger, zone de forte sismicité « Zone III ». Cette étude nous a été proposée par le bureau d'études Technique et CR Métal spécialisé dans le domaine de la construction.

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 secondaire .Le prédimensionnement des éléments, tels que les planchers, poteaux, poutre 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 a 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 métalliques. Le calcul des ferrailages des éléments résistants, fondé sur les résultats du logiciel Robot2019, 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.

Assemblages poteau HEA450 - poutre IPE360



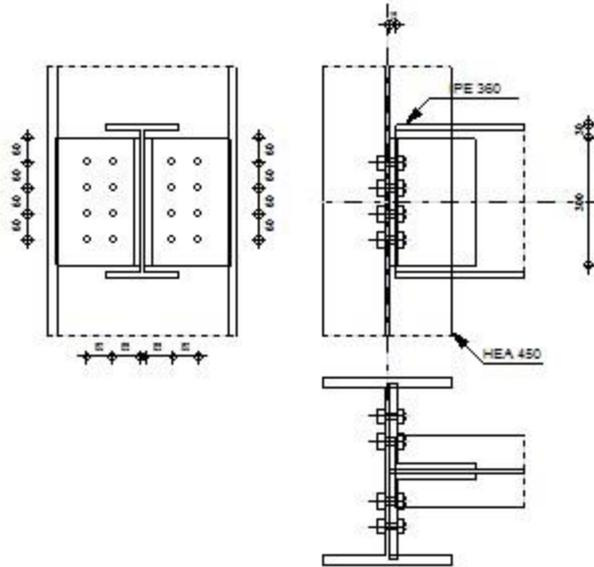
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019

Calculs de l'assemblage poutre-poteau (âme)

NF EN 1993-1-8:2005/NA:2007/AC:2009



Ratio
0,90



GENERAL

Assemblage N°: 4
 Nom de l'assemblage : Poutre-poteau (âme)
 Noeud de la structure: 393
 Barres de la structure: 358, 1445

GEOMETRIE

POTEAU

Profilé: HEA 450
 Barre N°: 358
 $\alpha = -90,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_c = 440$ [mm] Hauteur de la section du poteau
 $b_{fc} = 300$ [mm] Largeur de la section du poteau
 $t_{wc} = 12$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau
 $t_{fc} = 21$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau
 $r_c = 27$ [mm] Rayon de congé de la section du poteau
 $A_c = 178,03$ [cm²] Aire de la section du poteau
 $I_{yc} = 63721,60$ [cm⁴] Moment d'inertie de la section du poteau

Les annexes

Matériau: ACIER
 $f_{yc} = 235,00$ [MPa] Résistance de calcul
 $f_{uc} = 365,00$ [MPa] Résistance à la traction

POUTRE

Profilé: IPE 360
Barre N°: 1445
 $\alpha = -0,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_b = 360$ [mm] Hauteur de la section de la poutre
 $b_b = 170$ [mm] Largeur de la section de la poutre
 $t_{wb} = 8$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
 $t_{fb} = 13$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
 $r_b = 18$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
 $A_b = 72,73$ [cm²] Aire de la section de la poutre
 $I_{yb} = 16265,60$ [cm⁴] Moment d'inertie de la poutre
Matériau: ACIER
 $f_{yb} = 235,00$ [MPa] Résistance de calcul
 $f_{ub} = 365,00$ [MPa] Résistance à la traction

CORNIERE

Profilé: CAE 200x16
 $h_k = 200$ [mm] Hauteur de la section de la cornière
 $b_k = 200$ [mm] Largeur de la section de la cornière
 $t_{fk} = 16$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la cornière
 $r_k = 18$ [mm] Rayon de congé de l'âme de la section de la cornière
 $l_k = 300$ [mm] Longueur de la cornière
Matériau: ACIER
 $f_{yk} = 235,00$ [MPa] Résistance de calcul
 $f_{uk} = 365,00$ [MPa] Résistance à la traction

BOULONS

BOULONS ASSEMBLANT LE POTEAU A LA CORNIERE

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = HR 10.9 Classe du boulon
 $d = 18$ [mm] Diamètre du boulon
 $d_0 = 20$ [mm] Diamètre du trou de boulon

Les annexes

Classe = HR 10.9	Classe du boulon
$A_s = 1,92$ [cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
$A_v = 2,54$ [cm ²]	Aire de la section du boulon
$f_{ub} = 1200,00$ [MPa]	Résistance à la traction
$k = 2$	Nombre de colonnes des boulons
$w = 4$	Nombre de rangées des boulons
$e_1 = 60$ [mm]	Niveau du premier boulon
$p_2 = 60$ [mm]	Ecartement
$p_1 = 60$ [mm]	Entraxe

SOUDURES

$a_{ab} = 12$ [mm] Soudures d'angle entre la cornière et la poutre

COEFFICIENTS DE MATERIAU

$\gamma_{M0} = 1,00$	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]
$\gamma_{M2} = 1,25$	Coefficient de sécurité partiel	[2.2]

EFFORTS

Cas: 10: GQEX (2+3+5)*1.00

$N_{b,Ed} = -0,01$ [kN]	Effort axial
$V_{b,Ed} = -40,53$ [kN]	Effort tranchant
$M_{b,Ed} = 149,94$ [kN*m]	Moment fléchissant

RESULTATS

BOULONS ASSEMBLANT LE POTEAU A LA CORNIERE

RESISTANCE DES BOULONS

$F_{v,Rd} = 146$, [kN]	Résistance du boulon au cisaillement dans la partie non fileté d'un boulon	$F_{v,Rd} = 0.6 * f_{ub} * A_v * m / \gamma_{M2}$
$F_{t,Rd} = 165$, [kN]	Résistance d'un boulon à la traction	$F_{t,Rd} = 0.9 * f_u * A_s / \gamma_{M2}$

Pression du boulon sur l'âme du poteau

Les annexes

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8*(e_1/d_0)-1.7, 1.4*(p_1/d_0)-1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bx} = 0,75$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bx} = \min[e_2/(3*d_0), p_2/(3*d_0)-0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $0,75 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd1x} = 113,3$ [kN Résistance d'un boulon en pression] $F_{b,Rd1x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t_i / \alpha_M$
 = 3] diamétrale 2

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8*(e_2/d_0)-1.7, 1.4*(p_2/d_0)-1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bz} = 0,75$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0)-0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ $0,75 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd1z} = 113,3$ [kN Résistance d'un boulon en pression] $F_{b,Rd1z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t_i / \alpha_M$
 = 3] diamétrale 2

Pression du boulon sur la cornière

Direction x

$k_{1x} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1x} = \min[2.8*(e_1/d_0)-1.7, 1.4*(p_1/d_0)-1.7, 2.5]$

$k_{1x} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bx} = 0,75$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bx} = \min[e_2/(3*d_0), p_2/(3*d_0)-0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bx} > 0.0$ $0,75 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd2x} = 157,6$ [kN Résistance d'un boulon en pression] $F_{b,Rd2x} = k_{1x} * \alpha_{bx} * f_u * d * t_i / \alpha_M$
 = 8] diamétrale 2

Direction z

$k_{1z} = 2,50$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $k_{1z} = \min[2.8*(e_2/d_0)-1.7, 1.4*(p_2/d_0)-1.7, 2.5]$

$k_{1z} > 0.0$ $2,50 > 0,00$ **vérifié**

$\alpha_{bz} = 0,75$ Coefficient pour le calcul de $F_{b,Rd}$ $\alpha_{bz} = \min[e_1/(3*d_0), p_1/(3*d_0)-0.25, f_{ub}/f_u, 1]$

$\alpha_{bz} > 0.0$ $0,75 > 0,00$ **vérifié**

$F_{b,Rd2z} = 157,6$ [kN Résistance d'un boulon en pression] $F_{b,Rd2z} = k_{1z} * \alpha_{bz} * f_u * d * t_i / \alpha_M$
 = 8] diamétrale 2

FORCES AGISSANT SUR LES BOULONS DANS L'ASSEMBLAGE POTEAU - CORNIERE

cisaillement des boulons

$e = 99$ [mm Distance du centre de gravité du groupe de boulons de la cornière du centre de l'âme de la poutre]

$M_0 = 2,01$ [kN*m] Moment fléchissant réel

$M_0 = 0.5 * V_{b,Ed} * e$

Les annexes

cisaillement des boulons

$e = 99$ [mm]	Distance du centre de gravité du groupe de boulons de la cornière du centre de l'âme de la poutre		
$F_{Vz} = 2,53$ [kN]	Force résultante dans le boulon due à l'influence de l'effort tranchant	$F_{Vz} = 0.5 * V_{b,Ed} / n$	
$F_{Mx} = 4,18$ [kN]	Effort composant dans le boulon dû à l'influence du moment	$F_{Mx} = M_0 * z_i / \sum z_i^2$	
$F_{x,Ed} = 4,18$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction x	$F_{x,Ed} = F_{Nx} + F_{Mx}$	
$F_{z,Ed} = 3,93$ [kN]	Effort de calcul total dans le boulon sur la direction z	$F_{z,Ed} = F_{Vz} + F_{Mz}$	
$F_{Ed} = 5,73$ [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{Ed} = \sqrt{(F_{x,Ed})^2 + (F_{z,Ed})^2}$	
$F_{Rdx} = 113,33$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction x	$F_{Rdx} = \min(F_{bRd1x}, F_{bRd2x})$	
$F_{Rdz} = 113,33$ [kN]	Résistance résultante de calcul du boulon sur la direction z	$F_{Rdz} = \min(F_{bRd1z}, F_{bRd2z})$	
$ F_{x,Ed} \leq F_{Rdx}$	$ 4,18 < 113,33$	vérifié	(0,04)
$ F_{z,Ed} \leq F_{Rdz}$	$ 3,93 < 113,33$	vérifié	(0,03)
$F_{Ed} \leq F_{v,Rd}$	$5,73 < 146,57$	vérifié	(0,04)

Traction des boulons

$e = 157$ [mm]	Distance du centre de gravité du groupe de soudures du bord de l'âme du poteau		
$M_{0t} = 71,7$ [kN*m]	Moment fléchissant réel	$M_{0t} = 0.5 * (M_{b,Ed} + V_{b,Ed} * e)$	
$F_{t,Ed} = 149,48$ [kN]	Effort de traction dans le boulon extrême	$F_{t,Ed} = M_{0t} * z_{max} / \sum z_i^2 + 0.5 * N_{b2,Ed} / n$	
$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$	$149,48 < 165,89$	vérifié	(0,90)

Action simultanée de l'effort de traction et de cisaillement dans le boulon

$F_{v,Ed} = 5,73$ [kN]	Effort tranchant résultant dans le boulon	$F_{v,Ed} = \sqrt{(F_{x,Ed})^2 + (F_{z,Ed})^2}$	
$F_{v,Ed} / F_{v,Rd} + F_{t,Ed} / (1.4 * F_{t,Rd}) \leq 1.0$	$0,68 < 1,00$	vérifié	(0,68)

RESISTANCE DES SOUDURES

SOUDURES D'ANGLE ENTRE LA CORNIERE ET LA POUTRE

$e = 157$ [mm]	Distance du centre de gravité du groupe de soudures du bord de l'âme du poteau		
$M_0 = 71,78$ [kN*m]	Moment fléchissant réel	$M_0 = 0.5 * (M_{b,Ed} + V_{b,Ed} * e)$	
$A_w = 80,40$ [cm ²]	Aire de la section des soudures		
$I_0 = 1671$ [cm ⁴]	Moment d'inertie polaire des soudures		

Les annexes

$e =$	157	[mm Distance du centre de gravité du groupe de soudures du bord de l'âme du poteau]	
$\sigma_{Fx} =$	-0,00	[MP a] Contrainte composante due à l'influence de l'effort axial	$\sigma_{Fx} = 0.5 * N_{b,Ed} / A_w$
$\sigma_{Fz} =$	2,52	[MP a] Contrainte composante due à l'influence de l'effort tranchant	$\sigma_{Fz} = 0.5 * V_{b,Ed} / A_w$
$\sigma_{Mx} =$	58,68	[MP a] Contrainte composante due à l'influence du moment sur la direction x	$\sigma_{Mx} = M_0 * z_i / I_0$
$\sigma_{Mz} =$	64,43	[MP a] Contrainte composante due à l'influence de l'effort du moment sur la direction z	$\sigma_{Mz} = M_0 * x_i / I_0$
$\sigma =$	88,87	[MP a] Contrainte résultante	$\sigma = \sqrt{(\sigma_{Fx} + \sigma_{Mx})^2 + (\sigma_{Fz} + \sigma_{Mz})^2}$
$\sigma_w =$	0,85	Coefficient de corrélation	[Tableau 4.1]
$f_{vw,d} =$	198,3	[MP a]	$f_{vw,d} = f_u / (\sigma_3 * \sigma_w * \sigma_{M2})$
$\sigma \leq f_{vw,d}$		88,87 < 198,34	véri fié (0,45)

REMARQUES

Pince boulon-extrémité horizontale de la cornière de l'aile supérieure de la poutre trop faible	17 [mm] < 30 [mm]
Pince boulon-extrémité horizontale de la cornière de l'aile inférieure de la poutre trop faible	17 [mm] < 30 [mm]

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme	Ratio	0,90
--	-------	------

CHAPITRE 01 : Présentation de l'ouvrage

Figure 1 : vue en 3D de la structure**Erreur ! Signet non défini.**

CHAPITRE 02 : Etude climatique

Figure 1 : les deux directions du vent**Erreur ! Signet non défini.**

Figure 2 : Hauteur de référence Z_e dépendant de h et b et profil correspondant de pression dynamique**Erreur ! Signet non défini.**

Figure 3. Vue en plan des zones de pression des parois verticales sens V_1 13

Figure 4. Vue en élévation des zones de pression des parois verticales sens V_1

Erreur ! Signet non défini.

Figure 5. C_{pe} correspondant à chaque zone de parois verticale selon V_1 ...**Erreur ! Signet non défini.**

Figure 6. Vue en plan des zones de pression de la toiture plates **Erreur ! Signet non défini.**

Figure 7. Coefficients de pression intérieure applicables pour des ouvertures uniformément réparties**Erreur ! Signet non défini.**

Figure 8. Vue en élévation des Zones pression des parois verticales sens V_2 **Erreur ! Signet non défini.**

Figure 9. C_{pe} correspondant à chaque zone de parois verticale selon V_2 ..**Erreur ! Signet non défini.**

CHAPITRE 03 : Etude des éléments secondaires

Figure 1 : dimensionnement d'acrotère **Erreur ! Signet non défini.**

Figure 2 : Ferrailage d'acrotère..... **Erreur ! Signet non défini.**

Figure 3 : schéma d'escalier..... **Erreur ! Signet non défini.**

Figure 4 : Les composantes de l'escalier. **Erreur ! Signet non défini.**

CHAPITRE 04 : Pré dimensionnement des éléments

Figure 1 : lois types de comportement moment-rotation correspondant à chaque classe de section..... **Erreur ! Signet non défini.**

Figure2 : Largeur de la dalle effective **Erreur ! Signet non défini.**

Figure 3: Schéma des positions des connecteurs solive..... **Erreur ! Signet non défini.**

Figure4 : Schéma statique de la poutre **Erreur ! Signet non défini.**

Figure 5 : Le poteau le plus sollicité **Erreur ! Signet non défini.**

CHAPITRE 05 : ETUDE SISMIQUE ET ANALYSE DYNAMIQUE

Figure.1 Spectre de réponses sens x-x **Erreur ! Signet non défini.**
Figure.2 Spectre de réponses sens y-y **Erreur ! Signet non défini.**
Figure.3 Structure sans contreventement **Erreur ! Signet non défini.**
Figure.4 Structure avec palées triangulées en X et Y **Erreur ! Signet non défini.**

CHAPITRE 06 : VERIFICATION DE L'OSSATURE

Figure .1 : Facteurs de distribution de rigidité. **Erreur ! Signet non défini.**
Figure .2 : contreventement en Y dans le sens Y..... **Erreur ! Signet non défini.**

CHAPITRE 07 : ETUDE DES ASSAMBLAGES

Figure .1 Assemblage soudé poutres –platine.
.....**Erreur ! Signet non défini.**
Figure.2 Assemblage poteau – poutre
.....**Erreur ! Signet non défini.**
Figure. 3 Distribution des boulons sur la platine d'extrémité.
.....**Erreur ! Signet non défini.**

CHAPITRE 08 : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Figure : 1. Poteaux partiellement ou totalement enrobés de béton **Erreur ! Signet non défini.**
Figure : 2. Poteaux en profilés creux remplis de béton..... **Erreur ! Signet non défini.**
Figure3.dimension de poteau enrobée **Erreur ! Signet non défini.**
Figure 4 : poteau mixte **Erreur ! Signet non défini.**
Figure 5.: Dimensions de la semelle isolée..... **Erreur ! Signet non défini.**
Figure 6 : Schéma semelle filantes..... **Erreur ! Signet non défini.**
Figure 7 : Schéma d'un radier **Erreur ! Signet non défini.**
Figure8 : Contraintes sous le radier **Erreur ! Signet non défini.**
Figure 9: Panneau de la dalle du radier..... **Erreur ! Signet non défini.**
Figure 10: Schéma de ferrailage de radier **Erreur ! Signet non défini.**
Figure 11 schéma de ferrailage des nervures Y-Y..... **Erreur ! Signet non défini.**
Figure 12 schéma de ferrailage des nervures x-x..... **Erreur ! Signet non défini.**
Figure 13 : Evaluation des charges **Erreur ! Signet non défini.**
Figure 14. Ferrailage du voile périphérique sens x- x **Erreur ! Signet non défini.**

Liste des figures

Figure 15. Ferrailage du voile périphérique sens Y-Y..... **Erreur ! Signet non défini.**

Chapitre 1 : Présentation de l'ouvrage

Tableau 1 : valeurs nominales des résistances	2
--	---

Chapitre 2 : Etude climatique

Tableau 1 : catégorie de terrain.....	11
Tableau 2 : les différents paramètres coefficient	12
Tableau 3 : Valeurs des pressions dynamiques (q_p).....	12
Tableau 4 : Cpe pour les parois verticales de bâtiments à base rectangulaire.....	13
Tableau 5 : Cpe pour les parois verticales de bâtiments à base rectangulaire.....	14
Tableau 6 : Les valeurs des pressions $W(z_e)$ [N/m^2] ($V1 / V3$). (paroi vertical)	15
Tableau 7 : Les valeurs des pressions $W(z_e)$ [N/m^2] ($V1 / V3$). (toiture).....	16
Tableau 8 : Valeurs des pressions dynamiques (q_p).....	16
Tableau 9 : Cpe pour les parois verticales de bâtiments à base rectangulaire.....	17
Tableau 10 : Cpe pour les parois verticales de bâtiments à base rectangulaire.....	17
Tableau 11 : Les valeurs des pressions $W(z_e)$ [N/m^2] ($V2 / V4$). (Paroi vertical).....	18
Tableau 12 : Les valeurs des pressions $W(z_e)$ [N/m^2] ($V2 / V4$). (toiture).....	18

Chapitre 4 : PRE DEMENTIONNEMENT DES ELEMENTS

Tableau 1 : valeur limites recommandées pour les flèches verticales	31
Tableau 2 : Charge permanente d'un plancher terrasse inaccessible.....	32
Tableau 3 : Charge permanente d'un plancher terrasse accessible	32
Tableau 4 : Charge permanente d'un plancher courant.....	33
Tableau 5 : Charge permanente d'un plancher sous-sol.....	33
Tableau 6 : Caractéristiques du profilé IPE120.....	35
Tableau 7 : les choix des solives en phase initiale.....	43
Tableau 8 : les choix des solives en phase final	43
Tableau 9 : Caractéristiques du profilé IPE300.....	44
Tableau 10 : les choix des poutres principales en phase initiale.....	50

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 11 : les choix des poutres principale en phase final.....	50
Tableau 12 : les charges permanente et d'exploitation sur le poteau central.....	52
Tableau 13 : les efforts normaux, la section et le profilé des poteaux.....	54
Tableau 14 : Les vérifications du flambement pour poteau central.....	55

CHAPITRE 5 : ETUDE SISMIQUE ET ANALYSE DYNAMIQUE

Tableau.1 : Valeurs des modes propres	Erreur ! Signet non défini.
Tableau.2 : Valeurs des modes propres	Erreur ! Signet non défini.
Tableau.3 : Les périodes et les facteurs de participation massique ..	Erreur ! Signet non défini.
Tableau.4 : Coefficient d'accélération en fonction de la zone	Erreur ! Signet non défini.
Tableau.5 : Périodes caractéristiques associée à la catégorie du site	Erreur ! Signet non défini.
Tableau.7 : Vérification déplacement inter étages sens X...	Erreur ! Signet non défini.
Tableau.8 : Vérification déplacement inter étages sens y	Erreur ! Signet non défini.
Tableau.9 : justification vis-à-vis de l'effet p- Δ (sens X-X)	Erreur ! Signet non défini.
Tableau.10 : justification vis-à-vis de l'effet p- Δ (sens Y-Y)	Erreur ! Signet non défini.

CHAITRE 06 : VERIFICATION DE L'OSSATURE

Tableau 1 : Résistance des poteaux	Erreur ! Signet non défini.
Tableau 2	Erreur ! Signet non défini.
Tableau 3 : déversement des poteaux	Erreur ! Signet non défini.
Tableau 4 : Les profilés finaux.	Erreur ! Signet non défini.

CHAPITRE 8 : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Tableau 1. Vérification de l'applicabilité de la méthode simplifiée . **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 2 : Sections des semelles filantes. **Erreur ! Signet non défini.**

Tableaux 3 : **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 4: Contraintes sous le radier à l'ELU **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 5: Contraintes sous le radier à l'ELS **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 6 : Ferrailage des panneaux du radier **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 7 : Vérification des contraintes. **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 8: Ferrailage des nervures (sens porteur). **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 9 : Ferrailage des nervures (sens non porteur). **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 10: Vérification de la condition non fragilité **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 11: Vérification des contraintes à l'ELS **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 12 : Choix des armatures transversales **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 13 : Récapitulatif des moments fléchissant..... **Erreur ! Signet non défini.**

Caractéristique 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	Epaisseur 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 général	mm
h_p	Hauteur de la tôle profilée	mm
h_c	Epaisseur de la dalle en béton	cm
A_s	Section d'armature	cm ²
L	Longueur ou portée d'une poutre	m
L_{cr}	Largeur critique	m
t	Epaisseur d'une pièce ou d'une tôle	mm
t_f	Epaisseur d'une semelle de poutre	mm
t_w	Epaisseur d'une âme de poutre	mm
i	Rayon de giration d'une section	mm
L_f	Langueur 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 intérieure a l'axe neutre d'une section	mm

Coefficients et grandeurs sans dimensions :

n	Nombre de connecteurs repartir sur une longueur critique
P	Nombre de plans de cisaillement ou 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
B_M	Facteur de moment uniforme équivalent (flambement)
ε	Coefficient de réduction élastique de l'acier
λ	Elancement de l'élément
Kλ	Elancement eulérien
μ	Coefficient de frottement
χ	Coefficient de réduction de flambement
X_{LT}	Coefficient de réduction de diversement

Action

G	Charge permanente	KN/ml
Q	Charge d'exploitation	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 du vent	KN/m ²
q_i	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-déformation

E_a	Module d'élasticité longitudinale de l'acier	Mpa
v	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 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	%
F_{yb}	Résistance limite d'élasticité d'un boulon	Mpa
σ	Contrainte normal	Mpa
τ	Contrainte tangentielle ou de cisaillement	Mpa

Remerciements

Une thèse n'est pas une fin en soi, mais c'est un moment particulier dans la vie d'un chercheur. Au moment de franchir cette limite, on ne peut qu'à penser à tous ceux qui, de près ou de loin, auront contribué à ce grand effort car, si l'épreuve est individuelle, ses

implications sont sociales, académiques, familiales, et humaines tout simplement.

Notre profonde gratitude est envers Dieu, créateur le tout puissant qui nous a toujours guidés dans la vie et qui nous a fait savoir que la science est le flambeau qui mène à la vraie

connaissance de sa majesté.

Nos plus sincères remerciements vont à nos parents, tout au long de notre cursus, ils étaient la source d'encouragements et de soutien. Ils ont su donner toutes les chances pour

réussir. Qu'ils trouvent, dans la réalisation de ce travail, l'aboutissement de leurs efforts ainsi que l'expression de nos plus affectueuses gratitudes.

Nous tenons à remercier notre promotrice AOUWALI NAWEL enseignante à l'université de Blida pour avoir accepté de diriger nos travaux, de nous avoir laissé une large part d'autonomie dans ce travail, tout en nous aiguillant sur des pistes de réflexions riches et porteuses ; qui ont permis d'améliorer la qualité de ce mémoire.

Nos remerciements vont aussi aux membres du jury qui nous ont honorés par leur présence en évaluant ce travail.

A Tous les enseignants du Département de Génie Civil pour le dévouement avec lequel ils ont mené notre formation et qui par leurs compétences nous ont soutenus dans la poursuite de nos études.

Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et des constructions en béton armé suivant la méthode des états limites « BAEL 91 révisées 99 » MINISTÈRE DE l'habitat et de l'urbanisme, Ed : CSTB 2000, (Algérie)

❖ Calcul des structures métalliques selon l'euro code 3 (Jean Morel)

❖ Mémoires d'étudiants de l'Ecole Nationale des Travaux Publics

❖ Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-C-2-4.7 ; REGLEMENT NEIGE ET VENT « RNV 2013 ».

❖ Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-BC-2-48 ; REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES « RPA 99/ VERSION 2003 ». Par le centre national algérien de recherche appliquée en génie parasismique, 2003.

❖ Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-BC-2-44 ; REGLES DE CONCEPTION ET DE CALCUL DES STRUCTURES EN ACIER « CCM 97 ». Par le centre national algérien de recherche appliquée en génie parasismique, 1997.

❖ Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-BC-2-41 ; REGLES DE CONCEPTION ET DE CALCUL DES STRUCTURES EN BETON ARME « CBA 93 ». Par le centre national algérien de recherche appliquée en génie parasismique, 1993.

❖ Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-BC-2.2 ; CHARGE PERMANENTE ET CHARGE D'EXPLOITATION « BAEL91 », 1991.

❖ LES CHARPENTES METALIQUES, par E. GUSTIN et DIEHL, chez Ayrolle,

Chapitre 1 : Présentation de l'ouvrage

1. Introduction.....	1
1.1. Conception architecturale	1
1.2. Présentation de l'ouvrage.....	1
1.3. Dimension de l'ouvrage	1
1.4. Élément de l'ouvrage.....	1
1.5. Assemblage	2
2. Matériaux utilisés	2
2.1. L'acier.....	2
2.2. Béton.....	3
3. Règlement utilisés	4
4. Etats limite de calcul	4
4.1. Etat limite ultime	4
4.2. Etat limite de service	4
5. Actions et combinaisons d'action	5
5.1. Les actions	5
5.2. Combinaisons d'actions	5
6. Présentation des systèmes du contreventement	6

Chapitre 2 : Etude climatique

1. Introduction	8
2. Action de la neige	8
2.1. Calcul des charges de la neige «S».....	8
3. Action du vent	9
3.1. Introduction.....	9
3.2. Détermination des différents paramètres coefficient.....	10
3.3. Direction du vent «V1».....	12
3.3.1. Calcul de la pression dynamique «qp».....	12
3.3.2. Détermination de la pression aérodynamique «W (ze) ».....	16
3.4. Direction du vent «V2».....	16
3.4.1. Calcul de la pression dynamique «qp».....	16
3.4.2. Détermination de la pression aérodynamique «W (ze) ».....	18

Chapitre 3 : Etude des éléments secondaires

1. L'acrotère	20
1.1. Introduction	20
1.2. Calcul des sollicitations	20
1.3. Vérification de la section	21
1.4. Vérification de la contrainte de cisaillement	23
2. Les escaliers	23
2.1. Introduction	23
2.2. Caractéristique géométrique.....	24
2.3. Les vérifications.....	26
2.3.1. Cornière.....	26
2.3.2. Limon	27

Chapitre 4 : Pré dimensionnement des éléments

1. Introduction	29
1.1. quelques notions relatives au règlement ccm97.....	29
1.1.1. Objectifs.....	29
1.1.2. Domaine d'application.....	29
1.1.3. Classification des sections transversales selon ccm97.....	30
2. Evaluation des charges et surcharges.....	32
2.1. Terrasse inaccessible.....	32
2.2. Terrasse accessible	32
2.3. Etage courant	33
2.4. Sous-sol (parking)	33
3. Pré-dimensionnement	33
3.1. Pré dimensionnement des planchers.....	34
3.1.1. Méthode de calcul	34
3.1.2. Phase de construction	34
3.1.3. Phase finale.....	34
3.2. Pré dimensionnement des solives	34
3.2.1. Plancher courant.....	35
3.2.1.1. Phase de construction	35
3.2.1.1.1. Les vérifications.....	36

3.2.1.2. Phase finale	38
3.2.1.2.1. Les vérifications	39
3.2.4. Conclusion	41
3.2.5. Calcul des connecteurs	41
3.3. Pré dimensionnement des poutres porteuses	43
3.3.1. Pré dimensionnement de la poutre principale du plancher courant	44
3.3.1.1. Phase de construction.....	44
3.3.1.1.1. Les vérification	45
3.3.1.2 Phase finale	46
3.3.1.2.1. Les vérification.....	47
3.3.1.3. Conclusion	48
3.3.1.4. calcul des connecteurs	49
3.4. Pré dimensionnement des poteaux.....	51
3.4.1. La descente de charge	51
3.4.2. Pré dimensionnement	53
3.4.3. Vérification du flambement	55

Chapitre 5 : ETUDE SISMIQUE ET ANALYSE DYNAMIQUE

1. Introduction	56
2. Objectifs de l'étude dynamique	56
2.1. Modélisation de la structure.....	56
3. Choix de la méthode de calcul	57
3.1. La méthode statique équivalente	57

3.2. La méthode modale spectrale	58
3.2.1. Spectres de réponse de calcul	58
3.2.2. Principales vérifications exigent par le RPA pour cette méthode	59
3.2.3. Résultante des forces sismiques de calcul (article 4.3.6 RPA 2003)..	60
3.2.4. Déplacements inter étages (article 5.10 RPA 2003).....	60
3.2.5. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ (les effets du second ordre).....	60
3.2.6. Vérification le coefficient de comportement R (Article 3.4.10 RPa2003)..	61
4. Résultats de l'analyse dynamique.....	61
4.1. Vérification de la structure selon le RPA99/V2003	61
4.1.1 Etape 1	61
4.1.2. Etape 2	63
4.1.3. Etape 3.....	63
5. Estimation de la période fondamentale de la structure (T).....	66
6. Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente	67
7. Vérification des déplacements inter étages	69
8. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ (les effets du second ordre)	71

CHAPITRE 6 : VERIFICATION DE L'OSSATURE

1. Introduction	74
2. Verification des poutres	74
2.1. Poutre principale.....	74
2.2. Poutre secondaire.....	75
2.3. Solive.....	76
2.4. Verification des poteaux.....	77
3. Dimensionnement des contreventements.....	83
3.1. Dimensionnement des contreventements.....	83

CHAPITRE 7 : ETUDE DES ASSAMBLAGE

1. Introduction.....	86
2. Calcul des assemblages.....	86
2.1. Assemblage Poteau –Poutre (HEA450-IPE400).....	86
2.1.1 effort sollicitant	86
2.1.2. Calcule de la soudure platine-poutre IPE400.....	86

2.1.3. Choix de diamètre du boulon.....88
 2.1.4. Détermination du nombre de boulons nécessaires
 2.2. Assemblages poteauHEA450 - poutre IPE360

CHAPITRE 08 : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

1. Les poteaux mixtes **Erreur ! Signet non défini.**
 1.1. Méthodes des calculs des poteaux mixtes..... **Erreur ! Signet non défini.**
 1.2. Prédimensionnement des poteaux mixtes ^[6]..... **Erreur ! Signet non défini.**
 1.3. Limite d'applicabilités de la méthode simplifiée de calcul [10].... **Erreur ! Signet non défini.**
 1.4. Hypothèses de calculs..... **Erreur ! Signet non défini.**
 1.5. Vérification de l'applicabilité de la méthode simplifiée **Erreur ! Signet non défini.**
 1.6. Vérification la Résistance des poteaux mixtes en compression axiale [10]
 **Erreur ! Signet non défini.**
 2. Introduction **Erreur ! Signet non défini.**
 3. Fonctions assurée par les fondations **Erreur ! Signet non défini.**
 4. Classification des fondations **Erreur ! Signet non défini.**
 5. Choix de type de fondation..... **Erreur ! Signet non défini.**
 6. Calcul des fondations **Erreur ! Signet non défini.**
 7. Choix de type de semelle **Erreur ! Signet non défini.**
 7.1. Semelles isolées :..... **Erreur ! Signet non défini.**
 7.2. Semelles filantes:..... **Erreur ! Signet non défini.**
 7.3. Radier général :..... **Erreur ! Signet non défini.**
 7.3.1. Introduction :..... **Erreur ! Signet non défini.**
 7.3.2. Surface nécessaire :..... **Erreur ! Signet non défini.**
 7.3.3. Pré dimensionnement de radier..... **Erreur ! Signet non défini.**
 7.3.3.1. Dalle **Erreur ! Signet non défini.**
 7.3.3.2. Nervures **Erreur ! Signet non défini.**
 7.3.4. caractiristique geometriques du radier
110
 7.3.5. Vérifications Nécessaires..... **Erreur ! Signet non défini.**
 7.3.5.1. Vérification de la Stabilité du Radier **Erreur ! Signet non défini.**

7.3.5.2. Vérification des Contraintes Sous le Radier :	Erreur ! Signet non défini.
7.3.5.3. Conclusion.....	Erreur ! Signet non défini.
7.3.6. Ferrailage de radier.....	Erreur ! Signet non défini.
7.4. Pré dimensionnement:	Erreur ! Signet non défini.
7.5. Evaluation des charges :.....	Erreur ! Signet non défini.
7.6. Effort dans le voile périphérique :.....	Erreur ! Signet non défini.

ملخص

في إطار التحضير لمناقشة مذكرة نهاية الدراسة قمنا بدراسة برج ذو بنية حديدية متكون من طابق ارضي +10 طوابق وطابقين سفليين. هذا الإنجاز سيتم بناءه بولاية الجزائر المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم 3

مقاومة واستقرار البرج مضمونو محقق بواسطة الاعمدة والعارضات الافقية 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 habitation. Cette dernière a une rectangulaire, elle est constitué de deus sous-sol, d'un RDC et 10 étages.

La conception structurelle de ce bâtiment est en charpente métallique, avec portiques poteau poutre et des palée triangulaire en X et Y

Ce bâtiment est implanté dans la zone d'Alger qui est classée en zone sismique III selon le RPA99 version 2003

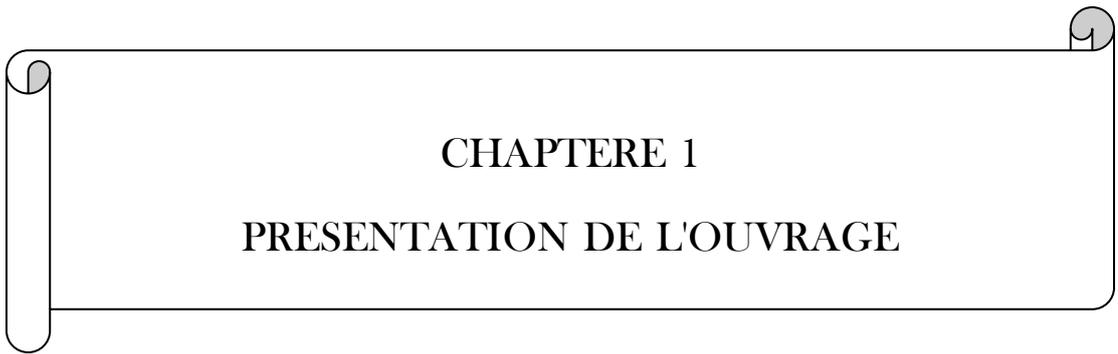
Le dimensionnement des éléments résistants a été effectué conformément aux règlements en vigueur dans notre pays tel que : **RPA99 version 2003, CCM97, EC3, BAEL91**

Summary

Within the framework of our final year project, we studied a multipurpose building. This building has a rectangular form, it consists of an underground floor, ground floor in addition to 10 floor. 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 : **RPA99 version 2003, CCM97, EC3, BAEL91**



CHAPTERE 1

PRESENTATION DE L'OUVRAGE

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 aux 10 étages seront destinées pour usage d'habitation.

1.2. Présentation de l'ouvrage

Ce projet consiste à une étude d'un bâtiment à usage d'habitation, implantée à Alger : La structure se compose d'un rez-de-chaussée et 10 étages et 2 sous-sol

- 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).
- Catégorie I bâtiment à usage d'habitation

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} étage : 4,00 m
 - 2 au 10^{eme} étage 3,06 m

1.4. Elément de l'ouvrage

- **Ossature** : partie d'une structure, comprenant un ensemble d'éléments structuraux directement assemblés et dimensionnés pour agir ensemble à fin de résister aux charges. La structure est constituée des poteaux en HEA, poutres en IPE et contreventé par des palées en X et Y (UPN)

- **Plancher:** Plancher mixte avec dalle collaborant d'épaisseur 15 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} que celle de la résistance à la traction des différentes classes de boulons sont indiquées dans le tableau suivant

Tableau 1: valeurs nominales des résistances

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

➤ 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 extrait 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 : $f_y = 275 \text{ N/mm}^2$
- 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 fera 25 N/mm^2
 - La résistance à la traction à 28 jours fera $0,06 f_{cast} = 0,6-2,1 \text{ N/mm}^2$

3. Règlements utilisés

- RPA99/2003 (règles parasismique Algériennes).
- DTRBC244, Euro code 3 (règles de conception et de calcul des structures en acier CCM 97 »
- Euro code 4 (conception et dimensionnement des structures mixtes acier-béton)
- DT.R.BC22 (charges permanentes et charges d'exploitations)
- D.T.R.C 24.7 (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 (γ) 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 ou 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 Gi**
 - Poids propre des éléments de la construction
 - Poids propre des équipements fixe

- **Actions variables Qi**
 - Charges d'exploitation Charges appliquées en cours d'exécutions

- **Actions climatiques**
 - Vent (W)
 - Neige (S)

- **Actions accidentelles Ei**
 - Séisme

5.2. Combinaisons d'actions (CCM97-art 2.3.2.2)

- **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

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

Avec prise en compte de tous les actions variables défavorables

$$\Sigma \gamma_{Gi} \times G_{kj} + 1,35 \times \Sigma Q_{ki}$$

G_{kj} : Valeur caractéristique des actions permanentes.

Q_{ki} : Valeur caractéristique des actions variables.

$\Gamma_g = 1,35$ 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 :

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

Avec prise en compte de tous les actions variables défavorables

$$\Sigma G_{kj} + \Sigma Q_{ki} \text{ avec } i > 1$$

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.

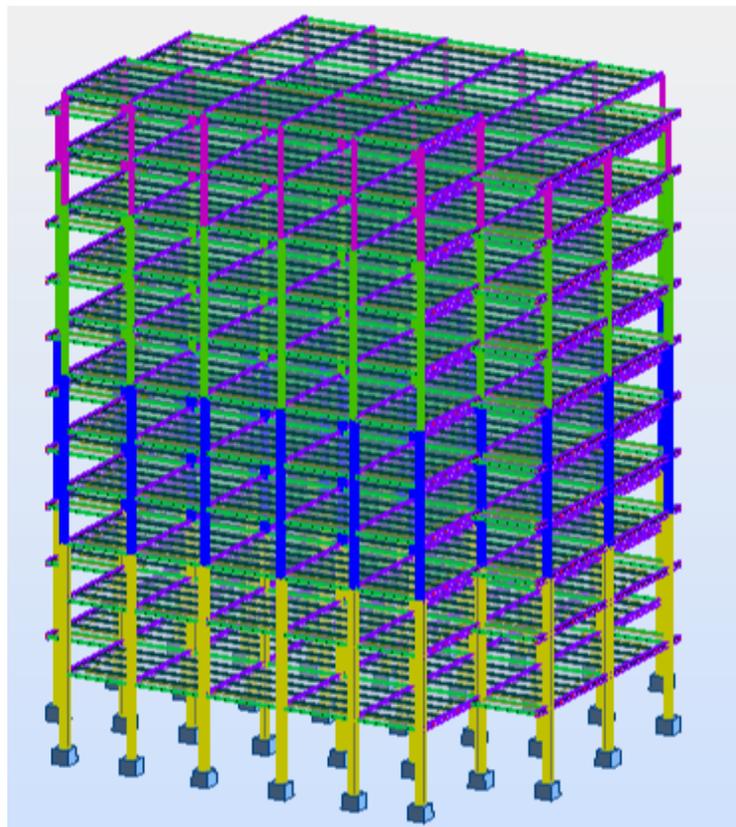
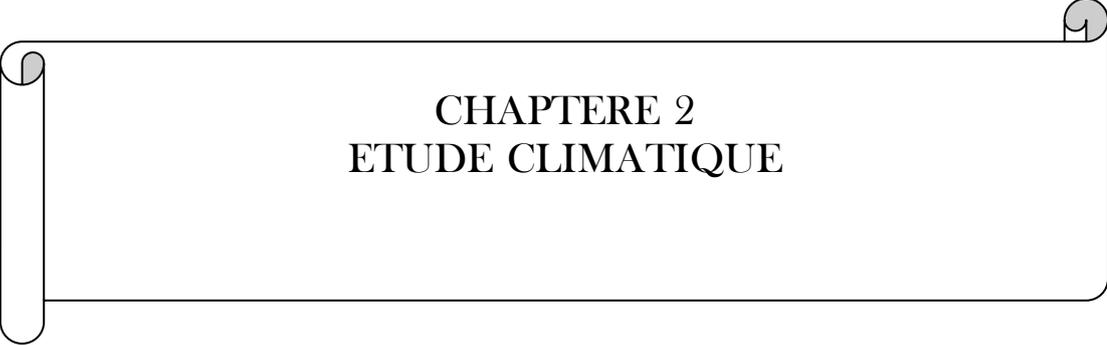


Figure 1: vue en 3D de la structure



CHAPTERE 2
ETUDE CLIMATIQUE

1. Introduction

L'étude climatique est un point essentiel pour réaliser une structure, pour la détermination des différentes sollicitations agissant sur notre structure, elle produite par la charge de la neige d'un côté, et aussi des efforts dynamiques qui sont produits par le vent, l'application de règlement DTR algérien (Neige et Vent) nous permettons de déterminer ces sollicitations pour le dimensionnement de la structure.

Le règlement RNV99 version 2013 s'applique à l'ensemble des constructions en Algérie situées à une altitude inférieure ou égale 200m.

2. Action de la neige

La charge caractéristique de neige S par unité de surface en projection horizontale de toiture ou de toute autre surface soumise à l'accumulation de la neige, s'obtient par la formule suivante : $S = \mu \times S_k$ [KN/m²] (RNV99)

2.1. Calcul des charges de la neige « S »

La charge caractéristique de neige S par unité de surface en projection horizontale de toiture ou de toute autre surface soumise à l'accumulation de la neige, s'obtient par la formule suivante : $S = \mu \times S_k$

Avec :

S_k (en KN/m²) est la charge de neige sur le sol.

μ : est un coefficient d'ajustement de charges, fonction de la forme de la toiture, appelé coefficient de forme.

Le projet est implanté à saoula (Wilaya d'Alger) classé par le RNV 2003 en zone I qui se trouve à une altitude de **H= 250m**

La valeur S_k est déterminée par :

$$S_k = \frac{0,07 \cdot H + 15}{100} \rightarrow S_k = 0,3915 \text{ KN/m}^2$$

Le projet ne présente pas des discontinuités de niveau (Toiture plate), et on a une pente de 3% comprise entre 0° et 30° donc $\mu = 0,8$ ce qui donne

$$S = 0,8 \times 0,3915 \rightarrow S = \mathbf{0,3132 \text{ KN/m}}$$

3. Action du vent

3.1. 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 effectuée séparément pour les deux directions principale du vent, qui sont perpendiculaires aux parois de la construction

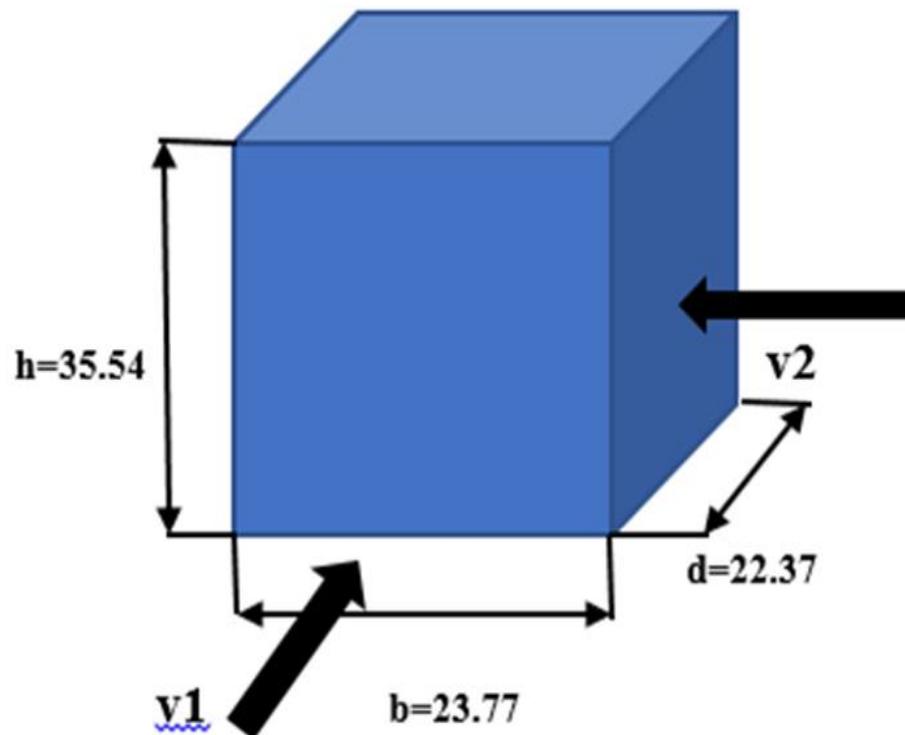


Figure 1 : les deux directions du vent

La direction $V1$ du vent perpendiculaire à la façade principale

La direction $V2$ du vent parallèle à la façade principale

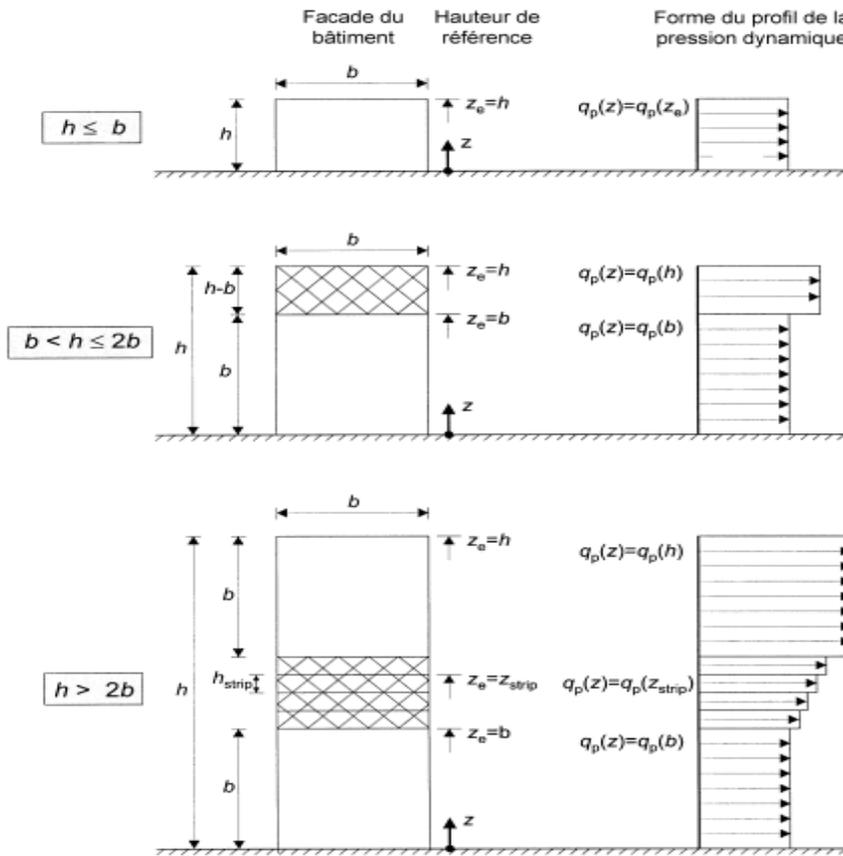


Figure 2 : Hauteur de référence z_e dépendant de h et b et profil correspondant de pression dynamique

Le bâtiment à étudier est considéré de forme rectangulaire, donc l'étude se fera sur deux parois.

3.2. Détermination des différents paramètres coefficient

Notre projet est situé à Alger qui est classée en zone I selon le RNV 2013 d'où la pression dynamique de référence pour les structures permanentes est : $q_{ref} = 375 \text{ N/m}^2$.

- **Hauteur de référence**

Pour les murs au vent des bâtiments à parois verticales, z_e est déterminé comme indiqué par la figure III.1

$$\begin{cases} b = 23.77\text{m} \\ h = 35.54\text{m} \end{cases} \rightarrow b < h < 2b \text{ le 2eme cas}$$

$$\text{Donc on a : } \begin{cases} z_e = h = 35.54\text{m} \\ z_e = b = 23.77\text{m} \end{cases}$$

- **Coefficient d'exposition**

Le coefficient d'exposition $C_e(z)$ dépend de plusieurs facteurs dont le coefficient de rugosité,

Coefficient de topographie et la catégorie de terrain.

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

- **Coefficient de rugosité**

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

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

Avec le **tableau 2.4 du RNV 2013**, il s'agit de la **catégorie III**

Tableau 1 : catégorie de terrain

Catégorie de terrain	k_t	Z_0 (m)	Z_{\min} (m)	ϵ
	0.215	0.3	5	0.61

- **Coefficient de topographie**

Le site où notre projet se situe est plat, d'après le **RNV 2013 partie 2.4.5** : $C_t = 1$

- **Intensité de turbulence**

Elle est définie comme étant l'écart type de la turbulence divisé par la vitesse moyenne du vent et est donnée par l'équation suivante :

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

Tableau 2 : les différents paramètres coefficient

		Ze	Cr	Iv	ce	ct
V1	h	35.54	1.03	0.21	3.62	1
	b	23.77	0.94	0.186	2.034	1
V2	b	35.54	1.03	0.21	3.62	1
	h	22.54	0.927	0.188	1.99	1

3.3. Direction du vent : V1

3.3.1. Calcul de la pression dynamique de pointe (qp)

La pression dynamique de pointe qp (ze) à la hauteur de la référence Ze est donnée par :

$$q_p(ze) = q_{réf} \times C_e(ze)$$

On regroupe les résultats dans le tableau suivant :

Tableau 3 : Valeurs des pressions dynamiques (qp)

Ze (m)		Cr(z)	Iv(z)	Ce(z)	qp(z) (N/m²)
h	35.54	1.03	0.21	3.62	1357.5
b	23.77	0.94	0.186	2.034	762.77

➤ **Calcul de la pression extérieure**

Le coefficient de pression extérieure s’obtient à partir des formules suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{ll} C_{pe} = C_{pe,1} & \text{si : } S < 1\text{m}^2 \\ C_{pe} = C_{pe,1} + (C_{pe,10} - C_{pe,1}) * \log_{10}(S) & \text{si : } 1\text{m}^2 < S < 10\text{m}^2 \\ C_{pe} = C_{pe,10} & \text{si : } S > 10\text{m}^2 \end{array} \right.$$

• **Paroi verticale**

Ze=35.54 et Ze=23.77

On a : b =23.77m ; d =22.37 m ; h =35.54 et h=23.77

e = min {b ; 2h} d’où **e =b =23.77m**

On constate que : **d < e =>** il existe deux zones A'. B'

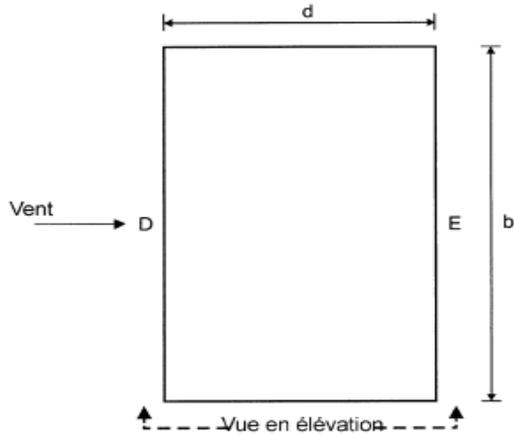


Figure 3. Vue en plan des zones de pression des parois verticales sens V_1

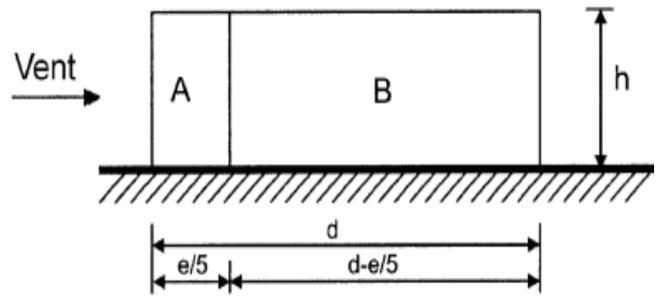


Figure 4. Vue en élévation des zones de pression des parois verticales sens V_1

Les coefficients de pression extérieure dans chaque zone sont regroupés dans le tableau Ci-dessous :

Tableau 4 : C_{pe} pour les parois verticales de bâtiments à base rectangulaire.

	Zone	A'	B'	D	E
$Z_e=35.54$	Surface	$(e/5)*h$	$(4e/5)*h$	$b*h$	$b*h$
	Valeur de la surface	168.957	675.83	844.79	844.79
	$C_{pe} = C_{pe10}$	-1	-0.8	+0.8	-0.3
$Z_e=23.77$	Valeur de la surface	113	452.01	565.02	565.02
	$C_{pe}=C_{pe10}$	-1	-0.8	+0.8	-0.3

Les valeurs de C_{pe} pour les parois verticales sont représentées dans la figure ci-dessous :

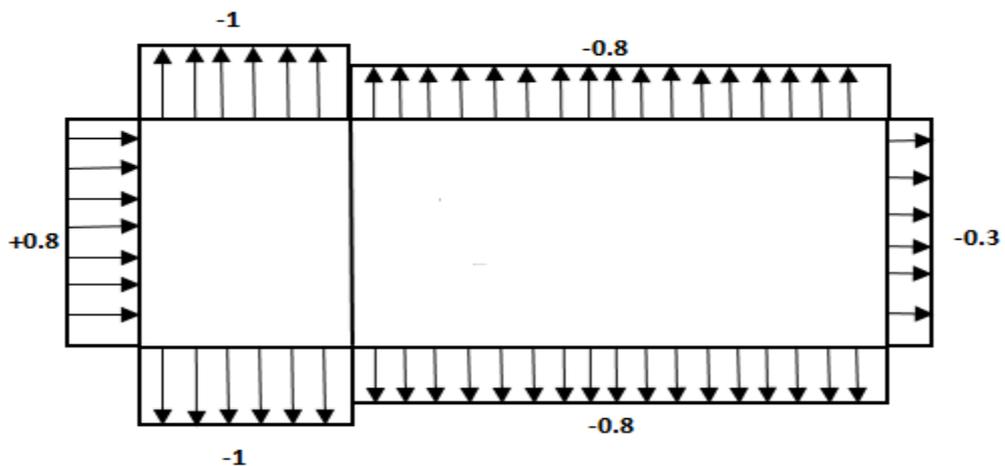


Figure 5. C_{pe} correspondant à chaque zone de parois verticales selon V_1 .

• Toiture plate

Les toitures plates sont celles dont l'angle de la pente est inférieur ou égal à 5°, les différentes zones de pression F, G, H, I sont représentées sur la figure e = min [b ; 2h] = 23.77m.

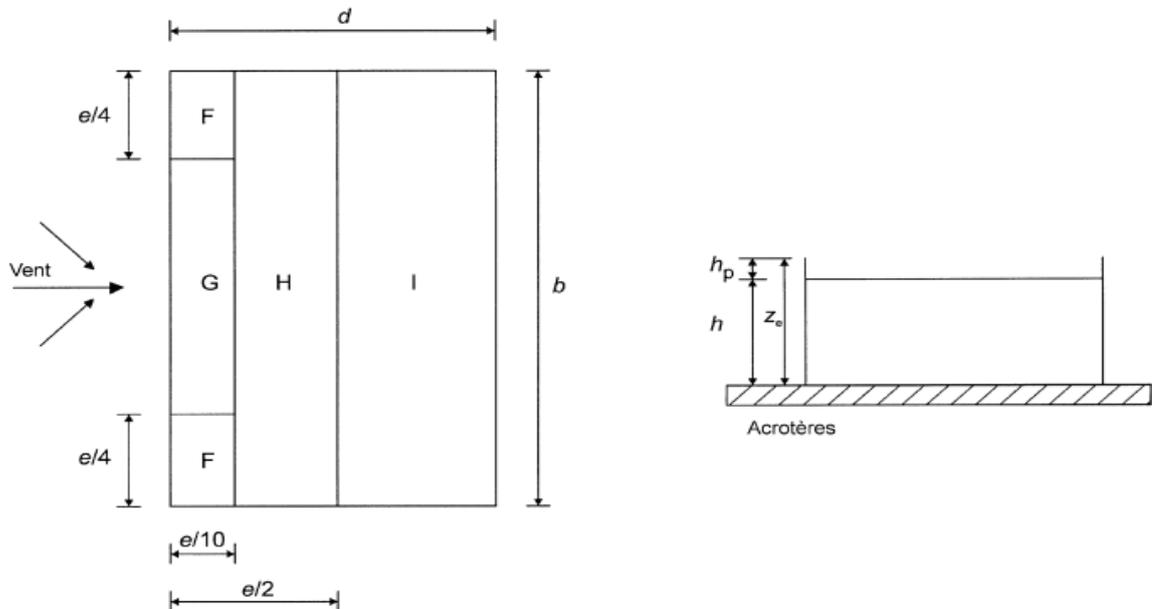


Figure 6. Vue en plan des zones de pression de la toiture plates

$$h_p/h = 0.6/35.54 = 0.017$$

Dans la toiture plate, la répartition de cette dernière se fera comme suit :

Avec acrotère : $H_p = 60\text{cm} \rightarrow H_p/h = 0.017$

Les coefficients de pression extérieure dans chaque zone sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 5 : Cpe pour les parois verticales de bâtiments à base rectangulaire.

Zone	F	G	H	I
Surface	$(e/4) * (e/10)$	$(2e/4) * (e/10)$	$((e/2) - (e/10)) * b$	$(e/2) * b$
Valeur de la surface	168.957	675.83	844.79	844.79
Cpe = Cpe10	-1.6	-1.1	-0.7	±0.2

➤ Coefficients de pression intérieure

Pour les bâtiments sans face dominante, le coefficient de pression intérieure C_{pi} est déterminé à partir de la Figure 5.14 du RNV 2013 avec (h) est la hauteur du bâtiment, (d) sa profondeur et μ_p l'indice de perméabilité donné par :

$$\mu_p = \frac{\sum \text{des surfaces des ouvertures ou } cpe \leq 0}{\sum \text{des surfaces de toutes les ouvertures}}$$

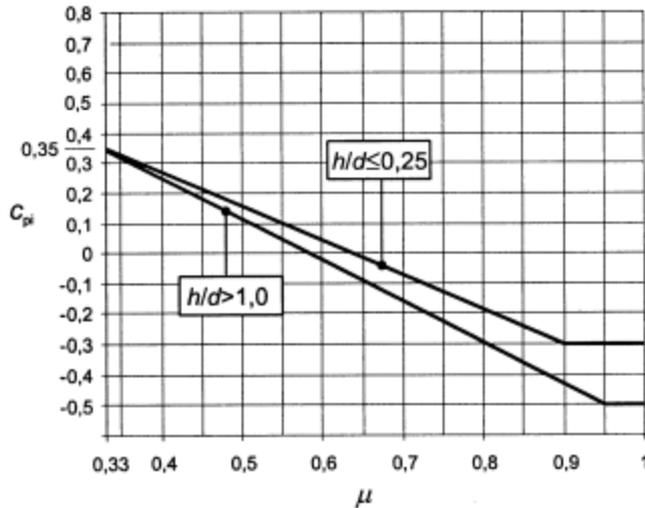


Figure 7. Coefficients de pression intérieure applicables pour des ouvertures uniformément réparties

Les surfaces des fenêtres : $S_1 = 1.5 \times 1.5 = 2.25 \text{ m}^2 \rightarrow S(\text{Totale}) = 254.56 \text{ m}^2$

On a $\left\{ \begin{array}{l} \mu_p = \frac{162.8}{254.56} = 0.64 \\ \frac{h}{d} = \frac{35.54}{22.37} = 1.59 > 1 \end{array} \right. \rightarrow C_{pi} = -0.1$

3.3.2. Détermination de la pression aérodynamique $W(z_e)$

Le calcul de la pression aérodynamique se fait par la formule 2.6 du RNV 2013 qui est comme suit : $W(z_e) = q_p * [C_{pe} - C_{pi}]$

Les résultants de $W(z_e)$ [N/m²] sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 6 : Les valeurs des pressions $W(z_e)$ [N/m²] (V1 / V3).(paroi vertical)

	Zone	Surface	qp	cpe	cpi	W
Ze=35.54	A'	168.96	1357.5	-1	-0.1	-1221.75
	B'	675.83	1357.5	-0.8	-0.1	-950.25
	D	844.79	1357.5	+0.8	-0.1	1221.75
	E	844.79	1357.5	-0.3	-0.1	-271.5
Ze=23.77	A'	113	762.77	-1	-0.1	-684.493
	B'	452.01	762.77	-0.8	-0.1	-533.939
	D	565.02	762.77	+0.8	-0.1	686.493
	E	565.02	762.77	-0.3	-0.1	-152.554

Toiture :

Tableau 7 : Les valeurs des pressions W (ze) [N/m²] (V1 / V3).(toiture)

zone	surface	qp	cpe	cpi	W
f	14.13	1357.5	-1.6	-0.1	-2036.25
G	28.25	1357.5	-1.1	-0.1	-1357.5
H	226	1357.5	-0.7	-0.1	-814.5
I	282.51	1357.5	+0.2	-0.1	407.25
			-0.2	-0.1	-135.75

3.4. Direction du vent : Sens V₂ (long pan)

- Hauteur de référence $\begin{cases} b = 22.37m \\ h = 35.54m \end{cases} \rightarrow b < h < 2b \rightarrow \begin{cases} Ze = b = 22.37m \\ Ze = h = 35.54m \end{cases}$

3.4.1.calcul de la pression dynamique <<qp>>

On regroupe les résultats dans le tableau suivant :

Tableau 8 : Valeurs des pressions dynamiques (q_p)

Ze (m)	Ct	Cr(z)	Iv(z)	Ce(z)	qp(z) (N/m²)
22.37	1	0.927	0.188	1.99	746.33
35.54	1	1.03	0.21	3.62	1357.5

➤ Calcul de la pression extérieure

- Paroi verticale

On a : b = 22.37m ; d = 23.77m ; h = 35.54

e = min {b ; 2h} d'où e = b = 22.37m

e < d => il existe trois zones A . B. et C

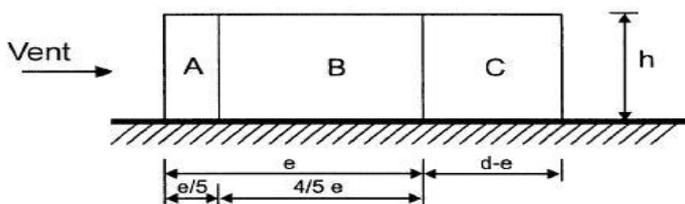


Figure 8. Vue en élévation des Zones pression des parois verticales sens V₂

On regroupe les résultats dans le tableau suivant :

Tableau 9 : Cpe pour les parois verticales de bâtiments à base rectangulaire.

	Zone	A	B	C	D	E
Ze=35.54	Surface	$(e/5)*h$	$(4e/5)*h$	$(d-e)*h$	$b*h$	$b*h$
	Valeur de la surface	159.01	636.024	49.756	795.03	795.03
	Cpe = Cpe10	-1	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3
Ze=22.37	Valeur de la surface	100.08	400.33	31.32	500.42	50.42
	Cpe = Cpe10	-1	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

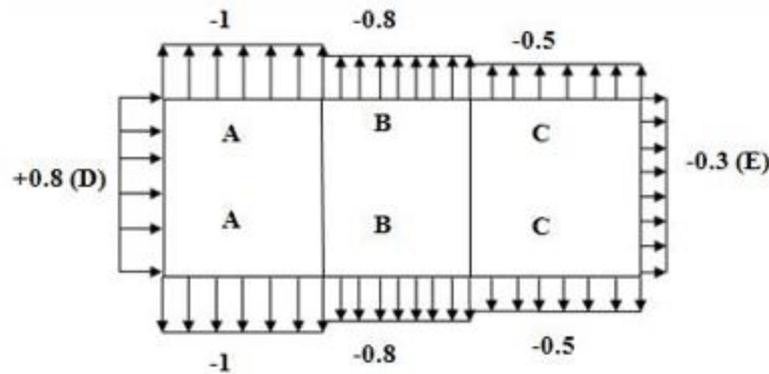


Figure 9. Cpe correspondant à chaque zone de parois verticale selon V2.

• **Toiture plate**

$e = \min(b ; 2h)$ D'où : $b = 22.37$ m et $d = 23.77$ m. $h = 35.54$ m $\rightarrow e = 22.37$ m

Tableau 10 : Cpe pour les parois verticales de bâtiments à base rectangulaire.

Zone	F	G	H	I
Surface	$(e/4)*(e/10)$	$(2e/4)*(e/10)$	$((e/2)-(e/10))*b$	$(e/2)*b$
Valeur de la surface	12.51	25.021	200.17	250.21
Cpe = Cpe10	-1.6	-1.1	-0.7	± 0.2

➤ **Coefficients de pression intérieure**

μ_p l'indice de perméabilité donné par :

$$\mu_p = \frac{\sum \text{des surfaces des ouvertures ou } cpe \leq 0}{\sum \text{des surfaces de toutes les ouvertures}}$$

On a : Les surfaces des fenêtres : **St=254.56m²**

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_p = \frac{223.2}{254.56} = 0.855 \\ \frac{h}{d} = \frac{35.54}{23.77} = 1.5 > 1 \end{array} \right. \rightarrow \mathbf{Cpi = -0.35}$$

3.4.2. Détermination de la pression aérodynamique $W(z_e)$

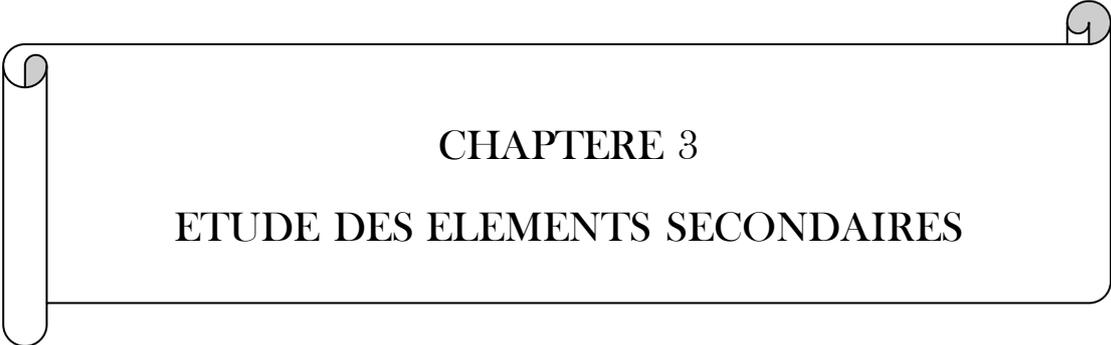
Tableau 11 : Valeurs des pressions $W(z_e)$ [N/m^2] ($V2 / V4$). (Paroi vertical)

	Zone	Surface	qp	cpe	cpi	W
Ze=35.54	A	159.01	1357.5	-1	-0.35	-882.375
	B	636.024	1357.5	-0.8	-0.35	-610.875
	C	49.756	1357.5	-0.5	-0.35	-203.625
	D	795.03	1357.5	+0.8	-0.35	1561.125
	E	795.03	1357.5	-0.3	-0.35	67.875
Ze=22.37	A	100.8	746.33	-1	-0.35	-485.114
	B	400.33	746.33	-0.8	-0.35	-335.85
	C	31.32	746.33	-0.5	-0.35	-111.95
	D	500.42	746.33	+0.8	-0.35	858.28
	E	500.42	746.33	-0.3	-0.35	37.32

Toiture

Tableau 12 : Valeurs des pressions $W(z_e)$ [N/m^2] ($V2 / V4$). (toiture)

zone	Surface	qp	cpe	cpi	W
f	12.51	1357.5	-1.6	-0.35	-1696.875
G	25.021	1357.5	-1.1	-0.35	-1018.125
H	200.17	1357.5	-0.7	-0.35	-475.125
I	250.21	1357.5	+0.2	-0.35	746.625
			-0.2	-0.35	203.625

A decorative border resembling a scroll, with a vertical strip on the left side and rounded corners on the right side, framing the chapter title.

CHAPTERE 3

ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

1. L'acrotère

1.1. Introduction

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

1.2. Calcul des sollicitations

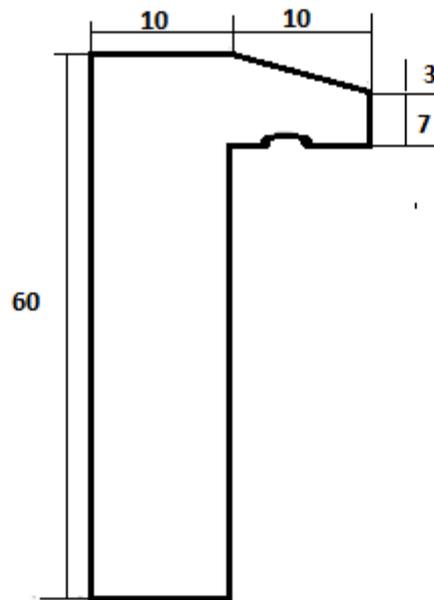


Figure 1 : dimensionnement d'acrotère

➤ Poids propre

$$S = (0.6 \times 0.1) + (0.1 \times 0.07) + \left(\frac{0.1 \times 0.03}{2}\right)$$

$$S = 0.0685 \text{ m}^2$$

Poids propre

$$G_0 = S \times \gamma_b = 0.105 \times 25 = 1.71 \text{ kN/m}$$

Enduit ext et enduit int (0.02 × 2)

$$G_1 = 2 \times (20 \times 0.02 \times 0.6) = 0.48$$

$$G = 2.19 \text{ kN/m}$$

➤ Surcharge

Une surcharge due à l'application d'une main courante $Q = 1,00 \text{ kN}$

$$N_u = 1.35 \times G = 1.35 \times 2.19 = 2.96 \text{ kN}$$

$$M_u = 1.5 \times Q \times h = 1.5 \times 1 \times 0.6 = 0.9 \text{ kN/m}$$

La section d'encastrement sera soumise à la flexion composée

➤ **Enrobage**

Vu que la fissuration préjudiciable $C' = 2 \text{ cm}$

➤ **L'excentricité**

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.96} = 0.304 \text{ m}$$

$$\frac{E_p}{2} = \frac{0.304}{2} = 0.15 \text{ m} < 0.25 \text{ m}$$

Le centre de pression se trouve en dehors de la zone limitée par les armatures.

1.3. Vérification si la section est Partiellement ou entièrement comprimée

$$M_u = N_u \times \left(e + \frac{h}{2} - c \right)$$

$$M_u = 2.96 \times \left(0.304 + \frac{0.1}{2} - 0.02 \right) = 0.99 \text{ kN.m}$$

$$(d - c') \times N_u - M_u \leq (0.337 \times h - 0.81 \times c') \times f_{bc} \times b \times h$$

$$(d - c') \times N_u - M_u = (0.075 - 0.02) \times 3.543 - 0.992 = 0.140 \text{ kN.m}$$

$$(0.337 \times h - 0.81 \times c') \times f_{bc} \times b \times h = (0.337 \times 0.1 - 0.81 \times 0.02) \times 14.17 \times 10^3 \times 0.1 \times b = 24.80 \text{ kN.m}$$

$$0.140 \text{ kN.m} < 24.80 \text{ kN.m}$$

Donc la section est partiellement comprimée et le calcul se fait pour une section rectangulaire

➤ **Calcul du ferrailage à l'ELU :**

$$b=100 \text{ cm} \quad h=10 \text{ cm} \quad c=c'=2 \text{ cm} \quad d=h-c=8 \text{ cm} \quad f_{c28}=25 \text{ MPa} \quad \gamma_b=1.15 \quad f_{bc}=14.17 \text{ MPa}$$

$$f_e=400 \text{ MPa} \quad \gamma_s=1.5 \quad \sigma_s=348 \text{ MPa}$$

$$F_{bc}=0.85 \times 25 / 1.5 = 14.17 \text{ Mpa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0.9 \times 10^3}{100 \times (8^2) \times 14.17} = 0.099$$

$$\mu \leq \mu_R = 0.668$$

Armature tendu seulement

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.099)})$$

$$\alpha = 0.131$$

$$Z = 8 \times (1 - 0.4 \times (0.131))$$

$$Z = 7.58$$

$$A_u = \frac{0.9 \times 10^3}{7.58 \times 348} = 0.341 \text{ Cm}^3$$

$$A_s > A_{\min} = 0.23 \left(\frac{f_{t28}}{f_e} \right) \times b_0 \times d$$

$$A_s > 0.23 \frac{2.1}{400} \times 100 \times 8 = 0.97 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max (0.97; 0.341)$$

$$A_s = 0.97 \text{ cm}^2$$

on prend **4T6**

Les armatures de répartition

$$\frac{A_s}{4} < A_r < \frac{A_s}{2}$$

$$\frac{1.13}{4} < A_r < \frac{1.13}{2}$$

$$0.28 < A_r < 0.565$$

$$A_r = 0.85 \text{ Cm}^2$$

on prend **3T6**

1.4. Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d}$$

$$T = 1.5 \times Q = 1.5 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{1.5}{0.008 \times 1} = 18.75 \text{ kN/m}^2 = 0.0187 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.16 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$\bar{\tau}_u = \min (2.5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.0187 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

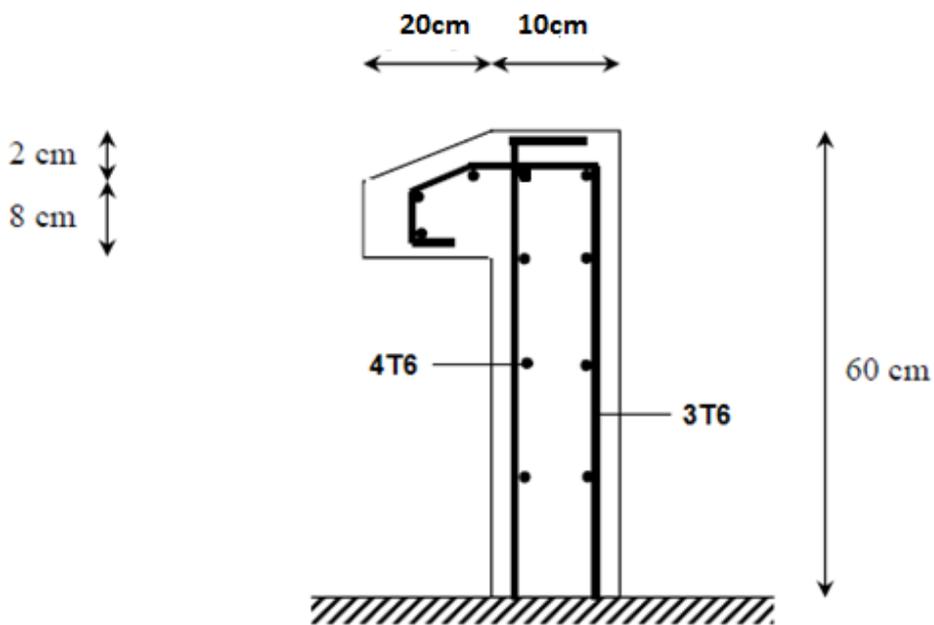


Figure 2 : Ferrailage d'acrotère

2. Les escaliers

2.1.Introduction

Un escalier est un suite de marches qui permettent de passer d'un niveau à un autre, dont la largeur s'appelle l'embranchement, la largeur des marches s'appelle giron (g) et la hauteur des marches une contre marche (h). Il est composé de plusieurs éléments :

- Palier : c'est une aire plane située à chaque étage au départ et à l'arrivée d'une volée d'escalier, sa fonction est de permettre un repos pendant la montée.

- Palier intermédiaire : c'est un palier placé entre deux niveaux.
- Volée : une partie droite (ou courbe) d'escalier comprise entre deux paliers successifs.
- Marches : elles peuvent être encastrés entre deux limons ou reposées sur un ou deux limons.

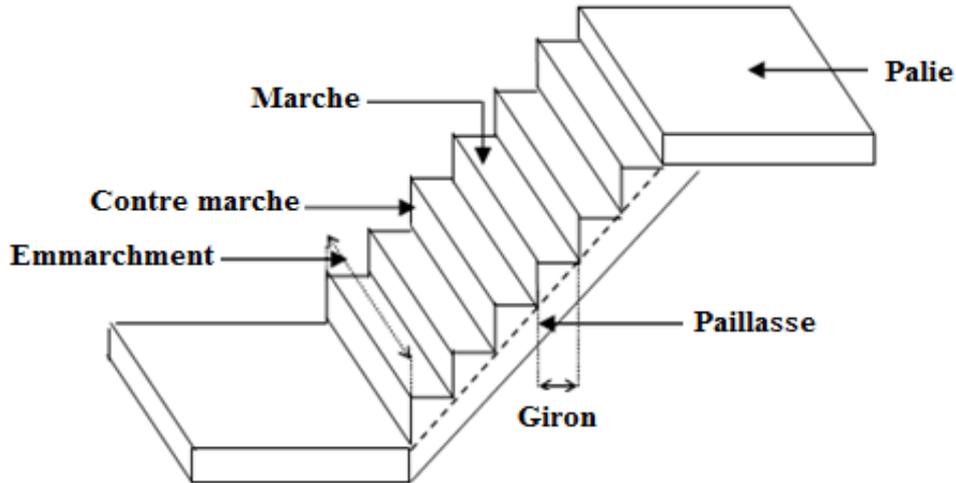


Figure 3 : schéma d'escalier

Les escaliers sont constitués en charpente métallique.

On utilise la formule de **BLONDEL**.

$$59\text{cm} \leq (g + 2 \times h) \leq 66\text{cm}$$

2.2. Caractéristiques géométriques

H : hauteur d'étage H=3.5m

h : hauteur de la marche..... $16.5 \leq h \leq 18$

g : giron, largeur de la marche $27 \leq g \leq 30$

$$2H + G \approx 64 \text{ cm}$$

On prend H=17 cm

A partir de la formule de BLONDEL on aura G=30

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

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

la largeur du volée est : L'=1.60

Nombre de contre marche : $n = \frac{H/2}{h} = \frac{4/2}{0.17} = 11.76 \rightarrow$ on prend **12 contre marche**

Nombre de marches : $m = n - 1 = 12 - 1 =$ **11 marche par volée.**

- **La longueur de la ligne de foulée sera**

$$L = g \times (n - 1) = 30 \times (12 - 1)$$

$$L = 3.3\text{m}$$

- **L'inclinaison de la paillasse**

$$\text{tg}\alpha = \frac{2}{2.52} = 0,79 \Leftrightarrow \alpha = 38.44^\circ$$

On doit vérifier que : $59 \leq g + 2 \times h \leq 66\text{cm}$

$$g + 2 \cdot h = 30 + (2 \times 17) = 64\text{cm}$$

Condition vérifiée.

➤ **Conception d'une marche**

On modélise la marche comme une poutre simplement appuyée :

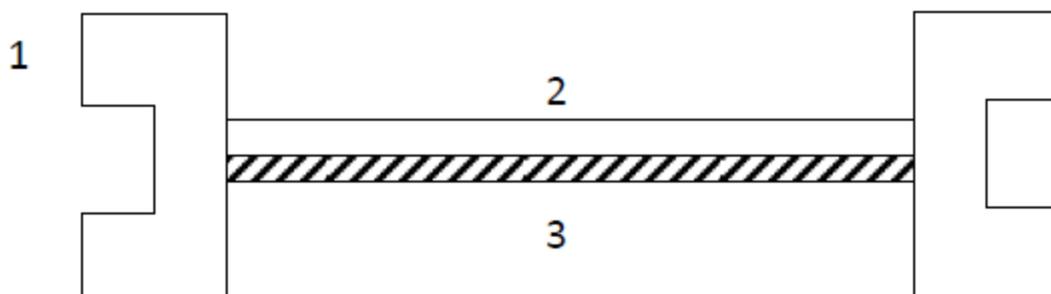


Figure 3 : Les composantes de l'escalier.

Avec

1 : Limon

2 : La tôle

3 : Cornière

2.3. Vérifications

2.3.1 Cornière

➤ Évaluation des charges

- Charges permanentes

Garde-corps.....1.57KN/m²

Tôle (4 mm).....0.36 KN/m²

G=1.93KN/m²

- Charges d'exploitation

Q=2.5KN/m²

Chaque cornière reprend la moitié de la charge.

➤ Combinaison de charge

- ELU : $q_{ult} = [(1.35 \times G) + (1.5 \times Q)] \times g / 2$
 $q_{ult} = [(1.35 \times 1.93) + (1.5 \times 2.5)] \times (0.3 / 2)$
 $q_{ult} = 0.95 \text{ kN / m}$

- ELS $q_{ser} = [(G + Q)] \times g / 2$
 $q_{ser} = [(1.93 + 2.5)] \times (0.3 / 2)$
 $q_{ser} = 0.665 \text{ kN / m}$

➤ Condition de la flèche : $f^{max} \leq \bar{f} = \frac{L}{250}$

$$f^{max} = \frac{5 \times q_{ser} \times L^4}{384 \times E \times I} \leq \frac{L}{250} \Rightarrow I \geq \frac{5 \times q_{ser} \times L^3 \times 250}{384 \times E}$$

$$I \geq \frac{5 \times 0.665 \times (1490)^3 \times 250}{384 \times 2.1 \times 10^5} = 3.41 \text{ cm}^4$$

On prend une cornière L 45×45×3

I = 4.93cm⁴ Moment d'inertie de la cornière.

g = 0.0213kN/m Poids propre de la cornière.

➤ **Condition de la résistance**

$$(q_{ult})' = q_{ult} + (1.35 \times g)$$

$$(q_{ult})' = 0.95 + (1.35 \times 0.0213)$$

$$(q_{ult})' = 0.98 \text{ kN/m}$$

Le moment appliqué :

$$M_{sd} \frac{q \times L^2}{8} = \frac{0.98 \times 1.49}{8} = 0.183 \text{ kN.m}$$

$$M_{c.rd} = \frac{W_{el} \times f_y}{\gamma_{M_o}} = \frac{1.49 \times 235}{1 \times 10^3} = 0.35 \text{ kN.m}$$

$$M_{c.rd} = 0.35 \text{ kN.m} > M_{sd} = 0.183 \text{ kN.m}$$

Condition vérifiée

2.3.2 Limon

➤ **Évaluation des charges**

• **Charges permanentes**

Garde-corps..... $0.02 \times 78.5 / \cos(38.44) = 2$

Tôle $0.36 / \cos(38.44) = 0.46$

Poids de la cornière..... $2 \times (0.0213 \times 1.4) / \cos(38.44) = 0.761$

G=3.22

Q=2.5

• **Charges d'exploitation**

➤ **Combinaison de charge**

• **ELU**

$$q_{ult} = [(1.35 \times G) + (1.5 \times Q)] / 2$$

$$q_{ult} = [(1.35 \times 3.22) + (1.5 \times 2.5)] / 2$$

$$q_{ult} = 4.05 \text{ kN/m}$$

• **ELS**

$$q_{ser} = [(G + Q)] / 2$$

$$q_{ser} = [(3.22 + 2.5)] / 2$$

$$q_{ser} = 2.86 \text{ kN/m}$$

➤ **Condition de la flèche**

$$f^{max} \leq \bar{f} = \frac{L}{250}$$

$$f^{max} = \frac{5 \times q_{ser} \times L^4}{384 \times E \times I} \leq \frac{L}{250} \Rightarrow I \geq \frac{5 \times q_{ser} \times L^3 \times 250}{384 \times E}$$

$$I \geq \frac{5 \times 2.86 \times (3860)^3 \times 250}{384 \times 2.1 \times 10^5} = 254.97 \text{ cm}^4$$

On prend un UPN 120

$$I_y = 364 \text{ cm}^4; W_{pl} = 72.6 \text{ cm}^3; g_p = 0.134 \text{ kN/m}$$

➤ **Condition de la résistance**

$$(q_{ult})' = q_{ult} + (1.35 \times g)$$

$$(q_{ult})' = 2.86 + (1.35 \times 0.106)$$

$$(q_{ult})' = 3 \text{ kN/m}$$

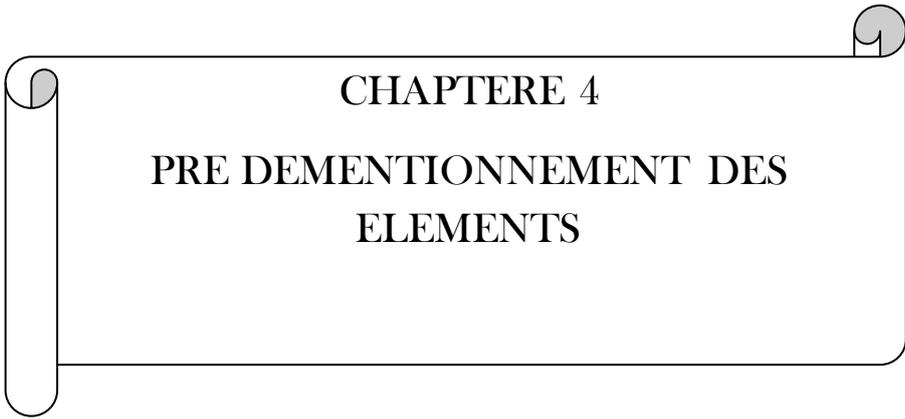
Le moment appliqué :

$$M_{sd} = \frac{q \times L^2}{8} = M_{sd} = \frac{3 \times 1.49^2}{8} = 0.83 \text{ kN.m}$$

$$M_{c.rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{72.6 \times 275}{1 \times 10^3} = 19.965 \text{ kN.m}$$

$$M_{c.rd} = 19.965 \text{ kN.m} > M_{sd} = 0.83 \text{ kN.m}$$

Condition vérifiée



CHAPTERE 4

**PRE DEMENTIONNEMENT DES
ELEMENTS**

1 Introduction

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

- A) Condition de la flèche pour déterminer le type de profile adéquat
- B) Vérification faite selon la condition de résistance
- C) Vérification aux vibrations

1.1 quelques notions relatives au règlement CCM97

1.1.1 Objectifs

Le règlement **CCM97** 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 courants sont par convention ceux dans lesquels les charges d'exploitations sont modérées (bâtiment à usage d'habitation ou d'hébergement, à usage de bureaux, les constructions scolaires et hospitalières, les bâtiments à usage commercial tel que les magasins.

- les structures fabriquées à partir de produits de construction en acier laminés à chaude à l'exception des nuances d'acier à haut résistance

1.1.3 Classification des sections transversales selon ccm97

Pour les besoins de calcul le ccm97 a proposé quatre classes de section 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

Section 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 trois types de comportement moment-rotation correspondant à chaque classe de section sont présentés sur la figure ci-dessous :

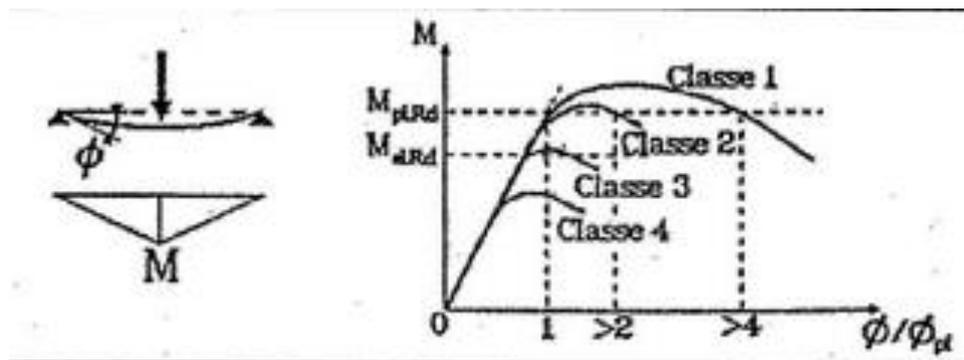


Figure 1 : lois types de comportement moment-rotation correspondant à chaque classe de section

M_{pIRd} : moment à l'état plastique réduit

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

ϕ_p : rotation

\varnothing_{p1} : 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 $\rightarrow \gamma_{M1} = 1.1$

Valeur limite des flèches

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

Tableau 1 : valeur limites recommandées pour les flèches verticales

Conditions $\sigma_{y MAX}$	La fleche 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 toiture supportant des cloisons en plâtre ou en autres matériaux fragiles ou rigides	L/250
Plancher supportant des poteaux (à moins que la flèche ait été incluse dans l'analyse globale de l'Etat limite ultime	L/400
Cas ou $\sigma_{y MAX}$ peut nuire à la l'aspect du bâtiment	L/250

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

2 Evaluation des charges et surcharges

2.1. Terrasse inaccessible

➤ Charge permanente

Tableau 2 : Charge permanente d'un plancher terrasse inaccessible

Matériaux	G (KN/m ²)
▪ Gravieron de protection (ep= 5 cm)	0,85
▪ Etanchéité multicouche (ép=2 cm)	0,12
▪ Isolation thermique (blocs de liège : ép=4 cm)	0,16
▪ Dalle de compression (ép = 12cm)	3,00
▪ Tôle d'acier nervuré TN 40 (coffrage perdu)	0,11
▪ Forme de pente (dalle flottante, ép = 10 cm)	2,2
▪ Fau plafond	0.1
Total	6,54

➤ Charge d'exploitation ($Q_{terrasse}$) = 1(KN/m²)

2.2. Terrasse accessible

➤ Charge permanente

Tableau 3 : Charge permanente d'un plancher terrasse accessible

Matériaux	G (KN/m ²)
▪ Revêtement en carrelage (ep =2 cm)	0,4
▪ Etanchéité multicouche (ép=2 cm)	0,12
▪ Isolation thermique (blocs de liège : ép=4 cm)	0,16
▪ Dalle de compression (ép = 12cm)	3,00
▪ Tôle d'acier nervuré TN 40 (coffrage perdu)	0,11
▪ Forme de pente (dalle flottante, ép = 10 cm)	2,2
▪ Faux plafond	0.1
Total	5.98

➤ Charge d'exploitation ($Q_{terrasse}$) = 1.5(KN/m²)

2.3. Etage courant (habitation)

➤ Charge permanente

Tableau 4 : Charge permanente d'un plancher courant

Matériaux	G (KN/m ²)
▪ Dalle de compression (12 cm)	3,00
▪ Mortier de repos (2 cm)	0,36
▪ Revêtement en carrelage	0,4
▪ Faux plafond (2 cm)	0,1
▪ Tôle nervurée TN 40	0,11
▪ Cloison (ep =10 cm)	0.75
Total	5,04

➤ Charge d'exploitation ($Q_{\text{courant}} = 1.5(\text{KN/m}^2)$)

2.4. Etage sous-sol (parking)

➤ Charge permanente

Tableau 5 : Charge permanente d'un plancher sous-sol

Matériaux	G (KN/m ²)
▪ Asphalte coulé et béton bitumineux (e=2 cm)	1,4
▪ Dalle en béton armé (e=12cm)	3
▪ Tôle nervurée TN 40	0,11
▪ Faux plafond	0.1
▪ Mortier de pose (e=2 cm)	0.4
▪ Isolation thermique (e=4 cm)	0.16
Total	5.19

➤ Charge d'exploitation ($Q_{\text{ss}} = 2,5(\text{KN/m}^2)$)

3 Pré dimensionnement

Le pré-dimensionnement a pour but de déterminer l'ordre de grandeur de chaque élément porteur ou résistant (poutre ; poteau ...etc.) ; afin de pouvoir faire plus tard les vérifications de l'ensemble des portiques ; aux charges verticales et horizontales.

3.1. Pré-dimensionnement des planchers

Les planchers sont des éléments horizontaux qui limitent les niveaux d'un bâtiment.

Ils s'appuient avec ou sans continuités sur des porteurs (murs porteurs ; poteaux et poutres ...).

Notre structure contient des planchers mixtes.

3.1.1. Méthode de calcul

Pour le pré dimensionner des planchers collaborant à dalle collaborant il est nécessaire de pré dimensionner chaque élément le constituant à la condition d'utilisations la plus défavorable.

Les éléments constituant un plancher mixte :

- Panneaux de dalles.
- Solives.
- Poutre porteuse.
- Des connecteurs.

Le calcul de plancher collaborant se fait en deux phases :

- Phase de construction
- Phase finale

3.1.2. Phase de construction

Le profilé d'acier travaille seul et reprend les charges suivantes :

- Le poids propre du profilé
- Le poids propre du béton frais
- La surcharge de construction (ouvriers)

3.1.3. Phase finale

Le béton ayant durci, par conséquent le profilé et la dalle, qui constituent la section mixte, travaillent ensemble.

On doit tenir compte des charges suivantes :

- Le poids propre du profilé
- Le poids propre du béton (sec)
- La surcharge d'exploitation
- Finition.

3.2. Pré dimensionnement des solives

Les solives sont des poutrelles métalliques, généralement des profilés en IPE, IPN, dont leur espacement est compris entre 1,5 et 4m selon le type de bac d'acier utilisé. Leur

rôle est de transmettre les charges verticales aux poutres principales. Le pré dimensionnement des solives se fait selon le critère de résistance ou le critère de flèche. On utilise la formule approchée et simplifiée qui est en fonction de la hauteur du profilé et la portée de la solive.

3.2.1. Plancher Courant

La solive plus sollicitée a une portée de 3.8 m

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

Avec **h** : la hauteur du profilé
L : la longueur de la solive

Lors du bétonnage de la dalle, on tiendra compte de la présence d'un étai placé à mi-travée.

Donc : L=3,8m

$$\frac{1900}{25} < h < \frac{1900}{15} \Rightarrow 76mm < h < 126mm$$

On prend un **IPE 120**

Tableau 6 : Caractéristiques du profilé IPE120

Poid	section	Dimensions				Caractéristiques					
		H	B	t_f	t_w	I_y	I_z	W_{pl-y}	W_{pl-z}	i_y	i_z
G	A	H	B	t_f	t_w	I_y	I_z	W_{pl-y}	W_{pl-z}	i_y	i_z
Kg/m	cm²	mm	mm	mm	mm	cm⁴	cm⁴	cm³	cm³	cm	cm
10.4	13.2	120	64	6.3	4.4	317.8	27.67	60.73	13.58	5.74	1.45

3.2.1.1. Phase de construction

- Poids P du profile (IPE 120)g_p= 0,104 KN /ml
- Poids P du béton fraisG_b = 3,00 KN/m²
- Poids du bac d'acierG_{bac} = 0,11 KN/m²
- Surcharge de construction Q_c = 0,75 KN/m²

➤ **Combinaisons de charge**

• **ELU**

$$q_u = 1,35 \times (g_p + (G_b + g) \times 1,5) + 1,5 \times Q_c \times 1,5$$

$$q_u = 1,35 \times (0,104 + (3 + 0,11) \times 1,1) + 1,1 \times 0,75 \times 1,1 \longrightarrow q_u = 9,01 \text{ KN/ml}$$

• **ELS**

$$q_s = g_p + (G_b + g) \times 1,8 + Q_c \times 1,8$$

$$q_s = 0,104 + (3 + 0,11) \times 1,1 + 0,75 \times 1,1 \longrightarrow q_s = 5,46 \text{ KN/ml}$$

3.2.2.1. Les vérifications

a. La flexion

Le moment fléchissant M_{sd} dans la section transversale de classe I et II doit satisfaire à la condition suivante :

$$M_{pl,rd} \geq M_{sd} = W_{ply} \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$$

Avec $M_{pl,rd}$ le moment appliqué.

$$\gamma_{m0} = 1$$

$$f_y = 275 \text{ Mpa.}$$

• Le moment appliqué

$$M_{max} = M_{sd} = \frac{q_u \times (l/2)^2}{8} = \frac{6,01 \times 1,9^2}{8} = 2,71 \text{ KN.m}$$

• Moment résistant plastique

$$M_{pl,rd} = \frac{60,73 \times 10^{-6} \times 275 \times 10^3}{1} = 16,7 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,rd} > M_{sd} \Rightarrow \text{vérifiée} \quad r = \frac{2,71}{16,7} = 0,16$$

"r" Est le rapport entre la valeur maximale et la valeur admissible, il montre le pourcentage de participation de l'élément dans la résistance de l'ensemble.

b. L'effort tranchant

$$V_{sd} < V_{pl,rd} = \frac{f_y \times A_v}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}}$$

Avec : $V_{pl,Rd}$: effort tranchant de plastification de la section.

A_v : aire de cisaillement.

- $A_v = 631 \text{ mm}^2$

Donc

$$V_{pl,rd} = \frac{275 \times 10^3 \times 631 \times 10^{-6}}{\sqrt{3}} = 100.1 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{6.01 \times 1.9}{2} = 5.70 \text{ kN}$$

$$V_{pl,rd} > V_{sd} \Rightarrow 100.1 \text{ kN} > 5.70 \text{ kN} \Rightarrow \text{v\u00e9rifi\u00e9e}$$

$$0,5 \times V_{pl,rd} = 50.09 > V_{sd}$$

Donc il n'est pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fl\u00e9chissant.

$$r = \frac{5.70}{100.1} = 0,05$$

c. V\u00e9rification de la rigidit\u00e9

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

Avec

$$q_s = 5.46 \text{ KN/ml.}$$

$$L = 1.9 \text{ m.}$$

$$E = 2,1.10^5 \text{ N/mm}^2.$$

$$I_y = 317.8 \text{ cm}^4.$$

$$f^{\max} = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 5.46 \times 1900^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 317.8 \times 10^4} = 1.38 \text{ mm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{250} = \frac{1900}{250} = 7.6 \text{ mm}$$

$$f^{\max} = 1.38 \text{ mm} \leq \bar{f} = 7.6 \text{ mm} \Rightarrow \text{v\u00e9rifi\u00e9e}$$

d. V\u00e9rification du d\u00e9versement

On doit v\u00e9rifier que

$$M_{sd} \leq M_{brd} = \chi_{LT} \frac{W_{ply} f_y}{\gamma_{M_1}} \beta_w$$

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

Avec

$$\beta_w = 1 \text{ classe I}$$

$$\gamma_{M_1} = 1,1$$

$$M_{sd} \text{ est le moment appliqué } \Rightarrow M_{max} = M_{sd} = \frac{qu \cdot l^2}{8} = \frac{6,01 \times 2,8^2}{8} = 2,71 \text{ KN.m}$$

$M_{b,Rd}$: la résistance de calcul d'un élément non maintenu latéralement au déversement

$$\lambda_{LT} = \frac{L/iz}{\left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{L/iz}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0,25} \sqrt{C_1}} \quad \text{Avec } C_1 = 1,132 \text{ (CCM97.TAB.1.2)}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{1900/14,5}{\left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{1900/14,5}{\frac{1900}{6,3}} \right)^2 \right]^{0,25} \sqrt{1,132}} = 105,59$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{93,9\varepsilon} \text{ Avec } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,92 \Rightarrow \bar{\lambda}_{LT} = 1,12 > 0,4 \Rightarrow \text{ il y a un risque de déversement.}$$

$$\varphi_{LT} = 0,5 [1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2] = 1,22 \Rightarrow \chi_{LT} = 0,58$$

Avec

α_{LT} : Facteur d'imperfection. Profilé laminé $\Rightarrow \alpha_{LT} = 0,21$

$$M_{rd} = \frac{0,58 \times 60,73 \times 275 \times 10^{-3}}{1,1} = 8,8 \text{ KN.m}$$

$M_{brd} = 8,8 > M_{sd} = 2,71$ Donc la condition de déversement est vérifiée

3.2.1.2. Phase finale

- Poids P du profilé (IPE 120)gp= 0,104KN /ml
- Charge permanenteG_t = 5.04 KN/m²
- Sur charge d'exploitationQ = 1.5 KN/m² (usage d'habitation)

L'entraxe entre les solives est de 1.1m.

➤ **Combinaisons de charge**

- **ELU**

$$q_u = 1,35 \times [gp + (G_t \times 1,1)] + 1,5 \times Q \times 1,1$$

$$q_u = 1,35 \times [0,104 + (5,04 \times 1,1)] + 1,5 \times 1,5 \times 1,1 \quad \longrightarrow \quad q_u = 10,09 \text{ kN/ml}$$

- **ELS**

$$q_s = gp + (G_t + Q) \times 1,1$$

$$q_s = 0,104 + (5,04 + 1,5) \times 1,1 \quad \longrightarrow \quad q_s = 7,29 \text{ kN/ml}$$

➤ **Largeur de la dalle**

$b_{eff} = \inf \quad 2 \times L_0 / 8 \longrightarrow L_0$: longueur libre d'une poutre simplement appuie

$b \longrightarrow b$: Entraxe entre les poutres

$$b_{eff} = \inf \begin{cases} 2 \times L_0 / 8 = 2 \times 3.8 / 8 = 0.95 \text{ m} \\ b = 1.1 \text{ m} \end{cases} \longrightarrow b_{eff} = 0.95 \text{ m}$$

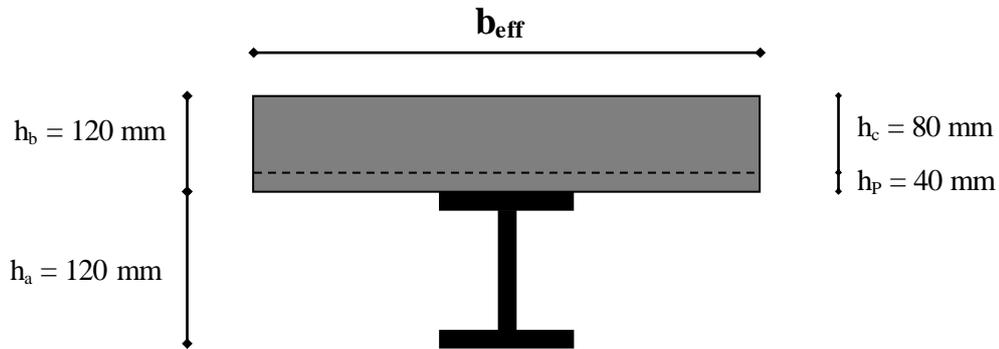


Figure2 : Largeur de la dalle effective

➤ **Position de l'axe neutre plastique**

$$R_{b\acute{e}ton} = 0,57 \times f_{ck} \times b_{eff} \times h_c = (0,57 \times 25 \times 950 \times 80) \times 10^{-3} = 1083.06 \text{ kN}$$

$$R_{Acier} = 0,95 \times f_y \times A_0 = 0,95 \times 275 \times 1320 \times 10^{-3} = 344.85 \text{ kN}$$

$$R_{b\acute{e}ton} > R_{Acier}$$

Axe neutre se trouve dans la dalle de b\acute{e}ton. Donc le moment r\acute{e}sistant plastique d\acute{e}velopp\acute{e} par la section mixte est

$$M_{pl,Rd} = R_{acier} \left[\frac{h_a}{2} + h_c + h_p - \left(\frac{R_{acier}}{R_{b\acute{e}ton}} \cdot \frac{h_c}{2} \right) \right]$$

3.2.1.2.1 Les v\acute{e}rifications

a. **V\acute{e}rification de la flexion**

Il faut que : $M_{sd} < M_{pl,rd}$

- Le moment appliqu\acute{e} :

$$M_{max} = M_{sd} = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = \frac{10.09 \times 5.6^2}{8} = 18.2 \text{ kN.m}$$

- Le moment r\acute{e}sistant plastique d\acute{e}velopp\acute{e} par la section mixte

$$M_{pl,rd} = 344.85 \times 10^3 \left[\frac{120}{2} + 80 + 40 - \left(\frac{344.85 \times 10^3 \times 80}{2 \times 1083.06 \times 10^3} \right) \right] = 57.68 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl,rd} > M_{sd} \Rightarrow \text{v\acute{e}rifi\acute{e}e} \quad r = \frac{18.2}{57.68} = 0,31$$

b. Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier que : $V_{sd} < V_{p,rd} = \frac{f_y \times A_v}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}}$

- $A_v = A - 2 \times b \times t_f + (t_w + 2 \times r) \times t_f = 631 \text{ mm}^2$

Donc

$$V_{p,rd} = \frac{275 \times 10^3 \times 631 \times 10^{-6}}{\sqrt{3}} = 100.10 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{10.09 \times 3.8}{2} = 19.17 \text{ kN}$$

$$V_{p,rd} > V_{sd} \Rightarrow 100.10 \text{ kN} > 19.17 \text{ kN} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$$0,5 \times V_{p,rd} = 50.05 \text{ kN} > V_{sd}$$

Il n'y a pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant. Donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance à la flexion.

c. Vérification de la rigidité

$$f^{\max} = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_c} \leq \bar{f}$$

Avec

$$q_{ser} = 7.29 \text{ kN/ml.}$$

$$L = 3.8 \text{ m.}$$

$$E = 2,1 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2.$$

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

$$v = \frac{A_a}{A_b} = \frac{1320}{950 \times 80} = 0,014 \quad m = \frac{E_a}{E_b} = 15$$

$$I_c = \frac{1320 \times (80 + 2 \times 40 + 120)^2}{4 \times (1 + 15 \times 0.014)} + \frac{950 \times 80^3}{12 \times 15} + 141.2 \times 10^4$$

$$= 21.39 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

- La valeur de la flèche maximale est

$$f^{\max} = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_c} = \frac{5 \times 7.29 \times 3800^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 21.39 \times 10^6} = 2.9 \text{ mm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{250} = \frac{3800}{250} = 15.2 \text{ mm}$$

$$f^{\max} = f^{\text{con}} + f^f = 1.38 + 2.9 = 4.28\text{mm} < \bar{f} = 15.2\text{mm} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

La solive de planchéé courant est de profilé

d. Vérification du déversement

Dans cette phase il n'est pas nécessaire de vérifier le déversement car la semelle supérieure est maintenue par dalle béton.

3.2.4. Conclusion

Après les vérifications faites avec des différents profilés on a choisi le profilé **IPE 120** qui vérifie tous les conditions de résistance.

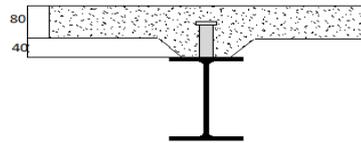


Figure 3: Schéma des positions des connecteurs solive

3.2.5. Calcul des connecteurs

Type goujons : $\left\{ \begin{array}{l} \text{hauteur} = 80 \text{ mm} \\ \text{Diamètre} = 18 \text{ mm} \end{array} \right.$

• **Détermination de (Résistance au cisaillement)**

$$P_{rd} = K_t \times \inf \left\{ \begin{array}{l} 0,29 \times \alpha \times d^2 \times \frac{\sqrt{F_{ck} \times E_c}}{\gamma_v} \quad \text{Résistance dans le béton qui entoure le} \\ \text{goujon} \\ 0,8 \times F_u \times \frac{\pi \times d^2}{4 \times \gamma_v} \quad \text{La force dans le goujon} \end{array} \right.$$

- Avec $F_{ck} = 25 \text{ KN/mm}^2$ Résistance caractéristique de béton
- $E_c = 30,5 \text{ KN/m}^2$ Module de Young de béton
- $F_u = 450 \text{ N/mm}^2$ Résistance caractéristique des connecteurs

$$\gamma_v = 1,25$$

$$\alpha = 1 \text{ si } \frac{h}{d} > 4 \quad ; \quad \alpha = 0,2 \left(\frac{h}{d} + 1 \right) \text{ si } 3 \leq \frac{h}{d} \leq 4$$

Dans notre cas

$$\alpha = 1 \text{ car } \frac{h}{d} = \frac{80}{18} = 4.44 \geq 4$$

$$P_{rd} = K_1 \times \inf \left\{ \begin{array}{l} 0,29 \times 1 \times 18^2 \times \frac{\sqrt{25 \times 30,5 \times 10^3}}{1,25} = 72.49 \text{KN} \\ 0,8 \times 450 \times \frac{\pi \times 18^2}{4 \times 1,25} = 73.28 \text{KN} \end{array} \right.$$

• **Influence du sens du bac d'acier**

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

$$k_t = \frac{0,7}{\sqrt{Nr}} \times \frac{b_0}{h_p} \times \left[\frac{h_c}{h_p} - 1 \right]$$

- Nr : Nombre de goujon par nervure = 1
- hp = 40 mm; hc = 80 mm (hauteur du connecteur)
- bo = 88,5 mm Largeur moyenne de la nervure

$$Kt = \frac{0,7}{\sqrt{1}} \times \frac{88,5}{40} \times \left[\frac{80}{40} - 1 \right] = 0,82$$

Les connecteurs seront soudés à travers le bac d'acier d'après les EC4 kt doit être inférieur à 1 donc

Prd (Résistance au cisaillement) Kt = 0,82 \longrightarrow Prd = 59.44 KN

• **Effort tranchant repris par les goujons détermination de RL**

$$R_L = \inf (R_{\text{béton}} ; R_{\text{Acies}}) \quad ; \quad R_L = 344.85 \text{ KN}$$

• **Nombre de connecteurs : par demi-portée**

$$\text{Nbre} = \frac{R_L}{P_{rd}} = \frac{344.85}{59.44} = 5.8$$

On prend **6 connecteurs** pour le demi porté ; c'est-à-dire **12 connecteurs** sur toute la longueur totale de la poutre.

L'espacement minimal des connecteurs doit être supérieur à 5 fois le diamètre

$$e_{\min} \geq 5.d = 5 \times 18 = 90 \text{ mm}$$

$$esp = \frac{L}{N_{bre} - 1} = \frac{3800}{12 - 1} = 345.45 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow esp = 345 \text{ mm}$$

Conclusion

Tableau 7 : les choix des solives en phase initiale

Planche é	profile	Vsd (KN)	Vplrd(KN)	Msd(KN.m)	Mplrd (KN.m)	Flèche (mm)	Flèche.adm (mm)
Terrasse inaccessible	IPE 120	5.70	100.10	2.71	16.70	1.38	15.20
Terrasse accessible	IPE 120	5.70	100.10	2.71	16.70	1.38	15.20
Courant	IPE 120	5.70	100.10	2.71	16.70	1.38	15.20
Sous-sol	IPE 120	5.70	100.10	2.71	16.70	1.38	15.20

Tableau 8 : les choix des solives en phase final

Planche é	profile	Vsd(KN)	Vplrd(KN)	Msd(KN.m)	Mplrd(KN.m)	Flèche (mm)	Flèche.adm (mm)
Terrasse inaccessible	IPE 120	19.62	100.10	18.65	57.69	5.57	15.20
Terrasse accessible	IPE 120	19.67	100.10	18.87	57.65	5.06	15.20
Courant	IPE 120	19.17	100.10	18.20	57.68	4.28	15.20
Sous-sol	IPE 120	27.43	100.10	20.06	57.68	6.17	15.20

3.3. Pré-dimensionnement des poutres porteuses

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

On utilise la formule approchée et simplifiée qui est en fonction de la hauteur du profilé et la portée de la poutre.

3.3.1. Pré dimensionnement de la poutre principale du plancher courant :

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

$$\frac{5500}{25} < h < \frac{5500}{15} \Rightarrow 220mm < h < 366mm$$

On prend un **IPE 300**

Tableau 9 : Caractéristiques du profilé IPE300

Poids	Section	Dimensions				Caractéristiques					
<i>G</i> Kg/m	<i>A</i> cm ²	<i>h</i> mm	<i>b</i> mm	<i>t_f</i> mm	<i>t_w</i> mm	<i>I_y</i> cm ⁴	<i>I_z</i> cm ⁴	<i>W_{pl-y}</i> cm ³	<i>W_{pl-z}</i> cm ³	<i>i_y</i> cm	<i>i_z</i> cm
42.2	53.81	300	150	10.7	7.1	8356	103.8	128.4	125.2	12.46	3.35

3.3.1.1. Phase construction

Le profilé d'acier travail seul, donc les charges de la phase de construction, en plus des réactions des solives sont

- Poids propre du profiler IPE 300..... $g_p=0,422$ KN/ml
- Poids propre du béton frais $G_b=3,00$ KN/m²
- Poids du bac d'acier..... $.g=0,11$ KN/m²
- Surcharge de construction $Q_c=0,75$ KN/m²

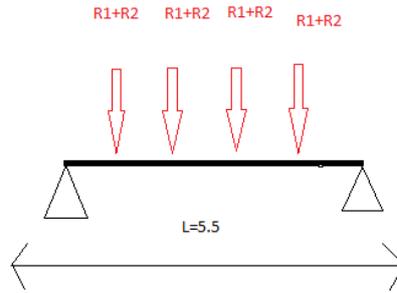


Figure4 : Schéma statique de la poutre

➤ Calcul des réactions des solives

ELU

$$q_u = 6.01 \text{ kN/ml}$$

$$R_x = \frac{q_u \text{ solive} \times L \text{ solive}}{2}$$

$$R_x = \frac{6.01 \times 3.8}{2} + \frac{6.01 \times 3.6}{2} = 22.23 \text{ kN}$$

$$R_U = R_1 + R_2 = 22.23 \text{ kN}$$

$$R_U = R_3 + R_4 = 22.23 \text{ kN}$$

$$R_U = R_3 + R_4 = 22.23 \text{ kN}$$

$$R_U = R_5 + R_6 = 22.23 \text{ kN}$$

ELS

$$q_s = 5.46 \text{ kN/ml}$$

$$R_x = \frac{q_u \text{ solive} \times L \text{ solive}}{2}$$

$$R_x = \frac{5.46 \times 3.8}{2} + \frac{5.46 \times 3.6}{2} = 20.20 \text{ kN}$$

$$R_S = R_1 + R_2 = 20.20 \text{ kN}$$

$$R_S = R_3 + R_4 = 20.20 \text{ kN}$$

$$R_S = R_5 + R_6 = 20.20 \text{ kN}$$

$$R_S = R_5 + R_6 = 20.20 \text{ kN}$$

➤ Combinaisons des charges

• **ELU**

$$q_u = 1,35 \times (g_p + (G_b + g) \times b_s) + 1,5 \times Q_c \times b_s$$

$$q_u = 1,35 \times (0,422 + (3 + 0,11) \times 0,15) + 1,5 \times 0,75 \times 0,15 \longrightarrow q_u = 1.67 \text{ kN/ml}$$

• **ELS**

$$q_s = g_p + (G_b + g) \times b_s + Q_c \times b_s$$

$$q_s = 0,422 + (3 + 0,11) \times 0,15 + 0,75 \times 0,15 \longrightarrow q_s = 1 \text{ kN/ml}$$

3.3.1.1.1. Les vérifications

a. Moment fléchissant

Le moment fléchissant M_{sd} dans la section transversale de classe I et II doit satisfaire la condition suivante

$$M_{sd} \leq M_{brd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M_0}}$$

$$M_{sd} = \frac{q_u \times l^2}{8} + \frac{p \times l}{2} = \frac{1.67 \times 5.5^2}{8} + \frac{22.23 \times 5.5}{2} = 67.44 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl,rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{628.4 \times 10^{-6} \times 275 \times 10^3}{1} = 172.81 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl,rd} > M_{sd} \Rightarrow \text{vérifiée} \quad r = 0,35$$

b. Effort tranchant

On doit vérifier que

$$V_{sd} < V_{pl,rd} = \frac{f_y \times A_v}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0v}}$$

D'où

$$A_v = A - 2 \times b \times t_f + (t_w + 2 \times r) \times t_r = 2568 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{275 \times 2568}{1 \times \sqrt{3}} = 407.07 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 22.23 + \frac{1.67 \times 5.5}{2} = 83.36 \text{ kN}$$

$$V_{pl,rd} > V_{sd} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$$0,5 \times V_{pl,rd} > V_{sd}$$

Il n'y a pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant. Donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance à la flexion.

c. La rigidité

Il faut vérifier que

$$f^{max} \leq f_{adm} = \frac{l}{250} = 22 \text{ mm}$$

$$f^{max} = f^1 + f^2$$

$$f^1 = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_y} = \frac{5 \times 1 \times (5500)^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 8356 \times 10^4} = 0.67 \text{ mm}$$

$$f^2 = \frac{19 \times p \times l^3}{384 \times E \times I_y} = \frac{19 \times 20.2 \times 10^3 \times (5500)^3}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 8356 \times 10^4} = 9.47 \text{ mm}$$

$$f^{max} = 0,67 + 9,47 = 10,1 \text{ mm} < f^{adm} = 22 \text{ mm} \Rightarrow \text{vérifié}$$

d. Vérification du déversement

La vérification au déversement en phase de construction est exigée par les Eurocodes néanmoins la poutre étant maintenu latéralement par les solives de part et d'autre, on considéré que la poutre ne risque pas de se déverser.

3.3.1.2. Phase finale

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

- Poids propre du profilé IPE 300..... $g_p=0,422 \text{ kN/m}$
- Charge permanente..... $G_t=5,04 \text{ kN/m}^2$
- Surcharge d'exploitation $Q_t= 1.5 \text{ kN}$

➤ **Calcul des réactions des solives**

ELU

ELS

$$R_x = \frac{10,09 \times 3,8}{2} + \frac{10,09 \times 3,6}{2} = 37,33 \text{ kN}$$

$$R_x = \frac{7,29 \times 3,8}{2} + \frac{7,29 \times 3,6}{2} = 26,97 \text{ kN}$$

$$R_U = R_1 + R_2 = 37,33 \text{ kN}$$

$$R_S = R_1 + R_2 = 26,97 \text{ kN}$$

$$R_U = R_3 + R_4 = 37,33 \text{ kN}$$

$$R_S = R_3 + R_4 = 26,97 \text{ kN}$$

$$R_U = R_5 + R_6 = 37,33 \text{ kN}$$

$$R_S = R_5 + R_6 = 26,97 \text{ kN}$$

$$R_U = R_5 + R_6 = 37,33 \text{ kN}$$

$$R_S = R_5 + R_6 = 26,97 \text{ kN}$$

➤ **Combinaison des charges**

- **ELU**

$$q_u = 1,35 [(G_t \times b_p) + g_p] + 1,5 \times Q_t \times b_p$$

$$q_u = 1,35 [(5,04 \times 0,15) + 0,15] + 1,5 \times 1,5 \times 0,15 \longrightarrow q_u = 1,92 \text{ kN/ml}$$

- **ELS**

$$q_s = g_p + (G_t + Q_t) \times b_p$$

$$q_s = 0,422 + (5,04 + 1,5) \times 0,15 \longrightarrow q_s = 1,4 \text{ kN/ml}$$

➤ **Largeur de la dalle**

$$b_{eff} = \inf \left\{ \begin{array}{l} 2 \times L_0 / 8 \dots\dots\dots L : \text{longueur libre d'une poutre simplement appuie} \\ b \dots\dots\dots \text{Entraxe entre les poutres} \end{array} \right.$$

$$b_{eff} = \inf \left\{ \begin{array}{l} 2 \times L_0 / 8 = 2 \times 5,5 / 8 = 1,375 \text{ m} \\ b = 3,8 \text{ m} \end{array} \right.$$

Donc \longrightarrow $b_{eff} = 1.375 \text{ m}$

➤ **Position de l'axe neutre plastique**

- $R_{béton} = 0,57 \times f_{ck} \times b_{eff} \times h_c = 0,57 \times 25 \times 1375 \times 80 \times 10^{-3} = 1567.5 \text{ kN}$
- $R_{Acier} = 0,95 \times f_y \times A_0 = 0,95 \times 275 \times 5381 \times 10^{-3} = 1405.7 \text{ kN}$

$$R_{béton} > R_{Acier}$$

Axe neutre se trouve dans la dalle de béton. Donc le moment résistant plastique développé par la section mixte est

$$M_{pl,Rd} = R_{acier} \left[\frac{h_a}{2} + h_c + h_p - \left(\frac{R_{acier}}{R_{béton}} \cdot \frac{h_c}{2} \right) \right]$$

3.3.1.2.1. Les vérifications

a. Vérification de la flexion

Le Moment fléchissant M_{sd} dans la section transversale de classe I et II doit satisfaire à la condition suivante

Il faut que $M_{sd} \leq M_{pl,Rd}$

Le moment appliqué

$$M_{pl,Rd} = R_{acier} \left[\frac{h_a}{2} + h_c + h_p - \left(\frac{R_{acier}}{R_{béton}} \cdot \frac{h_c}{2} \right) \right]$$

$$M_{pl,rd} = 1405.7 \frac{300}{2} + 80 + 40 - \left(\frac{1405.7}{1567.5} \cdot 80/2 \right) = 329.16 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = \left(\frac{ql^2}{8} \right) + \left(\frac{pl}{2} \right) = 109.91 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl,rd} > M_{sd} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$$r = \frac{109.91}{329.16} = 0.33$$

b. Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier que : $V_{sd} < V_{pl,rd}$

$$A_v = A - 2 \times b \times t_f + (t_w + 2 \times r) \times t_f = 2568 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{275 \times 10^3 \times 2568 \times 10^{-6}}{1 \times \sqrt{3}} = 407.7 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 37.33 + \frac{5.5 \times 1.92}{2} = 42.67 \text{ kN}$$

$$V_{pl,rd} > V_{sd} \Rightarrow 407.7 \text{ kN} > 42.67 \text{ kN} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$$0,5 \times V_{pl,rd} = 618,49 \text{ kN} > V_{sd}$$

Il n'y a pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant. Donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance à la flexion.

c. Vérification de la rigidité

Il faut vérifiée que : $f_{max} < f_{adm} = \frac{L}{250}$

Avec

$$q_{ser} = 1.4 \text{ kN/ml.}$$

$$R_{ser} = 26.97 \text{ kN}$$

$$L = 5.5\text{m.}$$

$$E = 2,1.10^5 \text{ N/mm}^2$$

$$V = \frac{Aa}{Ab} = \frac{5381}{1375 \times 80} = 0.048 \quad , \quad m = \frac{Ea}{Eb} = 15$$

$$Ic = \frac{5381 \times (80 + 2 \times 40 + 300)^2}{4 \times (1 + 15 \times 0.048)} + \frac{1375 \times 80^3}{12 \times 15} + 8356 \times 10^4$$

$$= 252.57 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$f^1 = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I_c} = \frac{5 \times 1.4 \times (5500)^4}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 252.57 \times 10^6} = 0.31 \text{ mm}$$

$$f^2 = \frac{19 \times p \times l^3}{384 \times E \times I_c} = \frac{19 \times 26.97 \times 10^3 \times (5500)^3}{384 \times 2,1 \times 10^5 \times 252.57 \times 10^6} = 4.18 \text{ mm}$$

$$f_{max} = f^{con} + f^1 + f^2 = 10.1 + 0.31 + 4.18 = 15.04\text{mm} < f_{adm} = 22\text{m} \quad \Rightarrow$$

vérifiée

d. Vérification du déversement

Dans cette phase il n'est pas nécessaire de vérifier le déversement car la semelle supérieure est maintenue par dalle béton.

3.3.1.3. Conclusion : Après les vérifications faites avec des différents profilé le profilé **IPE 300** vérifie toutes les conditions de résistance, rigidité et déversement, donc on opte un **IPE 300** pour les poutres de plancher courant.

3.3.1.4. Calcul des connecteurs

$$\text{Type goujons} \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{hauteur} = 80 \text{ mm} \\ \text{Diamètre} = 18 \text{ mm} \end{array} \right.$$

➤ **Détermination de (Résistance au cisaillement)**

$$P_{rd} = K_t \times \inf \left\{ \begin{array}{l} 0,29 \times \alpha \times d^2 \times \frac{\sqrt{F_{ck} \times E_c}}{\gamma_v} \quad \text{Résistance dans le béton qui entoure le goujon} \\ 0,8 \times F_u \times \frac{\pi \times d^2}{4 \times \gamma_v} \quad \text{La force dans le goujon} \end{array} \right.$$

Avec : $F_{ck} = 25 \text{ KN/mm}^2$ Résistance caractéristique de béton
 $E_c = 30,5 \text{ KN/m}^2$ Module de Young de béton
 $F_u = 460 \text{ N/mm}^2$ Résistance caractéristique des connecteurs
 $\gamma_v = 1,25$
 $\alpha = 1 \text{ si } \frac{h}{d} > 4$; $\alpha = 0,2 \left(\frac{h}{d} + 1 \right) \text{ si } 3 \leq \frac{h}{d} \leq 4$

Dans notre cas

$$\alpha = 1 \text{ car } \frac{h}{d} = \frac{80}{18} = 4.44 \geq 4$$

$$P_{rd} = K_1 \times \inf \left\{ \begin{array}{l} 0,29 \times 1 \times 18^2 \times \frac{\sqrt{25 \times 30,5 \times 10^3}}{1,25} = 74,87 \text{ KN} \\ 0,8 \times 450 \times \frac{\pi \times 18^2}{4 \times 1,25} = 65.637 \text{ KN} \end{array} \right.$$

➤ **Influence du sens du bac d'acier**

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

$$k_t = \frac{0,7}{\sqrt{Nr}} \times \frac{b_0}{h_p} \times \left[\frac{h_c}{h_p} - 1 \right]$$

$$\left\{ \begin{array}{l} Nr \text{ Nombre de goujon par nervure} = 1 \\ h_p = 40 \text{ mm} ; h_c = 80 \text{ mm (hauteur du connecteur)} \\ b_0 = 88,5 \text{ mm Largeur moyenne de la nervure} \end{array} \right.$$

$$K_t = \frac{0,7}{\sqrt{1}} \times \frac{88,5}{40} \times \left[\frac{80}{460} - 1 \right] = 0,82$$

Les connecteurs seront soudés à travers le bac d'acier d'après les EC4 kt doit être inférieur à 1 donc

$$P_{rd} \text{ (Résistance au cisaillement)} \quad K_t = 0,82 \longrightarrow P_{rd} = 59,44 \text{ KN}$$

➤ **Effort tranchant repris par les goujons détermination de R_L**

$$R_L = \inf (R_{\text{béton}} ; R_{\text{Acies}}) ; R_L = \inf (1567.50; 1405.74) \quad R_L = 1405.74\text{kN}$$

• **Nombre de connecteurs par demi-portée**

$$\text{Nbre} = \frac{R_L}{P_{rd}} = \frac{1405.74}{59.44} = 23.64$$

On prend **24 connecteurs** pour la demi portée ; c'est-à-dire **48 connecteurs** sur toute la longueur totale de la poutre.

L'espacement minimal des connecteurs doit être supérieur à 5 fois le diamètre :

$$e_{\min} \geq 5 \times d = 5 \times 18 = 90 \text{ mm}$$

$$\text{esp} = \frac{L}{N_{bre} - 1} = \frac{5500}{48 - 1} = 117\text{mm}$$

$$\Rightarrow \text{esp} = 117\text{mm}$$

• **Concluion**

Tableau 10 : les choix des poutres principales en phase initiale

Vsd (KN)	Vplrd(KN)	Msd(KN.m)	Mplrd(KN.m)	Flèche (mm)	Flèche adm(mm)
83.36	407.7	67.44	172.84	10.1	22

REMARQUE : Les poutres principales en phase de construction soumis a même les charges permanente et d'exploitation dans toutes les planchée donc (Vsd Msd et la flèche) ne change pas dans cette phase .

Tableau 11 : les choix des poutres principales en phase final

Planchée	profile	Vsd (KN)	Vplrd (KN)	Msd (KN.m)	Mplrd (KN.m)	Flèche (mm)	Flèche.adm (mm)
Terrasse inaccessible	IPE 300	44.10	407.70	113.31	328.84	16.86	22
Terrasse accessible	IPE 300	44.8	407.70	115.08	328.84	15.82	22
Courant	IPE 300	42.61	407.70	109.91	328.84	15.04	22
Sous-sol	IPE 300	60.52	407.70	156.37	328.84	16.36	22

3.4. Pré-dimensionnement des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux qui doivent reprendre les efforts (compression, flexion) et les transmettre aux fondations.

➤ Principe de calcul

Les poteaux sont pré-dimensionnés en compression simple en choisissant le poteau le plus sollicité de la structure. C'est-à-dire, un poteau central.

Le poteau est affecté de la surface du plancher chargé lui revenant, on utilisera un calcul basé sur la descente de charge

➤ Étapes de pré dimensionnement

- Calcul de la surface reprise par chaque poteau.
- Évaluation de l'effort normal ultime de la compression à chaque niveau d'après la descente des charges.
- La section du poteau est alors calculée aux états limite ultime (ELU) vis-à-vis de la compression simple du poteau.

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

G : Poids propre des éléments qui sollicite le poteau étudié non compris son poids propre.

Q : Surcharge d'exploitation dans le cas où la charge d'exploitation est la même pour tous les

étages, la loi de dégression est équivalente à la règle usuelle dans laquelle les charges d'exploitation de chaque étage sont réduites.

La structure étudiée possède des poteaux en profilé **HEA**

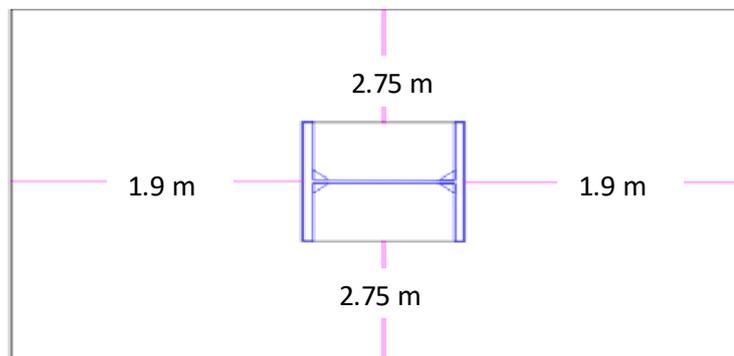


Figure 5 : Le poteau le plus sollicité

3.4.1. La descente des charges

✓ Poteau central

$$S = (1.8+1.9) \times (2.75+2.75) = 20.35 \text{m}^2.$$

- **Les charges permanentes**

- Poids du plancher terrasse accessible. $5.98 \times 20.35 + (5.5 \times 0.422) + (5 \times 0.104) = 124.53 \text{KN}$
- Poids du plancher terrasse Inaccessible.. $6.54 \times 20.35 / 2 + (5.5 \times 0.422) + (5 \times 0.104) = 69.56 \text{KN}$
- Poids du plancher courant... $5.04 \times 20.35 + (5.5 \times 0.422) + (5 \times 0.104) = 105.4 \text{ KN}$
- Poids du plancher s-sol (parking)..... $5.19 \times 20.35 + (5.5 \times 0.422) + (5 \times 0.104) = 108.40 \text{KN}$

- **Les charges d'exploitation**

- Plancher terrasse accessible $1.5 \times 20.35 = 30.52 \text{ KN}$.
- Plancher terrasse inaccessible..... $1 \times 20.35 / 2 = 10.18 \text{KN}$
- Plancher courant..... $1.5 \times 30.35 = 30.52 \text{ KN}$.
- Plancher Sous-sol (parking)..... $4 \times 20.35 = 81.4 \text{KN}$.
- La neige $0.392 \times 20.35 = 7.97 \text{KN}$.

✓ **Charge permanente et d'exploitation**

Tableau 12 : les charges permanente et d'exploitation sur le poteau central

Niv	G(Km)	Q(w)	G cum	Q cum
35.54	65.55	10.18	69.56	10.18
32.48	124.53	30.52	194.09	40.7
29.42	105.4	30.52	299.44	68.16
26.35	105.4	30.52	404.89	92.58
23.20	105.4	30.52	510.29	113.94
20.24	105.4	30.52	615.69	132.26
17.18	105.4	30.52	721.09	147.52
14.12	105.4	30.52	826.29	159.72
11.06	105.4	30.52	931.89	168.88
8	105.4	30.52	1037.29	174.98
4	105.4	30.52	1142.69	193.3
0	105.4	30.52	1248	211.61
-4	108.45	81.4	1356.54	239.5

REMARQUE : la charge d'exploitation est déterminée par la loi de dégression qui se suit dans le tableau ci-dessus.

Surcharges
$\Sigma_0=Q_0$
$\Sigma_1=Q_0+Q_1$
$\Sigma_2=Q_0+0,95(Q_1+Q_2)$
$\Sigma_3=Q_0+0,9(Q_1+Q_2+Q_3)$
$\Sigma_4=Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$
$\Sigma_5=Q_0+0,8(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$
$\Sigma_6=Q_0+0,75(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$
$\Sigma_7=Q_0+0,714(Q_1+\dots\dots\dots+Q_7)$

2.6.2. Pré dimensionnement

Les poteaux sont des éléments sollicités en compression axiale, la valeur de calcul N_{sd} de l'effort de compression dans chaque section transversale doit satisfaire à la condition suivante

$$N_{sd} \leq N_{c,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{Mo}} \quad \rightarrow \quad A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{Mo}}{f_y}$$

N Effort de compression.

$f_y = 275 \text{ MPa}$

$\gamma_{Mo} = 1,1$

➤ **Poteau centrale**

Poteau du RDC

$N_{sd} = 1,35G + 1,5Q$

$N_{sd} = 1,35[(G_{cum} + G_{cum} \text{ pot})] + 1,5Q_{cum}$

G_{cum} : Charge Permanente cumuli des planches

Gcum pot: Charge cumuli des Poteau

Qcum : Charge d'exploitation cumuli des plancheé

Calcul Nsd au niveau de RDC

$$N_{sd} = 1,35 \times (1248 + 31,8) + 1,5 \times 211,61 = 1867,7 \text{ KN}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{1867,7 \times 10^3 \times 1,1}{275} = 74,7 \text{ cm}^2$$

Profilé choisi **HEA 300**

Tableau 13 : les efforts normaux, la section et le profilé des poteaux

NIV (m)	Gpoteau(KN)	G poteau cum (KN)	Nsd (KN)	A cm ²	Profile
32.18	0.930	0.930	109.17	4.36	HEA 160
29.42	0.930	1.86	325.58	13.02	HEA 160
26.36	1.294	3.15	508.9	20.35	HEA 200
23.30	1.294	4.44	690.44	27.6	HEA 200
20.24	1.294	5.742	866.34	34.65	HEA 200
17.18	2.086	7.82	1038.5	41.54	HEA 260
14.12	2.086	9.91	1209.14	48.36	HEA 260
11.06	2.086	12	1370.04	54.81	HEA 260
8	2.7	24.7	1531.38	61.57	HEA 300
4	3.55	28.25	1701.19	68.04	HEA 300
0	3.55	31.8	1867.7	74.7	HEA 300

3.4.3. Vérification du flambement

- **Poteau central**
- **Poteaux HEA 300 (RDC)**

Il faut vérifier que : $N_{sd} \leq N_{bRd} = \chi \frac{\beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{M1}}$

Avec

$\beta_A = 1$ Pour les sections classe 1 et 2

$\gamma_{M1} = 1,1$

χ Facteur de réduction pour le déversement.

$f_y = 275$ MPa

$l_{fy} = 0,5l_0 = 2\text{m}$ $l_0 = 4$

$\lambda_y = \frac{l_{fy}}{i_y} = \frac{0,5 \times 4000}{127,4} = 15,69$

$\lambda_z = \frac{l_{fz}}{i_z} = \frac{0,5 \times 4000}{74,3} = 26,91$

$\lambda = \max \{ \lambda_y, \lambda_z \} = \max \{ 15,69; 26,91 \} = 26,91$

Choix de la courbe de flambement (CCM97.Tab 5.5.3)

$\frac{h}{b} = \frac{290}{300} = 0,96 < 1,2$

$t_f = 14\text{mm} < 40\text{mm}$

\Rightarrow Courbe de flambement b $\Rightarrow \alpha = 0,34$

$\bar{\lambda} = (26,7/93,9) = 0,28$

$\phi = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] = 0,5[1 + 0,34(0,28 - 0,2) + 0,28^2] = 0,55$

$\chi = \frac{1}{(\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2})} = \frac{1}{(0,55 + \sqrt{(0,55^2 - 0,28^2})} = 0,97 < 1$

$N_{sd} = 1867,7\text{kN} < N_{bRd} = 2728,12\text{kN}$ Condition vérifiée

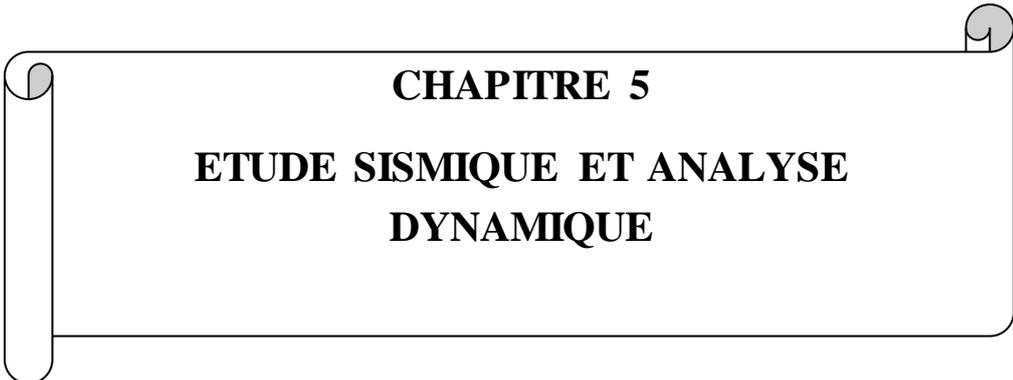
Remarque

Les mêmes étapes seront suivies pour les vérifications des autres poteaux, les résultats sont regroupés dans le tableau suivant

On a calculé le poteau plus sollicité, HEA 300 pour les étages (RDC 1^{er} 2^{eme}), HEA 260 pour les étages (3^{eme} 4^{eme} 5^{eme}), HEA 200 pour les étages (6^{eme} 7^{eme} 8^{eme}) et HEA 160 pour les étages (9^{eme} 10^{eme}) (voir la figure 1)

Tableau 14 : Les vérifications du flambement pour poteau central

Niv étage	Profilé	χ	N_{sd} (KN)	N_{brd} (KN)	Condition
9 ^{ème}	HEA 160	0,90	325.58	874	Vérifiée
6 ^{ème}	HEA 200	0,95	866.30	1287.60	Vérifiée
3 ^{ème}	HEA 260	0,99	1370.40	2170.50	Vérifiée
RDC	HEA 300	0,97	1867.70	2728.12	Vérifiée

A decorative border resembling a scroll, with a vertical strip on the left and rounded corners on the right, framing the chapter title.

CHAPITRE 5

**ETUDE SISMIQUE ET ANALYSE
DYNAMIQUE**

1. Introduction

Vu que l'activité sismique peut se produire à tout moment, provoquant d'importants dégâts humains et matériels. Les structures doivent être conçues et construites de manière adéquate afin de résister à ses secousses sismiques, tout en respectant les recommandations des règlements parasismiques.

Le but de ce chapitre est de définir un modèle de structure qui vérifie toutes les conditions et critères de sécurité imposés par les règles parasismiques Algériennes RPA99/version 2003.

La modélisation de notre structure a été effectuée à l'aide du logiciel **ROBOT** v 2019 qui est un logiciel de calcul de structure.

2. Objectifs de l'étude dynamique

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination de ses caractéristiques dynamiques propres. Ceci est obtenu en considérant son comportement en vibration libre non-amortie. Cela nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximums lors d'un séisme.

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe et demande un calcul très fastidieux voire impossible. C'est pour cette raison qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

2.1. Modélisation de la structure

➤ Modélisation de rigidité

La modélisation des éléments constituant le bâtiment est effectuée comme suit :

- Chaque poutre et chaque poteau de la structure a été modélisé par un élément linéaire type poutre (frame) à deux nœuds, chaque nœud possède 6 degrés de liberté (trois translations et trois rotations).
- Les poutres entre deux nœuds d'un même niveau (niveau i).
- Les poteaux entre deux nœuds de différents niveaux (niveau i et niveau $i+1$).
- Chaque voile est modélisée par un élément surfacique type Shell à quatre nœuds.
- A tous les planchers nous avons attribué une contrainte de type diaphragme ce qui correspond à des planchers infiniment rigides dans leur plan.
- Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastres (6DDL bloqués).

➤ **Modélisation de la masse**

- La charge des planchers est supposée uniformément répartie sur toute la surface du plancher. La masse est calculée par l'équation $(G+\beta Q)$ imposée par le **RPA99 version 2003** avec $(\beta=0,2)$ pour à usage bureaux
- La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux, voiles et les poutres est prise égale à celle du béton à savoir 25kN/m^3 .

3. Choix de la méthode de calcul

Pour avoir une idée sur le comportement réel de la structure il faut bien choisir la méthode de calcul et modélisation de la structure.

Les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003) propose trois méthodes de calcul des sollicitations.

- 1- La méthode statique équivalente.
- 2- La méthode d'analyse modale spectrale.
- 3- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

3.1. La méthode statique équivalente

➤ **Principe**

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projecteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure

➤ **Modélisation**

1. Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune deux directions de calcul est plan avec les masses concentrées au centre de gravité des planchers e un seul degré de liberté en translation horizontale par niveau sous réserve que les systèmes de contreventement dans les deux directions puissent être découplés.
2. La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée à partir de sections non fissurées pour les structures en béton armé ou en maçonnerie.

3. Seul le mode fondamental de vibration de la structure est considéré dans le calcul de la force sismique totale.

3.2. La méthode modale spectrale

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

➤ **Principe**

Il est recherché pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques, représentées par un spectre de calcul, ces effets sont par suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

3.2.1. Spectres de réponse de calcul

Cette méthode consiste à définir l'action sismique par un spectre de réponse. Toute structure est assimilable à un oscillateur multiple, la réponse d'une structure à une accélération dynamique est fonction de l'amortissement (ζ) et de la pulsation naturelle (ω). Donc pour des accélérogrammes données si on évalue les réponses maximales en fonction de la période (T), on obtient plusieurs points sur un graphe qui est nommé spectre de réponse et qui aide à faire une lecture directe des déplacements maximaux d'une structure.

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta (1,25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta (1,25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta (1,25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3,0s \end{cases}$$

(Formule (4.13) RPA 2003)

A coefficient d'accélération de zone (tableau 4.1) RPA99/V2003

\eta facteur de correction d'amortissement.

R Coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement (tableau 4.3) RPA99/V2003

Q Facteur de qualité (tableau 4.4)

T₁, T₂ Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (tableau 4.7) RPA99/V2003

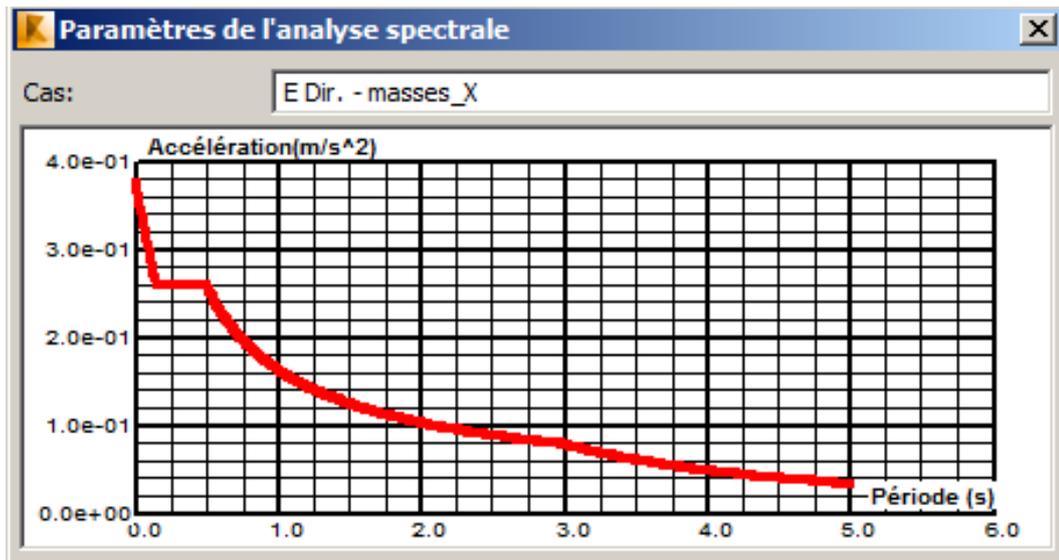


Figure.1 Spectre de réponses sens x-x

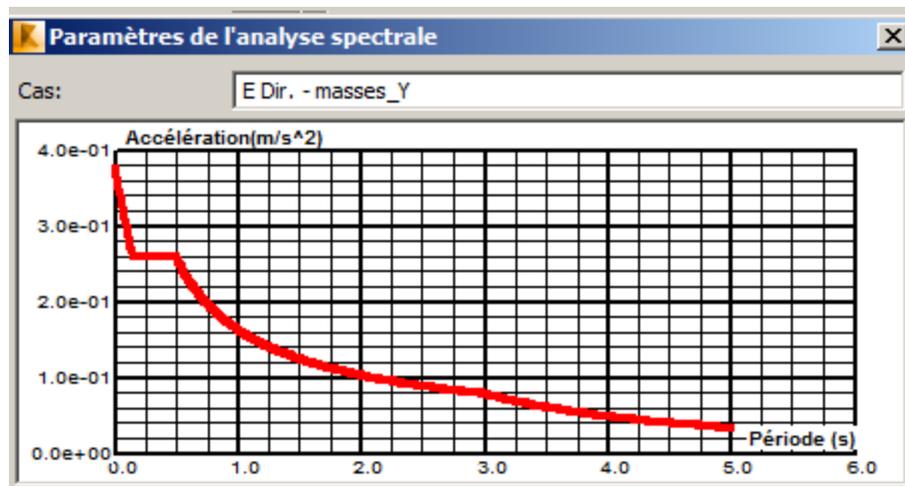


Figure.2 Spectre de réponse sens y-y

3.2.2. Principales vérifications exigent par le RPA pour cette méthode

a- Nombre de modes à considérer (article 4.3.4 RPA 2003)

- Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des coefficients massiques de ces modes soit aux moins égales 90%.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la repense totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (3) dans chaque direction considérée.

- Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_K \leq 0.20\text{sec} \quad \dots (4-14)$$

Où : N est le nombre de niveaux au-dessus de sol et T_K la période du mode K.

3.2.3. Résultante des forces sismiques de calcul (article 4.3.6 RPA 2003)

La résultante des forces sismiques à la base « V_t » obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente « V » pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_t < 0,8V$, il faut augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments, ...) dans le rapport $\frac{0,8V}{V_t}$.

3.2.4. Déplacements inter étages (article 5.10 RPA 2003)

Les déplacements latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, et tels que calculés selon la formule suivante :

$$\Delta_K^x \leq \bar{\Delta} \quad \text{et} \quad \Delta_K^y \leq \bar{\Delta}$$

Avec :

$$\bar{\Delta} = 0,01h_e$$

Où h_e représente la hauteur de l'étage.

Avec :

$$\begin{aligned} \delta_K^x &= Rr_x \delta_{eK}^x & \text{et} & \quad \delta_K^y = Rr_y \delta_{eK}^y \\ \Delta_K^x &= \delta_K^x - \delta_{K-1}^x & \text{et} & \quad \Delta_K^y = \delta_K^y - \delta_{K-1}^y \end{aligned}$$

Δ_K^x Correspond au déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 dans le sens x-x.

Δ_K^y Correspond au déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 dans le sens y-y.

δ_{eK}^x Le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau K dans le sens x-x.

δ_{eK}^y Le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau K dans le sens y-y.

R : coefficient de comportement.

3.2.5. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ (les effets du second ordre)

C'est le moment additionnel dû au produit de l'effort normal dans un poteau au niveau d'un nœud de la structure par le déplacement horizontal du nœud considéré.

Les effets de second ordre (l'effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

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

Avec

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

$$P_K = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

V_K : Effort tranchant d'étage au niveau 'K'

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

h_k : Hauteur d'étage 'k'

3.2.6. Vérification le coefficient de comportement R (Article 3.4.10 RPA 2003)

4. Résultats de l'analyse dynamique

4.1. Vérification de la structure selon le RPA99/V2003

Au cours d'étude de notre structure, on a passé par deux étapes et dans chaque étape on a étudié un modèle, telle que la référence entre les modèles étudiés est le système de contreventement utilisé.

4.1.1. Etape 1

Pour cette étape, on a vérifié la structure autant qu'une structure auto stable comme il est indiqué dans la figure ci-dessous

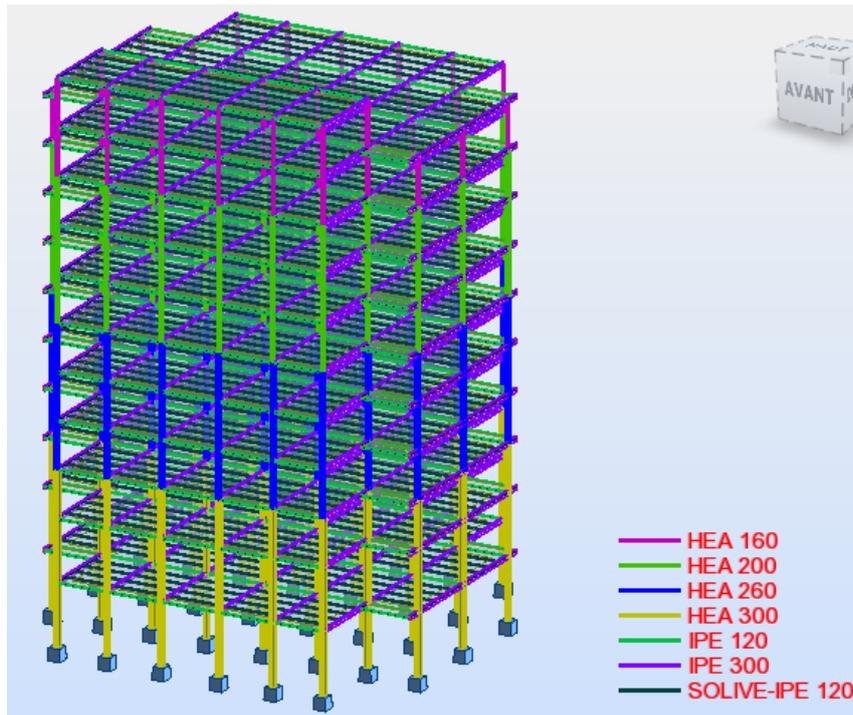


Figure.3 Structure sans contreventement

a- Les résultats du model initiale

L'analyse dynamique de la structure a conduit à

Une période fondamentale $T=8.29$ s

- Le 1^{er} mode est un mode de translation parallèlement à x-x
- Le 2^{ème} mode est un mode de torsion.
- Le 3^{ème} mode est un mode de translation parallèlement à y-y

Tableau.1 Valeurs des modes propres

Modes	Période (s)	$\sum U_x(\%)$	$\sum U_y(\%)$	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
1	8.29	79.80	0.00	79.80	0,00
2	3,18	80.19	0.00	0.39	0.00
3	2,73	80.19	81.41	0,00	81.41
4	2,67	89.37	81.41	9.18	0.00
5	1,49	92.70	81.41	3.34	0,00
6	1,16	93.10	81.41	0.40	0.00
7	1.00	93.10	91.39	0.00	9.98
8	0.96	94.38	91.39	1.28	0.00
9	0,79	95.31	91.39	0,93	0,00

Interprétations

Ce model nous donne une idée sur le comportement de la structure sans contreventement.

4.1.2. Etape 2

Pour cette étape on augmente la section des poteaux et poutres (HEA 300 pour les niveaux (10^{ème} 9^{ème}),HEA360 pour les niveaux (8 ,7 et 6^{ème}) , HEA400 pour les niveaux (5,4 et 3^{ème}) et HEA450 pour les niveaux (2^{ème} ,1^{ère} et RDC) et IPE300 pour les poutre principale et secondaires) qui reprend la totalité des charges horizontale due au séisme comme il est indiqué dans la figure ci-dessous.

b- Les résultats de l'étape 2

L'analyse dynamique de la structure a conduit à

Une période fondamentale $T=2.46$ s

- Le 1^{er} mode est un mode de translation parallèlement à x-x
- Le 2^{ème} mode est un mode de torsion.
- Le 3^{ème} mode est un mode de translation parallèlement à y-y

Tableau. 2 Valeurs des modes propres

Modes	Période (s)	$\sum U_x(\%)$	$\sum U_y(\%)$	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
1	2.46	86.54	0.00	86.54	0.00
2	2.23	86.54	81.45	0.00	81.45
3	1.97	87.29	81.45	0.76	0.00
4	0.80	94.63	81.45	7.33	0,00
5	0.70	94.63	90.66	0.00	9.20
6	0.63	94.73	90.66	0,10	0.00
7	0.45	96.76	90.66	2.03	0.00
8	0.38	96.76	93.85	0.00	3.19
9	0.35	96.89	93.85	0,13	0,00

4.1.3. Etape 3

Pour cette étape on augmente la section des poteaux et poutres (HEA 360 pour les niveaux (10^{ème} 9^{ème}),HEA400 pour les niveaux (8 ,7 et 6^{ème}) , HEA450 pour les niveaux (5,4 et 3^{ème}) et HEA500 pour les niveaux (2^{ème} ,1^{er} et RDC) et IPE400 pour les poutre principale et IPE 360 pour les poutres secondaires) qui reprend la totalité des charges horizontale due au séisme comme il est indiqué dans la figure ci-dessous

On a utilisé aussi des palés triangulés en X et Y sur les deux sens qui reprend la totalité des charges horizontale due au séisme comme il est indiqué dans la figure ci-dessous

a- Système de contreventement

Palées triangulées en X et Y sur les deux sens en Profilée 2 UPN 350

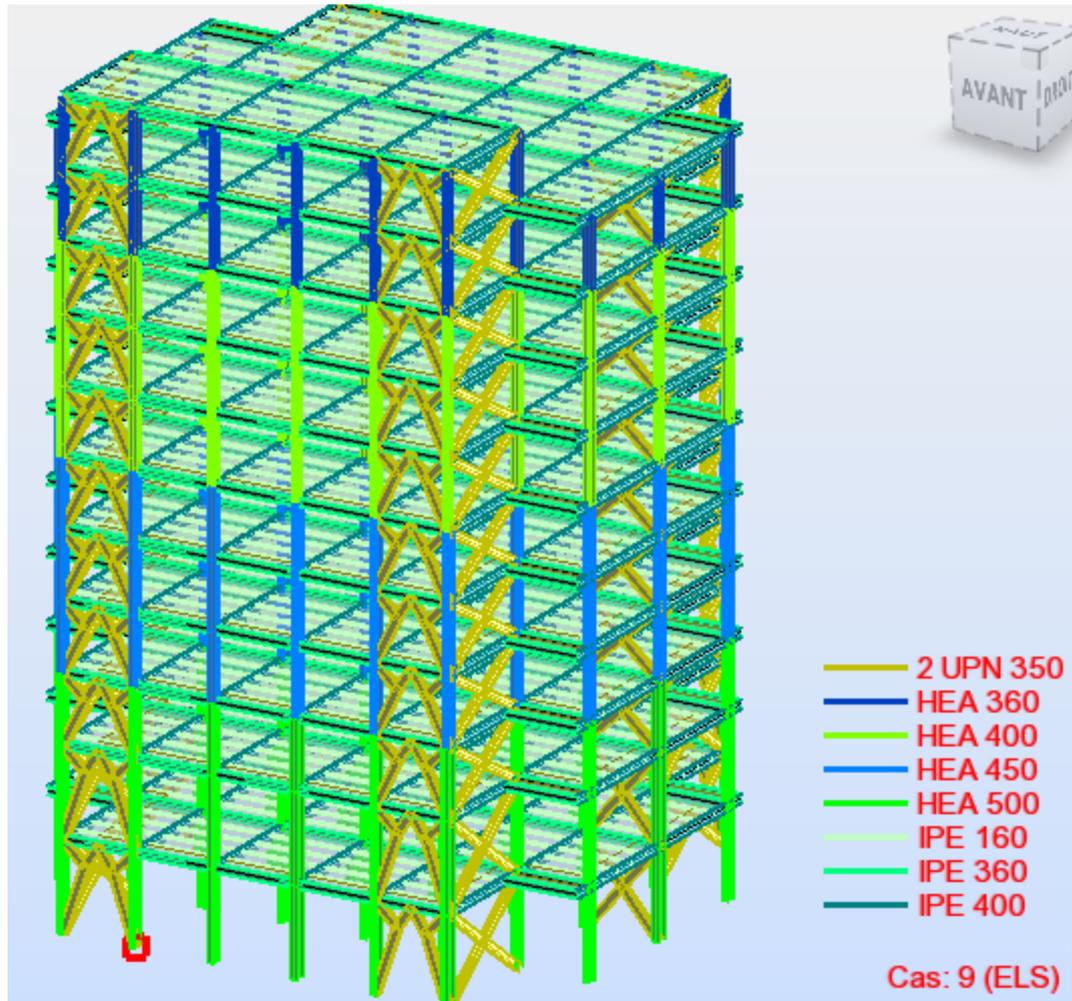
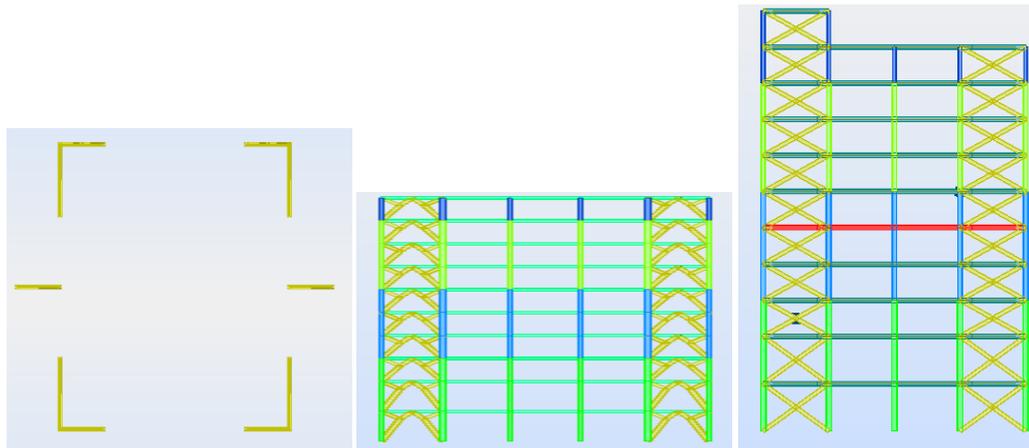


Figure.3 Structure avec palées triangulées en X et Y



1-Disposition de contreventement 2-contreventement en y 3-contreventement en x

a- Les résultats

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

Une période fondamentale $T= 1.09$ s

- Le 1^{er} mode est un mode de translation suivant x-x
- Le 2^{ème} mode est un mode de translation suivant y-y
- Le 3^{ème} mode est un mode est un mode de torsion.

b- Caractéristiques dynamiques propres

c-

Tableau 3 Les périodes et les facteurs de participation massique

Modes	Période (s)	$\sum U_x(\%)$	$\sum U_y(\%)$	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
1	1.09	73.52	0.00	73.52	0.00
2	0,86	73.52	73.82	0.00	73.82
3	0,64	73.79	73.82	0.26	0.00
4	0,31	90.88	73,82	17.09	0.00
5	0,23	90.88	90,52	0.00	16.70
6	0,19	91.08	90,52	0.20	0.00
7	0,15	95.08	90.52	4.58	0.00
8	0,14	95.66	90.52	0,00	0.00
9	0,13	95.66	90.52	0.01	0.00

d. Constatations

- Une période fondamentale : $T = 0.94 \text{ s}$.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 6^{ème} mode.
- Le premier mode et second mode sont des modes de translation (respectivement Parallèlement à y-y et à x-x).
- Le troisième mode est mode de torsion.

5. Estimation de la période fondamentale de la structure (T)

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

Les formules empiriques à utiliser dans notre cas selon le **RPA99/version 2003** sont

$$T = \min \left\{ \begin{array}{l} T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \quad \dots\dots\dots (4-6)\dots\dots (1) \\ T = C_T \times h_N^{3/4} \quad \dots\dots\dots (4-7)\dots\dots(2) \end{array} \right.$$

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

$$\left\{ \begin{array}{l} D_x = 24.2 \text{ m} \\ D_y = 22 \text{ m} \end{array} \right.$$

h_N hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N)

$\Rightarrow h_N = 35.54 \text{ m}$

C_T est un coefficient qui est fonction du système de contreventement, du type de remplissage est donné par le tableau 4.6 du RPA99/version2003.

$\Rightarrow C_T = 0,050$

$$T = \min \left\{ \begin{array}{l} T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} T_x = 0,09 \times \frac{35.54}{\sqrt{24.2}} = 0.64 \text{ s} \\ T_y = 0,09 \times \frac{35.54}{\sqrt{22}} = 0.67 \text{ s} \end{array} \right. \\ T = C_T \times h_N^{3/4} = 0,05 \times 35.54^{3/4} = 0.72 \text{ s} \end{array} \right.$$

La valeur de T considère dans les deux directions

- Sens (x-x) : $T_x = \min(0,64 ; 0,72) \Rightarrow T_x = 0,64 \text{ s.}$
- Sens (y-y) : $T_y = \min(0,67 ; 0,72) \Rightarrow T_x = 0,67 \text{ s.}$

6. Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente

La force sismique totale V appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule citée dans le règlement parasismique :

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

Avec :

A : coefficient d'accélération suivant la zone sismique et le groupe d'usage.

Tableau. 4 Coefficient d'accélération en fonction de la zone

Groupe d'usage	ZONE		
	I	II	III
IB	0,10	0,20	0,30

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

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases}$$

(formule (4.2) RPA 2003)

T1, T2 : périodes caractéristiques associée à la catégorie du site est donnée dans le tableau 4.7 de RPA99/version 2003.

Tableau .5 Périodes caractéristiques associée à la catégorie du site

Site	S1	S2	S3	S4
T ₁	0,15	0,15	0,15	0,15
T ₂	0,30	0,40	0,50	0,70

Donc :

$$T_2 \leq T_x \leq 3s \Rightarrow D_x = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}$$

$$T_2 \leq T_y \leq 3s \Rightarrow D_y = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}$$

$$\eta = \sqrt{7/(2+\xi)} \geq 0,7$$

η : facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement diffère à 5%)

Dans notre cas l'amortissement =5% $\Rightarrow \eta = 1$

$$\begin{cases} D_x = 2,12 \\ D_y = 2,05 \end{cases}$$

R : Coefficient de comportement global de la structure R = 3

Q : facteur de qualité

Le facteur de qualité de la structure est en fonction de :

- La redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité de contrôle de la construction.

La valeur de **Q** déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité **q** "est satisfait ou non".

Sa valeur est donné par le tableau **4.4 (RPA 99/version 2003)**.

Tableau 6 facteur de qualité

Les Critères	Pq // xx	Pq // yy
Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0
Redondance en plan	0	0
Régularité en plan	0.05	0.05
Régularité en élévation	0	0.05
Contrôle de la qualité des matériaux	0.05	0.05
Contrôle de la qualité de l'exécution	0.1	0.1

$Q_x=1,20$ $Q_y=1,25$

W : Poids de la structure, donne par l'équation $(G+\beta Q)$ imposée par le **RPA99 version 2003** avec $(\beta=0,2)$ pour un bâtiment à usage habitation (**Tableau 4.5 RPA99 V2003**).

W=31635.13 kN (calcul automatique)

Sens	A	D	Q	R	W
x-x	0.30	2.12	1.20	3	31635.13
y-y	0.30	2.05	1.25	3	31635.13

Sens	V dynamique	V	0.8 V	Ratio	Note
x-x	4450.38	5784.48	4627.58	1.04	VERIFIER
y-y	4492.00	5836.68	4669.35	1.04	VERIFIER

7. Vérification des déplacements inter étages

L'une des vérifications préconisées par le **RPA99 version 2003**, concerne les déplacements latéraux inter- étages, selon l'article 5.10 du **RPA99 version 2003** l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :

$$\Delta_x^k \leq \bar{\Delta} \quad \text{et} \quad \Delta_y^k \leq \bar{\Delta} \quad \text{Avec}$$

$\bar{\Delta}$ est le déplacement admissible

$$\bar{\Delta} = 0.01h_e \quad \text{où} \quad h_e \text{ est la hauteur de l'étage.}$$

Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit

$$\delta_x^k = R \cdot \delta_{ex}^k \quad \text{Et} \quad \delta_y^k = R \cdot \delta_{ey}^k$$

δ_e^k : Déplacement due aux forces sismiques E_i (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement (R=3)

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

$$\Delta_{ex}^k = \delta_{ex}^k - \delta_{ex}^{k-1} \quad \text{Et} \quad \Delta_{ey}^k = \delta_{ey}^k - \delta_{ey}^{k-1}$$

Tableau.7 Vérification déplacement inter étages sens X

Etage	U _x	dr U _x (cm)	δ _e ^k	H étage/100 (cm)	Note
10 ^{ème}	0.34	0.34	1.02	3.06	Vérifier
9 ^{ème}	0.99	0.66	1.98	3.06	Vérifier
8 ^{ème}	1.58	0.58	1.74	3.06	Vérifier
7 ^{ème}	2.23	0.66	1.98	3.06	Vérifier
6 ^{ème}	2.93	0.70	2.1	3.06	Vérifier
5 ^{ème}	3.65	0.72	2.16	3.06	Vérifier
4 ^{ème}	4.37	0.72	2.16	3.06	Vérifier
3 ^{ème}	5.07	0.70	2.1	3.06	Vérifier
2 ^{ème}	5.74	0.67	2.01	3.06	Vérifier
1 ^{ere}	6.36	0.63	1.89	4	Vérifier
RDC	5.12	0.76	2.28	4	Vérifier

Tableau.8 Vérification déplacement inter étages sens y

Etage	U _y (cm)	dr U _y (cm)	δ _e ^k	H étage/100 (cm)	Note
10 ^{ème}	0.26	0.26	0.78	3.06	Vérifier
9 ^{ème}	0.73	0.47	1.41	3.06	Vérifier
8 ^{ème}	1.16	0.43	1.29	3.06	Vérifier
7 ^{ème}	1.64	0.48	1.44	3.06	Vérifier
6 ^{ème}	2.15	0.51	1.53	3.06	Vérifier
5 ^{ème}	2.68	0.52	1.56	3.06	Vérifier
4 ^{ème}	3.20	0.52	1.50	3.06	Vérifier
3 ^{ème}	3.71	0.51	1.53	3.06	Vérifier
2 ^{ème}	4.20	0.49	1.47	3.06	Vérifier
1 ^{ere}	4.66	0.46	1.38	4	Vérifier
RDC	5.12	0.46	1.38	4	Vérifier

Les déplacements relatifs inter étages sont inférieurs à la limite imposée par « RPA99version 2003 ».

8. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ (les effets du second ordre)

Les effets de second ordre (l'effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

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

Avec

p_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau K

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau 'K'

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

h_k : Hauteur d'étage 'k' comme indique-la figure.

Tableau. 9 justifications vis-à-vis de l'effet p-Δ (sens X-X)

Étage	Pk(kn)	Δk	Vk	Hk	Θ	Note
10 ^{ème}	838.86	0.76	247.09	3.06	0.00084	Vérifie
9 ^{ème}	4488.37	0.63	1117.91	3.06	0.00082	Vérifie
8 ^{ème}	7731.52	0.67	1712.59	3.06	0.00098	Vérifie
7 ^{ème}	11004.20	0.70	2167.47	3.06	0.00011	Vérifie
6 ^{ème}	14267.67	0.72	2536.76	3.06	0.00013	Vérifie
5 ^{ème}	17427.04	0.72	2858.73	3.06	0.0014	Vérifie
4 ^{ème}	20684.12	0.70	3147.94	3.06	0.0015	Vérifie
3 ^{ème}	23931.92	0.66	3410.26	3.06	0.0015	Vérifie
2 ^{ème}	27931.92	0.58	3648.08	3.06	0.0014	Vérifie
1 ^{ere}	30530.74	0.66	3850.70	4	0.0013	Vérifie
RDC	33811.90	0.34	3944.51	4	0.00072	Vérifie

Tableau.10 justification vis-à-vis de l'effet p-Δ (sens Y-Y)

Étage	Pk(kn)	Δk	Vk	Hk	Θ	Note
9 ^{ème}	4488.37	0.46	1226.10	3.06	0.00055	Vérifie
8 ^{ème}	7731.52	0.49	1931.9	3.06	0.00064	Vérifie
7 ^{ème}	11004.20	0.57	2496.73	3.06	0.00082	Vérifie
6 ^{ème}	14267.67	0.52	2955.2	3.06	0.00082	Vérifie
5 ^{ème}	17427.04	0.52	3343.45	3.06	0.00088	Vérifie
4 ^{ème}	20684.12	0.41	3690.39	3.06	0.00075	Vérifie
3 ^{ème}	23931.92	0.48	4000.75	3.06	0.00093	Vérifie
2 ^{ème}	27931.92	0.43	4261.65	3.06	0.00092	Vérifie
1 ^{ere}	30530.74	0.47	4455.01	4	0.00080	Vérifie
RDC	33811.90	0.26	4535.25	4	0.00048	Vérifie

Conclusion

Vu les résultats obtenus, les conditions θ_x et $\theta_y \leq 0,1$ sont satisfaites, d'où l'effet P- Δ peut être négligé.⁷

Conclusion

Les étapes de vérification suivies pour définir le modèle final étaient de

- Déterminer les modes propres de telle sorte que le 1^{ère} et 2^{ème} translation, la 3^{ème} torsion pour avoir plus de sécurité.
- Vérifier l'effort tranchant à la base obtenue par l'approche statique équivalente est spécifié comme l'effort tranchant minimal à la base, avec l'amplification de ce obtenu par l'analyse dynamique qui est ajustée par rapport à la valeur obtenue par le calcul statique équivalent s'il été inférieur.
- Vérifier l'effet P- Δ pour la stabilité de structure.

1. Introduction

Après avoir fait le choix de la structure porteuse du bâtiment (poteaux, poutres) on dimensionne chaque élément à partir des conditions suivantes

Vérification faite selon la condition de résistance.

2. Vérification des poutres

Les poutres principales sont des éléments structuraux, qui supporte les charges des planchers et les transmettent aux poteaux, elles sont sollicitées principalement par un moment fléchissant.

2.1. Poutre principale

On prend un IPE 400.

D'après le Logiciel **ROBOT**, on prend la valeur G+Q+EX

Le moment et l'effort tranchant sollicitant ont pour valeurs

$M_{sd} = 212.89 \text{ N.m}$

$V_{sd} = 108.19 \text{ kN}$

➤ **Vérification de la résistance**

On doit vérifier que $M_{sd} < M_{ply}$

6.2.2.1 Largeur de la dalle

$$b_{eff} = \inf \left\{ \begin{array}{l} 2 \times L_0 / 8 \dots\dots\dots L : \text{longueur libre d'une poutre simplement appuie} \\ b \dots\dots\dots \text{Entraxe entre les poutres} \end{array} \right.$$

$$b_{eff} = \inf \left\{ \begin{array}{l} 2 \times L_0 / 8 = 2 \times 5.5 / 8 = 1.375 \text{ m} \\ b = 5.5 \text{ m} \end{array} \right.$$

Donc \longrightarrow $b_{eff} = 1.375 \text{ m}$

➤ **Position de l'axe neutre plastique**

- $R_{béton} = 0,57 \times f_{ck} \times b_{eff} \times h_c = 0,57 \times 25 \times 1375 \times 80 \times 10^{-3} = 1567.5 \text{ kN}$
- $R_{Acier} = 0,95 \times f_y \times A_0 = 0,95 \times 275 \times 8446 \times 10^{-3} = 2206.51 \text{ kN}$

$R_{béton} < R_{Acier}$

$A_w = 0.95 \times f_y \times A_{vz} = 0.95 \times 275 \times 4269 \times 10^{-3}$

$A_w = 1115.27 \text{ KN}$

$R_{béton} > R_w$

Axe neutre se trouve dans l'âme de profilé IPE400 . Donc le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

$$M_{plrd} = R_a \times \left(\frac{ha}{2}\right) + R_b \times \left(\frac{hc}{2} + hp\right)$$

$$M_{plrd} = 2206.51 \times \left(\frac{400}{2}\right) + 1567 \times \left(\frac{80}{2} + 40\right) = 566.70 \text{ KN}$$

$$M_{sd} = 212.89 \text{ kN.m} < M_{plrd} = 566.70 \text{ KN.m} \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

➤ **Vérification de l'effort tranchant**

On doit vérifier que $V_{sd} \leq V_{pl,rd}$

$$V_{plrd} = \frac{f_y \times A_v}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = \frac{275 \times 4269}{\sqrt{3} \times 1} 10^{-3} = 677.79 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 108.19 \text{ kN} < V_{plrd} = 677.79 \text{ kN}$$

La condition est vérifiée

➤ **Vérification de l'interaction de l'effort tranchant**

$$V_{sd} = 108.19 \text{ KN} < 0.5 V_{plrd} = 338.89 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 266.52 \text{ KN} < 0.5 V_{plrd} = 419.03 \text{ KN} \quad \text{La condition est vérifiée}$$

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

2.2. Poutre secondaire

On prend un IPE 360.

➤ **Largeur de la dalle**

$$b_{eff} = \inf \begin{cases} 2 \times L_0 / 8 \dots\dots\dots L : \text{longueur libre d'une poutre simplement appuie} \\ b \dots\dots\dots \text{Entraxe entre les poutres} \end{cases}$$

$$b_{eff} = \inf \begin{cases} 2 \times L_0 / 8 = 2 \times 3.8 / 8 = 0.95 \text{ m} \\ b = 3.8 \text{ m} \end{cases}$$

Donc \longrightarrow $b_{eff} = 0.95 \text{ m}$

➤ **Position de l'axe neutre plastique**

- $R_{béton} = 0,57 \times f_{ck} \times b_{eff} \times h_c = 0,57 \times 25 \times 950 \times 80 \times 10^{-3} = 1083 \text{ kN}$
- $R_{Acier} = 0,95 \times f_y \times A_0 = 0,95 \times 275 \times 7273 \times 10^{-3} = 1900.07 \text{ kN}$

$$R_{béton} < R_{Acier}$$

$$A_w = 0.95 \times f_y \times A_{vz} = 0.95 \times 275 \times 3514 \times 10^{-3}$$

$$A_w = 918.03 \text{ KN}$$

$$R_{béton} > R_w$$

Axe neutre se trouve dans l'âme de profilé IPE 360 . Donc le moment résistant plastique développé par la section mixte est

$$M_{plrd} = R_a \times \left(\frac{h_a}{2}\right) + R_b \times \left(\frac{h_c}{2} + h_p\right)$$

$$M_{plrd} = 1900.07 \times \left(\frac{360}{2}\right) + 1083 \times \left(\frac{80}{2} + 40\right) = 428.65 \text{ KN}$$

$$M_{Pl,rd} > M_{sd} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$$r = \frac{142.35}{428.65} = 0.33$$

$$V_{plrd} = \frac{f_y A_v}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{275 \cdot 3514}{\sqrt{3} \cdot 1} \cdot 10^{-3} = 577.92 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = 142.35 \text{ KN} < V_{plrd} = 577.92 \text{ KN}$$

➤ **Vérification de l'interaction de l'effort tranchant**

$$V_{sd} = 142.35 \text{ KN} < 0.5 V_{plrd} = 388.89 \text{ KN} \quad \text{La condition est vérifiée}$$

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

2.3. Solive

En pondre IPE 160

D'après le Logiciel **ROBOT**, on prend la valeur ELU

Le moment et l'effort tranchant sollicitant ont pour valeurs

$$M_{sd} = 12.98 \text{ kN.m}$$

$$V_{sd} = 21.98 \text{ kN}$$

➤ **Vérification de la résistance**

On doit vérifier que $M_{sd} < M_{ply}$

➤ **Largeur de la dalle**

$$b_{eff} = \inf \begin{cases} 2 \times L_0 / 8 \dots\dots\dots L : \text{longueur libre d'une poutre simplement appuie} \\ b \dots\dots\dots \text{Entraxe entre les poutres} \end{cases}$$

$$b_{eff} = \inf \begin{cases} 2 \times L_0 / 8 = 2 \times 3.8 / 8 = 0.95 \text{ m} \\ b = 3.8 \text{ m} \end{cases}$$

Donc \longrightarrow $b_{eff} = 0.95 \text{ m}$

➤ **Position de l'axe neutre plastique**

- $R_{béton} = 0,57 \times f_{ck} \times b_{eff} \times h_c = 0,57 \times 25 \times 950 \times 80 \times 10^{-3} = 1083 \text{ kN}$
- $R_{Acier} = 0,95 \times f_y \times A_0 = 0,95 \times 275 \times 2010 \times 10^{-3} = 525.11 \text{ kN}$

$$R_{béton} > R_{Acier}$$

Axe neutre se trouve dans la dalle de béton . Donc le moment résistant plastique développé par la section mixte est

$$M_{pl,Rd} = R_{acier} \left[\frac{h_a}{2} + h_c + h_p - \left(\frac{R_{acier}}{R_{béton}} \cdot \frac{h_c}{2} \right) \right]$$

$$M_{pl,rd} = 525.11 \times 10^3 \left[\frac{300}{2} + 80 + 40 - \left(\frac{525.11 \times 10^3 \times 80}{2 \times 1083 \times 10^3} \right) \right] = 94.83 \text{KN.m}$$

$$M_{pl,rd} > M_{sd} \Rightarrow \text{vérifiée} \quad r = \frac{12.98}{94.83} = 0.13$$

$M_{sd} = 12.98 \text{ kN.m} < M_{ply} = 94.83 \text{ kN.m}$ La condition est vérifiée.

➤ Vérification de l'effort tranchant

$$V_{plrd} = \frac{f_y A_v}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{275 \cdot 922}{\sqrt{3} \cdot 1} 10^{-3} = 153.37 \text{KN}$$

$V_{sd} = 12.98 \text{ KN} < V_{plrd} = 153.37 \text{KN}$ La condition est vérifiée.

➤ Vérification de l'interaction de l'effort tranchant

$V_{sd} = 12.98 \text{ KN} < 0.5 V_{plrd} = 76.86 \text{KN}$ La condition est vérifiée

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

✓ Remarque

Pour la vérification au déversement

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

2.4. Vérification des poteaux

Les poteaux sont des éléments qui travaillent principalement à la compression et à la flexion et cela par les charges du plancher et des efforts horizontaux, donc les poteaux sont dimensionnés à la flexion composée.

Vérification des poteaux

D'après le Logiciel Autodesk Robot, on prend les valeurs de charges les plus importantes pour les poteaux du 1^{er} étage sous la combinaison la plus défavorable

➤ Vérification du flambement

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

$$\frac{N_{sd}}{x_{min} \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}}} + K_y \times \frac{M_{sdy}}{W_{ply} \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}}} + K_z \times \frac{M_{sdz}}{W_{plz} \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}}} \leq 1$$

Détermination de la longueur de flambement (nœud déplaçable)

$$\frac{L_f}{L_0} = \sqrt{\frac{1 - 0.2(\eta_1 + \eta_2) - 0.12(\eta_1 \eta_2)}{1 - 0.8(\eta_1 + \eta_2) + 0.6(\eta_1 \eta_2)}}$$

η_1, η_2 : Facteurs de distribution pour poteaux continus.

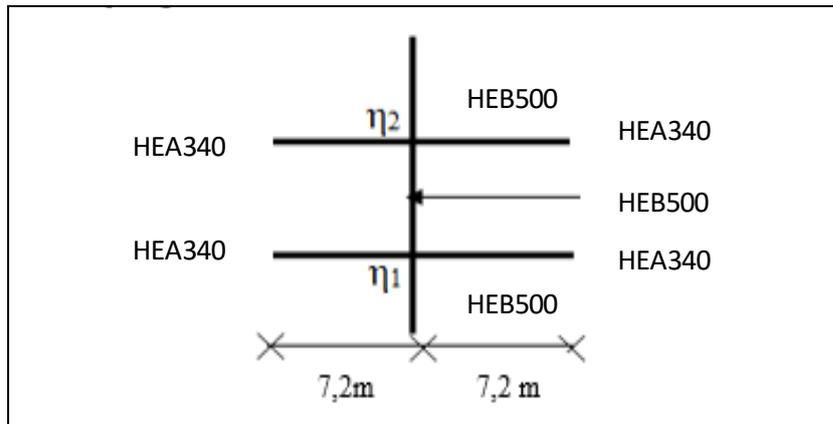


Figure .1 : Facteurs de distribution de rigidité.

$$\eta_1 = \frac{\sum K_{poteaux}}{\sum K_{poteaux} + \sum K_{poutres}} \quad \eta_2 = \frac{\sum K_{poteaux}}{\sum K_{poteaux} + \sum K_{poutres}}$$

Avec

$K_{poteaux}$: sont les rigidités des poteaux = I / H

K_{poutre} : rigidité des poutres = I / L

(y-y)

$$K_{poteaux1} = \frac{86970}{400} = 217.42 \text{ cm}^3$$

$$K_{poteaux2} = 217.42 \text{ cm}^3$$

$$K_{poutre1} = \frac{23130}{550} = 42.05 \text{ cm}^3$$

$$K_{poutre2} = 42.05 \text{ cm}^3$$

$$\eta_1 = \frac{217.42 + 217.42}{217.42 + 217.42 + 42.05 + 42.05} = 0.83$$

$$\eta_2 = 0 \text{ (encastrement)}$$

$$\frac{Lfy}{L} = \frac{1+0.145(\eta_1+\eta_2)+0.265(\eta_1*\eta_2)}{2-0.364(\eta_1+\eta_2)-0.247(\eta_1*\eta_2)}$$

$$\frac{Lfy}{L} = \frac{1+0.145(0.83)}{2-0.364(0.83)} = 0.66$$

$$Lfy = 0.66 \times L$$

$$Lfy = 0.66 \times 4$$

$$Lfy = 2.66 \text{ m}$$

(z-z)

$$K \text{ poteaux1} = \frac{10370}{400} = 25.92 \text{ cm}^3$$

$$K \text{ poteaux2} = 25.92 \text{ cm}^3$$

$$K \text{ poutre1} = \frac{1318}{550} = 2.39 \text{ cm}^3$$

$$K \text{ poutre1} = 2.39 \text{ cm}^3$$

$$\eta_1 = \frac{25.92+25.92}{25.92+25.92+2.39+2.39} = 0.91$$

$$\eta_2 = 0 \text{ (encastrement)}$$

$$\frac{Lfz}{L} = \frac{1+0.145(\eta_1+\eta_2)+0.265(\eta_1*\eta_2)}{2-0.364(\eta_1+\eta_2)-0.247(\eta_1*\eta_2)}$$

$$\frac{Lfz}{L} = \frac{1+0.145(0.91)}{2-0.364(0.91)} = 0.67$$

$$Lfz = 0.67 \times L$$

$$Lfz = 0.67 \times 4$$

$$Lfz = 2.68 \text{ m}$$

$$L_{fy} = 2.66 \text{ m}$$

$$L_{fz} = 2.68 \text{ m}$$

✓ **Calcul de χ_{\min}**

$$\lambda_y = \frac{Lfy}{i_y} = \frac{266}{20.98} = 12.67$$

$$\lambda_z = \frac{Lfz}{i_z} = \frac{268}{7.24} = 37.01$$

Avec

$\beta_A = 1$ Pour les sections transversales de classe 1, 2 ou 3.

$$\lambda_1 = 93,9 \varepsilon \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0.924$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta A} = \frac{12.67}{93.91 \times 0.924}$$

$$\bar{\lambda}_y = 0.192 < 0.2$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta A} = \frac{37.01}{93.91 \times 0.924}$$

$$\bar{\lambda}_z = 0.426 > 0.2$$

$$\frac{h}{b} = \frac{490}{300} = 1.63 \quad t_f = 23 < 40$$

(y-y) \Rightarrow courbe de flambement (a) $\Rightarrow \alpha = 0.21$

(z-z) \Rightarrow courbe de flambement (b) $\Rightarrow \alpha = 0.34$

$$\text{CCM97.tab.5.5.1} \left\{ \begin{array}{l} \phi_y = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2] = 0,5[1 + 0,21(0,192 - 0,2) + 0,192^2] = 0,51 \\ \phi_z = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2] = 0,5[1 + 0,34(0,426 - 0,2) + 0,426^2] = 0,62 \end{array} \right.$$

$$\chi_y = \frac{1}{(\phi_y + \sqrt{(\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2)})} = \frac{1}{(0,51 + \sqrt{(0,51^2 - 0,192^2})} = 1.36 > 1$$

$$\chi_z = \frac{1}{(\phi_z + \sqrt{(\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2)})} = \frac{1}{(0,62 + \sqrt{(0,62^2 - 0,426^2})} = 0,93 < 1$$

$$\chi_{\min} = \min\{\chi_y; \chi_z\} = \min\{1.36; 0.93\} = 0.93$$

• Calcul de K_y et K_z

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \times N_{sd}}{X \times A \times f_y / 1.1} < 1.5$$

$$K_z = 1 - \frac{\mu_z \times N_{sd}}{X \times A \times f_y / 1.1} < 1.5$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2 \beta_{m_y} - L_y) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ply}} = 0.192(2 \times 1.688 - 2.66) + \frac{3949 - 3550}{3949}$$

$$\mu_y = 0.23 < 0.9$$

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z (2 \beta_{m_z} - L_z) + \frac{W_{plz} - W_{elz}}{W_{plz}} = 0.426(2 \times 1.79 - 2.66) + \frac{1059 - 691.1}{1059}$$

$$\mu_z = 1.73 < 0.9$$

β_{m_y} et β_{m_z} Facteurs de moment uniforme équivalent pour le flambement.

$$\beta_{M_y \phi} = 1,8 - 0,7 \cdot \phi \quad \text{Avec } \phi = \frac{M_{\min}}{M_{\max}}$$

$$\phi = \frac{M_{\min}}{M_{\max}} = \frac{104.4}{628.24} = 0.16 \rightarrow \beta_{M_y \phi} = 1.688$$

$$\beta_{M_z\phi} = 1,8 - 0,7\phi$$

$$\phi = \frac{M_{\min}}{M_{\max}} = \frac{1,47}{269,19} = 0,0054 \rightarrow \beta_{m_z} = 1,79$$

$$K_y = 1 - \frac{0,23 \times 2712 \times 10^3}{0,93 \times 197,5 \times 2 \times 275 / 1,1} = 0,87 < 1,5$$

$$K_z = 1 - \frac{0,73 \times 2712 \times 10^3}{0,93 \times 197,5 \times 10^2 \times 275 / 1,1} = 0,60 < 1,5$$

$$\frac{N_{sd}}{X \times A \times \frac{f_y}{1,1}} + K_y * \frac{M_{y_{sd}}}{W_{ply} \times \frac{f_y}{1,1}} + K_z * \frac{M_{z_{sd}}}{W_{plz} \times \frac{f_y}{1,1}} < 1$$

$$\frac{2712 \times 10^3}{0,93 \times 197,5 \times 10^2 \times \frac{275}{1,1}} + 0,87 \times \frac{104,4 \times 10^6}{3949 \times 10^3 \times \frac{275}{1,1}} + 0,60 \times \frac{1,47 \times 10^6}{1059 \times 10^3 \times \frac{275}{1,1}} = 0,69 < 1$$

La Condition Vérifiée.

On adopte le profilé **HEA 500** pour les poteaux du 1^{er} étage.

• **Remarque**

Les mêmes étapes seront suivies pour les vérifications des autres poteaux, les résultats sont regroupés dans le tableau suivant

Tableau 1 : Résistance des poteaux.

Niveau étage	Profilé	N _{sd} (kN)	M _{sd_y} (kN.m)	M _{sd_z} (kN.m)	χ _{min}	β _{my}	β _{mz}
9 ^{ème}	HEA 360	106.77	82.65	73.57	0.93	1.70	1,57
6 ^{ème}	HEA 400	538.06	40.95	79.06	0.94	1.76	1.569
3 ^{ème}	HEA 450	1050.06	3.13	58.8	0.96	0.79	1.639
RDC	HEA 500	2712	104.4	1.47	0.93	1.688	1,79

Niveau étage	μ _y	μ _z	K _y	K _z	Condition
9 ^{ème}	0.83	0.68	0.97	0.90	0,53 < 1 - *C.V
6 ^{ème}	0.30	0.68	0.96	0.90	0.48 < 1 C.V
3 ^{ème}	0.28	0,34	0.93	0,92	0.68 < 1 C.V
RDC	0.23	0.73	0.87	0.60	0,69 < 1 C.V

➤ Vérification du déversement

Les éléments à section transversale pour lesquels le déversement représente un mode potentiel de ruine doivent également satisfaire à la condition suivante :

$$\bar{\lambda} Lt = \sqrt{\frac{\beta w \times w_{ply} \times f_y}{M_{cr}}}$$

✓ poteau HEA 500(RDC)

$$M_{cr} = C1 \frac{\pi^2 \times E \times I_z}{(K \times L)^2} \times \sqrt{(K/K_w)^2 \times I_w / I_z + ((K \times L)^2 \times G \times I_t) / (\pi^2 E \times I_z)}$$

$$\beta = 1$$

$$I_w = I_z \times \left(\frac{h-t_f}{2}\right)^2 = 10370.10^4 \left(\frac{490-23}{2}\right)^2$$

$$I_w = 5.65.10^{12}$$

$$I_t = \frac{1}{3} \times (d \times t_w^3 + 2b \times t_f^3) = \frac{1}{3} \times (390 \times 12^3 + 2 \times 300 \times 23^3)$$

$$I_t = 2.65 \times 10^6$$

$$C1 = 3.348$$

$$C2 = 0$$

$$C3 = 0.837$$

$$G = 87500$$

$$M_{cr} = 3.348 \frac{\pi^2 \times 2.1 \times 10^5 \times 10370 \times 10^4}{(0.5 \times 4000)^2}$$

$$\times \sqrt{\left(\frac{0.5}{0.5}\right)^2 \times \frac{5.65.10^{12}}{10370.10^4} + \frac{(0.5 \times 4000)^2 \times 87500 \times 2.65 \times 10^6}{\pi^2 \times 2.1 \times 10^5 \times 10370 \times 10^4}}$$

$$M_{cr} = 235.18 \times 10^9 \text{ N.mm}$$

$$\bar{\lambda} Lt = \sqrt{\frac{1 \times 3949 \times 10^3 \times 275}{235.18 \times 10^9}} = 0.06 < 0.4 \quad \text{cv}$$

• Remarque

Les mêmes étapes seront suivies pour les vérifications des autres poteaux, les résultats sont regroupés dans le tableau suivant .

Tableau 3 : déversement des poteaux

Niveau étage	Iw	It	Mcr	$\bar{\lambda} Lt$	Condition
9 ^{ème}	2.28×10^{12}	1.15×10^6	40.72×10^9	$0.11 < 0.4$	Vérifier
6 ^{ème}	2.94×10^{12}	1.5×10^6	4.82×10^{10}	$0.11 < 0.4$	Vérifier
3 ^{ème}	4.15×10^{12}	2.02×10^6	12.88×10^9	$0,26 < 0.4$	Vérifier
RDC	5.65×10^{12}	$2,65 \times 10^6$	235.18×10^9	$0.06 < 0.4$	Vérifier

• Conclusion

En prendre les choix final des profilés comme tableau suivant :

Tableau 4 : Les profilés finaux

Niveau étage	Profilé
10 ^{ème}	HEA 360
9 ^{ème}	HEA 360
8 ^{ème}	HEA 400
7 ^{ème}	HEA 400
6 ^{ème}	HEA 400
5 ^{ème}	HEA 450
4 ^{ème}	HEA 450
3 ^{ème}	HEA 450
2 ^{ème}	HEA 500
1 ^{er}	HEA 500
RDC	HEA 500

3. Dimensionnement des contreventements

3.1. Dimensionnement des contreventements

Les efforts sollicitant les plus défavorables calculés par le logiciel sous la combinaison

$$G + Q + 1,25E_y$$

$$N_{sd} = 1382.65 \text{ kN}$$

Le profilé choisit 2UPN 350

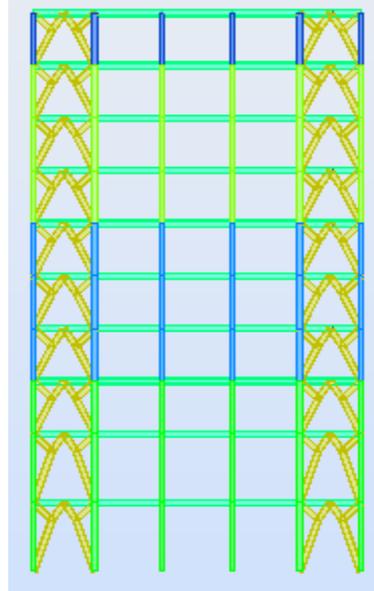


Figure .2 : contreventement en Y dans le sens Y.

➤ Vérifications à la traction simple

Il faut vérifier que $N_{sd} \leq N_{pl,Rd}$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{2 \times 7730 \times 275}{1.1} \times 10^{-3} \text{ KN} = 3865 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 1382.65 \times 10^{-3} \text{ kN} < N_{pl,Rd} = 3865 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Vérifications à la compression simple

$$\text{Il faut vérifier que } N_{sd} \leq N_R = \chi \frac{\beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{M1}}$$

Avec

$$\beta_A = 1 \text{ Pour les sections classe 1 et 2.}$$

$$\gamma_{M1} = 1,1$$

χ Facteur de réduction pour le déversement.

$$f_y = 275 \text{ MPa}$$

$$L = l_f = 3.16 \text{ m}$$

$$\lambda_y = \frac{l_{fy}}{i_y} = \frac{3160}{2 \times 0.129} = 24.49$$

$$\lambda_z = \frac{l_{fz}}{i_z} = \frac{3160}{2 \times 0.027} = 116.17$$

$$\lambda = \max \{ \lambda_y, \lambda_z \} = \max \{ 24.49; 116.17 \} = 116.17$$

Choix de la courbe de flambement (CCM97.Tab 5.5)

⇒ Courbe de flambement c ⇒ α=0,34

$$\bar{\lambda} = (26.7/93.9)=0.28$$

$$\phi=0,5[1+\alpha(\bar{\lambda}-0,2)+\bar{\lambda}^2] = 0,5[1+0,34(0,28-0,2)+0,28^2] =0,55$$

$$\chi = \frac{1}{(\phi+\sqrt{(\phi^2-\bar{\lambda}^2)})} = \frac{1}{(0,55+\sqrt{(0,55^2-0,28^2)})} =0,97<1$$

$$N_{sd} = 1867.7\text{kN} < N_{bRd} = 2728.12 \text{ kN} \text{ Condition vérifiée}$$

$$\lambda_y = \frac{l_{fy}}{i_y} = \frac{0.5 \times 4000}{127.4} = 15.69$$

$$\lambda_z = \frac{l_{fz}}{i_z} = \frac{0.5 \times 4000}{74,3} = 26.91$$

$$\lambda = \max \{ \lambda_y, \lambda_z \} = \max \{ 15.69; 26.91 \} = 26.91$$

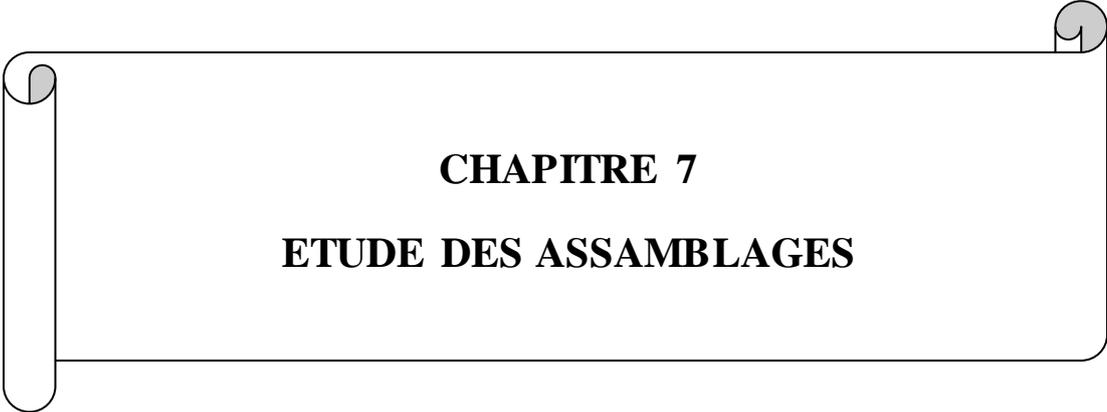
Choix de la courbe de flambement (CCM97.Tab 5.5.3)

$$\bar{\lambda} = (26.7/93.9)=0.28$$

$$\phi=0,5[1+\alpha(\bar{\lambda}-0,2)+\bar{\lambda}^2] = 0,5[1+0,34(0,28-0,2)+0,28^2] =0,55$$

$$\chi = \frac{1}{(\phi+\sqrt{(\phi^2-\bar{\lambda}^2)})} = \frac{1}{(0,55+\sqrt{(0,55^2-0,28^2)})} =0,97<1$$

$$N_{sd} = 1867.7\text{kN} < N_{bRd} = 2728.12 \text{ kN} \text{ Condition vérifiée}$$

A decorative border resembling a scroll, with a vertical strip on the left side and rounded corners. The text is centered within this border.

CHAPITRE 7
ETUDE DES ASSAMBLAGES

1. Introduction

La conception et le calcul des assemblages revêtent, en construction métallique, une importance équivalente à celle du dimensionnement des pièces pour la sécurité finale de la construction.

En effet, les assemblages constituent des points de passage obligé pour les sollicitations régnant dans les différents composants structurels en cas de défaillance d'un assemblage, c'est bien le fonctionnement global de la structure qui est remis en cause.

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

On distingue parmi les assemblages

- Les assemblages articulés.
- Les assemblages encastrés (rigides).

Les principaux modes d'assemblage

- Le rivetage.
- Le boulonnage.
- Le soudage.
- Le collage.

2. Calcul des assemblages

2.1. Assemblage Poteau –Poutre (HEA450-IPE400)

➤ Vérification manuel

2.1.1. Efforts sollicitant

Les efforts sollicitant de l'assemblage sous la combinaison $G + Q + Ex$

$$M_{sd} = 212.89 \text{ KN.m}$$

$$V_{sd} = 108.19 \text{ kN}$$

2.1.2. Calcul de la soudure platine-poutre IPE400

➤ Calcul de l'épaisseur du cordon sur la semelle

$$\left\{ \begin{array}{l} L1=180 \text{ mm} \\ L2=85.70 \text{ mm} \\ L3=373 \text{ mm} \end{array} \right.$$

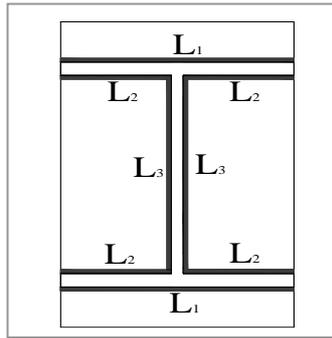


Figure .1 Assemblage soudé poutres –platine.

h : la hauteur du profilé.

➤ La nuance d'acier utilisé est S275 donc $\begin{cases} \beta_w = 1 \\ \gamma_{mw} = 1.1 \\ f_u = 430 \end{cases}$

La longueur totale des cordons de soudure de la semelle $l_1 = 180 \text{ mm}$

$$a_s > \frac{\sqrt{2} \times M_{sd} \times \gamma_{mw}}{L_1 \times f_u \times h}$$

$$a_s > \frac{\sqrt{2} \times 212.89 \times 10^6 \times 1.1}{180 \times 430 \times 400} = 10.65 \text{ mm}$$

On prend $a_s = 12 \text{ mm}$

➤ Calcul de l'épaisseur du cordon sur l'âme

$$a_w > \frac{\sqrt{3} \times V_{sd} \times \gamma_{mw} \times \beta_w}{L_3 \times f_u \times h}$$

$$a_w > \frac{\sqrt{3} \times 108.19 \times 10^3 \times 1 \times 1.1}{180 \times 430 \times 400} = 1.41 \text{ mm}$$

On prend $a_w = 5 \text{ mm}$

On prend une valeur commune $a = 12 \text{ mm}$

2.1.3. Choix de diamètre du boulon

Epaisseur de la platine : $ép = 15 \text{ mm}$

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

On à l'épaisseur de la platine $t = 15 \text{ mm}$ alors on prend $\emptyset = 16 \text{ mm}$.

2.1.4 Détermination du nombre de boulons nécessaires

En choisir nombre des boulons 10 de M16 et de classe 10.9

Condition de la résistance au cisaillement des boulons

$$F_{v,sd} \leq F_{v,rd} \quad F_{v,rd} = \frac{V_{sd}}{n}$$

$$F_{v,rd} = 0,5 f_{ub} \cdot A_s / \gamma_{Mb}$$

$$0,5 \times A_s \cdot f_{ub} > \frac{V_{sd} \times \gamma_{Mb}}{5}$$

$$0,5 \times 157 \cdot 1000 > \frac{108,19 \times 10^3 \times 1,1}{5}$$

78.500 KN > 23.8018 K N condition verifier

On prend n= 10 (boulons) HR $\left\{ \begin{array}{l} n_2 = 2 \text{ (nombre de file)} \\ n_1 = 5 \text{ (nombre des boulons par ranger)} \end{array} \right.$

➤ **Disposition constructives**

On a l'épaisseur de la platine égale à 16 mm alors on prend deux files de 5 boulons HR de diamètre $\varnothing = 16$ mm, classe 10.9

• **Distance entre axe des boulons**

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

$$1,2d_0 \leq e_1 \leq \max(12t, 150\text{mm}) \Rightarrow 21,6 \text{ mm} \leq e_1 \leq \text{MAX} (180 \text{ mm}, 150 \text{ mm})$$

$$2,2d_0 \leq p_1 \leq \min(14t, 200\text{mm}) \Rightarrow 39,6 \text{ mm} \leq p_1 \leq \text{Min} (225\text{mm}, 200 \text{ mm})$$

(EC3.art.6.5.1.4)

$$1,5d_0 \leq e_2 \leq \max(12t, 150\text{mm}) \Rightarrow 27 \text{ mm} \leq e_2 \leq \text{Max} (180 \text{ mm}, 150 \text{ mm})$$

$$3d_0 \leq p_2 \leq \min(14t, 200\text{mm}) \Rightarrow 54 \text{ mm} \leq p_2 \leq \text{Min} (225 \text{ mm}, 200 \text{ mm})$$

P1 = 160

P2 = 160

e1 = 60

e2 = 60

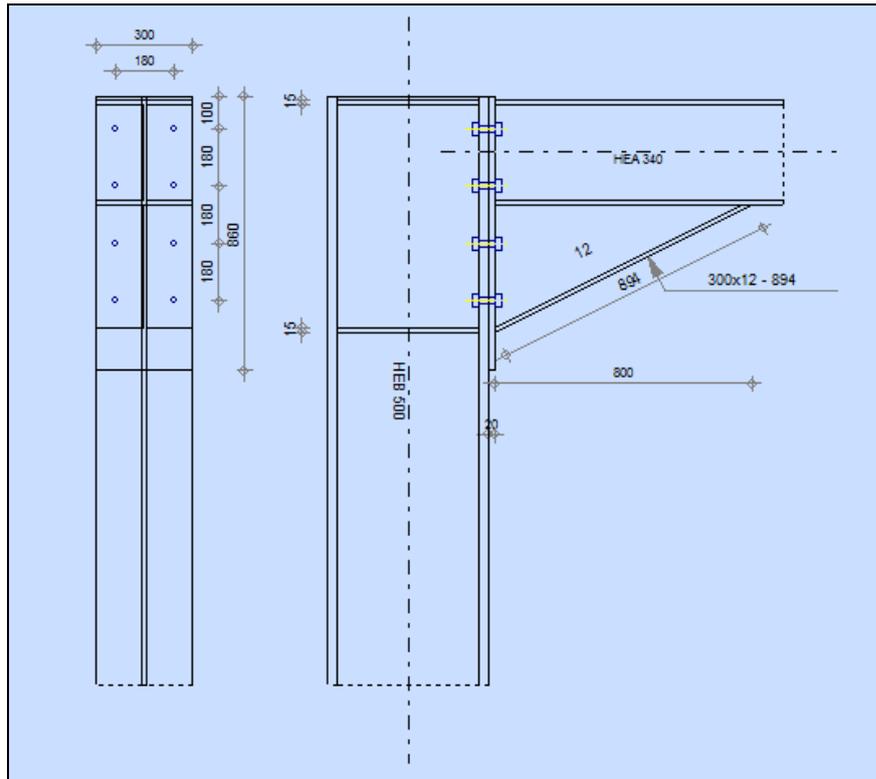


Figure.2 Assemblage poteau – poutre

➤ Détermination des efforts dans les boulons

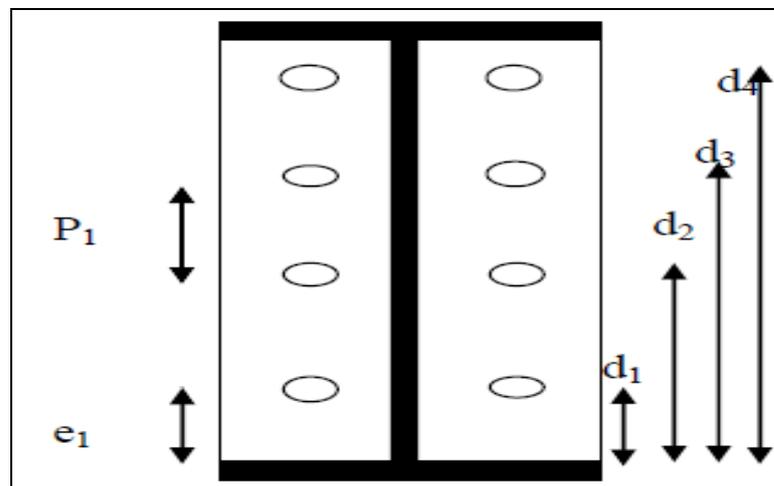


Figure. 3 Distribution des boulons sur la platine d'extrémité.

• Position de l'axe neutre

$$X = t_f \sqrt{\frac{b}{t_w}} = 13.5 \times \sqrt{\frac{180}{8.6}} = 61.76 \text{ mm}$$

$$N_i = \frac{M \cdot d_i}{\sum d_i^2};$$

$$d_1=80 \text{ mm}$$

$$d_2=240 \text{ mm}$$

$$d_3=400 \text{ mm}$$

$$d_4=560 \text{ mm}$$

$$d_5=720 \text{ mm}$$

$$\sum d_i^2=0.80^2+0.240^2+0.400^2+0.560^2+0.720^2 = 1.056 \text{ m}^2$$

$$N_i = \frac{M \times d_i}{\sum d_i^2}$$

$$N_1 = \frac{M \times d_1}{\sum d_i^2} = \frac{212.89 \times 0.08}{1.056} = 16.12 \text{ KN}$$

$$N_2=48.38 \text{ KN}$$

$$N_3=80.64 \text{ KN}$$

$$N_4 = 112.89 \text{ KN}$$

$$N_5= 145.15 \text{ KN}$$

Il faut vérifier que

$$N_4 \leq n_0 F_{p,c,d}$$

$n_0=2$ pour une rangée.

Avec $F_{p,c,d} = 0,7 \times f_{ub} \times A_s$ (EC3.art.6.5.8.2)

F_p : L'effort de précontrainte autorisé dans les boulons.

f_{ub} : La contrainte de rupture du boulon, vaut 1000 MPa pour les boulons HR 10.9.

A_s : L'aire de la section du boulon.

$$A_s = 157 \text{ mm}^2$$

$$N_5 = 145.15 \text{ KN} \leq 2 \times (0.7 \times 1000 \times 157) \times 10^{-3} = 219.8 \text{ KN}$$

Donc la condition est vérifiée

➤ **Moment résistant effectif de l'assemblage**

$$M_{Rd} = \frac{N \times \sum d_i^2}{d_4}$$

$$N = F_{p,c,d} = 0.7 \times f_{ub} \times A_s = 109.9 \text{ KN} \quad \text{Pour un boulon.}$$

Pour une rangée (de deux boulons)

$$2 \times N = 109.9 \times 2 = 219.8 \text{ KN}$$

D'où

$$M_{rd} = \frac{219.8 \times 1.56}{0.720} = 321.49 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 212.89 < M_{rd} = 321.49$$

Donc la condition est vérifiée.

➤ **La résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant**

Condition à vérifier : $F_{v,sd} \leq F_{v,rd}$

L'effort tranchant par boulon :

$$V_{sd} = 108.19 \text{ KN}$$

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n} = \frac{108.19}{10} = 10.81 \text{ KN}$$

La résistance au glissement $F_{s,rd}$:

$$F_{v,rd} = \frac{k_s \times F_p \times n \times \mu}{\gamma_{ms}}$$

$K_s = 1$ Pour des trous avec tolérances nominales normales.

$\mu = 0,3$ Surfaces nettoyées par brassage métallique ou à la flamme avec enlèvement de la rouille.

$n = 2$ Nombre d'interfaces de frottement.

$\gamma_{ms} = 1,25$ Pour les résistances au glissement à L'ELU.

$F_p = 109,9 \text{ KN}$ la résistance du boulon.

$$F_{v,rd} = \frac{1 \times 109,9 \times 2 \times 0,3}{1,25} = 52.75 \text{ KN}$$

$F_{v,sd} = 10.81 \text{ KN} \leq F_{v,rd} = 52.75 \text{ KN}$ Donc la condition est vérifiée.

➤ **Résistance de l'âme du poteau en traction**

Il faut vérifier que : $F_t \leq F_{t,Rd}$

$$F_{t,Rd} = f_y \times t_{wc} \times \frac{b_{eff}}{\gamma_{M0}} \text{ (EC3.art.2.2.3)}$$

t_w épaisseur d'âme de poteau = 11.5 mm

b_{eff} entraxe rangées boulons = 180 mm

$$F_{t,Rd} = 275 \times 11.5 \times \frac{180}{1} = 569.25 \text{ KN}$$

Avec
$$F_t = \frac{M}{h - t_f}$$

$H = 440 \text{ mm}$ $t_f = 21 \text{ mm}$

Donc:

$$F_t = \frac{212.84}{0.440 - 0.021} = 507.85 \text{ KN}$$

$F_t > F_{t.Rd} \Rightarrow$ Condition non vérifiée (déformation de l'âme du poteau).

La condition n'étant pas satisfaite, on choisit un raidisseur d'épaisseur égale à $e_r = 10$ mm

➤ **Résistance de l'âme de poteau en compression** (non raidie)

Il faut vérifier que $\sigma_n \leq f_y$

Avec

σ_n : Contrainte normale de compression dans l'âme du poteau.

$$\sigma_n = \frac{V_{sd}}{A} + \frac{M_{sd}}{w_{ely}}$$

$$\sigma_n = \frac{108.19}{17800} \times 10^3 + \frac{212.89}{2896} \times 10^3 = 79.58 \text{ MPa}$$

$\sigma_n = 79.58 \text{ Mpa} < f_y = 275 \text{ Mpa}$ Donc la condition est vérifiée.

➤ **Résistance de l'âme de poteau au cisaillement**

Il faut vérifier que : $F_v \leq V_R$

$$V_R = \frac{0.58 \times f_y \times h_p \times t_{wc}}{\gamma_{M0}}$$

Avec

h_p : la hauteur de profilé (poteau) $h_p = 440$ mm.

t_{wc} : épaisseur de l'âme (poteau) $t_{wc} = 11.5$ mm

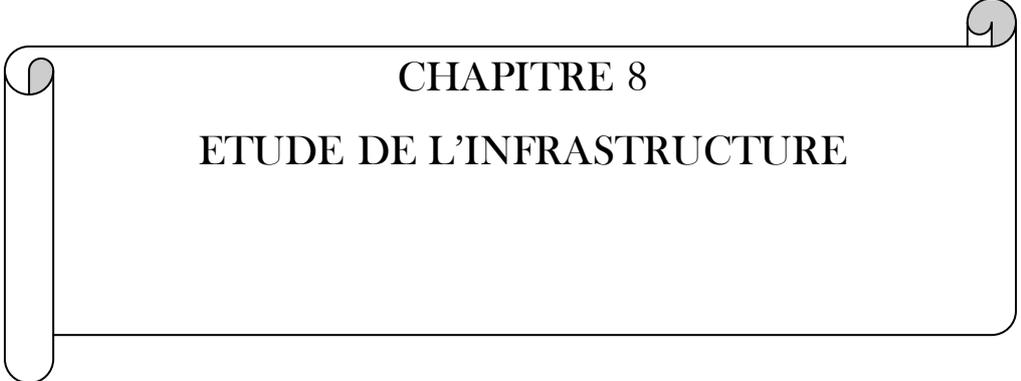
$$V_R = \frac{0.58 \times 275 \times 440 \times 11.5}{1} \times 10^{-3} = 807.07 \text{ kN}$$

L'effort de cisaillement vaut

$$F_v = \frac{M}{h - t_f}$$

$$F_v = 507.87$$

$F_v = 507.87 \text{ KN} < V_R = 807.07 \text{ kN}$ Condition vérifiée.

A decorative border resembling a scroll, with rounded corners and a vertical strip on the left side. The text is centered within this border.

CHAPITRE 8

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Les poteaux mixtes

Dans notre cas on va calculer des poteaux mixtes totalement enrobé donc on doit calculer épaisseur d'enrobage et d'armature de béton minimale de façon à garantir :

- La transmission sûre des contraintes d'adhérence.
- La protection d'acier contre la corrosion.
- Éviter l'éclatement du béton.
- Une résistance au feu appropriée, conformément à EC4 partie 1.2.

1.1. Méthodes des calculs des poteaux mixtes

L'Eurocode 4 présente deux méthodes de dimensionnement :

Une méthode générale qui impose de prendre en compte les effets du second ordre au niveau local de l'élément et les imperfections. Cette méthode peut s'appliquer à des sections de poteaux qui ne sont pas symétriques et à des poteaux de section variable sur leur hauteur. Elle nécessite l'emploi de méthodes de calcul numérique et ne peut être appliquée qu'avec l'utilisation de programmes informatiques.

Une méthode simplifiée utilisant les courbes de flambement européennes des poteaux en acier tenant compte implicitement des imperfections qui affectent ces poteaux.

Cette méthode est limitée au calcul des poteaux mixtes de section uniforme sur toute la hauteur et de sections doublement symétriques.

1.2. Pré dimensionnement des poteaux mixtes

Les poteaux mixtes acier-béton sont deux types :

- Les poteaux partiellement ou totalement enrobés de béton.
- Les poteaux en profilés creux remplis de béton.

Pour les poteaux totalement enrobés les semelles et l'âme des profilés les constituant sont enrobés d'une couche de béton par contre, pour les poteaux partiellement seulement l'espace entre les semelles qui est rempli de béton.

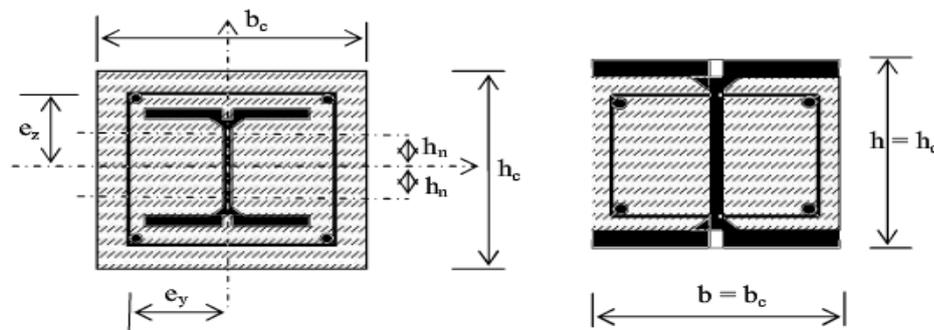


Figure : 1. Poteaux partiellement ou totalement enrobés de béton

Les poteaux en profilé creux remplis de béton peuvent être de section circulaire, carré ou rectangulaire. Le béton de remplissage améliore considérablement la résistance par effet de confinement :

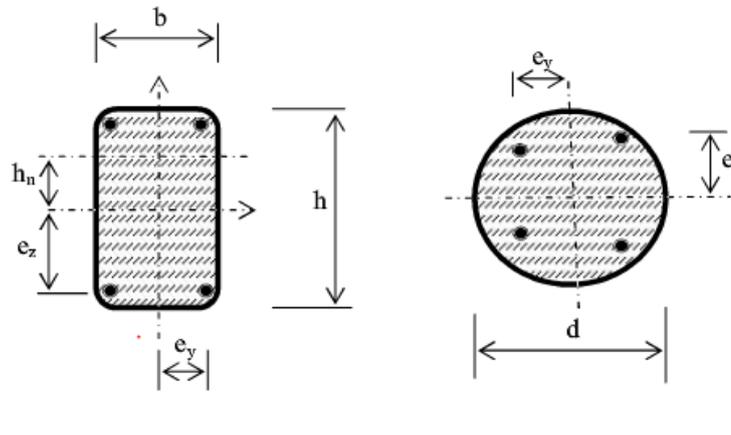


Figure : 2. Poteaux en profilés creux remplis de béton

Dont notre étude en utilisé la méthode simplifiée qui sera appliqué sur un poteau totalement enrobé soumis à compression axiale.

1.3. Limite d'applicabilités de la méthode simplifiée de calcul

L'application de la méthode simplifiée comporte les limitations suivantes :

La section transversale du poteau est constante et présente une double symétrie sur toute la hauteur du poteau :

- La section doit être symétrique.
- Le rapport de contribution de l'acier : $0.2 \leq \delta = \frac{A_a \times f_y / \gamma_{mo}}{N_{plrd}} \leq 0.9$
- L'élançement réduit $\bar{\lambda}$ du poteau ne dépasse pas la valeur 2 ($\bar{\lambda}_y \leq 2$ et $\bar{\lambda}_z \leq 2$)
- Pour les profilés totalement enrobés, les épaisseurs d'enrobage de béton ne sont pas inférieures aux valeurs suivantes :

Sens y-y : 40 mm < c_y < 0.4 bc

Sens z-z : 40 mm < c_z < 0.3 hc

c_y = 50 mm

c_z = 50 mm

- La section d'armature : $\frac{A_s}{A_c} \leq 6\%$
- $0.2 < \frac{h}{b} < 5$

1.4. Hypothèses de calculs

○ **Profilé laminé**

HEA500: acier S275; h =490 mm; b=300mm, Aa=197cm²; Iay=86970cm²; Iaz=10370cm²

Ea=2.1.10⁵MPa; γa=1.1

○ **Armature**

6T16; Acier S400; As=1608.46cm²; Cy=Cz=50mm; Es=2.1×10⁵MPa; Is=7.064×10⁷mm⁴

γs=1.15

○ **Béton C 25/30**

f_{ck}=25MPa; f_{sk} = 500 N/mm²; Ac = 338690 mm² ; E_{cd}= $\frac{E_{cm}}{\gamma_c}$ =2.38×10³MPa
(E_{cm}=3.22×10³ MPa, γ_c = 1.35)

La hauteur du poteau est de 4 m. (encastrée)

Avec :

Aa, Ac et As sont les aires des sections du profilé, du béton et de l'armature, et f_y, f_{ck} et f_{sk} sont les résistances de calcul des matériaux.

1.5. Vérification de l'applicabilité de la méthode simplifiée

1). Résistance plastique à la compression : $N_{plrd} = Aa \frac{f_y}{\gamma_a} + Ac \times 0.85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c} + As \frac{f_{sk}}{\gamma_s}$

2). Charge critique élastique de flambement : $N_{cr} = \frac{\pi^2}{L_f^2} (E_a I_a + 0.6 \times E_{cd} I_c + E_s I_s)$

3). Elancement réduit : $\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{plrd}}{N_{cr}}}$

Ou : N_{pl} est la valeur de N_{plrd} lorsque les coefficients γ_a, γ_c et γ_s sont pris égaux à 1

On regroupe les résultats dans le tableau suivant :

Tableau 1 : Vérification de l'applicabilité de la méthode simplifiée

	N_{plrdy} (Kn)	N_{plrdz} (Kn)	N_{cry} (Kn)	N_{crz} (Kn)
Résultats	10.28×10 ³	10.28 ×10 ³	1.04 ×10 ⁹	2.55×10 ⁸

La méthode simplifiée n'est pas applicable si l'une de ces conditions n'est pas Vérifier

- La section est symétrique et constante sur toute la hauteur du poteau ... **OK**

- Contribution du profilé à la résistance totale : $\delta = \frac{A_a \cdot f_y}{\gamma_{mo} N_{plrd}} = 0.89$

$$0.3 \leq \delta = 0.89 \leq 0.9 \text{ ...OK}$$

- L'élanement réduit $\left\{ \begin{array}{l} \bar{\lambda}_y = 0.0023 < 2 \text{OK} \\ \bar{\lambda}_z = 0.0045 < 2 \text{OK} \end{array} \right.$

- Les épaisseurs d'enrobage de béton :

Dans le sens y-y : 40 mm < C_y=50mm < 240mm **OK**

Dans le sens z-z : 40 mm < C_z=50mm < 180mm.....**OK**

- La section d'armature :

$$\frac{A_s}{A_c} = 3\% < 6\% \text{...OK}$$

- $0.2 \leq \frac{h}{b} = 1 \leq 5 \text{ ...OK}$

Les conditions sont vérifiées donc la méthode simplifier est applicable

1.6. Vérification la Résistance des poteaux mixtes en compression axiale [10]

Le poteau mixte présente une résistance suffisante au flambement si, pour les deux axes. Il faut vérifier que : $N_{sd} \leq \chi \cdot N_{plrd}$

Effort normale à la compression : $N_{sd} = 2488.73 \text{ KN}$

χ : est le coefficient de réduction pour le mode de flambement

Courbe b pour les profilés totalement ou partiellement enrobés de béton avec flexion selon l'axe fort du profilé en acier $\rightarrow \alpha = 0.21$

Avec : $\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda^2}}$ et $\phi = 0.5 \{ 1 + \alpha (\bar{\lambda}^2 - 0.2) + \bar{\lambda}^2 \}$

$\chi_y = 0.98$ et $\chi_z = 0.95 \rightarrow \chi_{min} = 0.95$

Donc :

$$N_{sd}=2488.73 < \chi_{\min} \cdot N_{plrd}= 9766 \text{ kN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

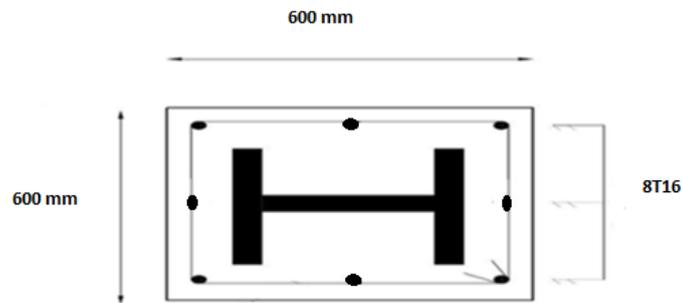


Figure 3. dimension de poteau enrobée

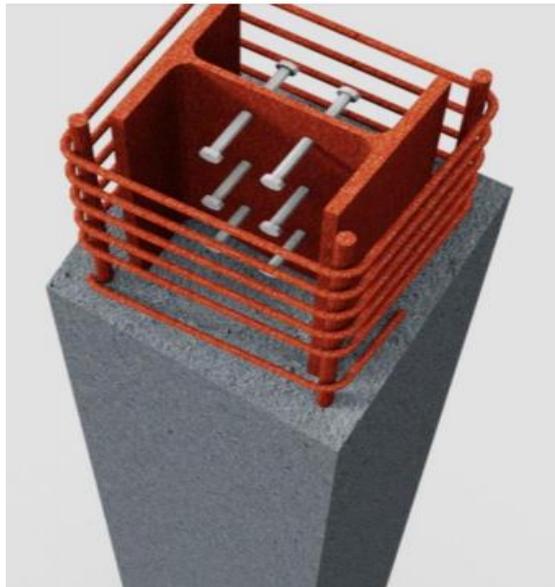


Figure 4 : poteau mixte

Toutes les conditions sont vérifiées donc on adopte la section mixte (600*600 ; HEA450) pour les poteaux de sous-sol.

2. Introduction

On appelle fondation la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise au quelles sont transmise toutes les charges supportées par l'ouvrage. Donc elles constituent une partie essentielle de l'ouvrage.

3. Fonctions assurée par les fondations

Dans le cas le plus général, un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation:

- Un effort normal charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
- Une force horizontale résultant, dû à l'action du vent ou du séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- Un moment qui peut être de grandeur variable et s'exercer dans des plans différents.

Compte tenu de ces sollicitations, la conception générale des fondations doit assurer la

Cohérence du projet vis-à-vis du site, du sol, de l'ouvrage et interaction sol structure.

4. Classification des fondations

Fondé un ouvrage consiste essentiellement à répartir les charges qu'ils supportent sur le sol ou dans le sol suivant l'importance des charges et la résistance du terrain.

- Lorsque les couches de terrain capable de supportée l'ouvrage sont à une faible profondeur on réalise les fondations superficielles (semelles isolées, filantes ou radier général).
- Lorsque les couches de terrain capable de supportée l'ouvrage sont à une grande Profondeur on réalise les fondations profondes et semi profondes (puits ou pieux).

5. Choix de type de fondation

Le choix de type de fondation se fait suivent trois paramètres.

- La nature et le poids de la superstructure. La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.
- La qualité du sol de fondation.

D'après les caractéristiques du sol (une contrainte moyenne admissible =1,75 bars)

Sur le quel est implanté notre ouvrage et la proximité du bon sol par rapport à la surface, nous

a conduit dans un premier temps à considérer les semelles isolées comme solution.

6. Calcul des fondations

On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (C.D.G) des fondations.

On doit vérifier la condition suivante : $\frac{N_{ser}}{S_{néc}} \leq \sigma_{sol} \rightarrow S_{néc} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$

Avec :

σ_{sol} : Contrainte du sol $\sigma_{sol} = 2$ bars

$S_{néc}$: Surface de la fondation;

N_{ser} Effort normal appliqué sur la fondation.

7. Choix de type de semelle

7.1. Semelles isolées :

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport de A sur B est égal au a b

rapport a sur b : $\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$

Pour les poteaux carrés: $a = b$ donc $A = B \Rightarrow S = A^2$

A est déterminé par: $S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$ d'où $S = \left(\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} \right)$

Avec: $A = \sqrt{S}$; $\sigma_{sol} = 2$ bars

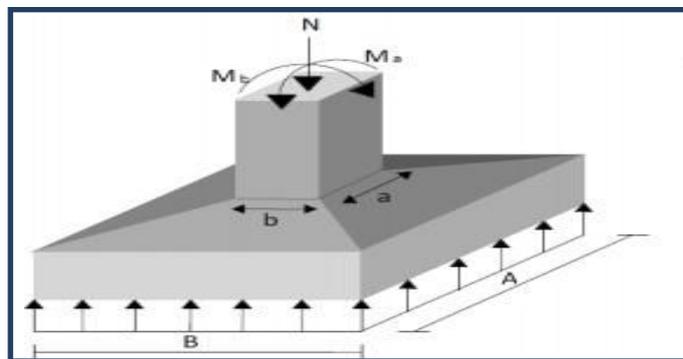


Figure 5.: Dimensions de la semelle isolée.

On prend le poteau de section (60x60) avec :

$N_{ser}^{max} = 1850.29$ KN

$$\sigma_{sol} = 2 \text{ bars}$$

$$\frac{N_{ser}}{S_{néc}} \leq \sigma_{sol}$$

AN :

$$A \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}}$$

$$A \geq \sqrt{\frac{1850.29}{200}} = 3.04 \text{ m}$$

On prend : A= 3.10 m

➤ **Vérification de l'interférence entre deux semelles**

Il faut vérifier que $L_{\min} \geq 1,5 \times A$

Tel que : L_{\min} l'entre axe minimum entre deux poteaux.

A: Largeur maximale de la semelle (A=4 m).

On à $L_{\min} = 3,30 < 1,5 \times 3.10 = 4.65\text{m}$ Non vérifié

Conclusion

Non vérifié D'après ces résultats, on remarque qu'il y a un chevauchement des semelles, on passe alors à l'étude des semelles filantes .

7.2. Semelles filantes:

Le recours à des semelles filantes se fait quand les poteaux et par conséquent les semelles dans une direction donnée sont proches les unes des autres de façon que la somme des contraintes des deux semelles au niveau du point d'interface dépasse la contrainte du sol 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.

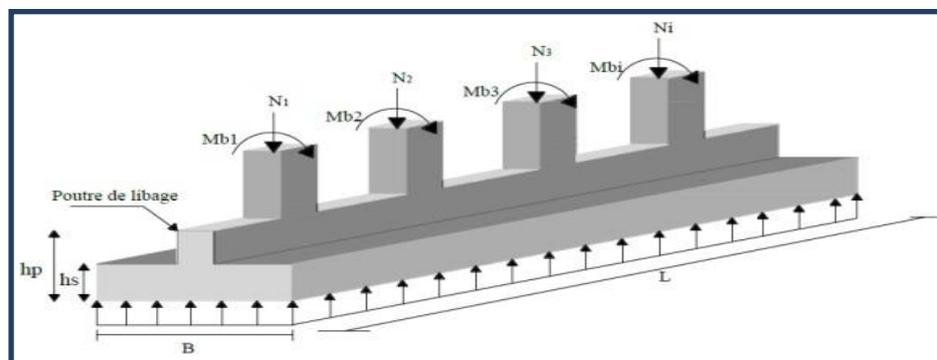


Figure 6 : Schéma semelle filantes

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux poteaux qui se trouve dans la même ligne.

On doit vérifier que: $\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S}$ Tel que $N = \sum Ni$ de chaque fil de poteaux .

$$S = B \times L$$

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur du fil considéré.

$$\Rightarrow B \geq \frac{N_{ser}}{L \sigma_{sol}}$$

Les résultats sont résumés sur le tableau qui suit :

Tableau 2 : Sections des semelles filantes.

Files	N (KN)	L (m)	B(m)	Bchoisie (m)	S (m ²)
1	3246.54	11.6	1.39	1.40	16.24
2	6338.2	22.6	1.41	1.50	33.9
3	7074.68	22.6	1.56	1.60	36.16
4	7676.64	22.6	1.69	1.70	38.42
5	7676.64	22.6	1.69	1.70	38.42
6	7074.68	22.6	1,56	1,60	36.16
7	6338.2	22.6	1.41	1.50	33.9
8	3246.54	11.6	1.39	1.40	16..24

Vérification:

Il faut vérifier que:

Le rapport entre la surface du bâtiment et la surface totale des semelles vaut :

$$\frac{S_s}{S_b} = \frac{249.44}{459.8} = 54 \% > 50\%$$

La surface totale de la semelle dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment, ce qui induit le chevauchement de ces semelles. Pour cela on a opté pour un radier général comme type de fondation pour fonder l'ouvrage. Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la structure.
- La réduction des tassements différentiels ;
- La facilité d'exécution ;

7.3. Radier général :

7.3.1. Introduction :

Un radier est une dalle pleine réalisée sous toute la surface de la construction.

Cette dalle peut être massive (de forte épaisseur) ou nervurée, dans ce cas la dalle est mince mais elle est raidie par des nervures croisées de grande hauteur.

Dans notre cas, on optera pour un radier nervuré (plus économique que pratique) renversé. L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux.

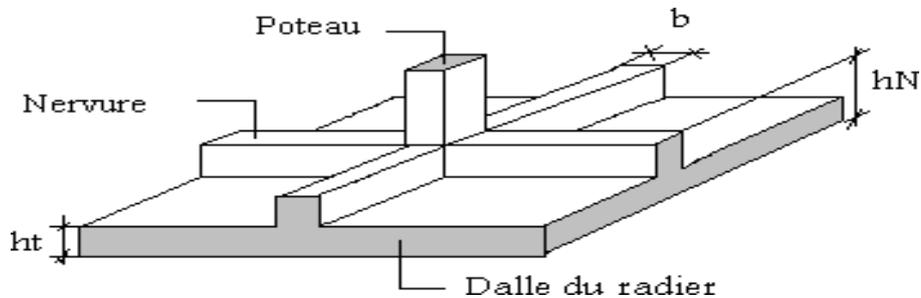


Figure 7 : Schéma d'un radier

7.3.2. Surface nécessaire :

Pour déterminer la surface du radier il faut que:

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S_{nec}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{nec} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de superstructure et de sous-sol.

$$\text{Pour: } \begin{cases} N=50512.18 \text{ Kn} \\ \sigma_{sol}=2 \text{ bars} \end{cases}$$

On trouve: $S \geq 252.56 \text{ m}^2$

La surface du bâtiment $S_b=459.8 \text{ m}^2$ Donc la surface totale du radier est 579.6 m^2 .

7.3.3. Pré dimensionnement de radier

7.3.3.1. Dalle

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes:

➤ **Condition forfaitaire:**

$$h_1 \geq \frac{L_{max}}{20}$$

Avec:

L_{max} : La longueur maximale entre les axes des poteaux.

$$L = 5.5 \text{ m}$$

$$\Rightarrow h_1 \geq 27.5 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow h_1 = 35 \text{ cm}$$

➤ **Condition de cisaillement: [1]**

On doit vérifier que: $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$

Avec: $T_u = \frac{qL}{2}$; $q = \frac{N_u 1ml}{S_{rad}}$

$N_{ser} = 81696,18\text{Kn}$

$L=6,19\text{m}$; $b=1\text{m}$

$$\tau_u = \frac{ql}{2bd} = \frac{N_u L 1ml}{2S_{rad} b (0,9h)} \leq \tau$$

$$h \geq \frac{N_u L 1ml}{2S_{rad} b (0,9\tau)} = 14,90 \text{ cm}$$

$\Rightarrow h_2 \geq 14,90 \text{ cm}$

Conclusion : $h \geq \text{Max}(h_1, h_2) = 35\text{cm}$

Pour des raisons constructives on adopte $h= 35\text{cm}$

7.3.3.2. Nervures

➤ **Condition de coffrage:**

$h_1 \geq \frac{L_{max}}{10}$ donc on prend $b=65\text{cm}$

Pour des raisons constructives on adopte $b=65\text{cm}$.

➤ **La hauteur de nervure**

• **Condition de la flèche:**

La hauteur des nervures se calcule par la formule de la flèche:

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$$

On a: $L_{max} = 5.5 \text{ m}$ $36.66 \text{ cm} < h, < 55 \text{ cm}$

On prend: $h= 50\text{cm}$

- **Condition de la raideur:**
- **Condition de la raideur**

Pour étudier la raideur de la nervure, on utilise la notion de la longueur élastique définie par l'expression suivante :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}} > L_{max} \frac{\pi}{2}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique

K: Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface. $K = 40 \text{ MPa}$

L_{max} : La distance maximale entre deux voiles successifs.

De la condition précédente, nous tirons h :

$$h \geq \sqrt[3]{(2/(\pi) \times L_{max})^4 \times 3K/E}$$

I: Inertie de la section da radier ($b=1\text{m}$)

E : Le module de Young

Pour un chargement de long durée ; $E= 3700 \sqrt[3]{f_c 28} = 10818,86 \text{ MPa}$, donc :

$$h \geq \sqrt[3]{(2/(\pi) 5500)^4 \times 3 \times 40 / 10818,86} = 1,12 \text{ m}$$

On a : $h_1 \geq 1,12 \text{ m} \Rightarrow 1,20 \text{ m}$

On prend: $h = 120 \text{ cm}$

Le choix final:

- Epaisseur de la dalle du radier $h=35\text{cm}$
- Les dimensions de la nervure $\left\{ \begin{array}{l} h_N=120\text{cm} \\ b=65\text{cm} \end{array} \right.$

7.3.4. Caractéristiques géométriques du radier:

➤ Position du centre de gravité:

$$\left\{ \begin{array}{l} X_G= 12,10 \text{ m} \\ Y_G= 11 \text{ m} \end{array} \right.$$

➤ Moments d'inertie :

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{XX}= 18680 \text{ m}^4 \\ I_{YY}= 25980 \text{ m}^4 \end{array} \right.$$

7.3.5 Vérifications Nécessaires

7.3.5.1 Vérification de la Stabilité du Radier

Il est très important d'assurer la stabilité au renversement de l'ouvrage vis à-vis des efforts horizontaux.

Le rapport $\frac{M_S}{M_R}$ doit être supérieur au coefficient de sécurité $\left(1,5 \frac{M_S}{M_R} > 1,5 \right)$

Avec :

M_s : Moment stabilisateur sous l'effet du poids propre, et éventuellement des Terres ;

M_R : Moment de renversement du aux forces sismique ;

M_0 : Moment à la base de la structure;

$$M_R = \sum M_0 + V_0 h$$

V_0 ; L'effort tranchant à la base de la structure ;

h : Profondeur de l'ouvrage de la structure

Sens x-x :

	<u>x-x</u>	<u>y-y</u>
<u>M0 kn.m</u>	<u>96153.70</u>	<u>82009.44</u>
<u>V0 kn</u>	<u>3963.74</u>	<u>4530.9</u>
<u>H m</u>	<u>8</u>	<u>8</u>
<u>MR kn.m</u>	<u>127863.62</u>	<u>118256.6</u>

N : charge totale de la structure

N_1 : poids propre de voile périphérique

N_2 : poids propre de radie

On a :

$$N = 50512.18 \text{ KN}$$

$$N_1 = \rho b \times S \times h = 25 \times 555.75 \times 0.20 \times 0.8 = 3695.01 \text{ kN}$$

$$N_2 = \rho b \times S \times h = 25 \times 1.20 \times 579.60 = 5114.8 \text{ KN}$$

Donc :

$$N = 59322.98$$

<u>Ms</u>	<u>x-x</u>	<u>y-y</u>
<u>Ms</u>	<u>611197.4</u>	<u>555633.9</u>

<u>Ms/MR</u>	<u>x-x</u>	<u>y-y</u>
<u>Ms/MR</u>	<u>4.78 > 1.5</u>	<u>4.69 > 1.5</u>

$$\frac{M_s}{M_R} \Rightarrow 1,5$$

Donc la condition est vérifiée

• **Conclusion :**

Le rapport du moment de stabilité et du moment de renversement est supérieur à 1,5 ; donc notre structure est stable dans les deux sens.

7.3.5.2. Vérification des Contraintes Sous le Radier :

Le rapport du sol nous offre la contrainte de sol, déterminée par les différents essais in situ et au laboratoire : $\sigma_{sol}=2$ bars

Les contraintes du sol sont données par :

➤ **Sollicitation du premier genre :**

On doit vérifier que :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{59322.98}{579.6} = 102.34 \text{ KN} \leq \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Sollicitation du second genre :**

On doit vérifier les contraintes sous le radier ($\sigma_1 ; \sigma_2$)

Avec :

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M}{I} V$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M}{I} V$$

On vérifie que :

σ_1 : ne doit pas dépasser $1,5 \sigma_{sol}$

σ_2 : Reste toujours positif pour éviter des tractions sous le radier.

$$\sigma \left(\frac{L}{4} \right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \text{ Rester toujours inférieur à } 1,33 \sigma_{sol}$$

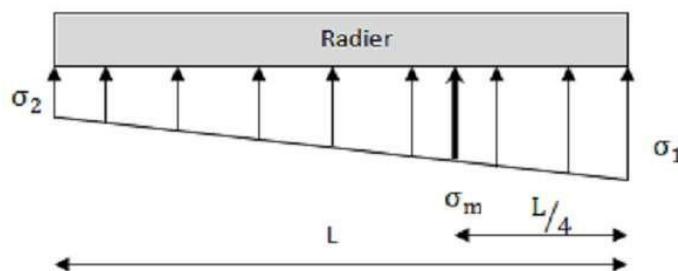


Figure8 : Contraintes sous le radier

➤ **ELU :**

$$N_u = 1,35 G + 1.5Q = 71480.07 \text{ KN}$$

$$M_x = 127863.62 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 118256.6 \text{ KN.m}$$

$$S_{rad} = 579.6 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$$

Tableau 4: Contraintes sous le radier à l'ELU

	σ_1 (kN/m ²)	σ_2 (kN/m ²)	$\sigma (\frac{L}{4})$ KN/m
Sens x-x	206.15	40.5	164.73
Sens y-y	173.39	73.25	148.35
Vérification	$\sigma_1 \max < 1,5\sigma_{sol} =$ 300	$\sigma_2 \min > 0$ 300	$\sigma (\frac{L}{4}) < 1,33 \sigma_{sol}$ =164.7

7.3.5.3. Conclusion

Les contraintes sont vérifiées suivant les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

➤ **ELS :**

$$N_{ser} = 59322.98 \text{ Kn}$$

$$\sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$$

Tableau 5: Contraintes sous le radier à l'ELS

	σ_1 (kN/m ²)	σ_2 (kN/m ²)	$\sigma (\frac{L}{4})$ KN/m
Sens x-x	169.97	4.32	126.55
Sens y-y	141.28	33	130.4
Vérification	$\sigma_1 \max < 1,5\sigma_{sol} =$ 300	$\sigma \min >$ 300	$\sigma (\frac{L}{4}) < 1,33 \sigma_{sol}$ =266

Conclusion

Les contraintes sont vérifiées suivant les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

➤ **Détermination des sollicitations les plus défavorable :**

$$\text{ELU : } \sigma_u = \sigma (\frac{L}{4}) = 164.73 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{ELS : } \sigma_u = \sigma (\frac{L}{4}) = 128 \text{ KN/m}^2$$

7.3.6. Ferrailage du radier

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les poutres qui sont soumises à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges.

La fissuration est considérée préjudiciable

- **Ferraillage de la dalle du radier**
- **Valeur de la pression sous radier**

- **ELU** : $q_u = \sigma^u \cdot 1\text{m} = 164.73 \text{ kN/m}$
- **ELS** : $q_{\text{ser}} = \sigma^{\text{ser}} \cdot 1\text{m} = 128 \text{ kN/m}$

Calcul des efforts :

Le calcul des efforts de la dalle se fait selon la méthode de calcul des dalles reposant sur quatre (04) cotés.

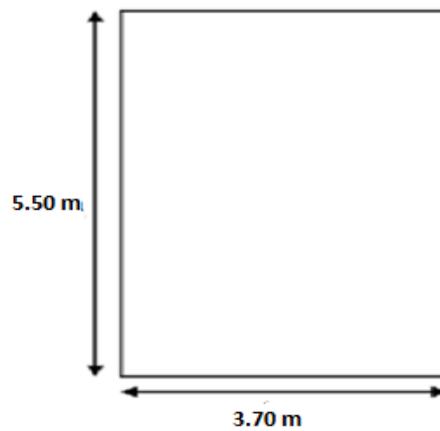


Figure 8 : Panneau de la dalle du radier.

Calcul des moments :

- Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x q L^2$
- Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y q$

Les coefficients μ_x et μ_y sont en fonction de $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ et de ν

$$\nu : \text{Coefficient de poisson} \begin{cases} 0 \text{ à l'ELU} \\ 0,2 \text{ à l'ELS} \end{cases}$$

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaires "BAEL91 modifié 99 "

$$\rho = 0,67 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0684 \\ \mu_y = 0,4321 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x q_u L^2_x = 0,0684 \times 164.73 \times (5,5)^2 = 154.25 \text{ KNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 0,4321 \times 154.25 = 197,63 \text{ KNm}$$

Moment en travée :

$$M_{tx} = 0,75 M_x = 155.68 \text{ KNm}$$

$$M_{ty} = 0,75 M_y = 49.97 \text{ KNm}$$

Moment en appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x = 77.12 \text{ KNm}$$

Ferraillage de la dalle :

$$b = 65 \text{ cm} ; h = 120 \text{ cm} ; d = 108 \text{ cm} ; f_c = 400 \text{ MPa} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} ; \sigma_s = 164.73 \text{ MPa}$$

Section minimale :

Sens y-y : $0,08\% b.h = 6.24 \text{ cm}^2$;

Sens x-x : $A_{s \text{ min}} = 1,2 (A_{\text{min}} \text{ suivant } y-y) = 7.48 \text{ cm}^2$.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 6 : Ferraillage des panneaux du radier

Position	Sens	M_u (KNm)	μ	A_s'	α	Z	A_s^{cal} (cm^2)	Choix	A_s^{adp} (cm^2)	Esp (cm)
Travée	x-x	115.68	0.0823	7.48	0.107	30.10	11.03	6T16	12.06	20
	y-y	49.97	0.0355	6.24	0.0452	30.29	4.64	5T16	10.05	
Appuis	x-x	77.12	0.0548	7.48	0.0706	29.22	7.57	5T16	10.05	20
	y-y									

$$Esp \leq \text{Min} (3h ; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq \text{Min} (105 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

Sens x-x :

- **En travée :**

$$S_t = \frac{100}{6} = 16,66 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm}$$

On opte pour $S_t = 20 \text{ cm}$

Sens y-y :

$$Esp \leq \text{Min} (4h ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq \text{Min} (160 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

$$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} \leq 40 \text{ cm}$$

On opte pour $S_t = 20 \text{ cm}$

- Aux appui :

$$S_t = \frac{100}{6} = 16,66 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm}$$

On opte $S_t = 20 \text{ cm}$

Vérification nécessaire :

- **Condition de non fragilité :**

$$A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 3,80 \text{ cm}^2$$

$$A_s^{\min} = 3,80 \text{ cm}^2 \leq A_s \text{ adopté} = 12,06 \text{ cm}^2$$

Donc condition est vérifiée.

- **Vérification des contraintes à l'ELS :**

$$\rho = 0,70 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0743 \\ \mu_y = 0,5817 \end{cases}$$

Béton : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} Y \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPA}$

Acier : $\sigma_s = \frac{M_{ser}}{I} (d - Y) \leq \sigma_s = 201,63 \text{ MPA}$

Avec :

- $\frac{b}{3} y^2 + 15Ay - 15Ad = 0$

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15A (d - y)^2$$

Tableau 7 : Vérification des contraintes.

	Se ns	M ser (kN m)	A _s cm ²	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _b c (M Pa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ _s (M Pa)	$\bar{\sigma}_s$ (MP a)	Vérificatio n
Travé e	x- x	97.46	18, 85	10.0 6	118 719. 46	8.71	15	17.1 8	128	Verifié
	y- y	56.7 9	15, 71	10.2 0	103 835. 42	17.1 8	15	11.6	128	Verifié
Appu is	x- x	48.8 2	12, 06	10.2 0	103 935. 42	4.79	15	10.0 0	128	Verifié
	y- y									

- Vérification de la contrainte tangentielle du béton :

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u = \text{Min} (0,1 f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$T_u = q_u L / 2 = \frac{164.73 \times 5.5}{2} = 453.07 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{543.07 \times 10^3}{1200 \times 650} = 0.85 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots$$

Vérifier

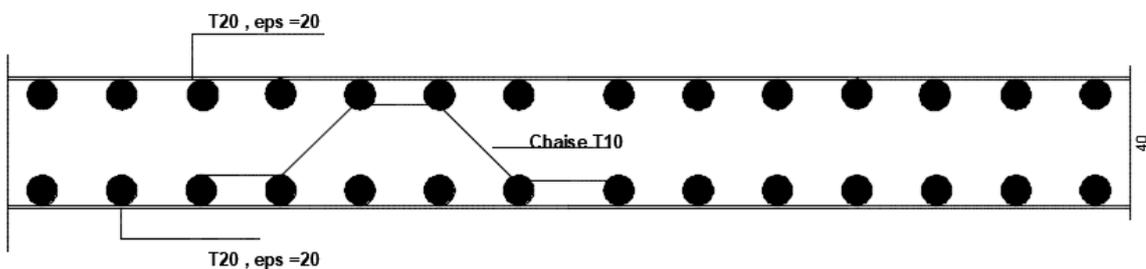


Figure 9 : Schéma de ferrailage de radier

Ferraillage des nervures

Calcul des efforts :

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire « **BAEL91 modifier 99** »

On a : $M_0 = \frac{qL^2}{8}$

En travée : $M_t = 0,75 M_0$

En appuis : $M_a = 0,5 M_0$

Calcul des armateurs :

$b = 65\text{cm}$, $h = 120\text{cm}$, $d = 108\text{ cm}$

- **Sens porteur** : $L = 5.5\text{ m}$; $q = 164.13\text{ kN/m}$

Tableau 8: Ferraillage des nervures (sens porteur).

Position	M_u (KNm)	μ	α	Z	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)
Travée	467.16	0.0051	0.0063	107.73	12.46	8T16	16,08
Appuis	311.44	0,0034	0,0042	107.98	8.29	5T16	10,05

- **Sens non porteur** : $L = 3.7\text{ m}$; $q = 164.73\text{ kN/m}$

Tableau 9 : Ferraillage des nervures (sens non porteur).

Position	M_u (KNm)	M	A	Z	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)
Travée	211.41	0.0198	0.025	106.91	7.57	6T16	12.06
Appuis	104.94	0,0097	0,0122	107.46	5.65	5T16	10,05

Vérification nécessaire :

Condition de non fragilité :

$$A_s^{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 8.47\text{ cm}^2$$

Tableau 10: Vérification de la condition non fragilité.

	Position	A_s^{adp} (cm ²)	A_s^{min}	Vérification
Sens Y	Travée	12.06	8.47	Oui
	Appuis	10,05	8.47	Oui
Sens X	Travée	10.05	8.47	Oui
	Appuis	10,05	8.47	Oui

Vérification des contraintes à ELS :

Tableau 11: Vérification des contraintes à l'ELS

	Position	M _{ser} Kn.m	A _s (cm ²)	Y (cm)	I cm ⁴	σ _{bc} MPa	σ̄ _{bc} MPa	Σ MPa	σ̄ _s MPa	Vérification
Sens X-X	Travée	164.28	16.08	29.55	2042125.25	2.37	15	6.31	201,6	OUI
	Appuis	109.64	10,05	24.13	1365689.26	1.36	15	6.75		OUI
Sens Y-Y	Travée	363	16,08	29.55	2042125.25	5.25	15	13.96	201,6	OUI
	Appuis	242	10,05	24.13	1365689.29	4.29	15	14.92		OUI

Vérification de la contrainte tangentielle du béton :

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u = \text{Min} (0,1 f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$T_u = q_u L / 2 = \frac{164.73 \times 5.5}{2} = 453.07 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{543.07 \times 10^3}{1200 \times 650} = 0.85 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots$$

Vérifier

Armatures transversales :

- BAEL 91 modifié 99 [1] :

* $\frac{A_t}{b_0 s_t} \geq \frac{\tau_0 - 0,3 f_{tj} K}{0,8 f_e}$ (k = 1 pas de risque de bétonnage)

* $S_t \leq \text{Min} (0,9 d ; 40\text{cm}) = 40\text{cm}$

* $\frac{A_t f_e}{b_0 s_t} \geq \text{Max} (\frac{\tau_u}{2} , 0,4 \text{ MPa}) = 0,4 \text{ MPa}$

- RPA99 version 2003 [2] :

$$\frac{A_t}{s_t} \geq 0,003 b_0$$

* $S_t \leq \text{Min} (\frac{h}{4}; 12 \phi_1) = 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zone nodale}$

* $S_t \leq \frac{h}{2} = 60 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zone courante}$

Avec :

$$\phi_1 \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35}; \phi_1; \frac{b}{10} \right) = 1,6 \text{ cm}$$

$$f_e = 400 \text{ MPa}; \sigma_u = 0,44 \text{ MPa}; f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}; b = 100 \text{ cm}; d = 126 \text{ cm}$$

On trouve :

$$S_t = 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{zone nodale.}$$

$$S_t = 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{zone courant.}$$

Tableau 12 : Choix des armatures transversales

	Section	Zone	St (cm)	ϕ_t	At calculée	Choix des armatures	At (cm ²)
Nervures	65x120	Courant	30	1,6	3.54	6T12	6,65
		Nodale	20		2.98	5T12	5.65

Armateur de peau :

Les armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties sur les parements des poutres de grande hauteur, leur section est au moins 3 cm² /ml par mètre de longueur de paroi mesuré perpendiculairement à leur direction.

$$h = 120 \text{ cm}$$

$$A_p = 3 \times 120 = 3.60 \text{ cm}^2$$

$$\text{On choisit : } A_p = 3T14 = 4,62 \text{ cm}^2$$

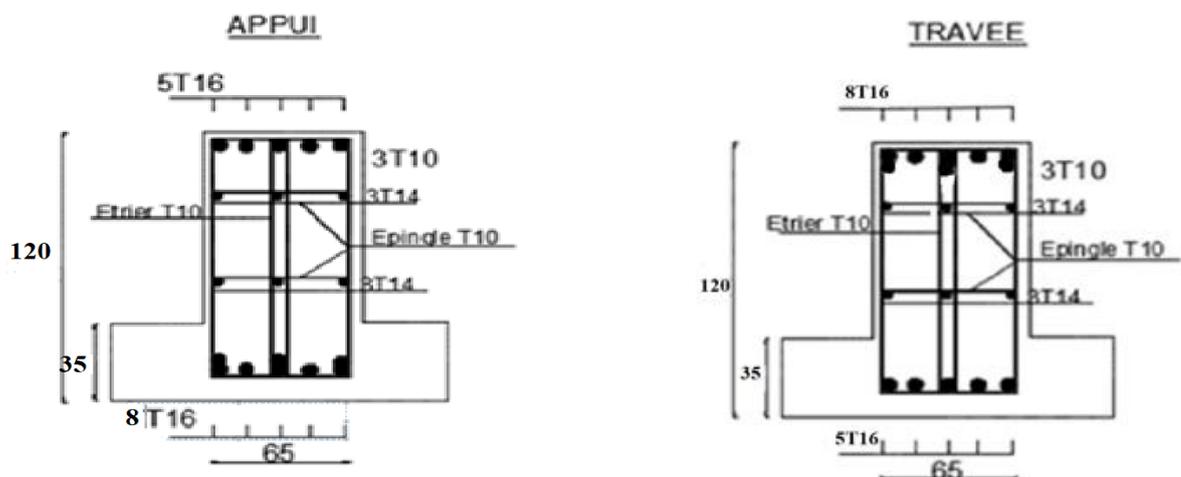


Figure 10 schéma de ferrailage des nervures Y-Y

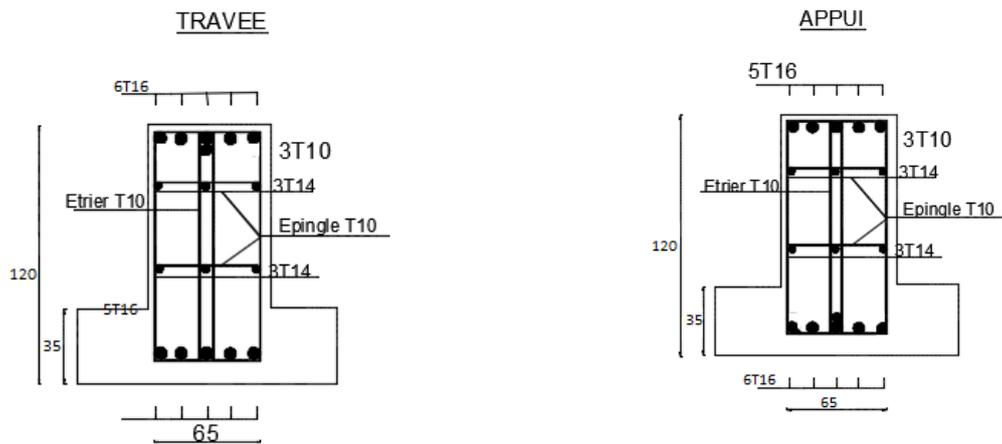


Figure 11 schéma de ferrailage des nervures x-x

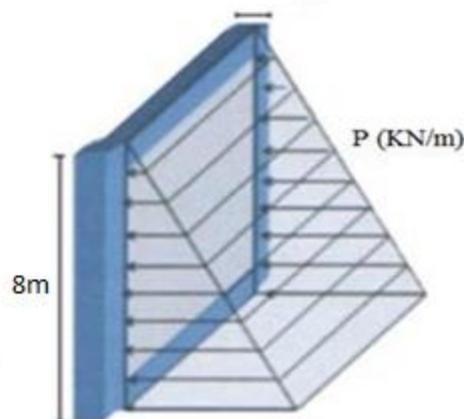


Figure 12 : Evaluation des charges

7.4. Pré dimensionnement :

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 $e \geq 15\text{cm}$
 - Les armatures sont constituées de deux nappes.

- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,1%B dans les deux sens (horizontal et vertical).
- Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.
- la longueur de recouvrement est de 50ϕ avec disposition d'équerres de renforcement dans les angles.

Avec: B: Section du voile.

7.5. Evaluation des charges :

On considère le voile comme une dalle pleine reposant sur quatre 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).

$L_x=5,62m$; $L_y=6,19m$; $e = 15 \text{ cm}$.

La charge de poussées des terres est donnée par:

$$Q = A \times h \times \gamma$$

Q: Contrainte sur une bande de 1m;

γ : Poids spécifique des terres ($\gamma = 21.9 \text{ KN/m}^3$) ;

h: Hauteur du voile ;

A: coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement interne.

$$\phi = 22^\circ \Rightarrow A = f(\phi) = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) = 0,454$$

$$Q = A \gamma \cdot H = 30,42 \text{ KN/ml} \Rightarrow Q_u = 1,35 \times 30,42 = 41,07 \text{ KN/ml}$$

7.6. Effort dans le voile périphérique :

Voile périphérique :

Un voile périphérique est prévu tout autour de l'ouvrage au niveau de sous-sol, d'après le RPA 99 version 2003 Art 10.1.2, le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous [3].

- L'épaisseur du voile doit être supérieure ou égale à 20 cm.
- Les armatures sont constituées de deux nappes, le pourcentage minimal est de 0.10 % dans les deux sens (horizontal et vertical).

:Caractéristique du sol [9] :

Q:surcharge d'exploitation $Q=5,00 \text{ kn} / \text{m}^3$

k_a : Coefficient de poussée des terres $K_a = \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) = 0.270$

$K_{a\gamma} = K_{aq} = 0.270$

Mode de calcul :

Ce voile travaille comme une dalle soumise à des efforts horizontaux « les poussées des terres » donc le calcul se fait à flexion simple

➤ **Calcul des sollicitations :**

P_1 : Force due à la surcharge

$$P_1 = K_q \times 500$$

$$1 \quad P = 0,270 \times 500 = 1,35 \text{KN} / \text{m}^2$$

P_2 : Force due à la poussée des terres

$$P_2 = K_a \times \gamma \times H$$

$$2 \quad P = 0,270 \times 1200 \times 4 = 12.96 \text{KN} / \text{m}^2$$

Charge à ELU:

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35P_2 + 1,5P_1 = 21,26 \text{KN} / \text{m}^2$$

Charge à ELS:

$$q_s = G + Q = P_2 + P_1 = 14.31 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4}{5.5} = 0.73 > 0.4$$

La dalle travaille dans les deux sens, pour l'étude on prend une bande de 1m.

$$q_u = 21.26 \times 1 = 21,26$$

KN / ml

$$q_s = 14.31 \times 1 = 14.31 \text{KN} / \text{ml}$$

$$M_x = u_x q l_x^2$$

« dans le sens de la petite portée »

$$. M_y = u_y M_x$$

« dans le sens de la grande portée ».

Les valeurs des coefficients u_x et u_y sont données, en fonction du α et de coefficient de poisson ν .

$$\text{Moment en travées } M_{ty} = 0.75 M_y \quad M_{ay} = 0.5 M_y$$

$$\text{moment en appuis } M_{tx} = 0.75 M_x \quad M_{ax} = 0.5 M_x$$

Tableau 13 : Récapitulatif des moments fléchissant

	moment (KN .m)			
	en travée		en appuie	
	ELU	ELS	ELU	ELS
Sens xx	17.35	15.57	11.57	7.79
Sens yy	7.545	5.08	5.03	3.39

Ferraillage

➤ Section minimale d'armateurs

Selon que l'on utilisera des fils de diamètre supérieur ou égale à 6mm, les sections minimales d'armatures dans deux sens $\varphi \geq 6\text{mm}$

$$\text{Sens y} : 0.0008 \times 25 \times 100 = 2\text{cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Sens x} : 2 \times (3 - \alpha) / 2 = 2.27\text{cm}^2/\text{ml}$$

Remarque :

CBA93 dans le sens de la petite portée, ces valeurs doivent être majorées de 20%

$$A_{s \text{ min x}} = 2.072\text{cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{s \text{ min y}} = 2\text{cm}^2/\text{ml}$$

Verification de l'existence des armatures comprimées A'

pour les armatures longitudinales, on utilise des aciers à haute adhérence (HA) de nuance FeE400 AVEC

$$\mu_{\text{limite}} = 0.391$$

ELU

Sens x-x

En travée $M_t = 17.35$

$$\mu = \frac{17350}{14.2 \times 100 \times 22.5^2} = 0.024$$

$\mu < \mu_{\text{limite}} \rightarrow$ section sans armatures comprimées

$$\beta_u = 0.024$$

$$A_{\text{cal}} = 2.24$$

$$A_s = \max(A_{\text{cal}} ; A_{\text{min}})$$

$$A_s = 2.7$$

Choix : 4T16=10.05cm²/ml

En appui : $M_a=11.57\text{KNm}$

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{11570}{14.2 \times 100 \times 22.5^2} = 0.016$$

$\mu \leq \mu_{\text{limite}} \Rightarrow$ Section sans armatures comprimées

$$\beta u = 1 - \sqrt{1 - 2u}$$

$$\beta u = 0.016$$

$$A_{cal} = \frac{\beta u \times d \times b \times f_{bc}}{\sigma_{su}} = 1.47$$

$$A_s = \max(A_{cal} ; A_{min})$$

$$A_s = 2.7$$

Choix:4T16 = 10.05 cm²/ml, e = 25cm

Sens-y-y :

En travée : $M_t=7.545\text{K N.m}$

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{7545}{14.2 \times 100 \times 22.5^2} = 0.01$$

$\mu \leq \mu_{\text{limite}} \Rightarrow$ Section sans armatures comprimées

$$\beta u = 1 - \sqrt{1 - 2u}$$

$$\beta u = 0.01$$

$$A_{cal} = \frac{\beta u \times d \times b \times f_{bc}}{\sigma_{su}} = 0.918$$

$$A_s = \max(A_{cal} ; A_{min})$$

$$A_s = 2$$

Choix:4T16 = 10.05 cm²/ml, e = 25cm

En appui : $M_a=5.03\text{KNm}$

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{5030}{14.2 \times 100 \times 22.5^2} = 0.007$$

$\mu \leq \mu_{\text{limite}} \Rightarrow$ Section sans armatures comprimées

$$\beta u = 1 - \sqrt{1 - 2u}$$

$$\beta u = 0.007$$

$$A_{cal} = \frac{\beta u \times d \times b \times f_{bc}}{\sigma_{su}} = 0.642$$

$$A_s = \max(A_{cal} ; A_{min})$$

$$A_s = 2$$

Choix: 4T16 = 10.05 cm²/ml, e = 25cm

Sens x x		Sens y y	
En travée	En appuis	En travée	En appuis
10.05cm ² 4T16	10.05 cm ² 4T16	10.05 cm ² 4T16	10.05 cm ² 4T16

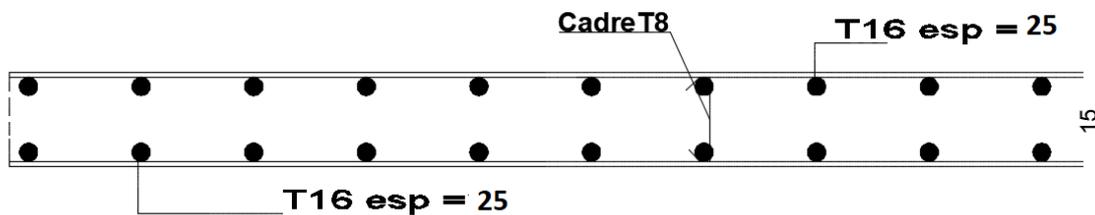


Figure 13. Ferrailage du voile périphérique sens x-x

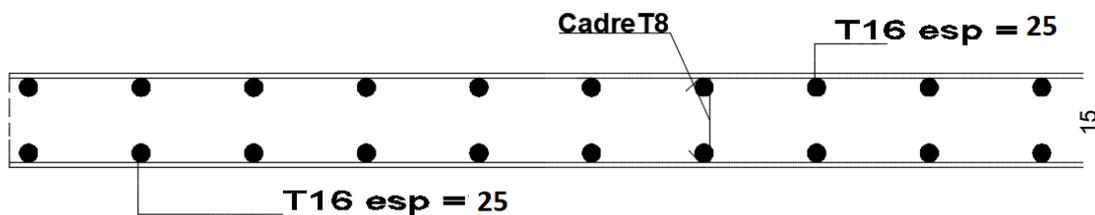


Figure 14. Ferrailage du voile périphérique sens Y-Y