



République Algérienne Démocratique & Populaire

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

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

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Université de BLIDA « SAAD DAHLAB »

جامعة سعد دحلب- البلدية

Faculté de technologie

كلية العلوم التكنولوجية

Département de Génie Civil

قسم الهندسة المدنية

MEMOIRE DE MASTER EN GENIE CIVIL

Spécialité : construction charpente métallique et mixte

TITRE :

**ETUDE D'UNE BATIMENT EN CHARPENTE
METALLIQUE (R+8) + SOUS-SOL**

Présente par :

- ✦ BENREBHA ZINEDINE
- ✦ BOUZAR OMAR

Encadreur :

- * Mm. SALAMA FATIMA ZOHRA
- * Mm. BOULGHBAR KHADIDJA

PRESIDENT : HALFAYA F.Z

EXAMINATEURS : RAHMANI

REMERCIEMENTS

en premier lieu, nous tenons à remercier Dieu qui nous a donné le courage et la volonté pour terminer ce travail.

Nous tenons à remercier vivement tous ceux qui nous ont aidés à élaborer cet ouvrage et en particulier notre promotrice Mm. BOULEGHBAR KHADIDJA et la Co promotrice Mm. SALAMA FATIMA ZOHRA pour sa disponibilité permanente, pour son aide et ces orientations précieuses, tout le long de ce projet

Nous tenons également à remercier les honorables membres du jury, pour l'honneur qu'ils nous ont accordés en acceptant d'évaluer de notre travail.

Nous remercions aussi l'ensemble des enseignants du département de génie civil qui ont contribué à notre formation master en Génie Civil.

Que tous ceux ou celles qui nous ont apportés leur soutien et qui nous ont aidé de loin ou de près pour l'achèvement de ce projet trouvent ici l'expression de notre vive et sincère reconnaissance, en particulier.

ملخص

تتناول هذه الرسالة دراسة مبنى غير منتظم في المخطط (SS + 08 + RDC) الموجود في البليدة. تم إجراء تحديد مسبق للأعضاء الحاملين للهيكل وفق لـ BAEL91 المعدل 99 و RPA version2003 .
تم تنفيذ التحليل الزلزالي للهيكل من قبل برنامج حساب Robot. تم تصميم طوابق المبنى بواسطة أغشية) غير قابل للتنفيذ في المخطط).
تقوية البنية بواسطة الأعمدة الحديدية كان ضروريا بما أن النقل الجانبي لما بين الطوابق فاق القيم المقبولة.
تسليح العناصر المقاومة) الاعمدة و العارضات) تم بواسطة. CCM97 ,CBA ,أمر الجدران الخرسانية المسلحة والعناصر الثانوية تم يدويا .

RESUME

Le présent mémoire, porte sur l'étude d'un bâtiment de forme irrégulière en plan (RDC+08+1SS) situé (BLIDA). Le pré dimensionnement des éléments porteurs de la structure a été fait conformément au *BAEL91 Modifié 99* et *RPA99 version2003*.
L'analyse sismique de la structure a été réalisée par le logiciel de calcul **ROBOT**. Les planchers du bâtiment ont été modélisés par des diaphragmes (indéformables dans leur plan).
Le ferrailage des éléments porteurs (poteaux, poutres) a été mené par le logiciel de ferrailage **CCM97,CBA**, alors que celui des voiles et des éléments secondaires a été fait manuellement.

ABSTRACT

The present project deals with the study of a building located in Jblida, an area of seismicity (III) according to the Algerian seismic standards (*RPA99version 2003*).
The seismic analysis of the structure was performed by the **ROBOT** calculation software. The floors of the building were modeled by diaphragms (in deformable in their plan)
The reinforcement of the supporting elements (columns, beams) was carried out by the **CCM97 ., CBA** reinforcement software, while that of the sails and the secondary elements was done. Manually

Sommaire

Introduction générale :

I.	Présentation de l'ouvrage	1
I.1	Généralités	1
I.2	Présentation de l'ouvrage étudié	1
I.3	Système constructif de bâtiment	2
I.4	Caractéristiques des matériaux	3
II	Prédimensionnement des éléments résistants	11
II.1	INTRODUCTION :	11
II.2	LES PLANCHERS	11
II.3	CHARGES ET SURCHARGES :	12
II.4	CALCUL DES SOLIVES :	13
II.5	POUTRES NON PORTEUSES :	23
II.6	LES POUTRES PORTEUSES :	26
II.7	Les poteaux	35
III	Neige et vent	42
III.1	Introduction	42
III.2	Effet de la neige	42
III.3	Etude du vent	43
III.4	Détermination de la pression aérodynamique	50
III.5	Action d'ensemble :	51
III.6	Calcul des forces de frottement F_{fr}	55
III.7	Conclusion	56
IV	Calcul des éléments secondaires	56
IV.1	Introduction	56
IV.2	Les escaliers	56
IV.3	Acrotère	63

V	Etude Sismique :	70
V.1	Introduction :	70
V.2	Objectifs de l'étude dynamique :	70
V.3	Méthodes statiques équivalentes :	71
V.4	Méthodes dynamique modale spectral :	76
V.5	Conclusion :	87
VI	Vérification des éléments de l'ossature :	88
VI.1	Introduction	88
VI.2	Vérification des poteaux.....	89
VI.3	Dimensionnement des poutres.....	99
VII	Calcul et vérification de l'assemblage	106
VII.1	Introduction	106
VII.2	Assemblage poutre-solive	107
VII.3	Assemblage poteau-poutre	109
VII.4	Assemblages des diagonales et le contreventement de stabilité :	113
VII.5	Assemblage poteau-poteau (HEA450-HEA400)	116
VII.6	Assomblage pieds de poteaux	119
VIII	Etude des éléments de sous-sol.....	123
VIII.1.	Introduction.....	123
VIII.2.	Etude du voile périphérique.....	123
VIII.2.	poteaux mixtes acier-beton :	131
IX	Etude des fondations :	140
IX.1.	Introduction :	140
IX.2.	Choix de type de fondations :	140
IX.3.	Calcul des fondations :	141
IX.4.	Radier général :	144

IX.5.	Ferraillage de la dalle du radier :	153
IX.6.	Ferraillage du débord :	161

Conclusion général

LISTE DES TABLEAU

Tableau II-1 caractéristiques du profilés IPE270.....	28
Tableau II-2 La descente de charges permanentes (poteau centre)	37
Tableau II-3 La descente des charges d'exploitation.....	37
Tableau II-4 les efforts normaux, la section et le profilé des poteaux	38
Tableau II-5 Vérification au flambement de 8eme étage jusqu'à RDC	40
Tableau II-6 choix final des profilés de poteau.....	41
Tableau II-7 choix final des profilés des poutres.....	41
Tableau III-1 Coefficients de Cpe parois verticales.....	47
Tableau III-2. Coefficients de Cpe de la toiture.....	48
Tableau III-3 Les valeurs des pressions Wzj	50
Tableau III-4 la force exercée par le vent Fw sur V1 et V2	53
Tableau III-5 Valeurs des Forces de pressions extérieures(V1 ET V2)	54
Tableau III-6 Valeurs des forces de pression extérieure sur la toiture(V1 et V2)	54
Tableau III-7 Valeurs des forces de frottement direction V1 et V2.....	55
Tableau V-1 : coefficient d'accélération de zone A	72
Tableau V-2. L'évaluation du coefficient de comportement	74
Tableau V-3: Valeurs des pénalités	74
Tableau V-4. Facteur de qualité	74
Tableau V-5 Les périodes et les facteurs de participation massique	78
Tableau V-6 Les périodes et les facteurs de participation massique	79
Tableau V-7 Vérification de l'effort tranchant	84
Tableau V-8 Vérification des déplacements sans X inter étages pour le modèle	85
Tableau V-9 Vérification des déplacements sans Y inter étages pour le modèle	85
Tableau V-10 Justification vis-à-vis de l'effet « P-Δ » (sans X-X).....	86
Tableau V-11 Justification vis-à-vis de l'effet « P-Δ » (sans Y-Y)	87
Tableau VI-1 Caractéristiques du profilé HEA450.....	90
Tableau VI-2 Valeurs des efforts internes	93
Tableau VI-3 Valeurs des K (sens Y-Y).....	94
Tableau VI-4 Valeurs des K (sens Z-Z).....	94
Tableau VI-5 Vérification de poteau central au flambement sous N_{max}	94

Tableau VI-6 Valeurs des efforts internes	94
Tableau VI-7 Valeurs des K (sens Y-Y).....	95
Tableau VI-8 Valeurs des K (sens Z-Z).....	95
Tableau VI-9 Vérification de poteau central au flambement sous M_{max}	95
Tableau VI-10 Valeurs des efforts internes x	95
Tableau VI-11 Valeurs des K (sens Y-Y).....	96
Tableau VI-12 Valeurs des K (sens Z-Z).....	96
Tableau VI-13 Vérification de poteau central au flambement sous N_{max}	96
Tableau VI-14 Vérification de déversement N_{max} Deuxièmement : M_y^{max} ; N^{cor} ; M_z^{cor}	98
Tableau VI-15 Vérification de déversement M_y^{max}	98
Tableau VI-16 Vérification de déversement M_z^{max}	98
Tableau VIII-1 Ferrailage du voile périphérique	125
Tableau VIII-2 Vérification des contraintes à l'ELS	130
Tableau IX-1 Effort normal appliqué aux fondations	141
Tableau IX-2 Récapitulatif des sections de semelles filantes et des efforts normaux	143
Tableau IX-3 Contraintes sous le radier à l'ELU.	152
Tableau IX-4 Contraintes sous le radier à l'ELS.....	152
Tableau IX-5 Calcul des moments à l'ELU	154
Tableau IX-6 Calcul des moments à l'ELS	154
Tableau IX-7 Ferrailage des panneaux du radier.	155
Tableau IX-8 Vérification des contraintes à l'ELS	156
Tableau IX-9 Ferrailage des nervures sens porteur	157
Tableau IX-10 Ferrailage des nervures sens non porteur	157
Tableau IX-11 Vérification des contraintes à l'ELS	158
Tableau IX-12 Calcul du ferrailage du débord	161
Tableau IX-13 Vérifications des contraintes à l'ELS	162

LISTE DES FIGURES

Figure I-1 Schéma de la façade principale.....	1
Figure I-7 Connecteurs.....	10
Figure II-1 Schéma statique de la solive.....	13
Figure II-2 Schéma statique de poutre principal.....	26
Figure II-3 Schéma des appuis poteaux RDC+ les étages.....	35
Figure II-4 les surfaces qui reviennent aux poteaux.....	36
Figure III-1 Action du vent.....	44
Figure III-1. Légende pour les parois verticales.....	46
Figure III-2. zone de pression pour les parois verticales.....	47
Figure III-3 Légende pour les toitures plates.....	47
Figure III-4 valeur de c_p pour la toiture.....	48
Figure IV-1 Diagramme des contraintes de section partiellement comprimée.....	67
Figure V-1 régularité en élévation.....	74
Figure V-2 Structure autostable déforme.....	77
Figure V-3 Structure avec palées triangulées.....	78
Figure V-4 Structure avec palées triangulées en X déforme.....	79
Figure V-5 Spectre de réponse.....	80
Figure VI-1 Phénomène du déversement.....	88
Figure VI-2 Phénomène du flambement.....	89
Figure VI-3 Facteurs de distribution de rigidité.....	90
Figure VI-4 Vue de 2UPN 200.....	101
Figure VI-5 Vue de 2UPN 300.....	102
Figure VI-6 Vue de 2UPN 320.....	104
Figure VII-1 assemblage IPE270 – HEA360.....	107
Figure VII-2 assemblage HEA400- HEA360.....	109
Figure VII-3 L'attache de la diagonale 2UPN (320) avec le poteau HEA360.....	114
Figure VII-4 Attache de 2UPN320.....	115
Figure VII-5 détail d'assemblage de UPN320.....	116
Figure VII-6 ASSEMBLAGE HEA450-HEA400.....	117
Figure VII-7 Schéma pied de poteau.....	119

Figure VIII-1 Vue illustrant les dimensions du panneau le plus sollicité	124
Figure VIII-2 Ferrailage du voile périphérique En travée	131
Figure VIII-3 Ferrailage du voile périphérique En travée	131
Figure VIII-4 POTEAU MIXT	133
Figure IX-1 Semelle isolée sous poteau.....	141
Figure IX-2: Semelles filantes sous poteaux	143
Figure IX-3 les semelles filants	143
Figure IX-4 Radier général nervuré	144
Figure IX-5 Contraintes sous le radier.	151
Figure IX-6 Panneau de la dalle du radier.	153
Figure IX-7 Ferrailage des nervures sens porteur.....	160
Figure IX-8 Ferrailage des nervures sens non porteur.....	160
Figure IX-9 Schéma statique des débords	161
Figure IX-10 Ferrailage du débord.....	162

Notations et symboles

Anet : Section nette d'une pièce.
Aw : Section de l'âme.
Av : Aire de cisaillement.
bf : La largeur de la solive.
Cf : Coefficient de force.
Cr : Coefficient de rugosité.
Cp,net : Coefficient de pression nette.
Ce : Coefficient d'exposition.
Cd : Coefficient dynamique.
E : Module d'élasticité longitudinale de l'acier.
Iv(z) : Intensité de la turbulence.
K : Coefficient d'encastrement ou de rigidité Poutre-Poteau.
K0 : Coefficient de flambement.
Kt : Facteur de terrain.
Mb,Rd : Valeur de calcul de la résistance au déversement.
Npl,Rd : Valeur de calcul de la résistance plastique de la section transversale brute.
Nb,Rd : Valeur de calcul d'un élément comprimé au flambement.
Nsd : Effort normal sollicitant.
Nt,Sd : Effort normal de traction.
Npl : Effort normal plastique.
Nc,Rd : La résistance de calcul à la compression de la section transversale.
n : Le coefficient d'équivalence acier/béton.
Pk : Poids total de la structure.
qp(ze) : Pression dynamique de pointe.
R : Coefficient de comportement de la structure.
S : Charge de la neige.
Sk : Charge de la neige sur le sol.
Vsd : Valeur de calcul de l'effort tranchant sollicitant.
Vpl,Rd : Valeur de calcul de la résistance plastique au cisaillement.
W : Pression aérodynamique.
W(zj) : Pression dynamique.
We : Pression extérieure exercée sur la surface élémentaire de la hauteur ze.
Wi : Pression intérieure exercée sur la surface élémentaire de la hauteur ze.
Wpl : Module de résistance plastique.
Wel : Module résistance élastique.
d : Diamètre d'une section circulaire.
fy : Limite d'élasticité.
fu : Résistance à la traction.
fbu : Contrainte admissible de compression à l'état limite ultime.
d : Diamètre d'une section circulaire.
r : Rayon d'une section circulaire.
t : Epaisseur d'une pièce.

t_f : Epaisseur de la semelle (poutre, solive, poteau).
 t_w : Epaisseur de l'âme (poutre, solive, poteau).
 Z : Hauteur au-dessus du sol.
 Z_0 : Paramètre de rugosité.
 α : Coefficient du système statique et de la travée étudiée.
 x : Coefficient de réduction pour le mode de flambement ou déversement approprié.
 β_w : Facteur de corrélation.
 γ_M : Coefficient partiel de sécurité.
 γ_{M0} : Coefficient partiel de sécurité pour les sections de classe (1,2,3).
 γ_{M1} : Coefficient partiel de sécurité pour les sections de classe (4).
 γ_{M2} : Coefficient partiel de sécurité pour les sections nettes au droit des trous.
 A_s : Aire d'une section d'acier.
 A_t : Section d'armatures transversales.
 B : Aire d'une section transversale de béton.
 \varnothing : Diamètre des armatures
 γ_s : Coefficient de sécurité de calcul d'acier.
 γ_b : Coefficient de sécurité de calcul de béton.
 σ_s : Contrainte de traction de l'acier.
 σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.
 $\overline{\sigma_s}$: Contrainte de traction admissible de l'acier.
 $\overline{\sigma_{bc}}$: Contrainte de compression admissible du béton.
 τ_u : Contrainte ultime de cisaillement
 τ : Contrainte tangentielle.
 ξ : Déformation relative.
 λ : Elancement.
 F : Force concentrée.
 f : Flèche.
 \overline{f} : Flèche admissible.
 L : Longueur ou portée d'un élément.
 L_f : Longueur de flambement.
 d : Hauteur utile de calcul
 F_e : Limite d'élasticité de l'acier.
 M_u : Moment à l'état limite ultime.
 M_{ser} : Moment à l'état limite de service.
 M_t : Moment en travée.
 M_a : Moment sur appuis.
 I : Moment d'inertie.
 f_i : Flèche due aux charges instantanées.
 f_v : Flèche due aux charges de longue durée.
 I_{fi} : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.
 I_{fv} : Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.
 E_{ij} : Module d'élasticité instantané.
 E_{vj} : Module d'élasticité différé.

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'âge.

f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'âge.

F_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'âge.

δ : Rapport de l'aire d'acier à l'aire de béton.

Y : Position de l'axe neutre.

I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène.

δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismique.

Introduction générale

- Dans notre étude, on s'intéresse à la modélisation d'un bâtiment(R+8+sous-sol) , c'est un logiciel de calcul et d'optimisation des structures. Il utilise la méthode d'analyse par éléments finis pour étudier les structures planes et spatiales, permet d'effectuer des analyses statiques et dynamiques, ainsi que des analyses linéaires ou non linéaires. On peut ainsi calculer les structures à un nombre de barres et à un nombre de nœuds limités. Les seules limitations découlent des paramètres de l'ordinateur sur lesquels les calculs sont effectués (mémoire vive et espace disque disponibles). Les données de la structure analysée (effort, ferrailage, etc. ...) seraient ainsi estimées induisant une réduction significative dans le temps de calcul.
- Et puis on va consacrer le premier chapitre aux généralités ou on présente des introductions aux structures métalliques, et la construction mixte, et ce chapitre comprend la présentation complète de l'ouvrage, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- Le pré dimensionnement des éléments, tels que les planchers, poteaux, poutres de bâtiment sont présentés dans le **chapitre 2** alors que le **3^{ème} chapitre** comporte l'étude de neige et vent.
- L'objectif du **4^{ème} chapitre** est. calcul des éléments secondaires
- 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**, L'objectif de ce chapitre est d'avoir un bon comportement en passant par plusieurs dispositions des contreventements jusqu'à ce que les critères imposés par les règles parasismiques Algériennes (RPA99v2003) soient satisfaits.
- **Le chapitre 6^{ème}** porte sur la vérification au flambement et déversement de l'ossature en charpente métallique.
- Le calcul des assemblages, fondé sur les résultats du logiciel **ROBOT** est présenté dans le **7^{ème} chapitre** traite les différents assemblages des éléments de la structure. L'objectif du **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.

I. Présentation de l'ouvrage

I.1 Généralités

I.1.1 Introduction

Notre projet de fin d'étude consiste à étudier un bâtiment en charpente métallique R+8 avec sous-sol dans la wilaya de Blida, qui est classée selon RPA99 version 2003 comme zone de forte sismicité (ZONE III). Voir schéma ci-dessous)

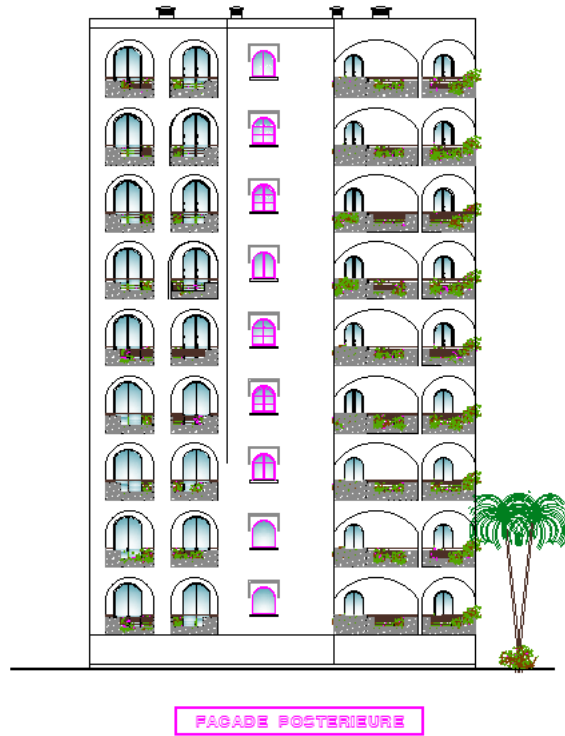


Figure I-1 Schéma de la façade principale

I.2 Présentation de l'ouvrage étudié

Le bâtiment à usage d'habitation, composé d'un sous-sol, d'un Rez-de chaussée et de 08 étages

I.2.1 Les caractéristiques géométriques de bâtiment sont :

Longueur en plan.....	19.56 m
Largeur en plan.....	19.56 m
Hauteur du RDC.....	3.40 m.
Hauteur étage courant	3.40 m.
Hauteur de sous-sol.....	3.06 m
Hauteur totale.....	31.2 m

I.2.2 Dimensions en plan : (voire les schémas représentés ci-dessous)**RDC :**

Longueur en plan.....	19.56 m
Largeur en plan.....	19.56 m
Hauteur du RDC.....	3.40 m.

Les étages :

Hauteur étage courant	3.40 m.
-----------------------------	---------

I.3 Système constructif de bâtiment**I.3.1 type de structure**

La structure est une ossature à portique contreventés par des palées de stabilité le tout en charpente métallique, la charge verticale dans sa majorité sera reprise par les portiques.

I.3.2 Assemblages

L'assemblage des éléments de notre construction est assuré par des boulons de haute résistance HR, des boulons ordinaires ainsi que des soudures.

I.3.3 Système de contreventement

La stabilité du bloc est assurée par des portiques auto-stables dans un sens et par des paliers de stabilité verticaux en X

I.3.4 Les planchers

La structure comporte un plancher mixte acier béton connu sous le nom de plancher Collaborant dont la composition est illustrée sur la (Fig. 2). Le profilé métallique est connecté mécaniquement à la dalle de béton qu'il porte, Grâce à la résistance au cisaillement apportée à l'interface par la connexion de connecteurs, Qui permet d'obtenir une bonne adhérence entre l'acier et le béton, les deux matériaux de Construction traditionnels sont ainsi associés en flexion.

La dalle en béton armé qui remplit déjà son office de surface porteuse horizontale, est utilisée en outre comme élément comprimé de la section mixte. Elle apporte ainsi un gain de résistance et de rigidité à la poutre, qui constitue essentiellement l'élément tendu de l'ensemble en flexion

La dalle de béton est coulée sur un bac d'acier qui joue le rôle de coffrage perdu durant la phase de construction il permet :

- d'assurer un coffrage efficace et étanche en supprimant les opérations de décoffrage.
- de constituer une plate-forme de travail avant la mise en œuvre du béton.

- d'éviter souvent la mise en place des étais et gagner du temps.

La connexion mécanique de la dalle sur la poutre est essentielle pour garantir une collaboration en flexion. Elle est le plus souvent réalisée par soudure électrique de goujons à tête à l'aide d'un pistolet adéquat.

Pour la facilité du positionnement des connecteurs et de son contrôle visuel, un espacement uniforme de ces connecteurs est souhaitable.

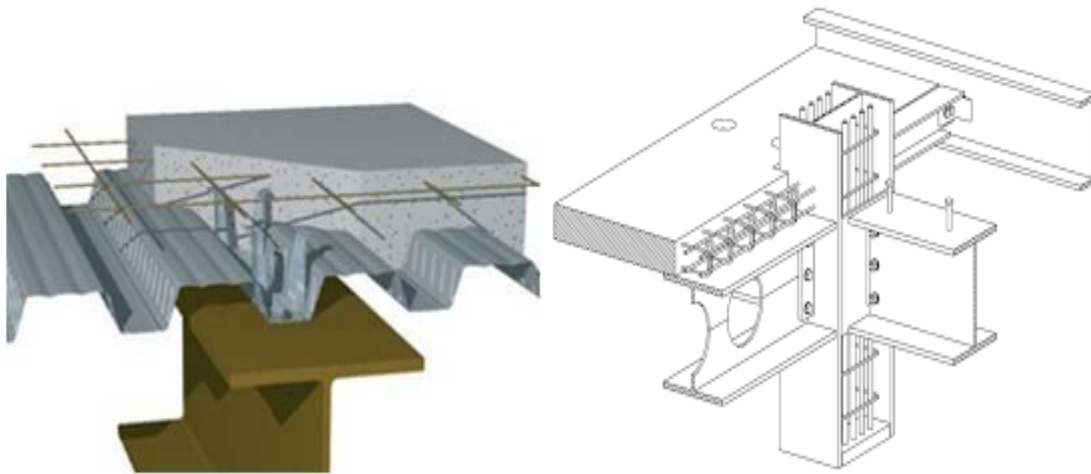


Figure I-2 construction d'une planche collaborant

I.3.5 Escaliers

Les escaliers permettent l'accès du niveau RDC vers les autres étages, elles sont constituées de garde-corps et d'un palier intermédiaire métallique.

I.3.6 Fondations

Les fondations seront réalisées conformément à l'étude géotechnique. Les fondations de la Tour seront de type filantes ou radier général.

I.4 Caractéristiques des matériaux

I.4.1 Béton :

On appelle béton ; le matériau constitué par le mélange dans les proportions convenables de : ciment, granulats et l'eau.

La composition du béton et pour un béton C25/30 sera déterminé selon la granulométrie des agrégats utilisés.

I.4.1.1 Résistance caractéristique à la compression

Le béton est défini par sa résistance à la compression à 28 jours. Cette dernière est notée par f_{c28} , La résistance de notre béton est prise égale à $f_{c28} = 25$ MPa. Cette résistance est mesurée sur des éprouvettes cylindriques normalisées de 16 cm de diamètre et de 32 cm de hauteur

I.4.1.2 Résistance caractéristique à la traction

Elle est déterminée par plusieurs essais et est désignée par f_{t28} . On peut citer :

- Traction directe
- Traction par fendage
- Traction par flexion

La résistance caractéristique à la traction est conventionnellement définie par la relation :

$$F_{tj} = 0.6 + 0.06 F_{cj} \text{ (MPa)}$$

Pour tout l'ouvrage on utilise le même dosage en béton avec une résistance caractéristique à la compression c_{28} et à la traction t_j telle que : $F_{c28} = 20$ MPa donc $F_{tj} = 2,1$ MPa.

C. - Coefficient de Poisson

Le coefficient de poisson est le rapport entre l'augmentation relative de la dimension transversale et le raccourcissement relatif longitudinal.

$$\nu = \frac{\text{Déformations transversale}}{\text{Déformations longitudinale}}$$

$$\nu = 0 \text{ béton fissuré à l'ELU}$$

$$\nu = 0.2 \text{ béton non fissuré à l'ELS}$$

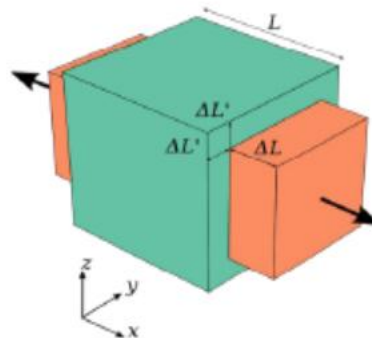


Figure I-3 Coefficient de Poisson

♦ Module de déformation longitudinale

Ce module est défini sous l'action des contraintes normales d'une longue durée ou courte Durée.

Module de déformation instantanée

Pour des charges d'une durée d'application inférieure à 24 heures

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj} 28}$$

D'où : $E_{fc28} = 29858,59 \text{ MPa}$; (A.2.1, 21, Réf 08)

♦ Module de déformation différée

Pour des charges de longue durée d'application :

$E_{vj} = 37000 \sqrt[3]{f_{cJ}}$ D'où : $E_{I28} = 100433,45 \text{ MPa}$; (A.2.1, 22, Réf 08)

♦ Contraintes limites

Par définition ; « un état limite » est un état particulier au-delà duquel une structure, ou une partie de cette structure cesse de remplir les fonctions ou ne satisfait plus aux conditions, pour lesquelles elle a été conçue. Lorsqu'un état limite est atteint une condition requise de la structure ou d'un de ses éléments pour remplir sont objet est strictement satisfaite mais cesserait de l'être en cas de modification défavorable d'une action, on distingue.

♦ Les états limite ultimes ELU :

Qui correspondent à la valeur maximale de la capacité portante :

- Equilibre statique
- Résistance de la structure ou de l'un de ses éléments
- Stabilité de forme La contrainte ultime du béton en compression est donnée par

$$\sigma = \frac{0.85 F_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

γ_b = coefficient de sécurité .

$$\gamma_b = \begin{cases} 1,5 & \text{cas de situations durables ou transitoires} \\ 1,15 & \text{cas de situations accidentelles} \end{cases}$$

f_{c28} = résistance caractéristique à la compression à 28 jours.

Le coefficient de minoration 0,85 a pour objet de couvrir l'erreur faite en négligeant le fluage du béton.

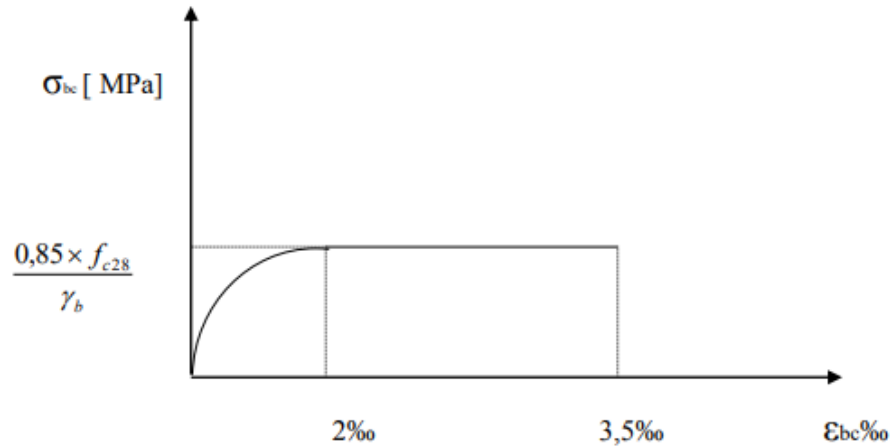


Figure I-4 Diagramme contraintes – déformations à l'ELU

Figure I-6: Diagramme contraintes – déformations à l'ELU

Etat limite de service est un état de chargement au delà duquel la construction ne peut plus assurer le confort et la durabilité pour les quels elle a été conçue.

Le bâtiment doit vérifier les trois critères suivants :

- Compression du béton.
- L'ouverture des fissures.
- Déformation des éléments de la construction.

La contrainte limite de service est donnée par :

$$\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} \text{ (MPa) [1]}$$

Pour $f_{c28} = 20\text{MPa}$ on trouve : $\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$.

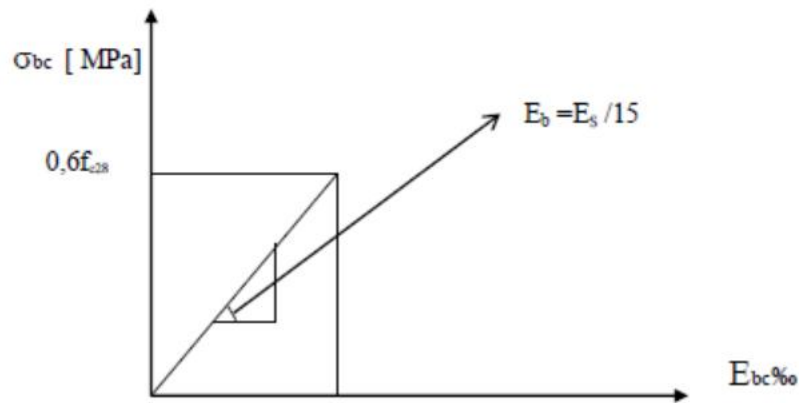


Figure I 5 : Diagramme contraintes déformations du béton à l' ELS

I.4.2 Acier :

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction, nous utiliserons les types d'aciers suivants :

les ronds lisses (R.L) : nuances FeE 22 et FeE 24 pour les armatures transversales.

les barres à haute (HA) : nuances FeE 400 et FeE 500 pour les armatures longitudinales.

Treillis soudés (TS) : TLE52 Ø = 8 mm pour les dalles.

I.4.2.1 Contrainte de calcul

ELU :

σ_s = contrainte de l'acier à l'ELU La contrainte de calcul, notée σ_s et qui est définie par la

$$\sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s}$$

relation suivante :

Avec : γ_s : est le coefficient de sécurité de l'acier qui a pour valeur :

$$\gamma_s = \begin{cases} 1,15 & \text{situation durable ou transitoire} \\ 1,0 & \text{situation accidentelle} \end{cases}$$

$$\begin{array}{l} \blacklozenge \text{ rond lisse} \\ (f_e = 235 \text{ MPa}) \end{array} \left\{ \begin{array}{ll} \sigma_s = 204,34 \text{ MPa} & \text{situation durable ou transitoire} \\ \sigma_s = 235 \text{ MPa} & \text{situation accidentelle} \end{array} \right.$$

$$\begin{array}{l} \blacklozenge \text{ haute adhérence} \\ (f_e = 400 \text{ MPa}) \end{array} \left\{ \begin{array}{ll} \sigma_s = 348 \text{ MPa} & \text{situation durable ou transitoire} \\ \sigma_s = 400 \text{ MPa} & \text{situation accidentelle} \end{array} \right.$$

b.2) E . L . S

La vérification de la contrainte dans les aciers se fait :

- Pour une fissuration peu nuisible : pas de vérification.
- Pour une fissuration préjudiciable : $\sigma_s \leq \bar{\sigma} = \text{Min} \left[2/3 f_e ; 150 \eta \right]$ (MPa)
- Pour une fissuration très préjudiciable : $\sigma_s \leq \bar{\sigma} = \text{Min} \left[1/2 f_e ; 110 \eta \right]$ (MPa)

AVEC :

η = coefficient de fissuration tel que :

$$\eta = \left\{ \begin{array}{l} 1,0 \text{ pour les aciers ronds lisses.} \\ 1,6 \text{ pour les aciers à haute adhérence.} \end{array} \right.$$

Allongement de rupture

ϵ_s = allongement de l'acier à l'ELU égale à 10‰.

I.4.2.2 Module d'élasticité longitudinale de l'acier

Le module d'élasticité de l'acier est la pente du diagramme contraintes – déformations ; il

sera pris égale à : $E_s = 2,1.10^5$ [MPa]

e) Diagramme contraintes – déformations à l'ELU

σ_s = contrainte de l'acier .

γ_s = coefficient de sécurité de l'acier .

ϵ_s = allongement relatif de l'acier .

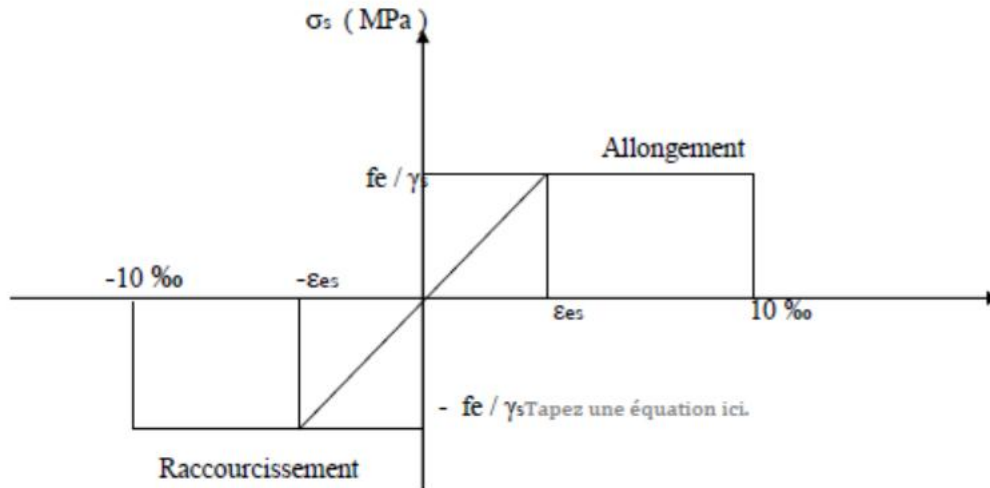


Figure I.6 : Diagramme contrainte – déformations de l'acier à l'E. L. U

I.4.2.3 Acier de Charpente métallique

Les différentes caractéristiques mécaniques des aciers de Charpente métallique sont les suivantes :

- Module d'élasticité longitudinale $E = 2.1 \text{ E5 MPa}$
- Coefficient de poisson $\mu = 0.3$
- Module d'élasticité transversale $G = 8.1 \text{ E4 MPa}$
- Coefficient de dilatation linéaire: $\lambda = 11 \text{ E-6}$
- Masse volumique de l'acier $\gamma = 7850 \text{ daN/m}^3$

Contrainte limite conventionnelle d'élasticité :

- L'ossature métallique E28 : $\sigma_c = 28 \text{ daN/mm}^2$
- Boulons ordinaires E28 : $\sigma_c = 28 \text{ daN/mm}^2$
- Boulons à haute résistance
- H.R. 8.8 $\sigma_c = 64 \text{ daN/mm}^2$
- H.R. 10.9 $\sigma_c = 90 \text{ daN/mm}^2$

I.4.2.4 Contrainte limite élastique de cisaillement pur (critère de Von Mises):

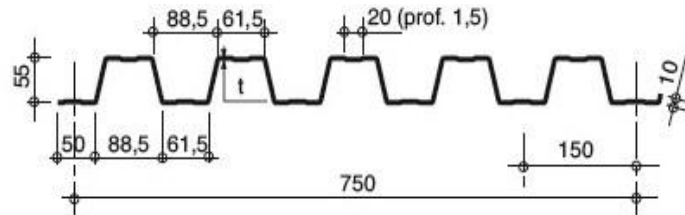
$$\tau_c = \sigma_c / \sqrt{3}$$

I.4.2.5 Bac d'acier

Le bac d'acier utilisé c'est le Hi Bond 55, cet élément forme un coffrage pour la dalle en béton, il permet :

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

Le Hi-Bond utilisé dans notre calcul a les caractéristiques géométriques montrées dans la figure ci-dessous



I.4.2.6 Les Connecteurs

La liaison acier - béton est réalisée par des connecteurs, ils permettent de développer le comportement mixte entre la poutre en acier et le béton. La connexion est essentiellement

prévue pour résister au cisaillement horizontal.

Deux types de connecteurs principaux sont disponibles, les goujons soudés et les connecteurs cloués.

Dans notre cas, on utilise des goujons de hauteur $h=95\text{mm}$ et de diamètre $d=19\text{mm}$, qui sont assemblés par soudage (voir figure ci-dessous)

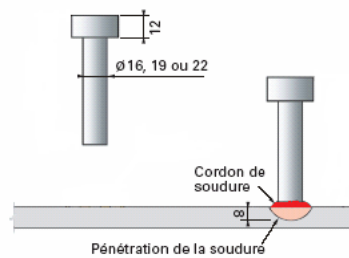


Figure I-2 Connecteurs

II Prédimensionnement des éléments résistants**II.1 INTRODUCTION :**

Ce chapitre nous permet de faire une estimation approximative pour les dimensions des sections des éléments porteurs de notre structure (poteaux, poutres ... etc.). En se basant sur le principe de la descente de charges verticales transmises par les planchers aux éléments porteurs et qui les transmettent à leur tour aux fondations, le prédimensionnement des éléments se fait selon les règles de calcul de **BAEL91 ; CBA93 ; CCM97** Pour un bâtiment R+8

II.2 LES PLANCHERS**II.2.1 Généralité :**

Les planchers constituent un plan horizontal rigide capable de : Supporter les charges Verticales (poids propre des différents composants et charges d'exploitation) et de les Transmettre aux poteaux.

Transmettre les efforts horizontaux (vent et efforts sismiques) vers les éléments verticaux (Palées de stabilité, poteaux de portique), d'autres fonctions sont d'une importance plus ou moins majeure en relation avec la destination du bâtiment. Il s'agit de la flexibilité de passages Verticaux et horizontaux (gaines et réseaux divers, et équipements techniques), de l'isolation acoustique et thermique, de la stabilité et la résistance au feu.

II.2.2 Planchers collaborant mixte acier-béton :

Une des solutions efficaces permettant de réduire la flèche et d'augmenter la résistance des poutres mixtes par rapport à celles de la solution d'acier seul consiste à attacher la dalle à Poutrelle métallique par des connecteurs. Cela est très intéressant pour les grandes portées. Il permet aussi la réduction de la quantité d'acier, réduction de la retombée des poutres et planchers, réduction du coût de la construction et la rapidité d'exécution.

II.3 CHARGES ET SURCHARGES :

Sous charges horizontales, le rôle essentiel du plancher, supposé infiniment rigide dans le plan horizontal, est de transmettre les efforts aux éléments porteurs les poutres et les poteaux.

♦ **Plancher terrasse inaccessible**

Actions permanentes : (DTR BC 2.2)

1- Protection en gravillon.....	0,85 KN/m ²
2- Etanchéité multicouches.....	0,12 KN/m ²
3- Forme de pente (mortier en ciment)(e=10cm)(0.2*10).....	2,00 KN/m ²
4- Isolation thermique.....	0,16 KN/m ²
5- Dalle en béton armé (t=13) (Durée de résistance au feu = 140 (mn)).....	3,25 KN/m ²
6- Bac d'acier (HIBON 55).....	0,15 KN/m ²
7- Faux plafond.....	0,2 KN/m ²
Total:	G =6.73 KN/m²

Charges d'exploitation

Terrasse inaccessible Q = 1 KN/m²

♦ **Plancher courant : (DTR BC 2.2)**

Actions permanentes : (DTR BC 2.2)

1- Compacto. 20*0,007.....	0,14 KN/m ²
2- Mortier de pose.....	0,40 KN/m ²
3- Lit de sable 18*0,03.....	0,54 KN/m
4- Dalle en béton armé (t=13) (Durée de résistance au feu = 140 (mn))	3,25 KN/m ²
5- Faux plafond.....	0,20 KN/m ²
6- Bac d'acier (HIBON 55).....	0,15 KN/m ²
7- Distribution cloison.....	1,00 KN/m ²
Total :	G =5.68 KN/m

Charges d'exploitation (Q) : (DTR BC 2.2)

Plancher courant (Habitation) Q = 1,5 KN/m²

Balcon Q = 2,5 KN/m²

Parking (sous-sol) Q = 4 KN/m²

II.4 CALCUL DES SOLIVES :

Les solives sont généralement en IPE ou IPN, et leur espacement est compris entre 1,0 et 1,5 m et leurs portées ne doit pas dépasser les 6,0 m.

Pour dimensionner la solive on utilise une formule approcher et simplifiée qui est en fonction de la hauteur du profile et la portée de solive.

Dans notre cas dans le **bloc R+8** on a choisi le sens porteur selon le nombre de trame car on a dans un sens des trames plus que l'autre, et d'après ce dernier on aura une poutre principale de 5.10 m et des solives de 5m a vérifier .

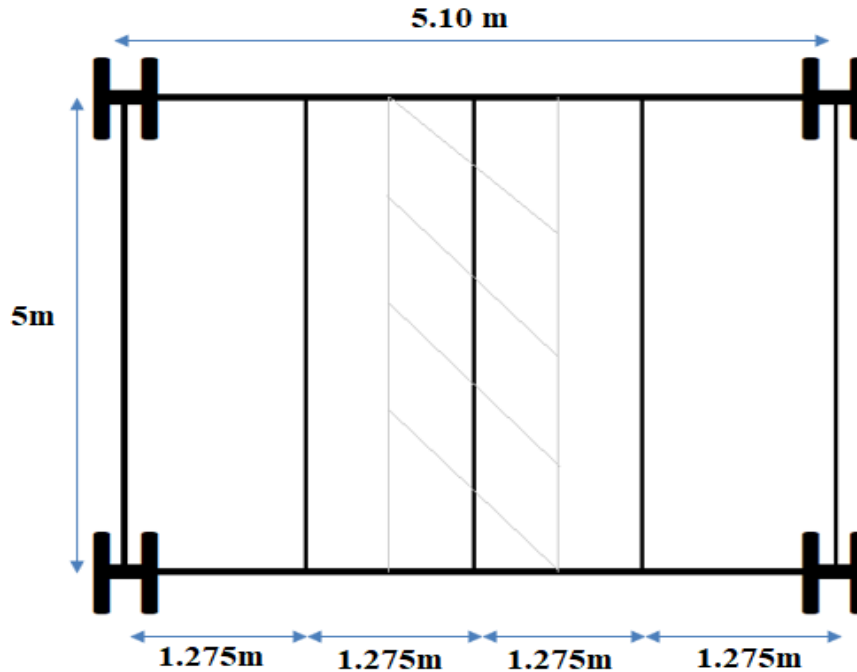


Figure II-1 Schéma statique de la solive

II.4.1 Solive du plancher terrasse inaccessible :

Phase de construction :

Le profilé d'acier travaille seul, donc les charges seront :

- Poids propre du béton frais (25*0.13)..... $G_b = 3.25$ KN/m²
- Poids du bac d'acier $g = 0,15$ KN/m²
- Surcharge de construction (ouvrier)..... $Q_c = 0,75$ KN/m²

♣ Combinaisons des charges :

L'entraxe entre les solives est 1.275 m.

- **ELU** : $q_u = [1,35*(G_b+g)*1.27 + (1,5*Q) *1.27] \Rightarrow q_u = [1,35*(3.25+0,15)*1.27 + (1,5* 0,75 *1.27]$
 $q_u = 7.25$ KN/ml
- **ELS** : $q_{ser} = [G_b+g+ Q] *1.27 \Rightarrow q_{ser} = [3.25+0.15 + 0,75] *1.27$
 $q_{ser} = 5.27$ KN/ml

♦ **Vérifications :**

D'après le critère de la flèche : $f^{max} = \frac{5}{384} \frac{q_s \cdot (L)^4}{E I_y} = \frac{L}{250}$

$$I_y \geq \frac{5}{384} \frac{q_s \cdot (L)^4}{E F} \Rightarrow I_y \geq 95.91 \text{ cm}^4$$

Le choix : IPE 100

Poid propre de profile Gp = 0.081 KN/ml

- **ELU** : $q_u = [1,35 \cdot (g_p + (G_b + G_{acier}) \cdot 1.27)] + (1,5 \cdot Q) \cdot 1.27 \Rightarrow q_u = [1,35 \cdot (0.081 + (3.25 + 0,15) \cdot 1.27 + [1,5 \cdot 0,75] \cdot 1.27$

$q_u = 7.36 \text{ KN/ml}$

- **ELS** : $q_{ser} = G_p + [G_b + g + Q] \cdot 1.27 \Rightarrow q_{ser} = 0.081 + [3.25 + 0.15 + 0,75] \cdot 1.27$

$q_{ser} = 5.35 \text{ KN/ml}$

♦ **Moment fléchissant:**

Le moment fléchissant M_{sd} dans la section transversale doit satisfaire la condition suivante :

$$M_{sd} \leq M_{brd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \Rightarrow \begin{cases} q_u = 7.36 \text{ KN/ml} \\ q_{ser} = 5.35 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

$$M_{max} = M_{sd} = \frac{q_u \times (L/2)^2}{8} = \frac{7.36 \times 2.5^2}{8} = 5.75 \text{ kN.m}$$

$$M_{plrd} = \frac{W_{pl} \times F_y}{\gamma_{M0}} = \frac{39.41 \times 235 \times 10^{-3}}{1.1} = 8.42 \text{ kN.m}$$

$M_{sd} < M_{plrd} \Rightarrow$ C'est vérifié

♦ **Effort tranchant :**

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

Où : V_{plRd} : effort tranchant de plastification de la section.

A_v : aire de cisaillement.

$A_v = 508 \text{ mm}^2$

$$V_{plrd} = \frac{235 \times 508 \times 10^{-3}}{\sqrt{3} \times 1.1} = 63.45 \text{ KN}$$

$$V_{sd} = \frac{7.36 \times 2.5}{2} = 9.2 \text{ KN}$$

$$V_{SD} < V_{plrd} \rightarrow \text{vérifier}$$

$$0.5 * v_{plrd} = 0.5 * 63.45 = 31.72 > 9.2$$

Il n'y a pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant

♦ **Vérification de la rigidité :**

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

$$L = 2.5 \text{ m.}$$

$$E = 2.1 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2.$$

$$I_y = 171 \text{ cm}^4.$$

Donc on aura
$$F^{max} = \frac{5 \times 5.35 \times (2500^4)}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 171 \times 10^4} = 7.15 \text{ mm}$$

Et la flèche admissible est
$$F^{adm} = \frac{2500}{250} = 20 \text{ mm}$$

♦ **Vérification du voilement :**

Classification de la section

Classification de la semelle :

$$\frac{c}{t_f} \leq 10 \varepsilon \text{ Or } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1 \Rightarrow f_y = 235 \text{ Mpa} \Rightarrow \frac{c}{t_f} = \frac{18.45}{5.7} = 3.23 < 10$$

Semelle de classe I

Classification de l'âme :

$$\frac{d}{t_w} \leq 72 \varepsilon \rightarrow \frac{74.6}{4.1} = 18.19 < 72 \varepsilon \Rightarrow \text{Ame de classe I}$$

Section globale de classe I

$$\frac{d}{t_w} = 18.19 < 69 \varepsilon \text{ vérifiée} \Rightarrow \text{Pas de voilement}$$

♦ **Vérification du déversement**

Pour un **IPE 100** On doit vérifier que : $M_{brd} > M_{sd}$

Msd= C'est le moment applique **Msd = 5.25 KN.m**

$$M_{brd} = \frac{X_{lt} * \beta_w * W_{ply} * F_y}{\gamma_{m1}}$$

$$\lambda_{Lt} = \frac{L/i_z}{\sqrt{c} \times \left[1 + \frac{1}{20} \times \left(\frac{L}{\frac{i_z}{h}} \right)^2 \right]^{0.25}}$$

Avec :

C1 = 1.132

↔w = 1 : profilé de classe 1

Si les semelles sont empêchées de tourner/y-y aux niveaux des appuis L=LD

LD : longueur de déversement $L_D = 0.5L_0 \Rightarrow \mathbf{L_D = 2.5 m}$

$\lambda_{lt} = \mathbf{189.19}$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\beta_w \cdot W_{pl,y} \cdot f_y / M_{cr}} = [\lambda_{LT} / \lambda_1] \sqrt{\beta_w}$$

Avec : $\lambda_1 = 93.9 \times \epsilon = 93.9 \times \sqrt{\frac{235}{235}} = 93.9$

$\bar{\lambda}_{lt} = \frac{\lambda_{lt}}{93.9 \epsilon} = \frac{189.19}{93.9 * 1} = \mathbf{2.01 > 0.4}$ il y'a risque de déversement

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

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

$\leftarrow_{LT} \uparrow 0,5 * \Rightarrow 1 + 0.21 * (2.01 - 0,2) + 2.01^2 \Rightarrow = 2.71$

$$X_{lt} = \frac{1}{\phi_{lt} + \sqrt{\phi_{lt}^2 - \lambda^2}}$$

$X_{lt} = \mathbf{0.22 < 1}$

$$M_{brd} = \frac{0.22 * 1 * 39.41 * 235 * 10^{-3}}{1} = 2.01 \text{ KN.m}$$

$$M_{brd} > M_{sd} \quad \text{cnv}$$

La condition de déversement n'est pas vérifiée.

Donc il faut changer le profilé ↗ on prend IPE 140.

Pour IPE 140 on trouve :

- $W_{ply} = 88.34 \text{ cm}^3$
- $g_p = 12.9 \text{ (Kg/m)}$
- $M_{sd} = 5.49 \text{ KN.m}$; $q_u = 7.43 \text{ KN/m}$; $q_s = 5.39 \text{ KN/m}$
- $i_z = 1.65 \text{ cm}$
- $\lambda_{LT} \uparrow 142.36 \rightarrow \lambda_{LT} = 1.51 > 0.4 \Rightarrow \lambda_{LT} \uparrow 1.77 \rightarrow \lambda_{LT} \uparrow 0.37$

$$M_{b.Rd} = 7.70 \text{ KN.m} > M_{sd} = 5.49 \text{ KN.m}$$

A. Phase finale:

Le béton ayant durci, la section mixte (le profilé et la dalle) travaillant ensemble

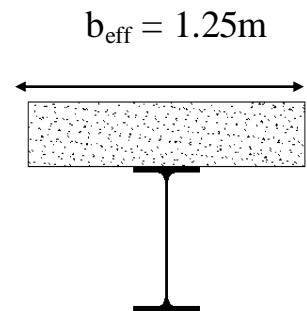
Les charges de la phase finale sont :

- Poids propre du profilé $g_p = 0.129 \text{ kN/ml}$.
- Charge permanente..... $G_T = 6.73 \text{ KN/m}^2$
- Surcharge d'exploitation..... $Q_T = 1 \text{ KN/m}^2$
- L'entraxe entre les solives est de 1.25m.

$$\text{ELU} : q_u = 1.35 (g_p + (G_t * 1.27) + 1.5(Q * 1.27)) = 13.61 \text{ KN/ m}$$

$$\text{ELS} : q_{ser} = (g_p + (G_t * 1.27) + (Q_t * 1.27)) = 10.06 \text{ KN/m}$$

$$b_{eff} = \min \left\{ \begin{array}{l} 2 L_0 / 8 = \frac{2 * 5}{8} = 1.25 \\ e = 1.27 \text{ m} \end{array} \right.$$



Position de l'axe neutre plastique :

$$R_{\text{Béton}} = 0,57 \cdot f_{ck} \cdot b_{\text{eff}} \cdot h_c \quad \text{avec} \quad f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

$$R_{\text{Béton}} = (0,57 \cdot 25 \cdot 1250 \cdot 75) \cdot 10^{-3} \Rightarrow R_{\text{Béton}} = 1335.93 \text{ KN}$$

$$R_{\text{Acier}} = 0,95 \cdot f_y \cdot A_a \Rightarrow R_{\text{Acier}} = (0,95 \cdot 235 \cdot 1640) \cdot 10^{-3} \Rightarrow R_{\text{Acier}} = 366.13 \text{ kN}$$

$$R_{\text{Béton}} > R_{\text{Acier}}$$

Position de l'axe neutre plastique.

L'axe neutre se trouve dans la dalle de béton, donc le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

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

♦ **Vérifications :**

$$M_{plrd} = 366.13 \times \left[\frac{140}{2} + 75 + 55 - \left\{ \frac{366.13}{1335.93} \times \frac{75}{2} \right\} \right] \times 10^{-3} = 69.46 \text{ KNm}$$

$$M_{max} = M_{sd} = \frac{qu \times L^2}{8} = \frac{13.61 \times 5^2}{8} = 42.53 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} < M_{pl.Rd} \Rightarrow \text{vérifier}$$

$$R = \frac{M_{sd}}{M_{plrd}} = 0.61$$

Effort tranchant :

Calcul de l'effort tranchant V_{sd}

$$V_{sd} = \frac{13.61 \cdot 5}{2} = 34.02 \text{ kN}$$

$$V_{PRD} = A_v \frac{f_y}{\gamma_{mo} \sqrt{3}} = 764 \frac{235}{\sqrt{3}} \cdot 10^{-3} = 103.65 \text{ KN}$$

$$V_{sd} < V_{plrd} \Rightarrow \text{vérifier}$$

On a: $V_{SD}^{MAX} < 0,5 V_{PRD} \Rightarrow$ il n'y a pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

♦ **Vérification du déversement :**

Dans cette phase il n'est pas nécessaire de vérifier le déversement, car la solive est maintenue par le béton dur.

♦ Vérification de la rigidité :

Il faut vérifiée que : $f^{max} = \frac{5 q_s L^4}{384 E I_c}$

Avec : $q_{ser} = 10.05 \text{ KN/ml}$.

$L = 5 \text{ m}$.

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

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

$$v = \frac{A_a}{A_b} = \frac{1640}{1250 \times 75} = 0.017$$

$$m = \frac{E_a}{E_b} = 15$$

$$I_c = \frac{1640 \times (75 + 2 \times 55 + 140)^2}{4 \times (1 + 15 \times 0.017)} + \frac{1250 \times 75^3}{12 \times 15} + 541.2 \times 10^2 = 37.49 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

La valeur de la flèche maximale est :

$$f_{max} = \frac{5 \times 10.05 \times (5000)^4}{384 \times 2.1 \times 37.49 \times 10^6 \times 10^5} = 10.38 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = \frac{5000}{250} = 20 \text{ mm}$$

$$f^{max} < f^{adm} \quad \text{Vérifier}$$

Flèche totale $f_t = f_c + f_f = 5.22 + 10.38 = 15.6 \text{ mm} < 20 \text{ mm}$ vérifier

II.4.2 Solive du plancher Courant (Habitation) :

♦ Phase finale:

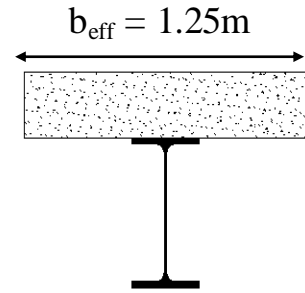
Les charges de la phase finale sont :

- Poids propre du profilé (IPE 140)..... $g_p = 0.129 \text{ kN/ml}$.
- Charge permanente..... $G_T = 5.68 \text{ KN/m}^2$
- Surcharge d'exploitation..... $Q_T = 1.5 \text{ KN/m}^2$
- L'entraxe entre les solives est de 1.25m.

ELU : $q_u = 1.35 (g_p + (G_t * 1.27)) + 1.5(Q * 1.27) = 12.77 \text{ KN/ m}$

ELS : $q_{ser} = (g_p + (G_t * 1.27)) + (Q_t * 1.27) = 9.24 \text{ KN/m}$

$$b_{\text{eff}} = \inf \begin{cases} 2 L_0 / 8 = \frac{2 \times 5}{8} = 1.25 \text{ m} \\ e = 1.27 \text{ m} \end{cases}$$



Position de l'axe neutre plastique :

$$R_{\text{Béton}} = 0,57 \cdot f_{ck} \cdot b_{\text{eff}} \cdot h_c \quad \text{avec} \quad f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

$$R_{\text{Béton}} = (0,57 \cdot 25 \cdot 1250 \cdot 75) \cdot 10^{-3} \Rightarrow R_{\text{Béton}} = 1335.93 \text{ kN}$$

$$R_{\text{Acier}} = 0,95 \cdot f_y \cdot A_a \Rightarrow R_{\text{Acier}} = (0,75 \cdot 235 \cdot 1640) \cdot 10^{-3} \Rightarrow R_{\text{Acier}} = 366.13 \text{ kN}$$

$$R_{\text{Béton}} > R_{\text{Acier}}$$

Position de l'axe neutre plastique.

L'axe neutre se trouve dans la dalle de béton, donc le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

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

♣ **Vérifications :**

♣ **Moment fléchissant :**

$$M_{plrd} = 366.13 \times \left[\frac{140}{2} + 75 + 55 - \left\{ \frac{366.13}{1335.93} \times \frac{75}{2} \right\} \right] \times 10^{-3} = 69.46 \text{ kNm}$$

$$M_{max} = M_{sd} = \frac{qu \times L^2}{8} = \frac{12.77 \times 5^2}{8} = 39.90 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} < M_{pl,Rd} \Rightarrow \text{vérifier}$$

$$R = \frac{M_{sd}}{M_{plrd}} = 0.57$$

♣ **Effort tranchant :**

Calcul de l'effort tranchant V_{sd}

$$V_{sd} = \frac{12.77 \times 5}{2} = 31.92 \text{ kN}$$

$$V_{pl,RD} = A_v \frac{f_y}{\gamma_{mo} \sqrt{3}} \cdot 10^{-3} = 764 \frac{235}{\sqrt{3}} \cdot 10^{-3} = 103.65 \text{ kN}$$

$$V_{sd} < V_{plrd} \Rightarrow \text{vérifier}$$

On a : $V_{SD}^{MAX} < 0,5V_{PRD} \Rightarrow$ il n'y a pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

♦ **Vérification du déversement :**

Dans cette phase il n'est pas nécessaire de vérifier le déversement, car la solive est maintenue par le béton dur.

♦ **Vérification de la rigidité :**

Il faut vérifiée que : $f^{max} = \frac{5 q_s L^4}{384 E I_c}$

Avec : $q_{ser} = 9.24 \text{ KN/ml}$.

$L = 5 \text{ m}$.

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

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

$$v = \frac{A_a}{A_b} = \frac{1640}{1250 \times 95} = 0.017$$

$$m = \frac{E_a}{E_b} = 15$$

$$I_c = \frac{1640 \times (75 + 2 \times 55 + 140)^2}{4(1 + 15 \times 0.0086)} + \frac{1250 \times 75^3}{12 \times 15} + 541.2 \times 10^4 = 37.49 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

La valeur de la flèche maximale est

$$f_{max} = \frac{5 \times 9.24 \times (5000)^4}{384 \times 2.1 \times 28.87 \times 10^6 \times 10^5} = 12.40 \text{ mm}$$

$$f_{adm} = \frac{5000}{250} = 20 \text{ mm}$$

$$f^{max} < f^{adm} \quad \text{Vérifier}$$

II.4.3 Calcul des connecteurs :

Type Nelson hauteur : $h = 95 \text{ mm}$

Diamètre : $d = 19 \text{ mm}$.

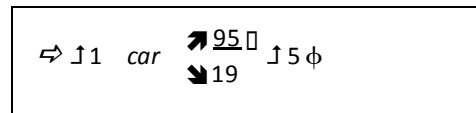
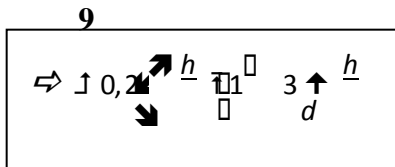
II.4.3.1 Détermination De Prd (Resistance au cisaillement) :

$$P = \min \left\{ 0.29 * \alpha * d^2 * \frac{\sqrt{F_{ck} * E_c}}{\gamma_v} ; 0.8 * f_u * \frac{\pi * d^2}{4 \gamma_v} \right\}$$

f_{ck} : résistance caractéristique de béton25 N/mm²

E_c : module de Young de béton..... 30,5KN/mm²

f_u : résistance caractéristique des connecteurs 450 N/mm²



Nous avons : (kt) Coefficient de réduction fonction du sens des nervures du bac pour un bac acier dont les nervures sont perpendiculaire à la poutre. Le coefficient de réduction pour la résistance au cisaillement est calculé par :

$$K_t = 0.7 / \sqrt{N_r} * \frac{b_0}{h_p} * \left[\frac{h_c}{h_p} - 1 \right]$$

$h_p = 55 \text{ mm}$

$h_c = 75 \text{ mm}$

$b_0 = 88.5 \text{ mm}$

$N_r = 1$

$$P_{rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.29 * \alpha * d^2 * \frac{\sqrt{F_{ck} * E_c}}{\gamma_v} = 73.13 \\ 0.8 * f_u * \frac{\pi * d^2}{4 \gamma_v} = 81.65 \end{array} \right.$$

$K_t = 0.41 < 1$

$P_{rd} = 73.13 * 0.41 = 29.95 \text{ KN}$

II.4.4 Détermination de RL :

$R_L = \text{Inf} (R_{\text{Béton}} ; R_{\text{Acier}}) = \text{Inf} (1335.93 \text{ KN} ; 366.13 \text{ KN})$

$R_L = 366.13 \text{ KN}$

Nombre de connecteur par demi- portée

$$N_{br} = \frac{R_L}{P_{rd}} = \frac{366.13}{29.95} = 12.22$$

On prend **13 connecteurs** pour la demi portée.

L'espacement minimal des connecteurs doit être supérieure à 5 fois lediamètre :

$$e_{\min} \leftarrow 5.d = 5 \cdot 19 = 95 \text{ mm}$$

$$e_{\max} \leftarrow 6.h_c = 5 \cdot 95 = 750 \text{ mm}$$

$$E_{sp} = \frac{L}{Nbr-1} = \frac{5000}{26-1} = 200 \text{ mm}$$

$$E_{\min} < 200 < E_{\max}$$

Donc on prend **8 connecteurs** pour toute la portée de la solive.

II.5 POUTRES NON PORTEUSES :

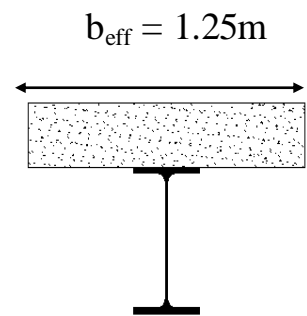
Le béton ayant durci, la section mixte (le profilé et la dalle) travaillant ensemble

Les charges de la phase finale sont :

- Poids propre du profilé $g_p = 0.129 \text{ kN/ml}$.
- Charge permanente..... $G_T = 6.73 \text{ KN/m}^2$
- Surcharge d'exploitation..... $Q_T = 1 \text{ KN/m}^2$
- L'entraxe entre les solives est de 1.25m.

ELU : $q_u = 1.35 (g_p + (G_t * 1.27) + 1.5(Q * 1.27)) = 13.61 \text{ KN/ m}$

ELS : $q_{ser} = (g_p + (G_t * 1.27) + (Q_t * 1.27)) = 10.06 \text{ KN/m}$



$$b_{\text{eff}} = \min \left\{ \begin{array}{l} 2 L_0 / 8 = \frac{2 \times 5}{8} = 1.25 \\ e = 1.27 \text{ m} \end{array} \right.$$

Position de l'axe neutre plastique :

$$R_{\text{Béton}} = 0,57 \cdot f_{ck} \cdot b_{\text{eff}} \cdot h_c \quad \text{avec} \quad f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

$$R_{\text{Béton}} = (0,57 \cdot 25 \cdot 1250 \cdot 75) \cdot 10^{-3} \Rightarrow R_{\text{Béton}} = 1335.93 \text{ KN}$$

$$R_{\text{Acier}} = 0,95 \cdot f_y \cdot A_a \Rightarrow R_{\text{Acier}} = (0,95 \cdot 235 \cdot 1640) \cdot 10^{-3} \Rightarrow R_{\text{Acier}} = 366.13 \text{ kN}$$

$$R_{\text{Béton}} > R_{\text{Acier}}$$

Position de l'axe neutre plastique.

L'axe neutre se trouve dans la dalle de béton, donc le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

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

♦ **Vérifications :**

$$M_{plrd} = 366.13 \times \left[\frac{140}{2} + 75 + 55 - \left\{ \frac{366.13}{1335.93} \times \frac{75}{2} \right\} \right] \times 10^{-3} = 69.46 \text{ KNm}$$

$$M_{max} = M_{sd} = \frac{qu \times L^2}{8} = \frac{13.61 \times 5^2}{8} = 42.53 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} < M_{pl.Rd} \Rightarrow \text{vérifier}$$

$$R = \frac{M_{sd}}{M_{plrd}} = 0.61$$

Effort tranchant :

Calcul de l'effort tranchant V_{sd}

$$V_{sd} = \frac{13.61 \cdot 5}{2} = 34.02 \text{ kN}$$

$$V_{PRD} = A_V \frac{f_y}{\gamma_{mo} \sqrt{3}} = 764 \frac{235}{\sqrt{3}} \cdot 10^{-3} = 103.65 \text{ KN}$$

$$V_{sd} < V_{plrd} \Rightarrow \text{vérifier}$$

On a: $V_{SD}^{MAX} < 0,5 V_{PRD} \Rightarrow$ il n'y a pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

♦ **Vérification du déversement :**

Dans cette phase il n'est pas nécessaire de vérifier le déversement, car la solive est maintenue par le béton dur.

♦ Vérification de la rigidité :

Il faut vérifiée que : $f^{max} = \frac{5}{384} \frac{q_s \cdot L^4}{E I_c}$

Avec : $q_{ser} = 10.05 \text{ KN/ml}$.

$L = 5 \text{ m}$.

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

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

$$v = \frac{A_a}{A_b} = \frac{1640}{1250 \times 75} = 0.017$$

$$m = \frac{E_a}{E_b} = 15$$

$$I_c = \frac{1640 \times (75 + 2 \times 55 + 140)^2}{4 \times (1 + 15 \times 0.017)} + \frac{1250 \times 75^3}{12 \times 15} + 541.2 \times 10^2$$

$$= 37.49 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

La valeur de la flèche maximale est :

$$f^{max} = \frac{5 \times 10.05 \times (5000)^4}{384 \times 2.1 \times 37.49 \times 10^6 \times 10^5} = 10.38 \text{ mm}$$

$$f^{adm} = \frac{5000}{250} = 20 \text{ mm}$$

$f^{max} < f^{adm}$ Vérifier

II.6 LES 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 par un moment de flexion.

$$\frac{L}{25} < h < \frac{L}{15} \implies 204 < h < 340$$

On choisit un IPE220 qui a les caractéristiques suivantes

1. Phase de 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 profilé $g_p = 0.262 \text{KN/ml}$.
- Poids propre du béton frais $G_b = 3,25 \text{KN/m}^2$
- Poids du bac d'acier $g = 0,15 \text{ KN/m}^2$
- Surcharge de construction (ouvrier) $Q_c = 0.75 \text{ KN/m}^2$

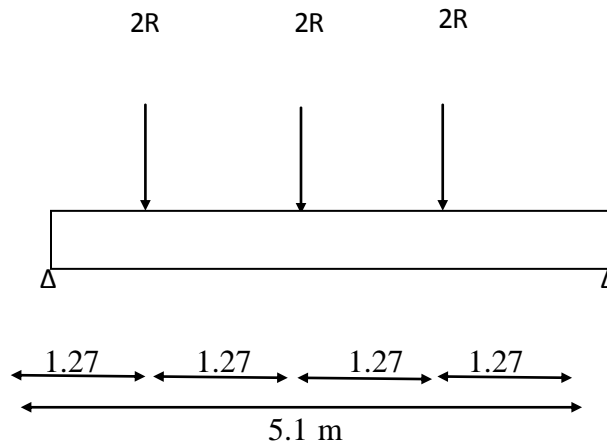


Figure II-2 Schéma statique de poutre principal

♣ **Calcul des réactions des solives :**

E.L U :

Solive de porte 5m :

$$R_{u1} = \frac{q_{solive} * L_{solive}}{2} = \frac{7.43 * 5}{2} = 18.57 \text{ Kn}$$

Solive de porté 3.5m :

$$R_{u1} = \frac{q_{solive} * L_{solive}}{2} = \frac{7.43 * 3.5}{2} = 13.00 \text{ KN}$$

$$R_{u1} + R_{u2} = 31.57 \text{ KN}$$

E.L.S

$$R_{ser1} = \frac{q_s \text{ solive} * L \text{ solive}}{2} = \frac{5.39 * 5}{2} = 13.47 \text{ KN}$$

Solive de porté 3.5m :

$$R_{ser1} = \frac{q_s \text{ solive} * L \text{ solive}}{2} = \frac{5.39 * 3.5}{2} = 9.43 \text{ Kn}$$

$$R_{ser1} + R_{ser2} = 22.90 \text{ KN}$$

1.1. Combinaisons des charges :(charge sur la semelle sup de la poutre)

E.L U :

$$q_u = 1,35 * g_p + (1,35 * G_b + 1,5 * Q_{const}) * b_s$$

$$q_u = 1,35 * [(3,25 + 0,15) * 0,11 + 0.262] + 1,5 * 0.75 * 0,11$$

$$q_u = 0.98 \text{ KN/ml.}$$

E.L S :

$$q_{ser} = g_p + (G_b + g + Q_{const}) * 0,111$$

$$q_{ser} = 0.262 + (3.25 + 0.15 + 0.75) * 0,111$$

$$q_{ser} = 0.72 \text{ KN/ml.}$$

Vérifications :

♦ Moment fléchissant :

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

$$M_{sd} \leq M_{brd} \leq \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$M_{SD} = \frac{q * L^2}{8} + \frac{P * L}{2} = \frac{0.98 * 5.1^2}{8} + \frac{31.57 * 5.1}{2} = 84.14 \text{ KN.m}$$

$$M_{plrd} = \frac{W_{pl.y} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{285.4 * 10^3 \times 235}{1} * 10^{-6} = 67.06 \text{ kN.m}$$

$M_{sd} > M_{plrd} \implies \rightarrow$ Condition non verifier

On doit choisit IPE270

Désignation	Poids	Section	Dimensions			Caractéristiques					
	G Kg/m	A cm ²	h mm	b mm	t _f mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{pl-y} cm ³	W _{pl-z} cm ³	i _y cm	i _z cm
IPE 270	36.1	45.94	270	135	6.6	5790	419.9	484	96.95	11.23	3.02

Tableau II-1 caractéristiques des profils IPE270

E.L U :

$$q_u = 1,35 \cdot g_p + (1,35 \cdot G_b + 1,5 \cdot Q_{const}) \cdot b_s$$

$$q_u = 1,35 \cdot [(3,25 + 0,15) \cdot 0,135 + 0,361] + 1,5 \cdot 0,75 \cdot 0,135$$

$$q_u = 1.25 \text{ KN/ml.}$$

E.L S :

$$q_{ser} = g_p + (G_b + g + Q_{const}) \cdot 0,135$$

$$q_{ser} = 0,361 + (3,00 + 0,15 + 0,75) \cdot 0,135$$

$$q_{ser} = 0.92 \text{ KN/ml.}$$

$$M_{SD} = \frac{q \cdot L^2}{8} + \frac{P \cdot L}{2} = \frac{1,25 \cdot 5,1^2}{8} + \frac{31,57 \cdot 5,1}{2} = 84,56 \text{ Kn.m}$$

$$M_{plrd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{484 \cdot 10^3 \times 235}{1} \cdot 10^{-6} = 113,74 \text{ Kn.m}$$

$M_{sd} < M_{plrd} \rightarrow$ Vérifier

$$R = \frac{M_{sd}}{M_{plrd}} = 0,74$$

Effort tranchant :

$$V_{sd} \leq V_{plrd} = \frac{f_y A_v}{\sqrt{3} \gamma_{M0}}$$

$$V_{sd} = \frac{q \cdot L}{2} + R_u = 34,69 \text{ KN}$$

$$V_{plrd} = \frac{2214 \times 235}{\sqrt{3}} \times 10^{-3} = 300,38 \text{ kN}$$

$V_{sd} < V_{plrd} \rightarrow$ vérifier

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

Donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance à la flexion.

♦ **La rigidité :**

Il faut vérifier que :

$$f_{adm} = \frac{L}{250} = 5100/250 = 20.4mm$$

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

$$f^1 = \frac{5}{384} \frac{q_s \cdot L^4}{E I_y} = 8.78mm$$

$$f^2 = \frac{19}{384} \frac{P_* \cdot L^3}{E I_y} = 0.21mm$$

$$f^{max} = 20.4mm > 8.99mm \text{ Flèche Vérifier}$$

Vérification du déversement :

On considère que les poutres sont maintenant latéralement par des solives donc pas de risque de déversement.

Phase Final

Remarque :

Après le calcul de la charge ultime qui sollicite le plancher terrasse et le plancher d'étage courant, nous avons constaté que la charge plancher terrasse est la plus défavorable donc il suffit de vérifier la poutre la plus sollicitée de plancher terrasse

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 270) $g_p = 0.361 \text{ KN/m}$.

. Charge permanente $G = 6.73 \text{ KN/m}^2$

. Surcharge d'exploitation $Q = 1 \text{ KN/m}^2$.

♦ Calcul des réactions des solives :**E.L U :****Solive de porte 5m :**

$$R_{u1} = \frac{q_{solive} * L_{solive}}{2} = \frac{13.61 * 5}{2} = 34.02 \text{ Kn}$$

Solive de porté 3.5m :

$$R_{u1} = \frac{q_{solive} * L_{solive}}{2} = \frac{13.7 * 3.5}{2} = 23.81 \text{ Kn}$$

$$R_{u1} + R_{u2} = 57.83 \text{ KN}$$

E.L.S

$$R_{ser1} = \frac{q_{solive} * L_{solive}}{2} = \frac{10.05 * 5}{2} = 25.12 \text{ KN}$$

Solive de porté 3.5m :

$$R_{ser1} = \frac{q_{s solive} * L solive}{2} = \frac{10.06 * 3.5}{2} = 18.38 \text{ KN}$$

$$R_{ser1} + R_{ser2} = 43.50 \text{ KN}$$

Combinaisons des charges :(charge sur la semelle sup de la poutre)**E.L U :**

$$q_u = [(1,35 * (g_p + (0,135 * G_b)) + (1,5 * Q_{const} * b_s))$$

$$q_u = 1,35 * [(6,73 * 0,135 + 0,361)] + 1,5 * 1 * 0,135$$

$$q_u = 1.91 \text{ KN/ml.}$$

E.L S :

$$q_{ser} = g_p + (G_b + g + Q_{const}) * 0,135$$

$$q_{ser} = 0,361 + (6,73 + 1) * 0,135$$

$$q_{ser} = 1.40 \text{ KN/ml.}$$

♦ **Largeur de la dalle collaborant :**

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

$$b_{\text{eff}} = \min \left\{ \begin{array}{l} 2 L_0 / 8 = \frac{2 \times 5.1}{8} = 1.27 \text{ m} \\ e = 5 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$b_{\text{eff}} = 1.27 \text{ m}$$

♦ **Position de l'axe neutre plastique [5]:**

$$R_{\text{Béton}} = 0,57 * f_{\text{ck}} * b_{\text{eff}} * h_b \text{ avec } f_{\text{ck}} = 25 \text{ MPa}$$

$$R_{\text{Béton}} = (0,57 * 25 * 1270 * 75) * 10^{-3} \Rightarrow R_{\text{Béton}} = 1357.31 \text{ kN}$$

$$A_a = 4594 \text{ mm}^2$$

$$R_{\text{Acier}} = 0.95 * 235 * 4594 * 10^{-3} = 1025.61 \text{ kN}$$

$$R_{\text{Béton}} > R_{\text{Acier}}$$

Axe neutre se trouve dans la dalle de béton, donc le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

$$M_{\text{plrd}} = 1025.61 * \left[\frac{270}{2} + 75 + 55 - \left\{ \frac{1025.61}{1357.31} * \frac{75}{2} \right\} \right] * 10^{-3} = 242.72 \text{ kN.m}$$

Vérifications :

Moment fléchissant :

$$M_{\text{SD}} = \frac{q * L^2}{8} + \frac{P * L}{2} = \frac{1.91 * 5.1^2}{8} + \frac{57.53 * 5.1}{2} = 152.91 \text{ kN.m}$$

$$M_{\text{sd}} < M_{\text{PL,rd}} \Rightarrow \text{Condition vérifier}$$

$$R = \frac{M_{\text{sd}}}{M_{\text{plrd}}} = 0.63$$

♦ **Effort tranchant :**

$$\text{On doit vérifier que : } V_{\text{sd}} \leq V_{\text{plRd}} = \frac{f_y A_v}{\sqrt{3} \gamma_{M_0}}$$

$$V_{sd} = \frac{q \cdot L}{2} + Ru = 62.40 \text{ kN}$$

$$V_{plrd} = \frac{2214 \cdot 10^3 \cdot 235}{\sqrt{3}} \times 10^{-6} = 300.38 \text{ kN}$$

$$V_{sd} < V_{plrd} \rightarrow \text{Condition vérifier}$$

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

Donc il n'est pas nécessaire de réduire la résistance à la flexion.

♦ **Vérification de la rigidité (flèche) :**

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

$$m = \frac{E_a}{E_b} = 15$$

$$V = \frac{A_a}{A_b} = \frac{4594}{1270 \times 75} = 0.048$$

$$I_c = \frac{4594 \times (75 + 2 \times 55 + 270)^2}{4(1 + 15 \times 0.048)} + \frac{1270 \times 75^3}{12 \times 15} + 5790 \times 10^4 = 1.99 \times 10^8 \text{ mm}^4$$

Il faut vérifier que :

$$f_{adm} = \frac{L}{250} = 5100/250 = 20.4 \text{ mm}$$

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

$$f^1 = \frac{5}{384} \frac{q_s \cdot \bar{L}^4}{E I_c} = 0.27 \text{ mm}$$

$$f^2 = \frac{19}{384} \frac{P \cdot \bar{L}^3}{E I_c} = 9.03 \text{ mm}$$

$$f^{\max} = 9.30 \text{ mm} < 20.4 \text{ mm} \Rightarrow \text{Flèche Vérifier}$$

Vérification du déversement :

Dans cette phase, il n'est pas nécessaire de vérifier le déversement, car la solive est maintenue par le béton dur.

Calcul des connecteurs :

Type Nelson hauteur : $h = 75 \text{ mm}$

Diamètre : $d = 19 \text{ mm}$.

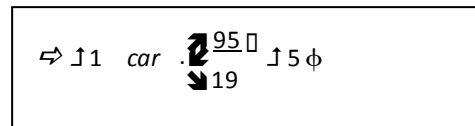
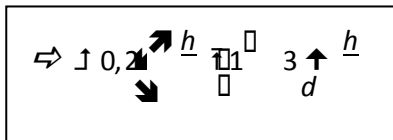
Determination De Prd

$$P = \min \left\{ 0.29 * \alpha * d^2 * \frac{\sqrt{F_{ck} * E_c}}{\gamma_v} ; 0.8 * f_u \frac{\pi * d^2}{4 \gamma_v} \right\}$$

f_{ck} : résistance caractéristique de béton25 N/mm²

E_c : module de Young de béton..... 30,5KN/mm²

f_u : résistance caractéristique des connecteurs 450 N/mm²



Nous avons : (kt) Coefficient de réduction fonction du sens des nervures du bac pour unbac acier dont les nervures sont parallèles à la poutre. Le coefficient de réduction pour la résistance au cisaillement est calculé par :

$$K_t = 0.6 / \sqrt{N_r} * \frac{b_0}{h_p} * \left[\frac{h_c}{h_p} - 1 \right]$$

$h_p = 55 \text{ mm}$

$h_c = 75 \text{ mm}$

$b_0 = 88.5 \text{ mm}$

$N_r = 1$

$$P_{rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.29 * \alpha * d^2 * \frac{\sqrt{F_{ck} * E_c}}{\gamma_v} = 73.13 \\ 0.8 * f_u \frac{\pi * d^2}{4 \gamma_v} = 81.65 \end{array} \right.$$

$K_t = 0.702 < 1$

$P_{rd} = 73.13 * 0.702 = 51.34 \text{ Kn}$

Détermination de R_L :

$$R_L = \text{Inf}(R_{\text{Béton}} ; R_{\text{Acier}}) = \text{Inf}(1719.26 \text{ KN} ; 1025.41 \text{ KN})$$

$$R_L = 1025.41 \text{ Kn}$$

Nombre de connecteur par demi- portée

$$N_{br} = \frac{R_L}{P_{rd}} = \frac{1025.41}{51.34} = 19.97$$

On prend **20 connecteurs** pour la demi portée.

L'espacement minimal des connecteurs doit être supérieure à 5 fois lediamètre :

$$e_{\min} > 5.d = 5*19 = 95 \text{ mm}$$

$$e_{\max} > 6.hc = 5*95 = 750 \text{ mm}$$

$$E_{sp} = \frac{L}{N_{br} - 1} = \frac{5100}{40 - 1} = 130.76 \text{ mm}$$

$$E_{\min} < 130.76 < E_{\max}$$

Donc on prend **40 connecteurs** pour toute la portée de la solive.

II.7 Les poteaux

Les poteaux d'une ossature métallique sont destinés à transmettre les charges verticales d'un

Plancher à l'autre vers l'infrastructure, ou les fondations, et sont soumis à des contraintes axiales , Certains sont amenés à participer au contreventement et à la reprise des charges horizontales, En général un cheminement court pour la transmission des charges vers le sol grâce à la réduction du nombre d'éléments de construction contribue à une conception optimisée de l'ossature. La position des poteaux est donc très déterminante pour le système

Porteur et l'ensemble de l'ouvrage.

II.7.1 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

II.7.2 Etapes de pré dimensionnement

- Calcul de la surface reprise par chaque poteau.
- Evaluation 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.

Remarque : Les poteaux sont bi articulés dans les deux sens pour les 8 niveaux, sauf pour le poteau du RDC, il est considéré encasturé à la base et articulé en tête.

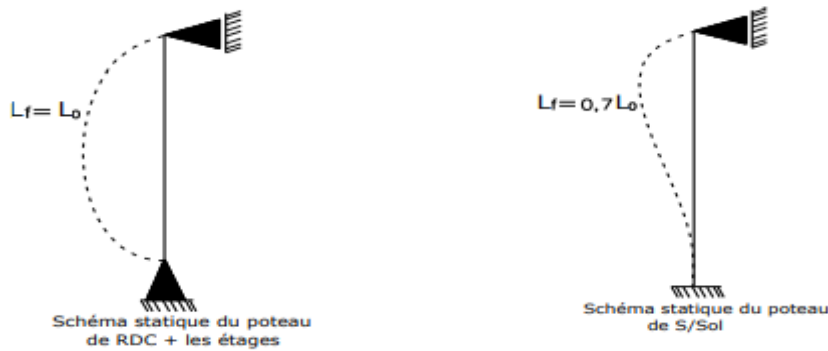


Figure II-3 Schéma des appuis poteaux RDC+ les étages

Les surfaces qui reviennent aux poteaux

Poteau central 1 : 21.46 m²

Poteau de rive 2 : 10.83 m²

Poteau de l'angle 3 : 7.18 m²

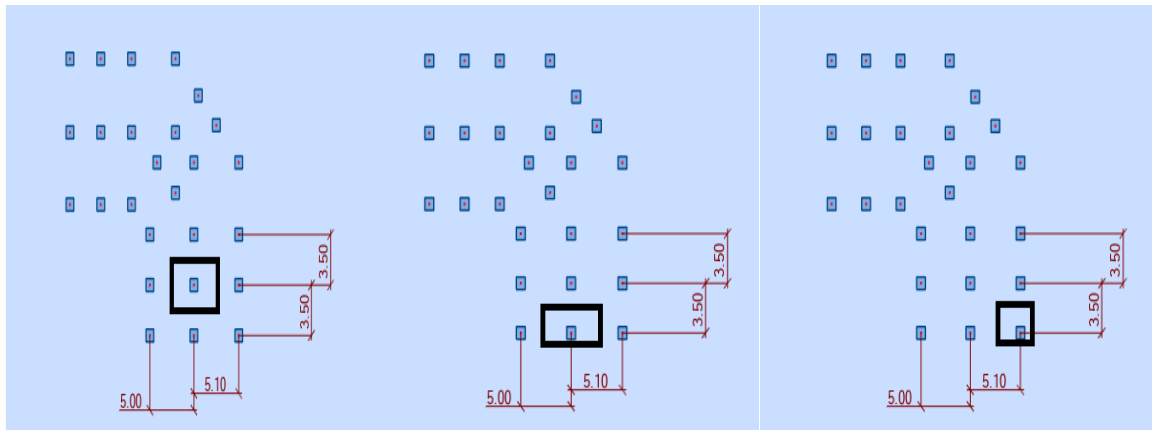


Figure II-4 les surfaces qui reviennent aux poteaux

La Descente des charges

◆ **Charges permanentes**

$$G = G(\text{terr,co}) \times s + g_{pp} \times L1 + g_{ps} \times L2$$

Avec :

G(terr,co) : charge de plancher terrasse ou courant

g_{pp} : poids propre de la poutre principale.

g_{ps} : poids propre de la poutre secondaire.

S1 : surface reprise par le plancher

S2 : reprise par la poutre principale

S3 : reprise par la poutre secondaire.

On va choisir le poteau plus sollicité :

C'est le poteau central 2 : **21.46 m²**

S=21.46 m²

L1=5.05 m

L2= 4.25 m

de la poutre principale du plancher terrasse accessible : **IPE 270**

de la poutre secondaire du plancher terrasse accessible : **IPE 100**

de la poutre principale du plancher courant : **IPE 270**

de la poutre secondaire du plancher courant : **IPE 100**

G_{terr}=6.48 KN/m²

G_{co}=5.43 KN/m²

g_{pp} (t)= 0.361 KN/m **g_{ps} = 0.081KN/m**

g_{pp}(pl courant) =0.361 KN/m

Niveaux	Charge permanente G (KN)	Charge permanente G comule (KN)
8 ^{ème} étage	140.15	140.15
7 ^{ème} étage	97.23	237.38
6 ^{ème} étage	97.23	334.61
5 ^{ème} étage	97.23	431.84
4 ^{ème} étage	97.23	529.07
3 ^{ème} étage	97.23	626.30
2 ^{ème} étage	97.23	723.53
1 ^{ère} étage	97.23	820.76
RDC	97.23	917.99

Tableau II-2 La descente de charges permanentes (poteau centre)

◆ **Charge d'exploitation Q**

Pour les bâtiments en réduit la charge d'exploitation de chaque étage de 10% Jusqu'à 0,50Q les calculs sont dans le tableau suivant :

Avec :

Q₀ : surcharge d'exploitation plancher terrasse 1KN/m²

Q₁=Q : surcharge d'exploitation planchée courant 1,5KN/m²

Niveaux	Charge permanente Q (KN)	Charge permanente Q comule (KN)
8 ^{ème} étage	$\Sigma_0=Q_0= 1$	21.46
7 ^{ème} étage	$\Sigma_1=Q_0+Q_1= 2.5$	53.65
6 ^{ème} étage	$\Sigma_2=Q_0+0,95(Q_1+Q_2)= 3.85$	82.62
5 ^{ème} étage	$\Sigma_3=Q_0+0,9(Q_1+Q_2+Q_3)= 5.05$	108.37
4 ^{ème} étage	$\Sigma_4=Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)= 6.1$	130.90
3 ^{ème} étage	$\Sigma_5=Q_0+0,8(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)= 7$	150.22
2 ^{ème} étage	$\Sigma_6=Q_0+0,75(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)= 7.75$	166.31
1 ^{ème} étage	$\Sigma_7=Q_0+0,714(Q_1+.....+Q_7)= 8.5$	182.41
RDC	$\Sigma_8=Q_0+0,687(Q_1+.....+Q_8)=9.24$	198.29

Tableau II-3 La descente des charges d'exploitation

II.7.3 Pré dimensionnement des Poteaux

Les poteaux sont des éléments sollicités en compression axiale, la valeur de calcul Nsd de L'effort de compression dans chaque section transversale doit satisfaire à la condition Suivante :

$$N_{sd} \leq N_{crd} = \frac{A_{nec} \times f_y}{\gamma_{M_0}}$$

Section de classe 1 : $N_{crd} = N_{plrd}$

Poteau central

$$N_{sd} = 1.35G + 1.5Q$$

$$N_{sd} = 1.35 \times 917.99 + 1.5 \times 198.29 = 1536.72 \text{ KN}$$

$$A_{brut} \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_0}{F_y} = \frac{1536.72 \times 10^3}{235 \times 10^3} = 65.39 \text{ cm}^2$$

Profilé choisit HEA240

niveaux	NSD(Kn)	A(cm ²)	profile
8 ^{eme} etage	221, 39	9,4	HEA100
7 ^{eme} etage	400,42	17,03	HEA100
6 ^{eme} etage	575,65	24,49	HEA120
5 ^{eme} etage	745,55	31,72	HEA160
4 ^{eme} etage	939,57	39,98	HEA180
3 ^{eme} etage	1094,97	46,59	HEA200
2 ^{eme} etage	11250,38	53,20	HEA220
1 ^{eme} etage	1405,46	59,80	HEA220
RDC	1561,63	66,45	HEA240
S-SOL	1692.44	72.01	HEA240

Tableau II-4 les efforts normaux, la section et le profilé des poteaux

◆ **Vérification des poteaux**

- **Vérification du flambement**

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

Il faut vérifier que :

$$N_{sd} \leq N_{brd} = \frac{X \times \beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{m1}}$$

avec $X = \min\{X_y; X_z\} \leq 1$

• **Méthode de calcul**

$$\left. \begin{array}{l} \beta_A = 1 \\ \beta_A = \frac{A_{eff}}{A} \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{cases} \text{Classe 1, 2 ou 3} \\ \text{Classe 4} \end{cases}$$

$$\varepsilon = \left[\frac{235}{f_y} \right]^{0.5} = \left[\frac{235}{235} \right]^{0.5} = 1 \Rightarrow \begin{cases} \lambda_1 = 93,9 \times \varepsilon \\ l_f = L \times K \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \lambda_y = l_{f,y} / i_y \\ \lambda_z = l_{f,z} / i_z \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \bar{\lambda}_y = \left(\frac{\lambda_y}{\lambda_1} \right) \times (\beta_A)^{0.5} \\ \bar{\lambda}_z = \left(\frac{\lambda_z}{\lambda_1} \right) \times (\beta_A)^{0.5} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \phi_y = 0.5 \times [1 + \alpha \times (\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}_y^2] \\ \phi_z = 0.5 \times [1 + \alpha \times (\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}_z^2] \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} X_y = \frac{1}{\phi_y + [\phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2]^{0.5}} \\ X_z = \frac{1}{\phi_z + [\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2]^{0.5}} \end{cases}$$

• **Poteau de RDC**

HEA240 : N = 1561.63 KN , A = 76.84 cm²

L_f = L₀ = 3.4 m

$$\lambda_y = \frac{L_f}{i_y} = \frac{340}{10.05} = 33.83 \qquad L = L_f \quad (\text{bi-articulé})$$

$$\lambda_z = \frac{L_f}{i_z} = \frac{340}{6} = 56.66$$

==> λ_z > λ_y . Axe de flambement z-z

Choix de la courbe de flambement :

$$\frac{h}{b} = \frac{230}{240} = 0.95 < 1.2 \Rightarrow \text{Courbe de flambement b} \Rightarrow \alpha = 0.34 ;$$

$$\lambda = \frac{\lambda}{\lambda_1} = \frac{56.66}{93.91} = 0.6$$

$$\phi = 0.5 [1 + 0.6(0.6 - 0.2) + 0.6^2] = 0.8$$

$$X = \frac{1}{0.8 + \sqrt{0.8^2 - 0.6^2}} = 0.75$$

$$N_{brd} = \frac{0.75 \times 1 \times 235 \times 7684 \times 10^{-3}}{1.1} = 1231,18 \text{ KN}$$

$N_{sd}=1561,63 > N_{brd}=1231,18 \rightarrow$ Condition non vérifiée

Donc changer le profilé

HEA280 : $N = 1561.63 \text{ KN}$, $A = 97,26 \text{ cm}^2$

$L_f = L_0 = 3.4 \text{ m}$

$$\lambda_y = \frac{L_f}{i_y} = \frac{340}{11,86} = 28,66$$

$$\lambda_z = \frac{L_f}{i_z} = \frac{340}{7} = 48,75$$

$\Rightarrow \lambda_z > \lambda_y$. Axe de flambement z-z

Choix de la courbe de flambement :

$$\frac{h}{b} = \frac{230}{240} = 0.95 < 1.2 \rightarrow \text{ Courbe de flambement b } \rightarrow \alpha = 0,34 ;$$

$$\lambda = \frac{\lambda}{\lambda_1} = \frac{48,75}{93,91} = 0,51$$

$$\varphi = 0,5 [1 + 0,51(0,51 - 0,2) + 0,51^2] = 0,71$$

$$X = \frac{1}{0,71 + \sqrt{0,71^2 - 0,51^2}} = 0,83$$

$$N_{brd} = \frac{0,83 * 1 * 235 * 9726 * 10^{-3}}{1,1} = 1727,67 \text{ KN}$$

$N_{sd}=1561,63 < N_{brd}=1727,67 \rightarrow$ Condition vérifiée

Niveau étage	Profilé	Haut H(m)	N (KN)	α	N_{brd} (KN)	Condition
8 ^{ème}	HEA 140	3.40	221.39	0,41	280.40	Vérifiée
7 ^{ème}	HEA 160	3.40	400.42	0,52	434.94	Vérifiée
6 ^{ème}	HEA 200	3.40	575.68	0.64	744.66	Vérifiée
5 ^{ème}	HEA 220	3.40	745.55	0,65	983.41	Vérifiée
4 ^{ème}	HEA 220	3.40	939.57	0,65	983.41	Vérifiée
3 ^{ème}	HEA 240	3.40	1094.97	0,75	1231.18	Vérifiée
2 ^{ème}	HEA 260	3.40	1250.38	0,80	1501.76	Vérifiée
1 ^{er}	HEA 260	3.40	1405.46	0.80	1502.76	Vérifiée
RDC	HEA 280	3.40	1561.63	0.83	1727.67	Vérifiée
S-SOL	HEA 280	3.40	1692.44	0.83	1727.67	Vérifier

Tableau II-5 Vérification au flambement de 8eme étage jusqu'à RDC

Résumé

Le choix finale des profilées est cité dans le tableau ci-dessous

NIVEAU	POTEAU
8 ^{ème}	HEA200
7 ^{ème}	HEA200
6 ^{ème}	HEA200
5 ^{ème}	HEA240
4 ^{ème}	HEA240
3 ^{ème}	HEA240
2 ^{ème}	HEA280
1 ^{ère}	HEA280
RDC	HEA280

Tableau II-6 choix final des profilés de poteau

NIVEAU	Poutre principale	Poutre secondaire	solive
Terrasse	IPE 270	IPE 140	IPE 140
Étage courant	IPE 270	IPE 140	IPE 140

Tableau II-7 choix final des profilés des poutres

III Neige et vent**III.1 Introduction**

L'effet du vent sur une construction a une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage. Pour cela, une étude approfondie doit être élaborée pour la détermination des différentes actions dues au vent et ceci dans toutes les directions possibles. Le calcul sera mené conformément au Règlement Neige et Vent 2013. Ce document technique réglementaire (RNV2013) fournit les procédures et principes généraux pour la détermination des actions du vent sur l'ensemble des constructions et des bâtiments y compris leur composants et élément de façade.

Ils s'applique aux constructions dont la hauteur est inférieure à 200 m.

Charges climatiques**III.2 Effet de la neige****III.2.1 Introduction**

Parmi les charges climatiques on a la neige qui s'accumule sur la toiture de la structure et produit une surcharge qu'il faut la prendre en compte pour les vérifications des éléments de cette structure.

Pour cela on a le règlement RNV2013 s'applique à l'ensemble des constructions en Algérie situées à une altitude inférieure à 2000 mètres.

Notre projet se trouve à une altitude de 230 m.

III.2.2 Etude de la neige

D'après RNV2013, la surcharge de la neige est donnée en fonction de la région et l'altitude du site d'implantation, par la formule suivante :

$$S = \mu \times S_k$$

Avec :

S : La charge caractéristique de la neige par unité de surface, en KN/m^2 ;

S_k : La charge de neige sur le sol, fonction de l'altitude et de la zone en KN/m^2 .

μ : Coefficient de forme, dépend de la forme de toiture.

Le bâtiment se situe à la wilaya de blida, zone 'B'.

$$S_k = \frac{0.07 \times H + 15}{100} \quad (\text{RNV2013 page 21})$$

Avec : $H=230$ m,

$0,8 \leq \mu \leq 1$ ($0 \leq \alpha \leq 30^\circ$) toiture plate

(Tableau 6.1 RNV 2013)

$$S_k = \frac{0.07 \times 230 + 15}{100} = 0.311 \text{KN}/\text{m}^2$$

Donc:

$$S = 0,8 \times 0,311 = \mathbf{0,248KN/m^2}$$

III.3 Etude du vent

III.3.1 Introduction :

L'effet du vent sur une construction est assez prépondérant et a une grande influence sur la Stabilité de l'ouvrage. Pour cela, une étude approfondie doit être élaborée pour la détermination des différentes actions dues au vent et ceci dans toutes les directions possibles.

Selon le règlement **RNV 2013**, Le calcul doit être effectué séparément pour chacune des directions perpendiculaires Aux différentes parois de la construction.

Les actions du vent appliquées aux parois dépendent de :

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

III.3.2 Données relatives au site

- ↯ Catégorie du terrain : IV
- ↯ Site plat : CT = 1 (Tableau 2.5. RNV2013)
- ↯ Zone du vent : I (ANNEXE.1. RNV2013)
- ↯ $q_{ref} = 37,5 \text{ daN/m}^2$ (Tableau 2.3. RNV2013)
- ↯ Facteur de terrain $K_T = 0,234$
- ↯ Hauteur minimale $Z_{min} = 10 \text{ m}$ (Tableau 2.4 RNV 2013)
- ↯ Paramètre de rugosité $Z_0 = 1 \text{ m}$
- ↯ ξ : Coefficient utilisé pour le calcul du coefficient C_d $\xi = 0,67$

III.3.3 Calcul :

Selon le règlement RNV 2013, le calcul doit être effectué séparément pour les deux directions du vent, et perpendiculaires aux différentes parois de l'ouvrage.

Pour des raisons de symétrie de notre bâtiment on va étudier une face pour chaque direction du vent.

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

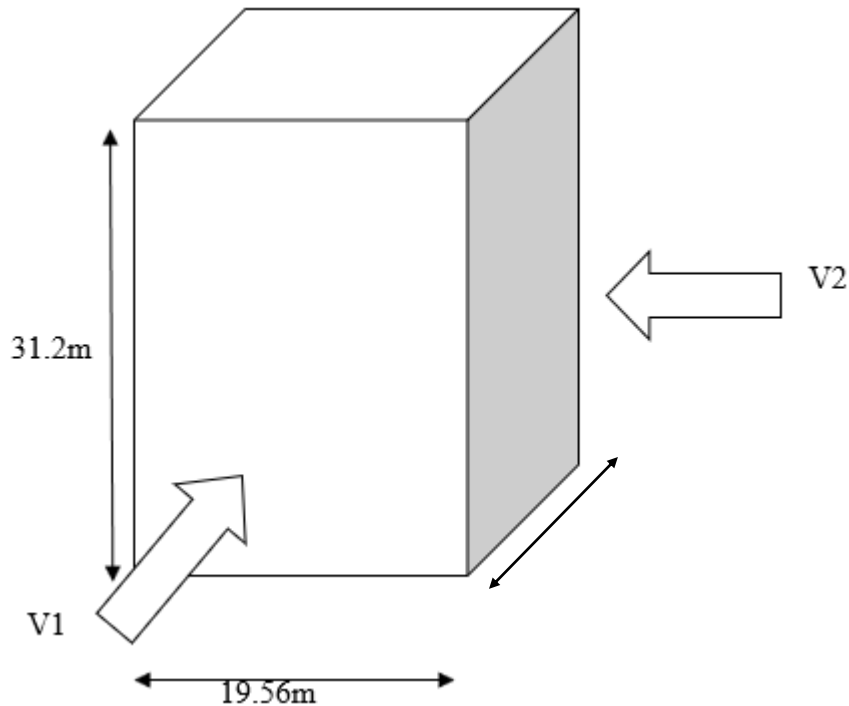


Figure III-1 Action du vent

III.3.4 Détermination de la pression due au vent :

La pression due au vent qui s'exerce sur un élément de surface j est donnée par $q_j \uparrow C_d \rightarrow W(z_j)$

III.3.5 Calcul de la pression dynamique de pointe $pq(z)$

$$qp(z) = q_{ref} z_e * (cpe - cpi)$$

Zone I : $q_{ref} = 37.5 daN/ m^2$

Coefficient de rugosité :

le coefficient de rugosité $Cr(z)$ traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse

moyenne du vent . il est défini par la loi suivant :

$$\left\{ \begin{array}{l} Cr(z) = Kt \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad \text{pour } Z_{min} \leq Z \leq 200m \\ Cr(z) = Kt \times \ln\left(\frac{Z_{min}}{z_0}\right) \quad \text{pour } Z < Z_{min} \end{array} \right.$$

Terrain de catégorie IV : $K T \uparrow 0.234$; $z_0 \uparrow 1.0 m$; $z_{eq} = 18.72m$

$$Cr(z_{eq}) = Kt \times \ln\left(\frac{z_{eq}}{z_0}\right)$$

Pour $Z_{min} < Z < 200$

$$Cr(z_{eq}) = 0.234 \times \ln \left(\frac{18.72}{1} \right)$$

$$Cr(z_{eq}) = 0.68$$

Coefficient d'exposition :

$$C_e(z) \uparrow C_t^2(z) \Rightarrow Cr^2(z) \Rightarrow 1 \bar{v} \quad 7I_v(z) \Rightarrow$$

Intensité de la turbulence pour $I_v(z_{eq})$: ($Z = Z_{eq}$)

$$I_v(z_{eq}) = \frac{1}{C_t \times \ln \left(\frac{Z_{eq}}{Z_0} \right)} \text{ Pour } Z > Z_{min}$$

$$I_v(z_{eq}) = 0.341$$

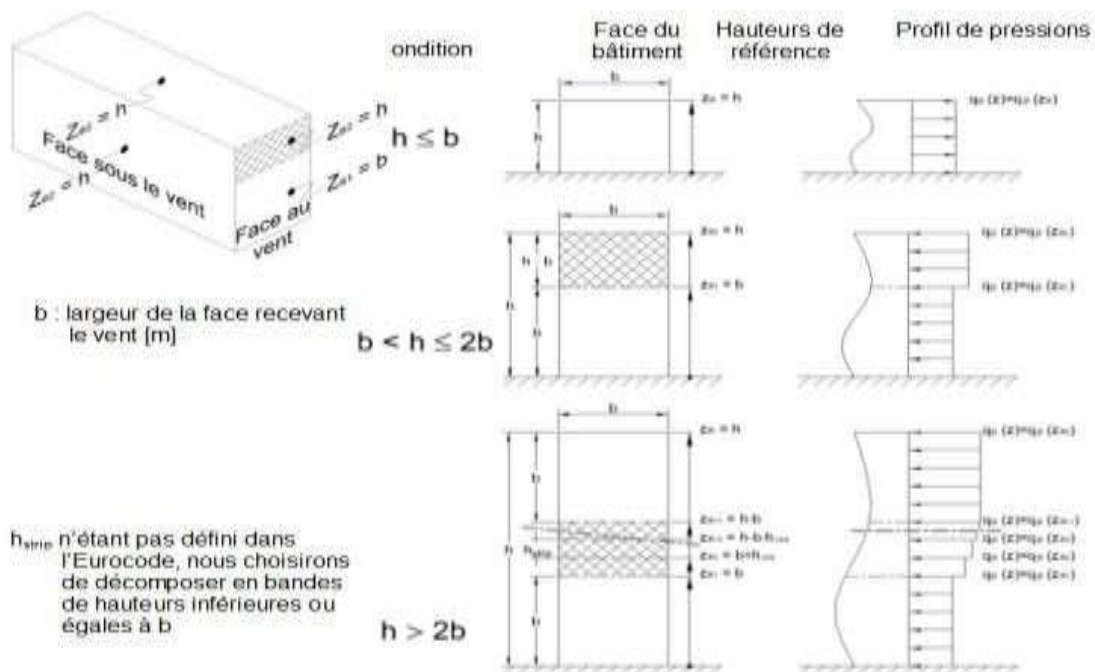
Coefficient de topographie :

Le site où notre projet se situe est plat, d'après le RNV 2013 partie 2.4.5 :

$$C_t = 1$$

$$C_e = 1.56$$

$$q_p(10) = 37.5 \times 1.56 = 53.8 \text{ daN} / \text{m}^2$$



Direction V1 :

$$\text{Donc : } b=19.56 \leq h=31.2 < 2b=32.2$$

Z_e (m)	$C_r(z)$	$I_v(z)$	$C_e(z)$	$q_p(z)$ (N/m ²)
19.56	0.68	0.341	1.56	585
31.2	0.72	0.423	1.97	738

III.3.6 Détermination de coefficient de pression

♦ **Calcul des coefficients de pressions extérieures**

On détermine le coefficient à partir des conditions suivantes :

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

$C_{pe} = C_{pe.1} + (C_{pe.10} - C_{pe.1}) \times \log_{10}(S)$ si $1 \text{ m}^2 < S \leq 10 \text{ m}^2$ (5.1 RNV2013)

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

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

Direction du vent V1 :

b : La dimension perpendiculaire à la direction du vent V1.

$b = 19.56 \text{ m}$.

d : La dimension parallèle à la direction du vent V1.

$d = 19.56 \text{ m}$.

$e = \min [b ; 2h] = \min [19.56 ; 62.4] e = 19.56 \text{ m}$.

$d \leq e$ La paroi est divisée en 2 zones de pression A, B, C, D et E qui sont illustrées sur la figure suivant :

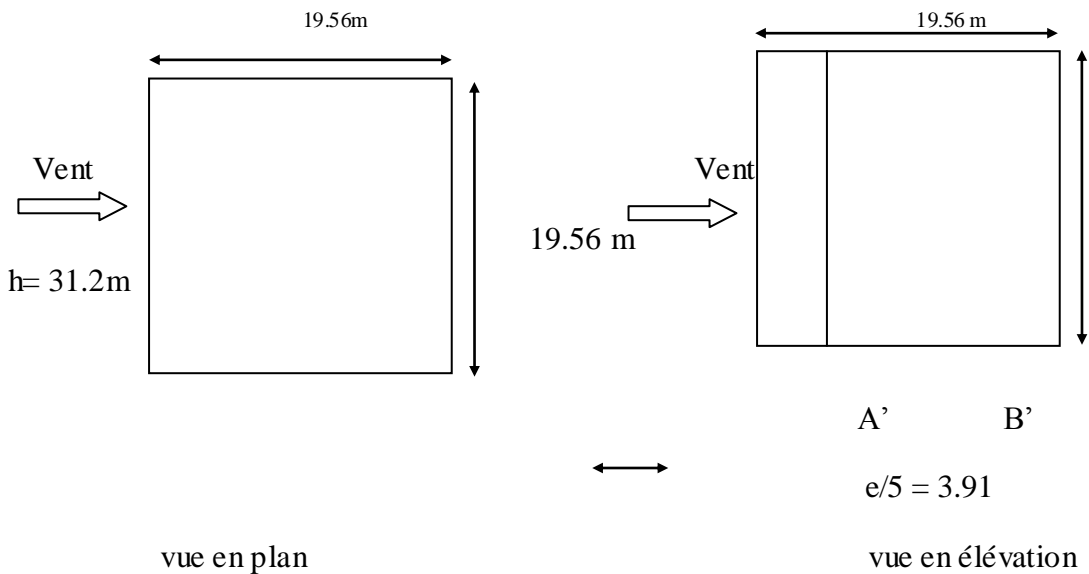


Figure III-1. Légende pour les parois verticales

La surface de la paroi considérée $S = 19.56 \times 31.2 = 610.27^2 \geq 10 \text{ m}^2$.

Selon la formule (§5.1. RNV2013)

donc :

$C_{pe} = C_{pe.10}$.

D'après le tableau (5.1.RNV2013) on a :

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

Tableau III-1 Coefficients de C_{pe} parois verticales

Les valeurs des coefficients correspondants aux zones A', B', D et E sont portées sur la figure ci-dessous

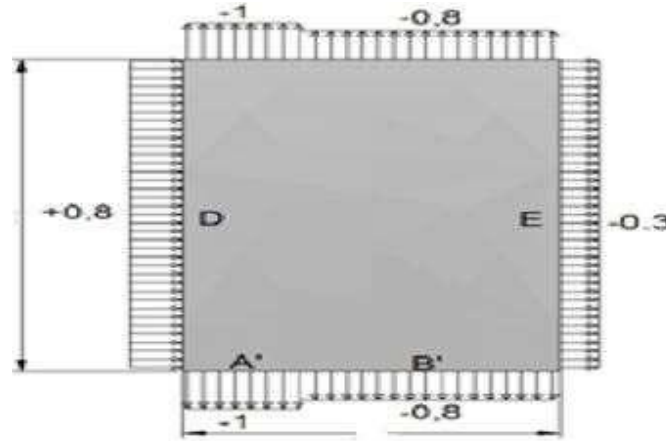


Figure III-2. zone de pression pour les parois verticales

Terrasse :

La hauteur de l'acrotère $h_p = 0,6$ m

Les toitures plates sont celles dont la pente est inférieure ou égale à 5° .

Selon (§1.1.5 chap5.RNV2013) les différentes zones de pression F, G, H et I sont Représentées sur la figure ci-dessous :

$$e = \min [b ; 2h] = \min [19.56 ; 62.4] \Rightarrow e = 19.56$$

b : dimension du coté perpendiculaire au vent

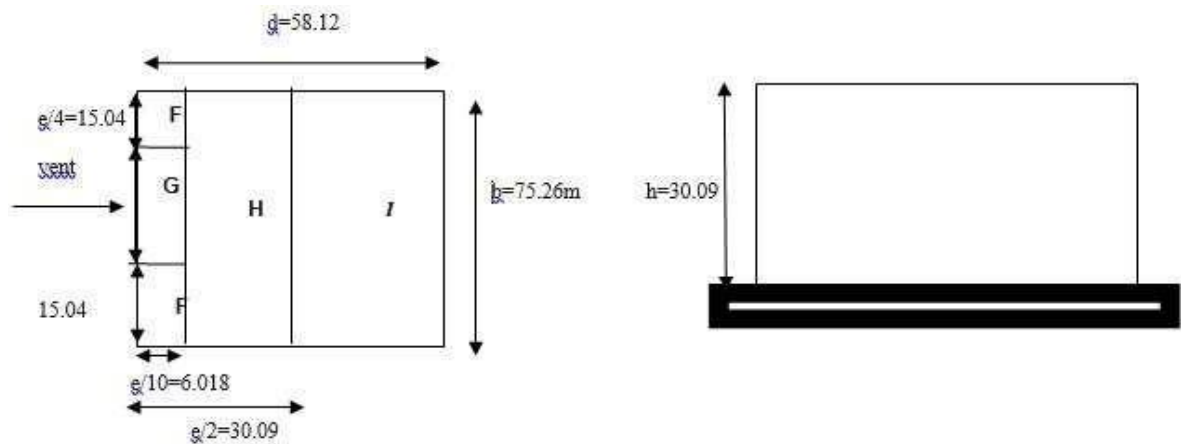


Figure III-3 Légende pour les toitures plates

Selon le tableau (5.2. RNV2013) on a :

Dans notre cas $h_p/h = 0,6/31,2 = 0,02$

Donc on néglige l'acrotère.

D'où :

Les valeurs respectives des coefficients correspondantes à ces zones sont portées sur le tableau suivant :

F	G	H	I
$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$
-1,8	-1,2	-0,7	+0,2

Tableau III-2. Coefficients de C_{pe} de la toiture

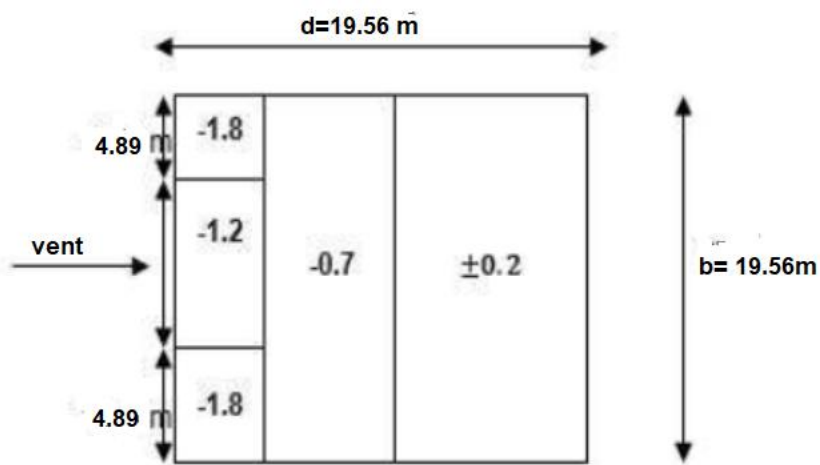
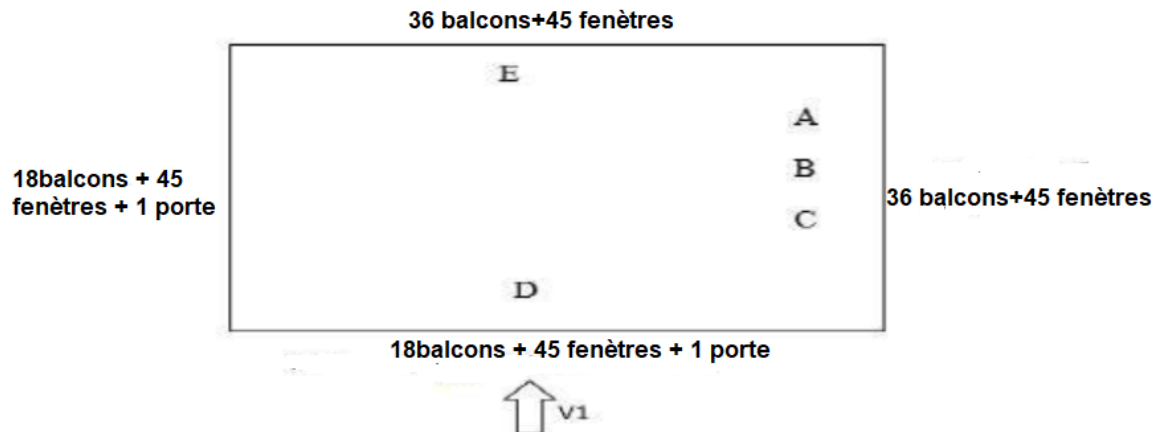


Figure III-4 valeur de c_p pour la toiture

III.3.7 Coefficient de pression interne C_{pi}

$$\mu_p = \sum \frac{\text{surface } C_{pe} < 0}{\text{touts les surface}} = 1$$

On définit l'indice de perméabilité μ_p comme suit :



Dimension de fenêtre1 :(1,2m ;1.4m) S=1.68m²

Dimension de fenêtre 2 :(0.84m ;2,17m) S=1.82m²

Dimension de fenêtre 3 :(1.4m ;2,4m) S=3.36m²

Dimension de fenêtre 4 :(0.9m ;0.9m) S=0.81m²

Dimension de la porte :(1.8m ;2,40m) S=4.32m²

Dimension de balcon1 (2.33m ;1.2m) S=2.79m²

Dimension de balcon2 (3.8m ;1.2m) S=4.56m²

Dimension de balcon3 (1.4m ;1.2m) S=1.8m²

Dimension de balcon4 (3.64m ;1.2m) S=4.36m²

OnV1→(9fenetres1+36fenêtres3+18balcon1+18balcons2+27fenêtres4+9fenêtres1+9fenêtres4+9balcons4+9balcons3+1porte) **S=381.51m²**

St=> 763.2 m²

D'après le paragraphe (§2.2.2 chap5.RNV2013) on doit utiliser les deux valeurs du Cpi :

$$\frac{h}{d} = \frac{31.2}{19.56} = 1.59 > 1 \text{ (il pas l'interpolation)}$$

$$\square = \frac{381.51}{763.2} = 0.5 \Rightarrow \text{donc } C_{pi} = 0.09$$

III.4 Détermination de la pression aérodynamique

La pression dynamique $W(Z_j)$ agissante sur une paroi est obtenue à l'aide de la formule suivante.

$$W_{zj} = q_p(Z_e) \times [C_{pe} - C_{pi}] \text{ [N/m}^2\text{]} \quad (\S 2.5.2.RNV2013)$$

Les valeurs des pressions q_j sont données dans les tableaux suivants :

Zone	q_p (N/m ²)	C_{pe}	C_{pi}	$W_{(z_j)1}$ (N/m ²)
A'	585	-1	0.09	-637.65
B'	585	-0.8	0.09	-520.65
D	585	0.8	0.09	415.35
E	585	0.3	0.09	122.85

Tableau III-3 Les valeurs des pressions W_{zj}

Remarque = Les mêmes valeurs Pour V2

III.5 Action d'ensemble :

III.5.1 Calcul des F_w à l' aide des coefficients de forces :

La force exercée par le vent F_w agissant sur une construction ou un élément de construction peut être déterminée directement en utilisant l'expression suivante :

$$F_w = C_d \times C_f \times q_p (Z_i) \times A_{ref} [N] \quad (\S 2.6.1. RNV2013)$$

C_d : Coefficient dynamique.

C_f : Coefficient de force.

A_{ref} : Surface élémentaire.

III.5.2 Calcul du coefficient de force :

$$C_f = C_{f,0} \times \psi \lambda \quad (\S 4.1 RNV2013)$$

$C_{f,0}$: Coefficient de force des constructions en considérant un élancement effectif infini

$\psi \lambda$: Facteur d'élancement donné par (Figure 4.1 RNV 2013) en fonction de l'élancement Effectif λ_e .

$C_{f,0} = 2.3$ pour V1 et V2

$$\lambda_e = \text{Max} (0,7 \times h/b ; 70) \quad (\text{Tableau 4.1 } \S 4.1.2 \text{ RNV2013})$$

$$\lambda_e = \text{Max} (0,7 \times \frac{31.2}{19.56} ; 70) \Rightarrow \lambda_e = 70$$

Pour $\phi = 1$ (pour construction fermé) et $\lambda_e = 70$ ($\S 4.1.1$ RNV2013)

$$\psi \lambda = 0,91 \quad (\text{Figure 4.1 } \S 4.1.1 \text{ RNV2013})$$

$$C_{f1} = 2,3 \times 0,91 = 2.1$$

III.5.3 Détermination de coefficient dynamique C_d :

La structure de bâtiment étant métallique on utilise la (fig.3.1 du RNV2013)

On doit déterminer la valeur de c_d pour chaque direction du vent :

♦ **La direction vent parallèle à la façade principale : V2**

Calcul de coefficient dynamique Cd

$$C_d = \frac{1 + 2 \times g \times I_v(Z_{eq}) \times \sqrt{Q^2 + R^2}}{1 + 7 \times I_v(Z_{eq})}$$

Z_{eq} : Hauteur équivalente de la construction.

$$Z_{eq} = 0,6 \times h \geq Z_{min} \text{ (figure 3.1 §3.3. RNV2013)}$$

$$H = 31.2 \text{ m}$$

$$Z_{eq} = 0.6 \times 31.2 = 18.72 \text{ m}$$

$$Z_{eq} \geq Z_{min} = 10 \text{ m}$$

$$I_v(z_{eq}) = 0.341$$

Q2 : Partie quasi statique.

$$Q^2 = \frac{1}{1 + 0.9 \left(\frac{b+h}{I_i(z_{eq})} \right)^{0.67}}$$

$$I_i(z) = 300 \times \left(\frac{z}{200} \right)^\epsilon \quad \text{Pour } Z_{min} \leq Z \leq 200 \text{ m (§3.3.1.RNV2013)}$$

$$I_i(z) = 300 \times \left(\frac{18.72}{200} \right)^{0.67} = 61.35 \text{ m}$$

$$Q^2 = \frac{1}{1 + 0.9 \left(\frac{19.56 + 31.2}{61.35} \right)^{0.67}} = 0.557$$

R2 : Partie Résonnante.

$$R_2 = \frac{\pi^2}{2 \times \delta} \times R_N \times R_h \times R_b \quad (\text{§3.3.2. RNV2013})$$

δ : Décrément logarithmique d'amortissement structural.

$$\delta = \delta_s + \delta_a$$

$$\delta_s = 0.05 \quad (\text{Tableau 3.1 .RNV2013})$$

$$\delta_a = 0 \quad (\text{3.3.2. RNV2013})$$

$$\delta = 0.05 + 0 = 0.05$$

n_{lx} : Fréquence propre de mode fondamentale dans la direction de x.

R_N : Fonction adimensionnelle de la densité spectrale de puissance.

$$R_N = \frac{6,8 \times N_X}{(1 + 10,2 \times N_X)^{5/3}} \quad (\text{3.3.2. RNV2013})$$

NX : fréquence adimensionnelle de la direction x du vent donnée par :

$$NX = \frac{n_{lx} \times I_i(z_{eq})}{V_m(z_{eq})}$$

$$V_m(z) = C_r(z) \times C_t(z) \times V_{réf}$$

$$V_m(z_{eq}) = C_r(z_{eq}) \times C_t(z_{eq}) \times V_{réf}$$

$$C_r(z_{eq}) = 0.68$$

$$C_t(z_{eq}) = 1$$

$V_{réf}$: Vitesse de référence du vent.

$$V_{réf} = 25 \text{ m/s}$$

$$V_m(z_{eq}) = 0,68 \times 1 \times 25 = 17 \text{ m/s}$$

III.5.4 Calcul de fréquence propre du mode fondamentale

$$n_{lx} = \frac{0.5}{\sqrt{f}} \text{ [Hz]} \quad (\text{ANNEXE 2.RNV2013})$$

f : est la flèche de la structure due au poids propre appliqué dans la direction de vibration

$$f = \frac{h}{100} = \frac{31.2}{100} = 0.312 \text{ m}$$

$$n_{lx} = \frac{0.5}{\sqrt{0.312}} = 0.89 \text{ [Hz]}$$

$$NX = \frac{0.89 \times 61.35}{17} = 3.21$$

$$RN = \frac{6,8 \times 3.21}{(1 + 10,2 \times 3.21)^{5/3}} = 0.062$$

R_h et R_b : Fonction admittance aérodynamique.

$$R_h = \left(\frac{1}{n_h}\right) - \left(\frac{1}{2 * \eta h^2}\right) * (1 - e^{-2\eta h}) \text{ pour } \eta h > 0$$

$$R_b = \left(\frac{1}{n_b}\right) - \left(\frac{1}{2 * \eta b^2}\right) * (1 - e^{-2\eta b}) \text{ pour } \eta b > 0$$

$$\eta h = \frac{4,6 \times NX \times h}{I_i(z_{eq})} \quad \eta h = 7.51$$

$$\eta b = \frac{4,6 \times NX \times b}{I_i(z_{eq})} \quad \eta b = 4.70$$

D'où :

Rh = 0,124

Rb = 0,190

$$R^2 = \frac{\pi^2}{2 \times 0,05} \times 0,062 \times 0,124 \times 0,190$$

R² = 0,144

Calcul de facteur de pointe 'g'

(3.3.3 RNV2013)

$$g = \sqrt{2 \times \ln(600 \times v)} + \frac{0,6}{\sqrt{2 \times \ln(600 \times v)}} > 3$$

Calcul de la fréquence moyenne

$$v = nI_x \times \sqrt{\frac{Q^2}{R^2 + Q^2}} \geq 0,08 \text{ [Hz]}$$

$$v = 0,89 \times \sqrt{\frac{0,557^2}{0,144^2 + 0,557^2}} = 0,86$$

$$g = \sqrt{2 \times \ln(600 \times 0,86)} + \frac{0,6}{\sqrt{2 \times \ln(600 \times 0,86)}} > 3$$

g = 3,74

$$Cd = \frac{1 + 2 \times 3,74 \times 0,341 \times \sqrt{0,557^2 + 0,144^2}}{1 + 7 \times 0,341}$$

Cd = 0,92

III.5.5 Calcul de la surface élémentaire Aréf :

A_{ref} = l × h (Rectangle)

Direction V1 = V2

niveau	H (m)	L' (m)	Cd	Cf	q(N/m ²)	Aref (m ²)	Fw
	31.2	19.56	0.92	2.1	585	610.2	689660.24

Tableau III-4 la force exercée par le vent Fw sur V1 et V2

III.5.6 Calcul des forces à l'aide des pressions de surface :

La force exercée par le vent Fw agissant sur une construction ou un élément de construction

ou un élément de construction peut être déterminée par sommation vectorielle des forces

Fw, e.

Fw, i et Ffr donnée par :

Force extérieure

$$F_{w, e} = C_d \times \Sigma W_e \times A_{ref} \quad (\S 2.6.2. RNV2013)$$

Force intérieure

$$F_{w, i} = \Sigma W_i \times A_{ref} \quad (\S 2.6.2. RNV2013)$$

Force de frottement

$$F_{fr} = C_{fr} \times q_p(z_e) \times A_{fr} \quad (\S 2.6.2. RNV2013)$$

We : Pression extérieur exercée sur la surface élémentaire de d' hauteur ze donnée par :

$$W_e = q_p(z_e) \times C_{pe}$$

Wi : Pression intérieure exercée sur la surface élémentaire d' hauteur ze donnée par :

$$W_i = q_p(z_i) \times C_{pi}$$

Afr : Aire de la surface extérieure parallèle au vent

ze; zi : Hauteur de référence des pressions extérieures et intérieures

Cfr : Coefficient de frottement (Tableau 2.8 §2.6.3RNV2013)

Direction V1

III.5.7 Calcul de Forces de pression extérieure :

Zone	Q (N/m ²)	Cd	Cpe	We	Aref (m ²)	Fw (N)
A'	585	0.92	-1	-585	610.2	- 229886.74
B'	585	0.92	-0.8	-486	610.2	- 229886.74
D	585	0.92	0.8	486	610.2	- 229886.74
E	585	0.02	0.3	175.5	610.2	- 229886.74
				$\Sigma W_e = 409.5$		- 229886.74

Tableau III-5 Valeurs des Forces de pressions extérieures(V1 ET V2)

Zone	Q (N/m ²)	Cd	Cpe	We	Aref (m ²)	Fw (N)
A'	585	0.92	-1.8	-1053	610.2	-1149433.7
B'	585	0.92	-1.2	-702	610.2	-1149433.7
D	585	0.92	-0.7	-409.5	610.2	-1149433.7
E	585	0.02	0.2	117	610.2	-1149433.7
				$\Sigma W_e = -2047.5$		-1149433.7

Tableau III-6 Valeurs des forces de pression extérieure sur la toiture(V1 et V2)

Direction V1 et V2

♦ **Calcul de Forces de pression intérieur :**

Niveau	Qp (N/m ²)	Cpi	Wil (N)	Aref (m ²)	Fwil (N)
	585	0.09	52.65	610.2	272887.54
			nWil= 447.21		

III.6 Calcul des forces de frottement Ffr

Les effets de frottement du vent sur la surface peuvent être négligés lorsque l’aire totale de toutes les surfaces parallèles au vent est inférieure ou égale à 4 fois l’aire totale de toutes les surfaces extérieures perpendiculaires au vent.

III.6.1 Calcul de (Afr)

Direction V1 et V2

$Afr = d \times hi$ Paroi vertical

$Afr = 19.56 \times 31,2 = 610.2 \text{ m}^2$

Niveau	Cfr	Qp	Aref	Ffr
	0.01	585	610.2	3569.67

Tableau III-7 Valeurs des forces de frottement direction V1 et V2

$(19.59 \times 31.2) \times 2 \times 4 = 4881.6 \text{ m}^2$

$(19.56 \times 31.2) \times 2 = 1220.5 \text{ m}^2 \leq 4881.6\text{m}^2$

La condition est vérifiée alors la force de frottement est **négligeable** dans la direction V1

III.7 Conclusion :

Ces résultats vont être comparés avec la résultante des forces sismiques, pour prendre le casle plus défavorable en vue de l’étude sismique

IV Calcul des éléments secondaires

IV.1 Introduction

Dans une structure quelconque on distingue deux types d'éléments :

- ◆ Les éléments porteurs principaux qui contribuent directement au contreventement.
- ◆ Les éléments secondaires qui ne contribuent pas directement au contreventement.

Dans le présent chapitre nous considérons l'étude des éléments que comporte notre bâtiment.

Nous citons l'acrotère, les escaliers, les planchers, dont l'étude est indépendante de l'action Sismique, mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure.

Le calcul de ses éléments s'effectue suivant le règlement « *BAEL 91 modifié 99* » [8] en respectant le règlement parasismique Algérien « *RPA 99 version 2003* »

IV.2 Les escaliers

IV.2.1 Introduction

Les escaliers sont en charpente métallique : Pour le dimensionnement des marches (g: giron) et contres marches (h), on utilise la formule de BLONDEL :

$$59\text{cm} \leq (g + 2h) \leq 66\text{cm} \quad (5.1)$$

Donc :

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

h : varie de 14 cm à 20 cm

g : varie de 22 cm à 30 cm

IV.2.2 La vérification de la relation de BLONDEL

Giron=30cm

On a $59\text{cm} \leq (30+2h) \leq 66\text{cm}$; $59\text{cm} \leq 64 \leq 66\text{cm}$ CV.

$$14.5 \text{ cm} \leq h \leq 18\text{cm}$$

Pour h=17cm on a

Caractéristiques géométriques

Hauteur d'étage = 3.40m

Contre marche h = 17 cm.

Largeur de la marche g = 30 cm.

Nombre des contres marches contre marches $n = \frac{3.4/2}{0.17} = 10$ contre marche

Nombre des marches $m = n - 1 = 10 - 1 = 9$ marches.

Emmarchement = 1,3

L'inclinaison de la paillasse : $\tan \alpha = \frac{8 \times 17}{118} = 1.15 \quad \alpha = 32.9$

La longueur de la paillasse : $L = l = \frac{153}{\sin \alpha} = 2.816$

IV.2.3 Dimensionnement des éléments porteurs

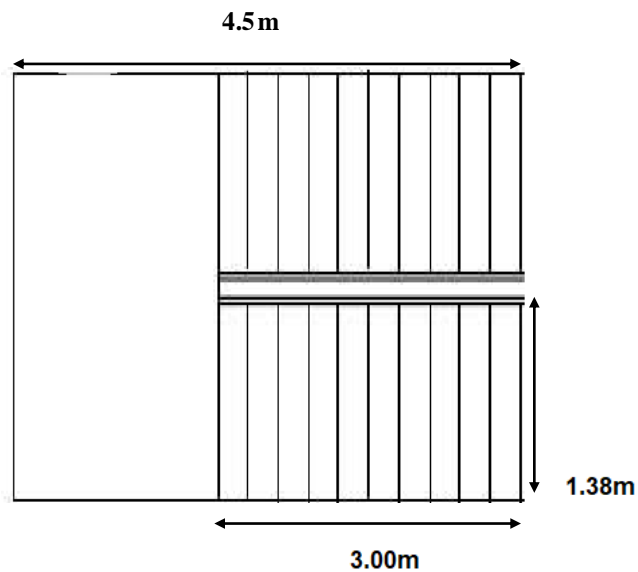


Figure IV-1: Schéma des escaliers

Conception d'une marche :

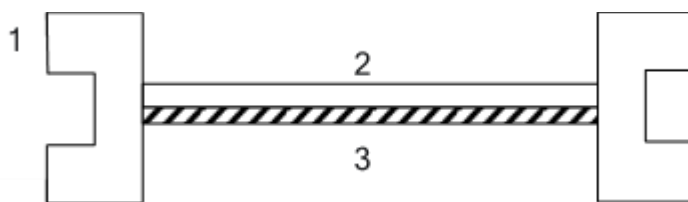


Figure IV-2 Schéma de la conception d'une marche

1- Limon UAP.

2- La tôle.

3- Cornière

IV.2.3.1 Dimensionnement des cornières

Évaluation des charges

Charges Permanentes « G »:

Tôle (5mm).....0,45 KN/m²

Mortier de pose (2mm).....0,40 KN/m²

Revêtement (granito 2mm).....0,40 KN/m²

Total G = 1,25 KN/m²

Surcharge d'exploitation « Q »

Q = 2,50 KN/m²

Remarque:

Chaque cornière reprend la moitié de la charge

- ♦ Combinaison des charges
- ♦ Condition de la flèche :

ELU :

$$q_u = 0,29 [(1,35 \times 1,25) + (1,5 \times 2,5)] = 1,576 \text{ KN / ml}$$

Donc $q_u = 1,576 \text{ KN/m}$

ELS :

$$q_{\text{ser}} = 0,29(1,25 + 2,5) = 1,087 \text{ KN / ml}$$

$$f = \frac{5q_{\text{ser}}l^4}{384 EI} \leq f_{\text{adm}} = \frac{1}{250}$$

$$I = \frac{5q_{\text{ser}}l^3 \cdot 250}{384 E}$$

$$I = \frac{5 \times 1.087 \times 1300^3 \times 250}{384 \times 2.1 \times 10^5} = 3.7 \text{ cm}^4$$

On opte pour une cornière L40 × 40 × 5 qui a les caractéristiques suivantes :

$$I_x = I_y = 5.43 \text{ cm}^4$$

$$W_x = W_y = 1.91 \text{ cm}^3$$

$$A = 3.79 \text{ cm}^2$$

♦ **Les vérifications**

Condition de résistance

$$M_{sd} \leq M_{el.Rd}$$

Le moment appliqué :

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{1.576 \times 1.3^2}{8} = 0.33 \text{ KN.m}$$

Le moment résistant de la cornière

$$M_{plrd} = \frac{w_{pl} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{1.91 \times 10^3 \times 235}{1} = 0.451 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 0.33 < M_{plrd} = 0.451$$

♦ **Limon de la volée**

♦ **Evaluation des charges**

Les charges qui sollicitent la poutre du limon sont :

ELU :

$$q_u = \frac{1.3}{2} [(1.35 \times 1.25) + (1.5 \times 2.5)] = 3.534 \text{ KN/ml}$$

Donc : $q_u = 3.534 \text{ KN/ml}$

ELS :

$$q_{ser} = \frac{1.3}{2} (1.25 + 2.5) = 2.437 \text{ KN/ml}$$

Donc : $q_{ser} = 2.437 \text{ KN/ml}$

Condition de la flèche

$$f = \frac{5q_{ser}l^4}{384EI} \leq f_{adm} = \frac{l}{250}$$

$$I = \frac{5q_{ser}l^3 \cdot 250}{384E}$$

$$I = \frac{5 \times 2.437 \times 3851^3 \times 250}{384 \times 2.1 \times 10^5} = 215.7 \text{ cm}^4$$

La longueur de limon est : $L = 1.35 + (2.1 / \cos 32.9^\circ) = 3.851 \text{ m}$

$$I > 215.7 \text{ cm}^4$$

On choisit un UPN 120

♦ Condition de la résistance

$$q_u = 3.534 + 1.35 \times 0.134 = 3.7149 \text{ KN/m}$$

$$M_{sd} = \frac{q_l^2}{8} = \frac{3.7149 \times 3.851^2}{8} = 6.886 \text{ KN.m}$$

$$M_{plrd} = \frac{w_{pl} \times f_y}{\gamma_{mo}} = \frac{72.6 \times 10^3 \times 235}{1} = 17.061 \text{ KN.m}$$

♦ **Vérification du cisaillement :**

$$V_{sd} < V_{plrd}$$

$$V_{plrd} = \frac{A_v \times f_y}{\sqrt{3} \times 1}$$

Avec :

A_v : l'aire de cisaillement.

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

$$A_v = 485 \text{ mm}^2$$

$$V_{sd} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{3.95 \times 6}{2} = 11.85$$

$$V_{sd} = 11.85 \text{ KN} < V_{plrd} = 41.31 \text{ KN}$$

vérifie .

Donc :

on prend un UPN 120 pour la poutre du limon.

IV.2.4 Étude du palier :

IV.2.4.1 évaluation des charges :

▪ Charge permanente :

Tôle (e = 2cm)..... 1,1KN/ml.

Béton (e=3cm).....0,53KN/ml

Granito (e=2cm).....0,40KN/ml

Solives (solives IPE 140).....0,129KN/ml

Totale G=2,16KN/ml

▪ Charge d'exploitation : Q=4 KN/ml

Charge ponctuelle :

$$p \bullet \frac{q_v l}{2} \bullet 7,80 \text{ KN.}$$

ELU :

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

$$q_u = 8,92 \text{ KN/ml}$$

ELS :

$$q_{ser} = G + Q$$

$$q_{ser} = 6,16 \text{ KN/ml}$$

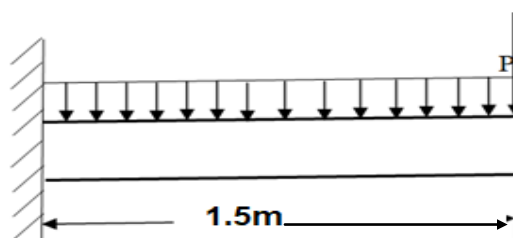


Figure III.3: Schéma statique de consol

♦ **Moment fléchissant maximal :**

$$M_{sd} = q_u \frac{l^2}{2} + pl = 11,42 + 12,48 = 23,90 \text{ KN.m}$$

♦ **Condition de la flèche :**

$$f = \frac{q_{ser} l^4}{8EI} + \frac{pl^3}{3EI} \leq \frac{l}{250} \Rightarrow I \geq \frac{250}{24E} (q_{ser} l^3 + 3pl^2) = 376,26 \text{ cm}^4.$$

Ce qui correspond a un profilé UPN 160.

♦ **Vérification à la résistance en flexion :**

$$M_{sd} = 23,9 \text{ KNm}$$

$$M_{c.Rd} = \frac{W_{pl,y} f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{103.10^3 \cdot 235}{1 \cdot 10^6} = 24,20 \text{ KNm}$$

$$M_{sd} = 23,9 \text{ KNm} \leq M_{c.Rd} = 24,20 \text{ KNm} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

IV.2.5 Conclusion :

le profilé UPN160 convient comme limon du palier.

IV.2.6 Poutre d'appuis des limons :

$$\frac{L}{25} \leq h \leq \frac{L}{15} \Rightarrow 120 \leq h \leq 200$$

On choisit un IPE 180

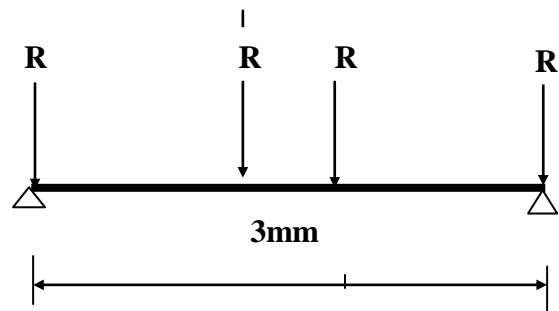


Figure IV-4 Schéma statique pour les charges sur la poutre

Cette poutre est sollicitée par la charge d'exploitation $P=4\text{KN/m}^2$ et la charge permanente du palier et les deux volées.

Soit un IPE 180 de caractéristiques suivantes :

$$P_p = 0,188 \text{ KN/ml}; I_y = 1317 \text{ cm}^4; W_{pl,y} = 166,4 \text{ cm}^3$$

$G = 2,16 \text{ KN/ml}$. (Charge permanente du palier).

$$R_u = q_u l + p_u = 22,07 \text{ KN} \text{ (Charge Permanente de Limon de palier a ELU).}$$

$$R_{ser} = q_{ser} l + p_{ser} = 15,21 \text{ KN} \text{ (Charge Permanente de Limon de palier a ELS).}$$

♦ **Vérification à la résistance :**

$$M_{sd} = \frac{ql^2}{8} = \frac{2,07 \cdot 4^2}{8} = 33,11 \text{ KNm}$$

$$M_{c.Rd} = \frac{W_{pl,y} f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{166,4 \cdot 10^3 \cdot 235}{1 \cdot 10^6} = 39,10 \text{ KNm}$$

$$M_{sd} = 33,11 \text{ KNm} \leq M_{c.Rd} = 39,10 \text{ KNm} \quad \text{vérifiée}$$

♦ **condition de la flèche :**

$$f^{\max} = \frac{5 q_s L^4}{384 E I_{el}} = \frac{5 \cdot 20,28 \cdot 4^4}{384 \cdot 2,1 \cdot 10^5 \cdot 1317 \cdot 10^4} = 7,73 \text{ mm}$$

La valeur de la flèche admissible est

$$\bar{f} = \frac{L}{300} = \frac{3000}{300} = 10 \text{ mm}$$

$$f^{\max} = 7,73 \text{ mm} \leq \bar{f} = 10 \text{ mm}$$

La condition de la flèche est vérifiée.

IV.2.6.1 Conclusion :

Le profilé IPE 180 convient comme poutre d'appuis des limons.

IV.3 Acrotère

IV.3.1 Introduction

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse, il forme une paroi contre toute chute. Il est considéré comme une console encastree à sa base, soumise à son poids propre G et à une surcharge horizontale Q due à une main courante. Le calcul se fera en flexion composée au niveau de la section d'encastrement pour une bande de 1m linéaire.

L'acrotère est exposé aux intempéries [12], donc la fissuration est préjudiciable. Dans ce cas, le calcul se fera à l'ELU et à l'ELS.

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur dont les dimensions sont les suivantes :

- Largeur $b=100\text{cm}$
- Hauteur $H=60\text{cm}$
- Epaisseur $e=10\text{cm}$

IV.3.2 Calcul des charges sollicitant l'acrotère

Charge Permanente Et Surcharge D'exploitation

charge permanente

La surface de l'acrotère :

$$S = 0,1 \Rightarrow 0,6 + 0,08 \Rightarrow 0,1 + (0,02 \Rightarrow 0,1) / 2 = 0,069 \text{ m}^2$$

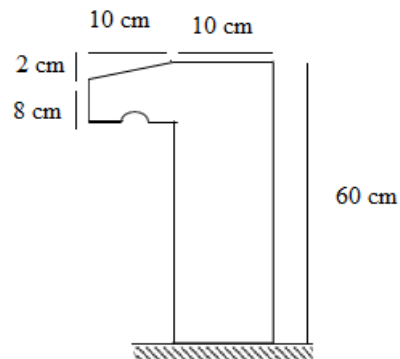


Figure IV-5 Dimensions de l'acrotère

- Poids propre de l'acrotère: $25 \Rightarrow 0,069 = 1,725 \text{ kN/ ml}$

- Revêtement : $18 \Rightarrow 2 \Rightarrow 0,015 \Rightarrow 0,6 = 0,324 \text{ kN/ ml}$

$G = 2,05 \text{ kN/ ml}$

B. charge d'exploitation

On Prend En Considération L'effet De La Main Courante

D'où $Q = 1 \text{ kN/ ml}$

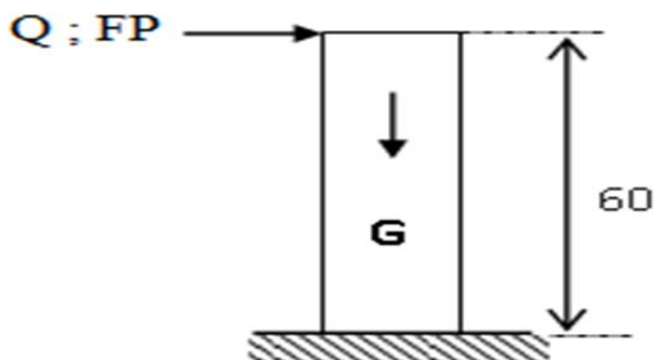


Figure IV-6 Schéma statique de l'acrotère

IV.3.3 Calcul de la force sismique

L'acrotère doit être vérifié sous l'action d'un effort sismique F_P appliqué à sa partie supérieure.

Si $F_P > 1,5 Q$; on va utiliser cette force pour déterminer les efforts qui seront utilisés pour le calcul des armatures de ferrailage

On a : $F_P = 4 A C_P W_P$

Avec :

F_P : force horizontale agissant sur les éléments non structuraux.

A : coefficient d'accélération pour la zone III, groupe 2, $A = 0,25$

C_P : facteur des forces horizontales ($C_P = 0,8$) élément consol

W_P : poids de l'acrotère $W_P = 2,05$ kN/ml

$$F_P = 4 \Rightarrow 0,25 \Rightarrow 0,8 \Rightarrow 2,05 = 1,64 \text{ kN/ml}$$

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

$$\text{Donc } F_P = 1,64 > 1,5$$

Alors on va utiliser la force sismique F_P pour le calcul des efforts qui agissent sur l'acrotère.

IV.3.3.1 Determinaton des efforts**➤ Calcul des efforts à L'ELU**

$$N_u = 1,35 G = 1,35 \Rightarrow 2,05 = 2,76 \text{ kN}$$

$$M_u = F_P h = 1,64 \Rightarrow 0,6 = 0,984 \text{ kN. m}$$

$$T_u = F_P = 1,64 \text{ Kn}$$

➤ Calcul des efforts à L'ELS

$$N_s = G = 2,05 \text{ kN}$$

$$M_s = F_P / 1,5 \cdot h = 1,64 / 1,5 \Rightarrow 0,60 = 0,656 \text{ kN.m}$$

$$T_s = F_P / 1,5 = 1,64 / 1,5 = 1,09 \text{ Kn}$$

IV.3.3.2 Ferrailage de la section de l'acrotère

L'acrotère est sollicité en flexion composée le calcul s'effectuera à L'ELU.

Données :

$$M_u = 0,984 \text{ kN.m} ; b = 100 \text{ cm} ; h = 10 \text{ cm} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; N_U = 2,76 \text{ kN} ; \sigma_b = 14,2 \text{ MPa,}$$

$$f_e = 400 \text{ MPa}$$

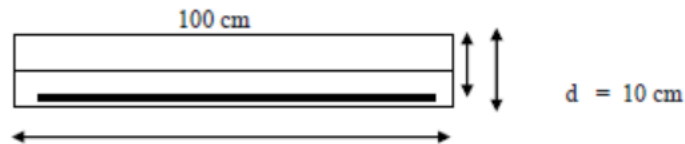
$$d = 0,9 h = 9 \text{ cm}$$

$$c = c' = 2 \text{ cm}$$

➤ **Calcul de l'excentricité : (centre de pression)**

$$e_0 = N/M_U = 0.984/2.76 = 35.65 \text{ cm}$$

$$h/2 - c = 3 \text{ cm}$$



On a :

$$e_0 = 35,65 \text{ cm} \quad \nearrow \quad e_0 \downarrow \quad h/2 \leftarrow c$$

$$h/2 - c = 3 \text{ cm}$$

➤ Section partiellement comprimée (SPC)

➤ **Calcul du moment active**

$$M_F = M_u + N_u (h/2 - c)$$

$$M_F = 0,984 + 2,76 (0,03)$$

$$\text{D'où : } M_F = 1,066 \text{ kN.m}$$

$$\text{D'après l'organigramme : } M = M_F = 1,066 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_F}{bd^2 f_{t28}}$$

$$\mu = 0,0092 < \mu_R = 0,392 ; A_s' = 0 \text{ (pas d'acier comprimés)}$$

$$\alpha = 0,0115$$

$$Z = d (1 - 0,4\alpha) \Rightarrow Z = 8,96 \text{ cm}$$

$$\mu < 0,186 \Rightarrow \epsilon_s = 10\% \text{ d'où } \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = M_f / Z \sigma_s \Rightarrow A_s = 34.18 \text{ cm}^2$$

D'où

$$A_1 = A_s' \text{ et } A_2 = A_s - \frac{N_U}{\sigma_s} = 34.18 - \frac{2.76 \times 10^3}{348} = 23.25 \text{ mm}^2$$

$$\text{On obtient : } A_1 = 0 \text{ et } A_2 = 0,232 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité**

$$A_{s \text{ min}} = 0,23 b d (f_{t28} / f_e) = 0,23 \times 100 \times 90 \times (2,1/400) = 1,08 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend } A_s = \max (A_2 ; A_{s \text{ min}}) = 1,08 \text{ cm}^2$$

La section choisie est 5Ø6 avec $A_s = 1,41 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$

➤ **Armature de répartition**

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 0,352 \leq A_r \leq 0,705 \text{ cm}^2$$

Donc :

La section choisie est $A_r = 3\emptyset 6 = 0,85 \text{ cm}^2$ avec un espacement $St = 20\text{cm}$

IV.3.3.3 Vérification

Vérification à l'ELS

La fissuration est préjudiciable, la vérification se fera suivant l'organigramme (flexion composée à ELS. Voir Annexe).

$$e_0 = \frac{M_{SER}}{N_{SER}} = \frac{0,656}{2,05} = 0,32\text{m} \text{ On prend } e_0 = 32 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - c = 3\text{cm}$$

On a $e_0 = 32 \text{ cm} > \frac{h}{2} - c = 3\text{cm} \Rightarrow$ Section Partiellement Comprimée.

On doit vérifier le béton et l'acier

➤ **Position de l'axe neutre**

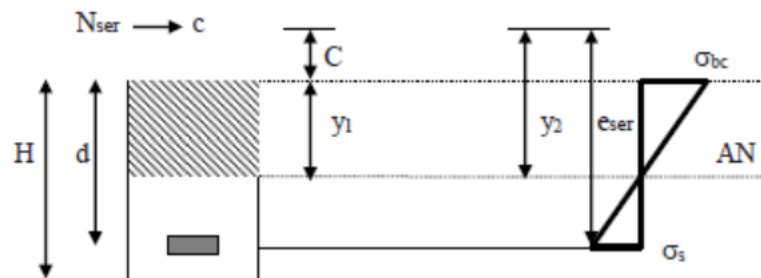


Figure IV-1 Diagramme des contraintes de section partiellement comprimée.

On a :

$$Y_1 = y_c + C \dots\dots\dots [1]$$

C : distance de centre de pression à la fibre la plus comprimée de la section.

$$C = e \bar{\kappa} \quad h \neq 2 = 32 \bar{\kappa} \quad 10/2 = 27 \text{ cm}$$

$$e_{ser} = \Rightarrow C + (d \bar{\kappa} \quad h/2) \Rightarrow \nearrow e_{ser} = 31 \text{ cm}$$

$$c = d - e_{ser} = 9 - 31 = -22 \text{ cm}$$

D'après le BAEL 91(modifier 99) on doit résoudre l'équation suivante :

$$Y_2^3 + Py^2 + q = 0 \dots\dots\dots(*)$$

Avec :

y_c : la distance entre le centre de pression et l'axe neutre

$$P = -3c^2 - \frac{90A_s'(c-c')}{b} + \frac{90A_s(d-c)}{b} = -3c^2 + \frac{90}{b}A_s(d-c)$$

$$q = -2c^3 - \frac{90A_s'(c-c')^2}{b} - \frac{90A_s(d-c)^2}{b} = -2c^3 - \frac{90}{b}A_s(d-c)^2$$

$$\text{Avec } A_s' = 0 \quad \Rightarrow \begin{cases} P = -1412,66 \text{ cm}^2 \\ q = 20310 \text{ cm}^3 \end{cases}$$

D'où l'équation (*) devient

$$y_2^3 - 1412.66y_2 + 20310 = 0$$

La solution de l'équation est donnée par le BAEL 91 (modifiés 99) :

$$\Delta = q^2 + 4p^3/27 = -5.15 \cdot 10^6 > 0$$

D'ou :

$$\cos \varphi = \left(\frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} \right) = -0.993$$

$$\cos \varphi = -0.993 \quad \Rightarrow \quad \varphi = 173.21^\circ$$

Après itération on trouve :

- $Y1 = a \cos (\pi /3) = 23,16 \text{ cm}$
- $Y2 = a \cos (\pi/3 +240^\circ) = 20,19 \text{ cm}$
- $Y3 = a \cos (\pi/3+120) = \bar{\pi} \quad 43,36 \text{ cm}$

$$\text{Avec : } a = 2 \bar{\pi} \quad p /3 = 43,4$$

La solution qui convient : $y_c = 23,16 \text{ cm}$

Car : $0 \leq y_{se} = y_c + c \leq h$ avec $y1 = y_c + c = 1,16 \text{ cm}$

Alors : la position de l'axe neutre est $y1 = 1,16 \text{ cm}$

IV.3.4 Calcul du moment d'inertie de la section

$$S^* = \frac{by_{SER}^2}{3} + 15A_s(d - y_{SER})^2 = \frac{100 \times 1.94^2}{3} + 15 \times 1.41 \times (9 - 1.16)^2 = 1294.44 \text{ cm}^4$$

$$S^* = 1294,44 \text{ cm}^4$$

➤ **Contrainte du béton**

$$\nabla_c = K \cdot y_{ser} \uparrow \quad b \nabla \quad \text{avec } b \nabla = 15 \text{ MPa}$$

$$K = \frac{N_{SER}}{S^*} \times y_c \Rightarrow K = \frac{2.05 \times 10^3}{1294.44 \times 10^4} \times 23.16 \times 10$$

$$K = 0,036 \text{ N/mm}^3$$

$$\nabla_c = 0,036 \times 1,16 \times 10 = 0,4176 \text{ N/mm}^2$$

$$\nabla_c = 0,4176 \text{ MPa} \uparrow \quad 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

➤ **Contrainte de l'acier**

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 150\eta \right\} = 240 \text{ MPa}$$

On a une fissuration préjudiciable :

$$\uparrow = 1,6 \text{ (Acier HA)}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{N_s}{S} (d - y_c) = 51.39 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

IV.3.4.1 Vérification de l'effort tranchant

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{1.64 \times 10^3}{1000 \times 90} = 0.018$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.1 f_{c28}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

Etude Sismique :**Introduction :**

Le séisme est un phénomène naturel qui affecte la surface de la terre, il Produit des dégâts destructifs au niveau des construction et par conséquent les vies humaines. Et donc notre but est de remédier à ce phénomène par la conception adéquate de l'ouvrage de façon à ce qu'il résiste et présente un degré de protection acceptable aux vies humains et aux biens matériels.

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

C'est en général l'ingénieur du bureau d'études qui est chargé d'appliquer ces règles et de dimensionner les éléments porteurs de la construction en béton armé ou en acier et bois ou bien mixtes. D'après le RPA la détermination de la réponse d'une structure et son dimensionnement peuvent se faire par trois méthodes de calcul.

- Méthode statique équivalente.
- Méthode d'analyse spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérographe « time-histoire »

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

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.

V.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 différence entre les modèles étudiés est le syst

V.2 Méthodes statiques équivalentes :**V.2.1 Généralité :**

Le calcul statique de la construction est justifié quand le bâtiment vérifie les conditions imposées par le RPA 99 :

- La symétrie en plan.
- la hauteur du bâtiment à la limite de la tolérance fixé par le règlement
- La régularité des formes planes en plan et en élévation. Ce mode de calcul substitue aux efforts dynamiques réels les sollicitations statiques résultants de la considération de système de force fictive.

Conditions d'applications :

Les conditions d'applications de la méthode statique équivalente sont :

Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III

Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, les conditions de hauteur énoncées en haut, et les conditions complémentaires

V.2.2 Évaluation de la force sismique :

La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :
ème de contreventement utilisé et avec noyon centrale.

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

Avec :

A : coefficient de la zone (tableau 4.1 de R.P.A page 26)

D : facteur d'amplification dynamique. (Page 26)

Q : facteur de qualité (tableau 4.4 de R.P.A 99 page 30).

R : coefficient de comportement (tableau 4.3 de RPA 99 page 28).

W : poids totale de la structure .

Résultante de force sismique :

La force sismique totale sera distribuée horizontalement et verticalement sur les différents éléments de la structure.

A la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales, ne doit pas être inférieur à 80% de la résultante des forces sismiques par la méthode statique équivalente. Article 4.3.6 page 36 du RPA 99.

Calcul de la force sismique :

- Coefficient d'accélération de la zone A :
- A : donné par le tableau 4.1 du RPA 99 suivant la zone et le groupe d'usage du bâtiment. La zone d'implantation de notre structure est blida classée comme zone III dans la carte sismique

Groupe d'usage	ZONE			
	I	IIa	IIb	III
1A	0,15	0,25	0,30	0,40
1B	0,12	0,20	0,25	0,30
2	0,10	0,15	0,20	0,25
3	0,07	0,10	0,14	0,18

Tableau V-1 : coefficient d'accélération de zone A

- { Zone III
- { Groupe d'usage 2

la méthode statique équivalente n'est pas applicable dans le cas de notre bâtiment car la structure est en zone **III** de groupe d'usage 2 (Bâtiments d'habitation dont la hauteur ne dépasse pas 48m).

- Donc : $A=0.25$

Coefficient de comportement R :

D'après le **tableau 4.3** de RPA 99, l'évaluation du coefficient de comportement **R** est :
 Suivant la description du system de contreventement.

Donc « **R=4** » (ossature contreventée par palées triangulées en X)

V.2.3 Classification de système de contreventement

D'après RPA

9. Ossature contreventée par palées triangulées concentriques L'ossature complète reprend la totalité des charges verticales et les palées reprennent la totalité des charges horizontales. Les palées triangulées concentriques doivent respecter les dispositions données au paragraphe §8.4.

La hauteur des bâtiments utilisant ce système pour le contreventement doit être limitée à 10 niveaux ou 33m.

32 Dans cette classe de contreventement, on distingue deux (02) sous classes, soit des palées en X et en V (les palées en K n'étant pas autorisées)

9.a. : Système d'ossature contreventée par palées triangulées en X : Dans ce système, pour un nœud d'une palée, les axes de la diagonale, de la poutre et du poteau convergent en un seul point situé sur le centre du nœud.

Dans ce système, on considère que parmi toutes les diagonales d'une palée, seules celles tendues interviennent dans la résistance et le comportement dissipatif de cette palée vis-à-vis de l'action sismique.

Cat	Description du système de contreventement (voir chapitre III § 3.4)	Valeur de R
A	Béton armé	
1a	Portiques autostables sans remplissages en maçonnerie rigide	5
1b	Portiques autostables avec remplissages en maçonnerie rigide	3,5
2	Voiles porteurs	3,5
3	Noyau	3,5
4a	Mixte portiques/voiles avec interaction	5
4b	Portiques contreventés par des voiles	4
5	Console verticale à masses réparties	2
6	Pendule inverse	2
B	Acier	
7	Portiques autostables ductiles	6
8	Portiques autostables ordinaires	4
9a	Ossature contreventée par palées triangulées en X	4
9b	Ossature contreventée par palées triangulées en V	3
10a	Mixte portiques/palées triangulées en X	5
10b	Mixte portiques/palées triangulées en V	4
11	Portiques en console verticale	2
C	Maçonnerie	
12	Maçonnerie porteuse chaînée	2,5

Tableau V-2. L'évaluation du coefficient de comportement

Facteur de qualité Q : (tab 4.4 de RPA99) Il est donné par l'expression

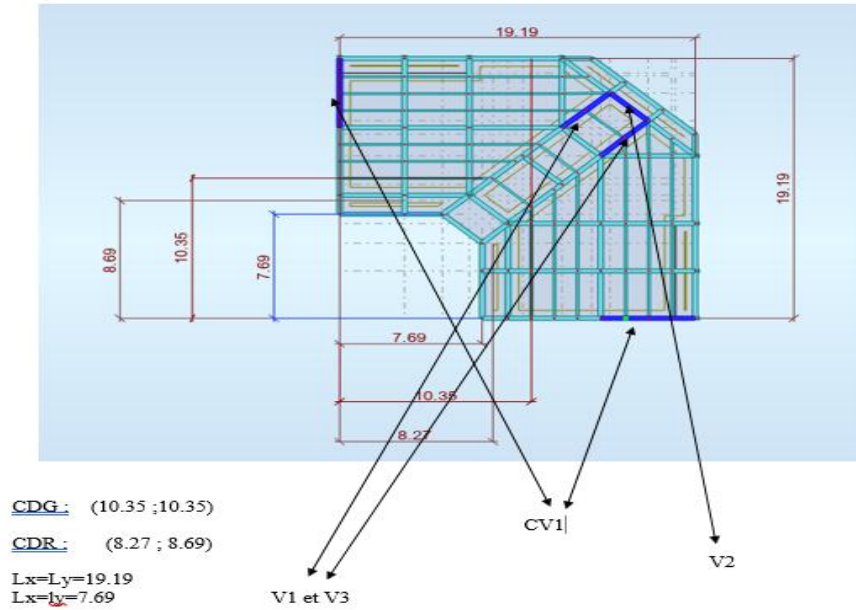


Figure V-1 régularité en élévation

Critère « q »	P.q.	
	Observé	N/observé
1. Condition minimales sur les files de contreventement	0	0.05
2. Redondance en plan	0	0.05
3. Régularité en plan	0	0.05
4. Régularité en élévation	0	0.05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0.10

Tableau V-3: Valeurs des pénalités

$Q = 1 + \frac{P_q}{P_{q0}}$

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

Tableau V-4. Facteur de qualité

Q=1,15

Facteur de correction d'amortissement η :

$$\xi = 5\% \quad (\text{portiques acier remplissage dense})$$

$$\eta = 1 > 0.7$$

- **Période fondamentale de la structure :**

$$T = 0.09 \frac{H}{\sqrt{L}}$$

H : la hauteur de bâtiment = 30.6 m

L : Longueur de bâtiment dans le sens de l'action sismique $L_x = 27.2$ m

$L_y = 15.34$ m

$$T = \min \begin{cases} T_x = (0.09 h) / \sqrt{L_x} = \\ T_y = (0.09 h) / \sqrt{L_y} = \\ T = C_T \cdot h_N^{3/4} = \end{cases}$$

C_T : est un coefficient , fonction du système de contreventement et du type de remplissage.

Portiques auto-stables en acier avec remplissage en maçonnerie $\rightarrow C_T = 0.05$ et est donné par (le tableau 4.6 du RPA99/version2003 **art 4.2.4**)

Le facteur D :

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

Avec:

T_2 : Période caractéristique associée à la catégorie du site donnée par le (**tableau 4-de RPA99**)

Poids total de la structure W_t : D'après le RPA 99 le poids total de la structure

$$W_t = W_{Gi} + Q_{wQi}$$

W_{Gi} : Poids du aux charges permanents et à celles des équipements fixes solidaires de la structure.

W_{Qi} : charge d'exploitation.

Le coefficient β est donné par le tableau 4 – 5 de **RPA 99 modifier2003** $\beta = 0,2$ (le bâtiment à usage d'habitation bureaux ou assimilés)

V.3 Méthodes dynamique modale spectral :**Généralité :**

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

Zone III : sismicité élevée (BLIDA)**- Groupe 2 : Ouvrages courants ou d'importance moyenne**

- Ouvrages non classés dans les autres groupes 1A, 1B ou 3 tels que :
- Bâtiments d'habitation collective ou à usage de bureaux dont la hauteur ne dépasse pas 48 m
- Autres bâtiments pouvant accueillir au plus 300 personnes simultanément tels que, bâtiments à usage de bureaux, bâtiments industriels, ...
- Parkings de stationnement publics,

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.

Cette méthode est basée sur les hypothèses suivantes :

- Concentration des masses au niveau des planchers.
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des coefficients 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.

V.3.1 Modélisation de rigidité :

La modélisation des éléments constituant le contreventement (rigidité) 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 différent niveaux (niveau i et niveaui+1).
- ◆ A tous les planchers nous avons attribués une contrainte de type diaphragme ce qui correspond à des planchers infiniment rigides dans leur plan pour satisfaire l'hypothèse.
- ◆ Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastrés (6DDL bloqués).

Modélisation de masse :

La masse 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 un bâtiment à usage habitation.

La masse de l'acrotère et des murs extérieurs (maçonnerie) a été répartie aux niveaux des poutres qui se trouvent sur le périmètre des planchers (uniquement le plancher terrasse pour l'acrotère).

La masse des escaliers a été répartie au niveau des poutres palières et les poutres des planchers délimitant la cage d'escalier (par plancher).

Etape1 : Pour cette étape, on a vérifié la structure autant qu'une structure auto stable comme il est indiqué dans la figure ci-dessous :

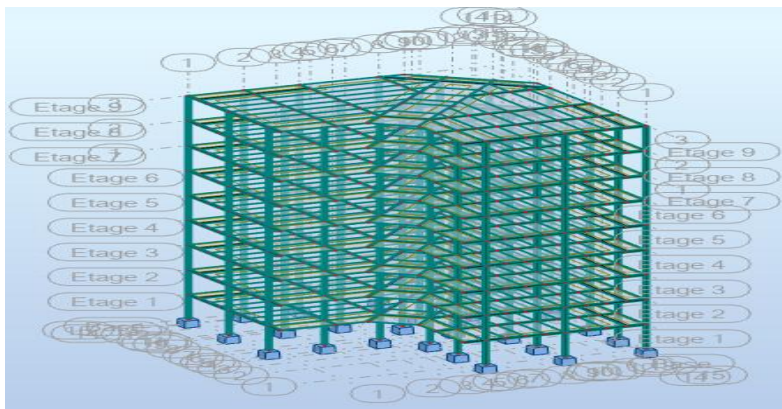


Figure V-2 Structure autostable déforme

V.3.2 Résultat de l'analyse spectral :

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

Une période fondamentale $T= 4.35$ s

- Le 1^{er} mode est un mode Oblique avec une participation de 56.26% dans le sens X-X et de 00% dans le sens Y-Y.
- Le 2^{ème} mode est un mode Oblique avec une participation de 00.06% dans le sens X-X et de 79.05% dans le sens Y-Y.

Interprétations :

Ce model nous donne une idée sur le comportement de la structure sans contreventement. Le RPA99 révision 2003 impose le renforcement de telle structure avec des contreventements en X ou en V. La structure est très souple donc on doit augmenter de sa rigidité.

Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]
1	4,35	56,26	0,00	0,00	56,26	0,00	0,00
2	3,18	56,32	79,50	0,00	0,06	79,50	0,00
3	2,83	79,82	79,68	0,00	23,50	0,18	0,00
4	1,39	87,11	79,68	0,00	7,29	0,00	0,00
5	1,02	87,11	89,99	0,00	0,00	10,31	0,00
6	0,90	90,13	90,02	0,00	3,02	0,03	0,00
7	0,77	92,89	90,02	0,00	2,77	0,00	0,00
8	0,56	92,89	94,03	0,00	0,00	4,01	0,00
9	0,51	94,51	94,03	0,00	1,62	0,00	0,00
10	0,50	95,63	94,04	0,00	1,12	0,01	0,00

Tableau V-5 Les périodes et les facteurs de participation massique

✦ **Etape2 :**

Pour cette étape on a utilisé des palés triangulés en X, la totalité des charges horizontale due au séisme comme il est indiqué dans la figure ci-dessous

- **Système de contreventement:**

palées triangulées en X : Profilée Double UPN 300et noyon Double UPN 320 et Double UP

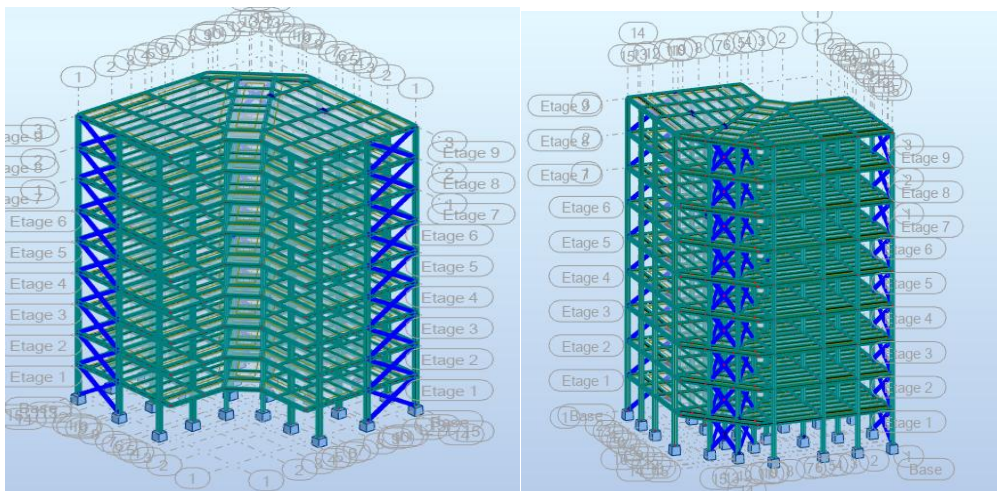


Figure V-3 Structure avec palées triangulées

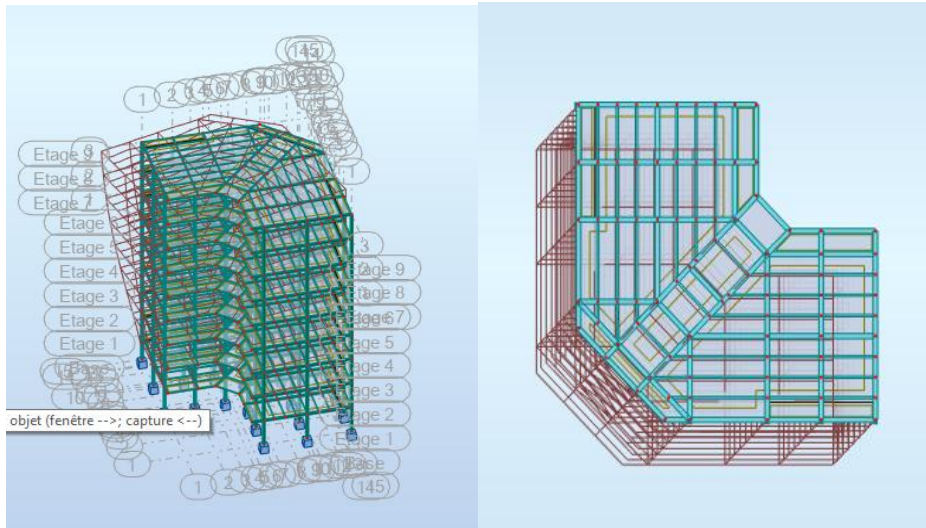


Figure V-4 Structure avec palées triangulées en X déformé

V.3.3 Caractéristiques dynamiques propres :

mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]
1	1,17	68,33	0,00	0,00	68,33	0,00	0,00
2	1,00	68,33	72,22	0,01	0,00	72,22	0,01
3	0,77	73,03	72,22	0,01	4,70	0,00	0,00
4	0,34	87,03	72,22	0,01	13,99	0,00	0,00
5	0,28	87,03	89,28	0,06	0,00	17,05	0,05
6	0,20	88,77	89,28	0,06	1,74	0,00	0,00
7	0,18	92,46	89,28	0,06	3,69	0,00	0,00
8	0,15	94,16	89,28	0,06	1,70	0,00	0,00
9	0,14	94,16	94,42	1,30	0,00	5,14	1,25
10	0,13	94,16	94,52	57,94	0,00	0,10	56,64

Tableau V-6 Les périodes et les facteurs de participation massique

Constatation :

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

Une période fondamentale $T= 1.17s$.

Le premier mode est un mode de translation parallèle à y-y Le deuxième mode est un mode de translation parallèle à x-x Le troisième mode est un mode de torsion.

- ◆ Le facteur de participation massique modale atteint les 90% à partir du 7^{ème} mode suivant l'axe global (x - x).
- ◆ Le facteur de participation massique modale atteint les 90% à partir de 9^{ème} mode suivant l'axe global (y - y).

Analyse spectrale :

- ◆ Utilisation des spectres de réponse :

La pratique actuelle la plus répandue consiste à définir le chargement 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 donnés 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.

L'action sismique est représentée par un spectre de calcul suivant

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

Représentation graphique du spectre de réponse :

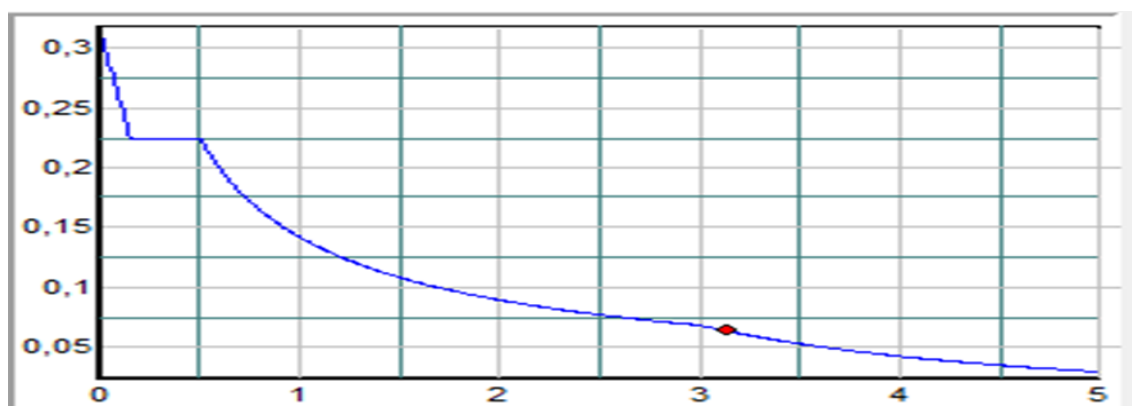


Figure V-5 Spectre de réponse

Avec :

g : accélération de la pesanteur, ($g = 10 \text{ N/s}^2$)

A : coefficient d'accélération de zone, ($A = 0,25$)

η : facteur de correction d'amortissement, ($\eta = 1$)

R : Coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement. ($R = 4$)

T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site .

Q : Facteur de qualité. ($Q = 1.15$)

Résultante des forces sismiques de calcul :

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 déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_t < 0.8 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments...)

1. Dimensions de l'ouvrage :

- Dimensions en élévation :

- ◆ Hauteur totale : 31.2m
- ◆ Hauteur du sous-sol : 3.4 m
- ◆ Hauteur du RDC et 1^{er} étage et 8^{ème} étage : 3.4 m

2. 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.

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

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone. (**Groupe d'usage 2 ; zone sismique III**)

⇒ **$A = 0.25$**

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

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 . \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s . \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3.0s . \end{cases} \quad (4.2)$$

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

Catégorie S3 => site meuble => T2 =0.50 sec. T1=0.15sec

3. 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 selon le RPA99/version 2003 sont :

$$T = \min \begin{cases} T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \dots\dots\dots (1) \\ T = C_T \times h_N^{3/4} \dots\dots\dots (2) \end{cases}$$

C_T ≥ 0,05

h_n : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

h_n = 31.2m

Selon l'article 4.2.4 (4) R.P.A99/v2003, la période doit être majorée de 30%

Donc :

T_{exp} = 1.3 * T => T_{exp} = 0,858 s

L: est la dimension du bâtiment mesurée a sa base dans la direction de calcul considéré

L_x ≥ 17.44m..... • T_x ≥ 0.67s

L_y ≥ 27.14 m..... • T_y ≥ 0,54s

D'après la formule :

$$T = 0.05 * (31.2)^{3/4}$$

$$T = 0.66 \text{ s}$$

♣ **Sens (x-x) : $T_x = \min (0,67 ; 0,66) = 0,66 \text{ s}$**

♣ **Sens (y-y) : $T_y = \min (0,54 ; 0,66) = 0,54 \text{ s}$**

On calcule le facteur D suivant les deux directions par les formules suivantes :

$$\Rightarrow (T_1 = 0.15 \quad ; \quad T_2 = 0.50)$$

$$\Rightarrow \text{Site3} \rightarrow T_2 < T < 3\text{s}$$

$$\Rightarrow D = 2,5 \eta (T_2/T)^{2/3}$$

• D'où : $D_x = 2,07$
 $D_y = 2,37$

R : coefficient de comportement :

$$R=4 \text{ (contreventée par palées triangulées en X ; } H < 33\text{m)}$$

Q : facteur de qualité

$$Q= 1.15 \text{ (} (l_x/l_y) < 0.25 \text{) et 1 seul contreventement dans les 2 sens)}$$

4. Vérification de l'effort tranchant à la base :

- Le poids de la structure (W) :	W =	1571,62 Ton
	W =	15716.2 Kn

$$V_{st} = \frac{A * D_{x,y} * Q}{R} * W =$$

Donc :

$$\Rightarrow V_x = 2346.48 \text{ Kn}$$

$$\Rightarrow V_y = 2686.07 \text{ Kn}$$

il faut que : $V_{dynamique} > 0.8 V_{statique}$

	$V_{dyn} (KN)$	$0.8 * V_{st} (KN)$	Observation
Sens X-X	2777.70	1877.35	vérifiée
Sens Y-Y	3458.48	2148.85	vérifiée

Tableau V-7 Vérification de l'effort tranchant

5. Vérification des déplacements inter étage :

L'une des vérifications préconisées par le RPA99 version 2003, concerne les déplacements latéraux inter- étages. L'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :

$$\delta_x^k \leq \delta_{ex}^k \quad \text{et} \quad \delta_y^k \leq \delta_{ey}^k$$

Avec :

δ est le déplacement admissible

$\delta = 0.01h_e$ où h_e 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=4)

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

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

Le déplacement horizontal à chaque niveau (k) de la structure est calculé par:

$$\delta_k = R * \delta_{ek} \text{ (Article 4.4.3R.P.A99/v2003)}$$

Le déplacement relatif du niveau (k) par rapport au niveau (k-1) est égal à:

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

Il faut que : $\Delta_k < 1\% * hauteur_{\text{etage}}$ (article 5.10R.P.A99/v2003)

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Dans le sens X-X							
Niveaux	δ_{ek}	δ_k	δ_{k-1}	Δ_k	h_k	Δ_k/h_k	Observation
	dr UX [cm]	(cm)	(cm)	1,02	(cm)	(%)	
RDC	0,3	1.2	0	1,70	340,0	0,300	<i>vérifiée</i>
Etage 1	0,5	3.58	1.2	2,38	340,0	0,500	<i>vérifiée</i>
Etage 2	0,7	5.96	2.58	2,38	340,0	0,700	<i>vérifiée</i>
Etage 3	0,7	8.34	5.96	2,38	340,0	0,700	<i>vérifiée</i>
Etage 4	0,7	10.72	8.43	2,38	340,0	0,700	<i>vérifiée</i>
Etage 5	0,7	13.1	10.72	2,38	340,0	0,700	<i>vérifiée</i>
Etage 6	0,7	15.14	13.1	2,04	340,0	0,700	<i>vérifiée</i>
Etage 7	0,6	17.18	15.14	2,04	340,0	0,600	<i>vérifiée</i>
Etage 8	0,6	18.20	17.18	1,02	340,0	0,600	<i>vérifiée</i>

Tableau V-8 Vérification des déplacements sans X inter étages pour le modèle

Dans le sens Y-Y							
Niveau x	δ_{ek}	δ_k	δ_{k-1}	Δ_k	h_k	Δ_k/h_k	Observation
	dr UY [cm]	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(%)	
RDC	0,3	1.2	0	1,20	340	0,353	<i>vérifiée</i>
Etage 1	0,4	1.6	1.2	0,40	340	0,118	<i>vérifiée</i>
Etage 2	0,5	2	1.6	0,40	340	0,118	<i>vérifiée</i>
Etage 3	0,6	2.4	2	0,40	340,0	0,118	<i>vérifiée</i>
Etage 4	0,6	4.44	2.4	2,04	340,0	0,600	<i>vérifiée</i>
Etage 5	0,6	6.48	4.44	2,04	340,0	0,600	<i>vérifiée</i>
Etage 6	0,6	8.52	6.48	2,04	340,0	0,600	<i>vérifiée</i>
Etage 7	0,6	10.56	8.52	2,04	340,0	0,600	<i>vérifiée</i>
Etage 8	0,5	10.60	10.56	0,40	340,0	0,118	<i>vérifiée</i>

Tableau V-9 Vérification des déplacements sans Y inter étages pour le modèle

Conclusion :

Les déplacements relatifs inter étages sont inférieurs à la limite imposée par

« RPA99version 2003 ».

6. 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 :

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

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.

Niveaux	Dans le sens X-X					Observation
	h_k (cm)	P_k (KN)	Δ_k dr UX [cm]	V_k FX [kN]	θ_k	
RDC	340,0	16041,2	0,3	2174,06	0,007	<i>vérifiée</i>
Etage 1	340,0	14300,51	0,5	2119,2	0,010	<i>vérifiée</i>
Etage 2	340,0	12562,0	0,7	2003,25	0,013	<i>vérifiée</i>
Etage 3	340,0	10843,5	0,7	1850,7	0,012	<i>vérifiée</i>
Etage 4	340,0	9100,1	0,7	1677,8	0,011	<i>vérifiée</i>
Etage 5	340,0	7356,1	0,7	1484,62	0,010	<i>vérifiée</i>
Etage 6	340,0	5590,4	0,7	1260,78	0,009	<i>vérifiée</i>
Etage 7	340,0	3853,4	0,6	980,7	0,007	<i>vérifiée</i>
Etage 8	340,0	2124,6	0,6	606,5	0,006	<i>vérifiée</i>

Tableau V-10 Justification vis-à-vis de l'effet « P-Δ » (sans X-X)

Niveau <i>x</i>	Dans le sens Y-Y					Observation
	h_k (cm)	P_k (KN)	Δ_k dr UY [cm]	V_k FY [kN]	θ_k	
RDC	340,0	16041,2	0,3	2537,44	0,006	<i>vérifiée</i>
Etage 1	340,0	14300,51	0,4	2473,36	0,007	<i>vérifiée</i>
Etage 2	340,0	12562,0	0,5	2341,68	0,008	<i>vérifiée</i>
Etage 3	340,0	10843,5	0,6	2170,34	0,009	<i>vérifiée</i>
Etage 4	340,0	9100,1	0,6	1972,45	0,008	<i>vérifiée</i>
Etage 5	340,0	7356,1	0,6	1745,09	0,007	<i>vérifiée</i>
Etage 6	340,0	5590,4	0,6	1480,31	0,007	<i>vérifiée</i>
Etage 7	340,0	3853,4	0,6	1160,08	0,006	<i>vérifiée</i>
Etage 8	340,0	2124,6	0,5	723,67	0,004	<i>vérifiée</i>

Tableau V-11 Justification vis-à-vis de l'effet « P-Δ » (sans Y-Y)

V.4 Conclusion :

Afin de déterminer les caractéristiques dynamiques, un modèle 3D en éléments finis a été fait, ce modèle a servi de base pour élaborer le calcul sismique.

Reposons sur les résultats obtenus dans cette étude dynamique, on peut dire que notre bâtiment est bien dimensionné et peut résister aux différents chocs extérieurs, tel que le séisme après un choix correcte des éléments structurels.

VI Vérification des éléments de l'ossature :

VI.1 Introduction

Les ossatures simples, contreventées, rigides, en acier offrent souvent la solution structurelle la plus économique pour les bâtiments à étages multiples. Les éléments principaux de la structure sont l'ossature simple et le contreventement. L'ossature simple est composée de poutres et de poteaux soumis aux seules charges verticales, et les éléments secondaires sont les solives et l'escalier. Ce dernier c'est la partie d'un ouvrage qui sert à assurer la liaison entre les différents niveaux d'une construction. Tous les éléments de la structure doivent être déterminés et vérifiés de manière à ce qu'ils résistent, tant à l'état limite de service qu'à l'état limite ultime, et aux charges appliquées.

Le déversement

Ce phénomène d'instabilité élastique se produit, d'une façon générale, lorsqu'une poutre fléchie présente une faible inertie transversale et à la torsion. La partie supérieure de la poutre, comprimée, flambe latéralement et il existe une valeur critique du moment de flexion (selon le plan le plus grande raideur) comme il existe un effort normal critique provoquant le flambement pour une barre comprimée, pour lequel la poutre fléchit dans le plan de sa plus faible raideur et entre en torsion.

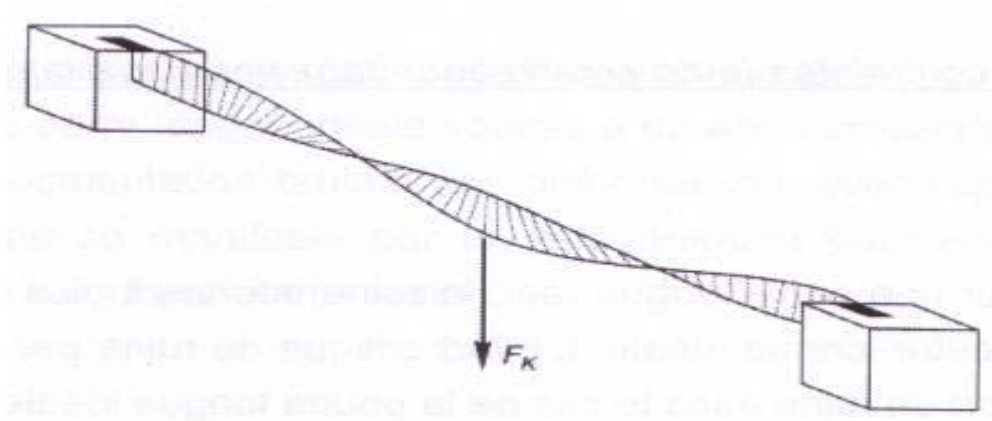


Figure VI-1 Phénomène du déversement.

Le flambement

Lors d'un chargement en compression simple d'une barre élancée, initialement rectiligne, en position verticale et bi articulée aux extrémités, soumise à un effort N que l'on augmente progressivement, on observe que quand N atteint une certaine valeur, la barre se dérobe latéralement, et apparaît alors une grande déformation, cette déformation a les traits caractéristiques de toutes les instabilités de forme, dans le cas des barres comprimées, cette instabilité prend le nom de flambement.

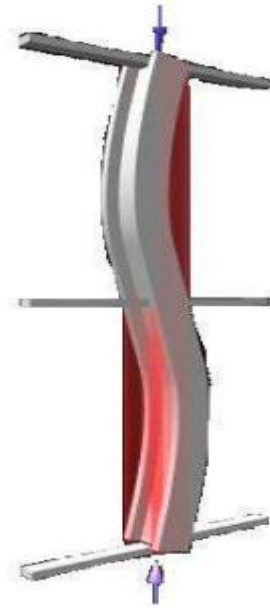


Figure VI-2 Phénomène du flambement

VI.2 Vérification des poteaux

Les poteaux sont les éléments verticaux qui ont le rôle de transmettre les charges apportées par les poutres aux fondations. Les poteaux est calculé en flexion composée en fonction de l'effort normal (N) et le moment fléchissant (M) donnés par les combinaisons les plus défavorables, parmi celles introduites dans le fichier de données du Robot :

- 1,35 G + 1,5 Q
- G + Q + E
- G+0,8E

On doit combinées les sollicitations dans les cas plus défavorables :

- Une compression maximale (N^{max}) et un moment correspondant (M^{corr}).
- Un moment maximal (M^{max}) et une compression correspondante(N^{corr}).

Poteau HEA450 (RDC)

a- Premièrement : N^{Max} ; M_2^{Corr} ; M_3^{Corr} selon (ELU)

$$HEA450 \left\{ \begin{array}{l} N_{sd} = 2336.6 \text{ KN} \\ M_{sd y} = 62.78 \text{ KN.m} \\ M_{sd z} = 20.74 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Section	Dimensions				Caractéristiques								
A cm ²	h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{ply} cm ³	W _{ely} cm ³	W _{plz} cm ³	W _{ely} cm ³	i _y cm	i _z cm	
178	440	300	21	11.5	63720	9465	3216	2896	965.5	631	18.92	7.29	

Tableau VI-1 Caractéristiques du profilé HEA450

Sollicitations de calcul :

Les sollicitations de calcul : Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel « robot » :

VI.2.1 Vérification du flambement :

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

$$\frac{N_{sd}}{A_{min} f_y} + \frac{K_y M_{y,sd}}{W_{pl,y} f_y} + \frac{K_z M_{z,sd}}{W_{pl,z} f_y} \leq 1$$

Détermination de la longueur de flambement :

$$\frac{L_f}{L_0} = \sqrt{\frac{(1 - \eta_1 \eta_2) \alpha_1 \alpha_2}{(1 - \eta_1 \eta_2) \alpha_1 \alpha_2}}$$

η_1 et η_2 : Facteurs de distribution pour poteaux continus.

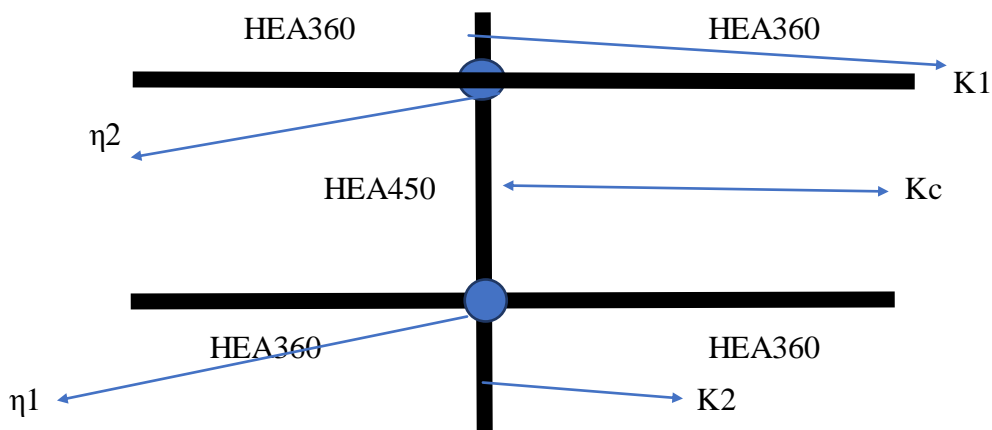


Figure VI-3 Facteurs de distribution de rigidité

$$n1 \bullet \frac{\sum K_{poteaux}}{\sum K_{poteaux} + \sum K_{poutres}}$$

$$n2 \bullet \frac{\sum K_{poteaux}}{\sum K_{poteaux} + \sum K_{poutres}}$$

Avec :

$K_{poteaux}$: sont les rigidités des poteaux = I / H

$K_{poutres}$: rigidité des poutres = I / L

(y-y)

$$K_{poteau \text{ RDC}} = \frac{63720}{340} = 187.41 \text{ cm}^3$$

$$K_{poteau \text{ 1er}} = \frac{946637205}{340} = 187.41 \text{ cm}^3$$

$$K_{poutre(5.1m)} = \frac{33090}{363} = 91.15 \text{ cm}^3$$

$$K_{poutre(5m)} = \frac{33090}{363} = 91.15 \text{ cm}^3$$

$$\eta_{y1} = 0,67$$

$$\eta_2 = 0 \text{ (encastre)}$$

$$L_0 = 340 \text{ cm}$$

$$L_{fy} = 2197.74 \text{ mm} = 2.052 \text{ m}$$

$$L_{fz} = 2113.63 \text{ mm}$$

Sens (Z-Z) :

$$K_{poteau \text{ RDC}} = \frac{9465}{340} = 27.83 \text{ cm}^3$$

$$K_{poteau \text{ 1er}} = \frac{9465}{340} = 27.83 \text{ cm}^3$$

$$K_{poutre(5.1m)} = \frac{7887}{363} = 15.64 \text{ cm}^3$$

$$K_{poutre(5m)} = \frac{7887}{363} = 15.77 \text{ cm}^3$$

$$\eta_{y1} = 0,56$$

$$\eta_2 = 0$$

Remarque :

Au niveau du RDC les poteaux sont encastres au niveau du sol alors $\mu_2 = 0$

$$L_0 = 340 \text{ cm}$$

$$L_{fy} = 2197.74 \text{ mm} = 2.19 \text{ m}$$

♦ Calcul de φ_{\min} :

$$\lambda_y = \frac{L_{fy}}{i_y} = \frac{2197.74}{18.92} = 116.19$$

$$\lambda_z = \frac{L_{fz}}{i_z} = \frac{211.36}{7.29} = 28.99$$

On a $\lambda_z > \lambda_y$ le flambement se produit autour de l'axe (Z-Z)

$$\frac{L_{fy}}{i_y} \sqrt{\alpha_A} \quad \text{Ou} \quad \frac{L_{fz}}{i_z} \quad \text{et} \quad \alpha_A = 1 \quad \text{section de classe (I)}$$

$$\varphi_1 = 93.91 \quad \text{avec} \quad \sqrt{\frac{235}{f_y}} ; f_y = 235 \text{ MPa} \quad \alpha = 1 \quad \varphi_1 = 1$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\varphi_1} = 0.12$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\varphi_1} = 0.30$$

$$\Phi_y = 0.5 \times [1 + \alpha_y(\bar{\lambda}_y - 0.2) + \bar{\lambda}_y^2]$$

$$\Phi_z = 0.5 \times [1 + \alpha_z(\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}_z^2]$$

Avec :

$$\frac{h}{b} = \frac{440}{300} = 1.47 > 1.2$$

et $T_f \leq 40 \text{ mm}$

♦ Courbe de flambement (Z-Z) b $\alpha = 0.34$

♦ Courbe de flambement (Y-Y) a $\alpha = 0.21$

$$\rightarrow \Phi_y = 0.49 \quad \text{et} \quad \Phi_z = 0.56$$

$$\rightarrow \varphi_y = 1.01 \quad \text{et} \quad \varphi_z = 0.96 \quad \rightarrow \varphi_{\min} = 0.96$$

➤ Calcul de K_y et K_z

$$K_y = 1 \cdot \frac{N_{sd}}{A \cdot f_y} \cdot 1.5$$

$$\bullet K_z = 1 \cdot \frac{N_{sd}}{A \cdot f_y} \cdot 1.5$$

$$\frac{N_{sd}}{A \cdot f_y} \cdot (2 \cdot \alpha_{My}) \cdot 4 \cdot \frac{W_{ply}}{W_{ely}} \quad \text{avec} \quad \mu_y \uparrow 0.90$$

$$\mu_z = \frac{W_{plz} \sum M_z}{W_{elz} M_{max}} \quad \text{avec } \mu_z \uparrow 0,90$$

Avec : μ_{My} , μ_{Mz} : « facteur de moment uniforme équivalent »

$$\mu_{My} = 1,8 \left(1 - 0,7 \frac{M_{min}}{M_{max}} \right) \quad \text{Avec } \frac{M_{min}}{M_{max}}$$

$$\frac{M_{min}}{M_{max}} = M_{min} = M_{max} \quad \longrightarrow \quad B_{m y} = 1,1$$

$$\mu_{Mz} = 1,8 \left(1 - 0,7 \frac{M_{min}}{M_{max}} \right) \quad \text{Avec } \frac{M_{min}}{M_{max}}$$

$$\frac{M_{min}}{M_{max}} = M_{min} = M_{max} \quad \longrightarrow \quad B_{m z} = 1,1$$

Avec:

$$W_{ply} = 3216 \text{ cm}^3 \quad \text{et} \quad W_{ely} = 2869 \text{ cm}^3 \quad \text{et} \quad W_{plz} = 965.5 \text{ cm}^3 \quad \text{et} \quad W_{elz} = 631$$

A.N

$$\mu_y = -0,11 < 0,90 \quad (\text{OK})$$

$$k_y = 1 + \frac{0,71 \times 5528,45 \times 10^3}{0,88 \times 34430 \times 235} = 1,06 < 1,5$$

$$\mu_z = -1,22 < 0,90 \quad (\text{OK})$$

$$k_z = 1 + \frac{0,12 \times 5528,45 \times 10^3}{0,87 \times 34430 \times 235} = 1,47 < 1,5$$

★ **Vérification**

$$\frac{2336.74 \times 10^3}{0,96 \times 17800 \times \frac{235}{1,1}} + \frac{1,47 \times 62.78 \times 10^3}{3216 \times \frac{235}{1,1}} + \frac{1,06 \times 20.74 \times 10^3}{965.5 \times \frac{235}{1,1}} = 0,90 < 1$$

⇒ condition vérifié

niveau	combinison	Nmax (KN)	My ^{corr} (KN.m)	Mz ^{corr} (KN.m)
7 ^{eme} et 8 ^{eme}	ELU	345.65	1.92	16.70
3 ^{eme} et 4 ^{eme} et 5 ^{eme} et 6 ^{eme}	ELU	1054.38	12.17	4.26
RDC et 1 ^{er} et 2 ^{eme}	G+Q+Ey	1595.97	7.08	2.93

Tableau VI-2 Valeurs des efforts internes

niveau	Kc	K1	K2	K _{1,1}	K _{1,2}	K _{2,1}	K _{2,2}	n1	n2
7 ^{ème} et 8 ^{ème}	97.32	97.32	132.55	64.88	66.18	64.88	66.18	0.64	0.60
3 ^{ème} et 4 ^{ème} et 5 ^{ème} et 6 ^{ème}	132.55	132.55	187.41	64.88	66.18	64.88	66.18	0.71	0.67
RDC et 1 ^{er} et 2 ^{ème}	27.83	27.83	0	0	0	64.88	66.18	0.74	0.00

Tableau VI-3 Valeurs des K (sens Y-Y).

niveau	Kc	K1	K2	K _{1,1}	K _{1,2}	K _{2,1}	K _{2,2}	n1	n2
7 ^{ème} et 8 ^{ème}	23.19	23.19	25.18	15.46	15.77	15.46	15.77	0.59	0.61
3 ^{ème} et 4 ^{ème} et 5 ^{ème} et 6 ^{ème}	25.18	25.18	27.83	15.46	15.77	15.46	15.77	0.63	0.61
RDC et 1 ^{er} et 2 ^{ème}	27.83	0.00	27.83	0.00	0.00	15.46	15.77	0.64	0.00

Tableau VI-4 Valeurs des K (sens Z-Z).

Remarque :

Au niveau du RDC les poteaux sont encastres au niveau du sol alors $\mu_2 = 0$ [7]

etage	profile	L _{f,y}	L _{f,z}	φ_{min}	K _y	K _z	Valeur finale $\varphi < 1$
7 ^{ème} et 8 ^{ème}	HEA360	2.21	2.20	0.95	1.01	1.12	0.23
3 ^{ème} et 4 ^{ème} et 5 ^{ème} et 6 ^{ème}	HEA400	2.26	1.95	0.97	1.04	1.33	0.37
RDC et 1 ^{er} et 2 ^{ème}	HEA450	2.52	2.00	0.96	1.03	1.47	0.90

Tableau VI-5 Vérification de poteau central au flambement sous N_{max}

Deuxièmement : M_y^{max} ; N^{cor} ; M_z^{cor}

Résultats du ROBOT : Les efforts internes du logiciel ROBOT sous la combinaison citée au-dessus sont regroupés dans le tableau suivant :

niveau	combinaison	N^{corr} (KN)	M_y^{corr} (KN.m)	M_z^{corr} (KN.m)
7 ^{eme} et 8 ^{eme}	G+Q+Ey	123.63	110.01	12.27
3 ^{eme} et 4 ^{eme} et 5 ^{eme} et 6 ^{eme}	G+Q+Ey	374	123.47	20.37
RDC et 1 ^{er} et 2 ^{eme}	G+Q+Ey	943.38	119.19	23.37

Tableau VI-6 Valeurs des efforts internes

niveau	Kc	K1	K2	K _{1,1}	K _{1,2}	K _{2,1}	K _{2,2}	μ1	μ2
7 ^{eme} et 8 ^{eme}	97.32	00	97.32	111.41	80.70	111.41	80.70	0.50	0.33
3 ^{eme} et 4 ^{eme} et 5 ^{eme} et 6 ^{eme}	132.55	97.32	132.55	111.41	80.70	111.41	80.70	0.84	0.54
RDC et 1 ^{er} et 2 ^{eme}	187.41	132.55	187.41	114.41	80.70	111.41	80.70	0.66	0.62

Tableau VI-7 Valeurs des K (sens Y-Y).

niveau	Kc	K1	K2	K _{1,1}	K _{1,2}	K _{2,1}	K _{2,2}	μ1	μ2
7 ^{eme} et 8 ^{eme}	23.19	00	23.19	19.23	19.23	26.55	19.23	0.50	0.002
3 ^{eme} et 4 ^{eme} et 5 ^{eme} et 6 ^{eme}	25.18	23.19	25.18	26.55	19.23	26.55	19.23	0.52	0.51
RDC et 1 ^{er} et 2 ^{eme}	27.83	25.18	27.83	26.55	19.26	26.55	19.26	0.54	0.53

Tableau VI-8 Valeurs des K (sens Z-Z)

etage	profile	L _{f,y}	L _{f,z}	⇒ _{min}	K _y	K _z	Valeur finale ⇒ < 1
7 ^{eme} et 8 ^{eme}	HEA360	2.06	1.94	0.97	1.00	1.04	0.36
3 ^{eme} et 4 ^{eme} et 5 ^{eme} et 6 ^{eme}	HEA400	2.17	2.14	0.96	1.01	1.12	0.46
RDC et 1 ^{er} et 2 ^{eme}	HEA450	2.23	2.16	0.95	1.02	1.29	0.58

Tableau VI-9 Vérification de poteau central au flambement sous M_{max}

Troisièmement : M_z^{max} ; N^{cor} ; M_y^{cor}

Résultats du ROBOT : Les efforts internes du logiciel ROBOT sous la combinaison citée au-dessus sont regroupés dans le tableau suivant :

niveau	combinaison	N^{corr} (KN)	M_y^{corr} (KN.m)	M_z^{max} (KN.m)
7 ^{eme} et 8 ^{eme}	G+Q+EX	99.72	50.43	46.05
3 ^{eme} et 4 ^{eme} et 5 ^{eme} et 6 ^{eme}	G+Q+EY	747.97	97	57.12
RDC et 1 ^{er} et 2 ^{eme}	G+Q+EY	1093.77	107.67	55.76

Tableau VI-10 Valeurs des efforts internes x

niveau	Kc	K1	K2	K _{1,1}	K _{1,2}	K _{2,1}	K _{2,2}	μ1	μ2
7 ^{eme} et 8 ^{eme}	97.32	0	97.32	94.54	94.54	94.54	94.54	0.50	0.34
3 ^{eme} et 4 ^{eme} et 5 ^{eme} et 6 ^{eme}	132.55	132.55	132.55	66.18	91.15	66.18	91.15	0.62	0.62
RDC et 1 ^{er} et 2 ^{eme}	187.41	132.55	187.41	66.18	91.15	66.18	91.15	0.70	0.63

Tableau VI-11 Valeurs des K (sens Y-Y).

niveau	Kc	K1	K2	K _{1,1}	K _{1,2}	K _{2,1}	K _{2,2}	μ1	μ2
7 ^{eme} et 8 ^{eme}	23.19	0	23.19	22.53	22.53	22.53	22.53	0.50	0.34
3 ^{eme} et 4 ^{eme} et 5 ^{eme} et 6 ^{eme}	25.18	25.18	25.18	15.77	21.72	15.77	21.72	0.57	0.57
RDC et 1 ^{er} et 2 ^{eme}	27.83	25.18	27.83	15.77	21.72	15.77	21.72	0.59	0.58

Tableau VI-12 Valeurs des K (sens Z-Z).

etage	profile	L _{f,y}	L _{f,z}	ϕ _{min}	K _y	K _z	Valeur finale ϕ < 1
7 ^{eme} et 8 ^{eme}	HEA360	2.07	2.20	0.95	1.01	1.03	0.42
3 ^{eme} et 4 ^{eme} et 5 ^{eme} et 6 ^{eme}	HEA400	2.22	2.18	0.95	1.02	1.29	0.79
RDC et 1 ^{er} et 2 ^{eme}	HEA450	2.26	2.19	0.95	1.03	1.34	0.66

Tableau VI-13 Vérification de poteau central au flambement sous N_{max}

VI.2.2 Vérification du déversement

$$\frac{N_{sd}}{A f_y} + \frac{K_{LT} M_{y, sd}}{W_{pl,y} f_y} + \frac{K_z M_{z, sd}}{W_{pl,z} f_y} \leq 1$$

Où :

$$K_{LT} = 1 \quad \text{pour } K_{LT} \leq 1$$

$$i_{LT} = 0,15 \quad \text{pour } i_{LT} \leq 0,90$$

Avec :

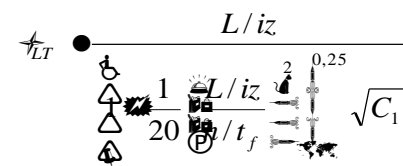
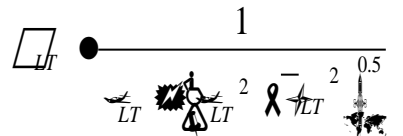
$\phi_{M,LT}$: Facteur de moment uniforme équivalent pour le déversement.

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

$$i_{LT} = -0,026 \uparrow 0,90$$

$$K_{LT} = 1,05 > 1 \text{ donc on prend } K_{LT} = 1$$

Calcul de χ_{LT}



$$C_1 = 1,132 \quad (\text{CCM97.Tab.B.1.2})$$

$$i_{LT} = 41,47$$

$$\bar{\lambda}_{Lt} = \frac{\lambda_{Lt}}{86,80} = \frac{41,59}{86,80}$$

$$\bar{\lambda}_{Lt} = 0,44$$

$$\Phi_{Lt} = 0,5 \times [1 + \alpha_{Lt} (\bar{\lambda}_{Lt} - 0,2)] + \bar{\lambda}_{Lt}^2$$

$$\psi_{LT} = 0,34$$

$$\chi_{LT} = 0,64$$

$$\text{Donc : } \chi_{Lt} = 0,91$$

Vérification

$$\frac{5528,45 \times 10^3}{0,87 \times 34430 \times \frac{275}{1,1}} + \frac{1 \times 90,66 \times 10^3}{0,94 \times 7094 \times \frac{275}{1,1}} + \frac{1,08 \times 23,07 \times 10^3}{1932 \times \frac{275}{1,1}} = 0,37 < 1$$

⇒ condition vérifiée

Compression

- Résultats du ROBOT :

Les efforts internes du logiciel ROBOT sous la combinaison citée au-dessus sont regroupés dans le tableau suivant :

Premièrement : N^{max} ; M_y^{cor} ; M_z^{cor}

Compression

- Résultats du ROBOT

- Résultats des calculs

Le tableau ci-dessous regroupe les résultats calculés par excel et les vérifications faites selon

l'article(5.52 [21])

etage	profile	L0	φ_z	φ_{Lt}	K_z	K_{LT}	Valeur finale $\varphi < 1$
7 ^{eme} et 8 ^{eme}	HEA360	340	0.95	0.91	1.12	0.99	0.133
3 ^{eme} et 4 ^{eme} et 5 ^{eme} et 6 ^{eme}	HEA400	340	0.96	0.91	1.33	0.98	0.229
RDC et 1 ^{er} et 2 ^{eme}	HEA450	340	0.96	0.91	1.47	1	0.37

Tableau VI-14 Vérification de déversement N_{max}

Deuxièmement : M_y^{max} ; N^{cor} ; M_z^{cor}

Résultats du ROBOT : Les efforts internes du logiciel ROBOT sous la combinaison citée au-dessus sont regroupés dans le tableau suivant

etage	profile	L0	φ_z	φ_{Lt}	K_z	K_{LT}	Valeur finale $\varphi < 1$
7 ^{eme} et 8 ^{eme}	HEA360	340	0.97	0.91	1.04	0.99	0.281
3 ^{eme} et 4 ^{eme} et 5 ^{eme} et 6 ^{eme}	HEA400	340	0.96	0.91	1.12	0.99	0.332
RDC et 1 ^{er} et 2 ^{eme}	HEA450	340	0.95	0.91	1.29	0.98	0.40

Tableau VI-15 Vérification de déversement M_y^{max}

Troisième ment : M_z^{max} ; N^{cor} ; M_y^{cor}

Résultats du ROBOT : Les efforts internes du logiciel ROBOT sous la combinaison citée au-dessus sont regroupés dans le tableau suivant

etage	profile	L0	φ_z	φ_{Lt}	K_z	K_{LT}	Valeur finale $\varphi < 1$
7 ^{eme} et 8 ^{eme}	HEA360	340	0.95	0.91	1.03	0.99	0.193
3 ^{eme} et 4 ^{eme} et 5 ^{eme} et 6 ^{eme}	HEA400	340	0.95	0.91	1.29	0.99	0.462
RDC et 1 ^{er} et 2 ^{eme}	HEA450	340	0.95	0.91	1.34	0.98	0.358

Tableau VI-16 Vérification de déversement M_z^{max}

VI.3 Dimensionnement 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.

VI.3.1 Poutre principale

On prend un HEA 360.

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

Le moment et l'effort tranchant sollicitant ont pour valeurs :

$$Msd = 175.21 \text{ kN.m}$$

$$Vsd = 132.37 \text{ kN}$$

VI.3.1.1 Vérification de la résistance

On doit vérifier que : $Msd < M_{ply} = W_{pl} \cdot f_y \rightarrow m_0$

$$Msd = 175.21 \text{ kN.m} < M_{ply} = 490.68 \text{ kN.m} \quad \text{La condition est vérifiée}$$

VI.3.1.2 Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier que : $Vsd \leq V_{pl,rd} = A_v (F_y / \sqrt{3}) / \gamma_{m0}$

Avec :

A_v : l'aire de cisaillement.

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

$$A_v = 14280 - 2 \times 300 \times 17.5 + (10 + 2 \times 27) \times 17.5$$

$$A_v = 2260 \text{ mm}^2 .$$

$$V_{sd} = 132.37 \text{ kN} < V_{plrd} = 306.63 \text{ kN}$$

La condition est vérifiée

VI.3.1.3 Vérification de l'interaction de l'effort tranchant

$$0,5 \times V_{pl,rd} = 353,62 \text{ kN} > V_{sd}$$

La condition est vérifiée

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

1- tranchant

$$0,5 \times V_{pl,rd} = 176.81 \text{ kN} > V_{sd}$$

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.

VI.3.2 Poutre secondaire

On prend un HEA 300

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

Le moment et l'effort tranchant sollicitant ont pour valeurs :

$$M_{sd} = 85.89 \text{ kN.m}$$

$$V_{sd} = 17.57 \text{ kN}$$

VI.3.2.1 Vérification de la résistance

On doit vérifier que : $M_{sd} < M_{ply} = W_{pl} \cdot f_y \rightarrow m_0$

$$M_{sd} = 85.89 \text{ kN.m} < M_{ply} = 325.00 \text{ kN.m}$$

La condition est vérifiée

VI.3.2.2 Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier que : $V_{sd} \leq V_{pl,rd} = A_v (F_y / \sqrt{3}) / \gamma_{m0}$

Avec :

AV : l'aire de cisaillement.

$$AV = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f$$

$$AV = 9726 - 2 \times 280 \times 14 + (8.5 + 2 \times 27) \times 14$$

$$AV = 1011 \text{ mm}^2$$

$$V_{sd} = 17.75 \text{ kN} < V_{plrd} = 137.16 \text{ kN}$$

La condition est vérifiée

VI.3.2.3 Vérification de l'interaction de l'effort tranchant

$0,5 \times V_{pl,rd} = 68.58 \text{ kN} > V_{sd}$ La condition est vérifiée

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

$0,5 \times V_{pl,rd} = 353,62 \text{ kN} > V_{sd}$ 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.

VI.3.3 Dimensionnement des contreventements

2 UPN 200

Les efforts sollicitant les plus défavorables calculés par le logiciel sous la combinaison

$G + Q + 1,25Ex :$

$N_{sd} = 484.76 \text{ KN}$

Le profilé choisit 2UPN 200

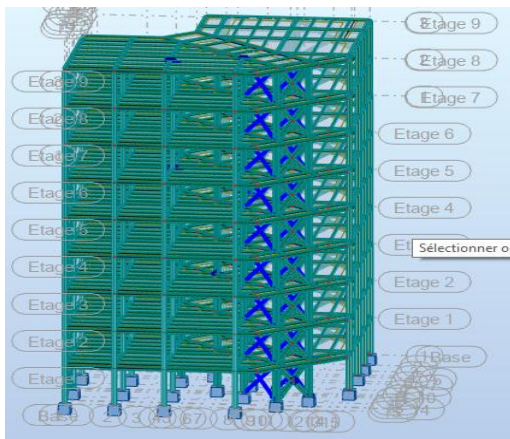


Figure VI-4 Vue de 2UPN 200

VI.3.3.1 Vérifications à la traction simple

Il faut vérifier que : $N_{sd} \leq N_{pl,Rd}$

$$N_{pl,rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_1} = \frac{2 \times 3220 \times 235}{1,1} \times 10^{-3} = 1513.40 \text{ kN}$$

$N_{sd} = 484.76 \text{ kN} < N_{pl,Rd} = 1513.40 \text{ kN}$ Condition vérifiée

VI.3.3.2 Vérifications à la compression simple

Il faut vérifier que : $N_{sd} \leq N_R$

Avec :

●1 Pour les sections classe 1 et 2

$$\gamma_{M1} = 1,1$$

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

$$\lambda_y = \frac{L_{fy}}{i_y} = \frac{498}{7,7} = 64,97$$

$$\lambda_z = \frac{L_{fz}}{i_z} = \frac{498}{2,14} = 232,71$$

On a $\lambda_z > \lambda_y$ le flambement se produit autour de l'axe (z-z)

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{93,91} = 0,69$$

Remarque

Pour les sections en U la courbe de flambement est " C "

● Courbe de flambement C ●0,49 (CCM97.Tab 5.5.1)

$$\Phi_z = 0,5 \times [1 + \alpha_y(\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2]$$

$$\Phi_z = 0,85$$

$$X_z = 0,73$$

$$N_{sd} = 484,76 \text{ kN} < \frac{0,73 \times 1 \times 2 \times 3220 \times 235}{1,1} \times 10^{-3} = 991,52 \text{ kN}$$

Condition Vérifiée

2 UPN 300

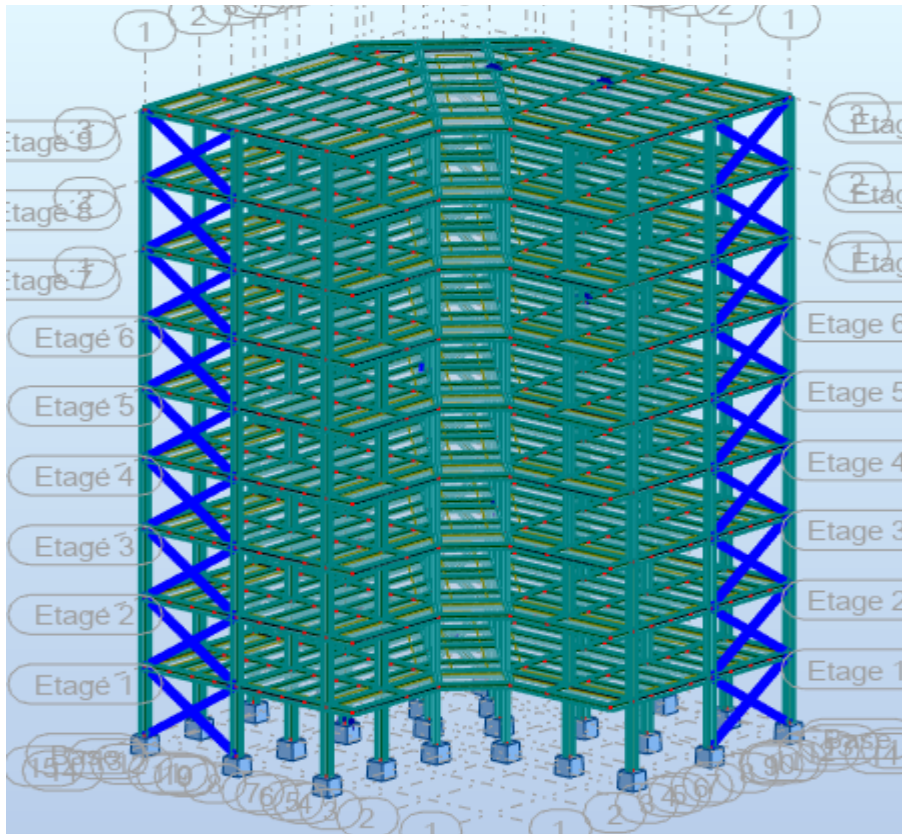


Figure VI-5 Vue de 2UPN 300

Les efforts sollicitant les plus défavorables calculés par le logiciel sous la combinaison

$G + Q + 1,25Ex$:

$$N_{sd} = 510.92 \text{ KN}$$

Le profilé choisit 2UPN 300

Vérifications à la traction simple

Il faut vérifier que : $N_{sd} \leq N_{pl,Rd}$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{2 \times 5880 \times 235}{1,1} \times 10^{-3} = 2512.36 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 510.92 \text{ kN} < N_{pl,Rd} = 2512.36 \text{ kN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Vérifications à la compression simple

Il faut vérifier que : $N_{sd} \leq N_{Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}}$

Avec :

●1 Pour les sections classe 1 et 2

$$\gamma_{A1} = 1,1$$

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

$$\lambda_y = \frac{L_{fy}}{i_y} = \frac{613}{11.7} = 52.93$$

$$\lambda_z = \frac{L_{fz}}{i_z} = \frac{613}{2.9} = 211.37$$

On a $\lambda_z > \lambda_y$ le flambement se produit autour de l'axe (z-z)

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{93.91} = 0.56$$

Remarque

Pour les sections en U la courbe de flambement est " C "

☞ Courbe de flambement C ☞ ✓ ●0,49 (CCM97.Tab 5.5.1)

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

$$\Phi_z = 0,74$$

$$X_z = 0.80$$

$$N_{sd} = 510.09 \text{ kN} < \frac{0,80 \times 1 \times 2 \times 5880 \times 235}{1,1} \times 10^{-3} = 2009.98 \text{ kN}$$

Condition Vérifiée

2 UPN 320

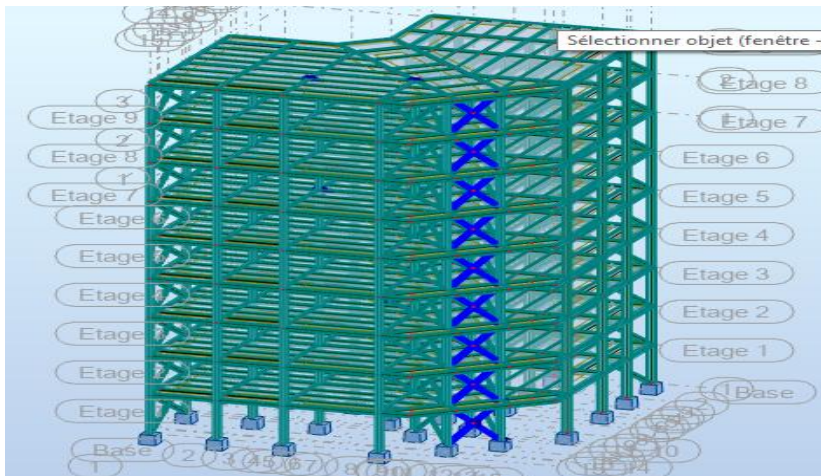


Figure VI-6 Vue de 2UPN 320

Les efforts sollicitant les plus défavorables calculés par le logiciel sous la combinaison

G + Q + 1,25Ey :

$$N_{sd} = 1412.64 \text{ KN}$$

Le profilé choisit 2UPN 320

Vérifications à la traction simple

Il faut vérifier que : $N_{sd} \leq N_{pl,Rd}$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{2 \times 7580 \times 235}{1,1} \times 10^{-3} = 3918.86 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 1412.64 \text{ kN} < N_{pl,Rd} = 3918.86 \text{ kN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Vérifications à la compression simple

Il faut vérifier que : $N_{sd} \leq N_R$ Avec :

●1 Pour les sections classe 1 et 2 $\gamma_{M1} = 1,1$ $f_y = 235 \text{ MPa}$

$$\lambda_y = \frac{L_{fy}}{i_y} = \frac{447}{12.1} = 64.9736.94$$

$$\lambda_z = \frac{L_{fz}}{i_z} = \frac{447}{2.81} = 159.07$$

On a $\lambda_z > \lambda_y$ le flambement se produit autour de l'axe (z-z)

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{93.91} = 0.39$$

Remarque

Pour les sections en U la courbe de flambement est " C "

Curve de flambement C $\alpha_y = 0,49$ (CCM97.Tab 5.5.1)

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

$$\Phi_z = 0,62$$

$$X_z = 0,90$$

$$N_{sd} = 1415.64 \text{ kN} < \frac{0,90 \times 1 \times 2 \times 7580 \times 235}{1,1} \times 10^{-3} = 2914.85 \text{ kN}$$

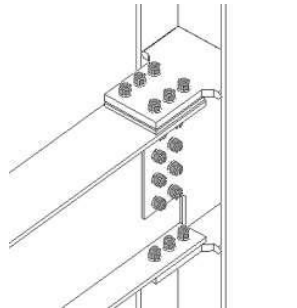
Condition Vérifiée

VII Calcul et vérification de l'assemblage

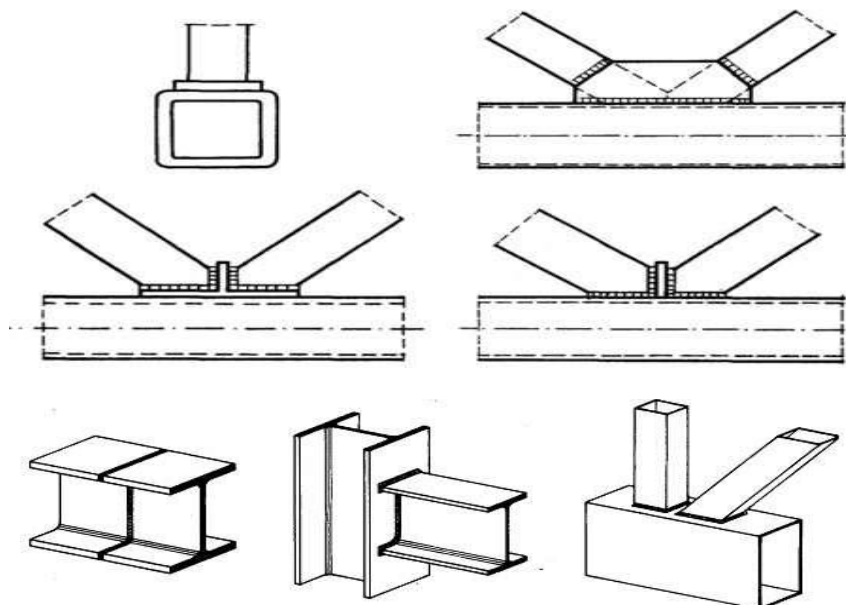
VII.1 Introduction

Les moyens d'assemblage tels que les soudures ou les boulons permettent de relier entre elles les pièces élémentaires, de formes diverses, constituant une charpente métallique. Les assemblages représentent ainsi une composante essentielle de toute structure et méritent de ce fait une attention particulière. Ils concernent des éléments structurels - poteaux, poutres, diagonales de contreventement, tirants - ou des matériaux de partition ou d'enveloppe. En plus de leur fonction de liaison, qui consiste à assurer la continuité des efforts transmis, ils jouent un rôle esthétique très important quand ils sont visibles.

Exemples des assemblages boulonnés



Exemples des assemblages soudés



Dans ce chapitre, trois (03) types d'assemblage seront traités qui sont :

- ◆ Assemblage poutre-solive;
- ◆ Assemblage poteau-poutre
- ◆ Assemblage poteau-poteau

Il existe plusieurs méthodes de calcul des assemblages et pour notre cas, on utilisera comme références les cours de (charpente métallique I), (**Réf 10**), qui sont basés sur les normes des EUROCODE 03 (**Réf 05**).

VII.2 Assemblage poutre-solive

VII.2.1 Caractéristiques géométriques des profilés et données mécaniques

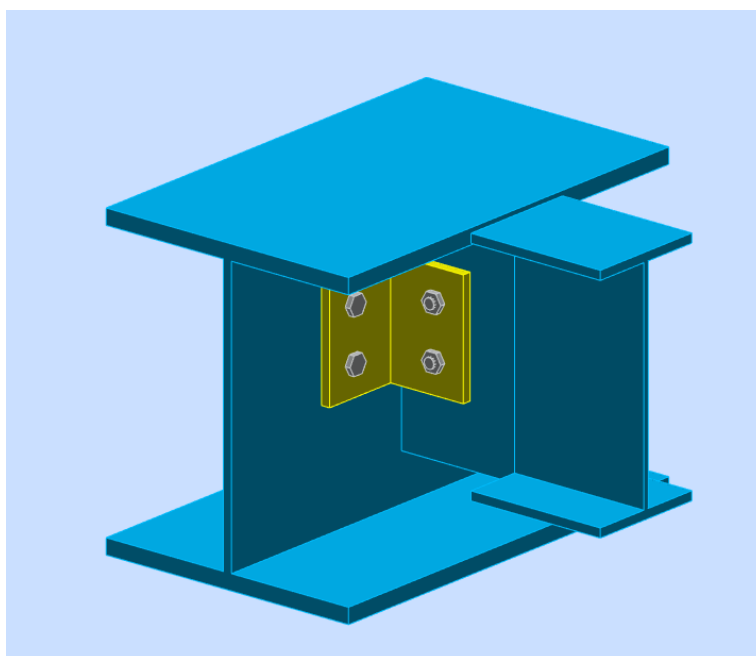


Figure VII-1 assemblage IPE270 – HEA360

- ◆ Poutre **HEA 360**

{ $h=350\text{mm}$, $b=300\text{mm}$, $t_f= 17.5\text{mm}$, $t_w=10\text{mm}$, $A=142.8\text{mm}^2$

- ◆ Solive **IPE 270 (après étude dynamique)**

{ $h=270\text{mm}$, $b=135\text{mm}$, $t_f= 10.2\text{mm}$, $t_w=6.6\text{mm}$, $A=45.9\text{mm}^2$

- ◆ L'effort tranchant

$V_{sd} = 40.52\text{KN}$

VII.2.2 Dimensionnement de l'assemblage

♦ **Le choix des boulons**

On choisit **6 boulons** de diamètre de **12mm (M12)** de classe **HR 10.9**

$M12 \Rightarrow d = 12mm, d_0 = 13mm$

a) disposition constructive des boulons

$$1.2d_0 \leq p_1 \leq \max(12t, 150mm) \quad 15.6 < e_1 < 150mm$$

$$2.2d_0 \leq p_1 \leq \min(14t, 200mm) \quad 28.6 < p_1 < 161mm$$

$$1.5d_0 \leq p_2 \leq \max(12t, 150mm) \quad 19.5 < e_2 < 150mm$$

$$3d_0 \leq p_2 \leq \min(14t, 200mm) \quad 39 < p_2 < 161mm$$

D'où: $P_1 = 60mm, P_2 = 60mm, e_1, e_2 = 35mm$

VII.2.2.1 Vérification de la résistance des boulons au cisaillement par plan de cisaillement

Il faut vérifier que : $F_{vrd} \geq V_{sd}$

$$F_{vrd} = 0,6 f_{ub} \cdot A_s / 1.25 \quad (\text{Réf 10})$$

$$f_{ub} = 120 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Section résistante en traction : } A_s = 84 \text{ mm}^2$$

$$F_{vrd} = 0.6 * 1200 * 84 / 1.25 = 48.38 \text{ KN}$$

Il y a 3 boulons en double cisaillement donc

$$F_{vsd} = n \times F_{vrd} = 6 \times 48.38 = 290.28 \text{ KN} > V_{sd} = 40.62 \text{ KN}$$

Donc la condition est vérifiée.

VII.2.2.2 Vérification de la pression diamétrale

On a une cornière **100x100x10**

Il faut vérifier que : $F_1 > F_b$

$$F_b = 2,5 \cdot f_u \cdot d \cdot t / \gamma_{Mb} \quad (\text{EC3.tab.6.5.3})$$

$$d = 12mm, d_0 = 13mm; t = 11.5mm; \gamma_{Mb} = 1,25; f_u = 120 \text{ N/mm}^2; e_1 = 35mm;$$

$$p_1 = 60mm$$

$$\checkmark \bullet \min \left\{ \frac{e_1}{3d_0}, \frac{p_1}{3d_0}, \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u} \right\} = \min (0.89; 1.28; 0.32; 1) = 0.32$$

$$F_{brd} = 2.5 \cdot 0.32 \cdot 120 \cdot 12 \cdot 11.5 / 1.25 = 10.59 \text{ KN}$$

$$F_{vrd} = 40.62 / 4 = 10.15$$

Donc la pression diamétrale est vérifiée.

VII.3 Assemblage poteau-poutre

- ◆ Poteau HEA 400

{ h=390 mm, b=300 mm, t_f= 19mm, t_w=11mm, A=158.9mm²

- ◆ Poutre HEA 360

{ h=350mm, b=300mm, t_f= 17.5mm, t_w=10mm, A=142.8mm²

VII.3.1 Dimensionnement de l'assemblage

- ◆ Le choix des boulons

On choisit **8 boulons** de diamètre de **20mm (M20)** de classe **HR10.9**

M20 => d= 20mm , d₀ = 22mm

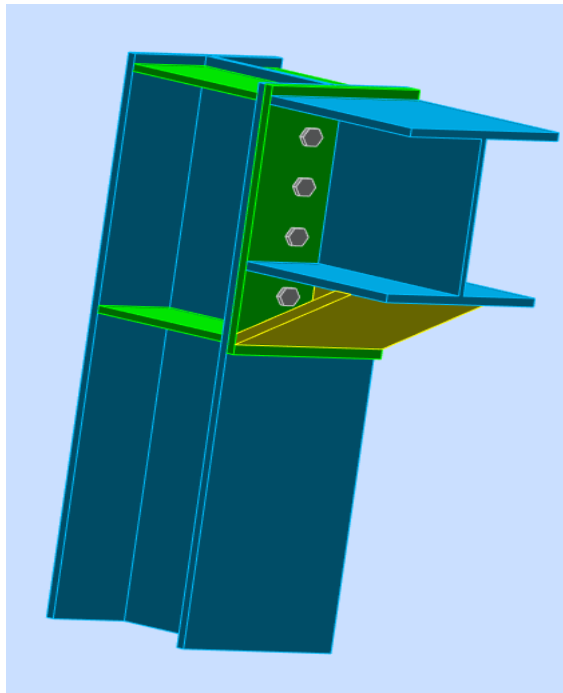


Figure VII-2 assemblage HEA400- HEA360

VII.3.2 Disposition constructive des boulons

La procédure de calcul est la suivante

- Donner les dispositions constructives et les conditions pour choisir les valeurs de (e₁, p₁, e₂ et p₂)
- Choisir une valeur pour e₁, p₁, e₂ et p₂ de telle manière que ces quatre valeurs vérifient les dispositions constructives ;
- La valeur de l'effort qui sera prise en compte dans les vérifications c'est la valeur maximale ;

Les conditions de la disposition constructive sont : **(Réf 05 .6.5.1)**

$$1.2d_0 \leq e_1 \leq \max(12t, 150mm)$$

$$2.2d_0 \leq p_1 \leq \min(14t, 200mm)$$

$$1.5d_0 \leq e_2 \leq \max(12t, 150mm)$$

$$3d_0 \leq p_2 \leq \min(14t, 200mm)$$

1- Avec HEA400 , t=20mm

P₁ = 100mm et e₁= 120 mm

On choisit une platine de (540mm*300mm*20mm),

VII.3.3 Vérification de la résistance

L'effort qui sollicite le boulon est un effort incliné (traction + cisaillement)

Il faut vérifier que :

$$F_{V,sd} \leq F_{s,Rd}$$

$$F_{s,Rd} = \frac{k_s n \eta}{\gamma_{sult}} F_{p,cd}$$

$$F_{V,sd} = V_{sd} / nb = 66.97 / 8 = 8.37$$

Avec :

F_{s,Rd} : Résistance de calcul au glissement à L'ELU.

η = 0.3 : Surfaces nettoyées par brassage métallique ou à la flamme avec enlèvement de la rouille.

n : Nombres d'interfaces de frottement.

$k_s = 1$: Pour des trous avec tolérances nominales normales.

$f_{s,ult}$: Pour les résistances au glissement à L'ELU

Il faut vérifier que :

$$F_{V,sd} \leq F_{s,Rd}$$

$$F_{s,Rd} = \frac{k_s n f_{s,ult}}{\gamma_{M2}} F_{p,cd} \quad (\text{EC3.art.6.5.8.1})$$

Avec :

$F_{s,Rd}$: Résistance de calcul au glissement à L'ELU.

f : Surfaces nettoyées par brassage métallique ou à la flamme avec enlèvement de la rouille.

n : Nombres d'interfaces de frottement.

$k_s = 1$: Pour des trous avec tolérances nominales normales.

$f_{s,ult}$: Pour les résistances au glissement à L'ELU

$$F_{s,rd} = 18.18 \text{ Kn}$$

$$F_{V,sd} \leq F_{s,Rd} \quad \text{Vérifiée}$$

a) Moment résistant effectif de l'assemblage :

$$MR = \frac{nf \times F_{pc,d} \times \sum d_i^2}{d_{max}} = 609.55 \text{ KN}$$

$$MSD = 251.38 \text{ KN.m} < MR = 609.55 \text{ KN.m}$$

b) Vérification de la soudure

◆ Les suppositions

- On suppose que le moment M est repris uniquement par les cordons de soudure 1 et 2 ;

- On suppose que l'effort V est repris par le cordon de soudure 3.

$CM = M/W \perp$ a l'axe long du c.s

les cordons frontal $\sigma_m = \frac{CM}{\sqrt{2}} = \frac{M}{W\sqrt{2}}$

$$CV \bullet \frac{V}{2l_3 a} \bullet a \text{ l'axe long du cs} \bullet \frac{V}{2l_3 a}$$

Nuance Fe E360

- $\sigma_w \bullet 0.8$
- $\sigma_w \bullet 1.25$
- $f_u \bullet 360 \text{ MPa}$
- $t_f \bullet 13.5 \text{ mm}$
- $a \bullet 8 \text{ mm}$
- $h \bullet 400 \text{ mm}$

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

La valeur maximale de l'effort tranchant doit être inférieure à la valeur admissible ;

$$V \leq V_{adm} \bullet \frac{\sqrt{2} \sigma_w f_u}{\sqrt{3} \sigma_w \sigma_w} \text{ (EC3.art.6.6.5.3)}$$

Application numérique :

$$V = 67.76 \text{ Kn}$$

$$V_{adm} = 877.14 \text{ Kn}$$

$V < V_{adm} \Rightarrow$ condition vérifier

♦ **Vérification du moment :** (EC3.art.6.9.6.3)

La valeur maximale du moment doit être inférieure à la valeur admissible ;

$$M \leq M_{adm} \bullet \frac{\sqrt{2} I_s f_u}{\sigma_w \sigma_w h}$$

$$I_s \bullet 2.a.l_1 \frac{h^3}{12} + 4.l_2.a \frac{h^3}{12} \bullet t_f \frac{h^3}{12}$$

Application numérique :

$$M = 175.19 \text{ Kn}$$

$$I_s = 2.1 \times 10^8 \text{ mm}^4$$

$$M_{adm} = 666.23 \text{ Kn}$$

$M < M_{adm} \Rightarrow$ condition vérifier

♦ **b.2. Disposition des boulons:** (EC3.art.6.5.1.4)

- ♦ $1.2d_0 \leq p_1 \leq \max(12t, 150mm)$
- ♦ $2.2d_0 \leq p_1 \leq \min(14t, 200mm)$
- ♦ $1.5d_0 \leq p_2 \leq \max(12t, 150mm)$
- ♦ $3d_0 \leq p_2 \leq \min(14t, 200mm)$

p_1 ● 100 mm

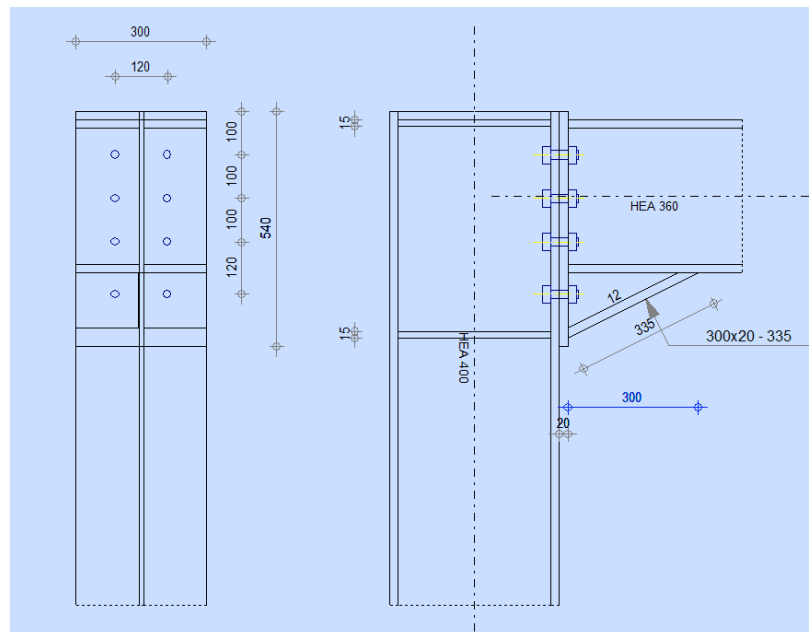
p_2 ● 100 mm

e_1 ● 50 mm

e_2 ● 40 mm

On choisi une platine de (540x300x20) mm.

Boulons M20 classe HR10.9 (d = 20mm, d_o = 22mm).



Assemblage poutre poteaux – (HEA400-HEA360)

VII.4 Assemblages des diagonales et le contreventement de stabilité :

Pour notre cas les diagonales les plus sollicitées sont formées par des UPN jumelées sa dimension UPN320 ce qui fait les boulons de l'assemblage diagonale – gousset seront doublement cisailés.

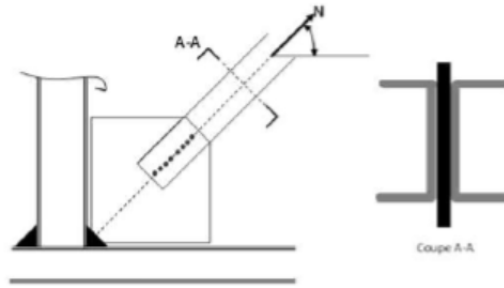


Figure VII 5- L'attache de la diagonale 2UPN

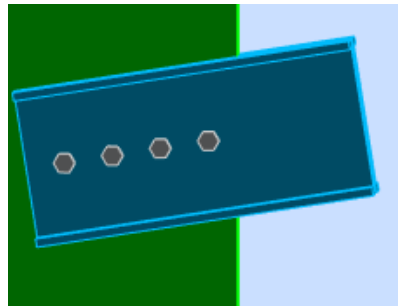


Figure VII-3 L'attache de la diagonale 2UPN (320) avec le poteau HEA360

Effort tranchant

L'effort tranchant repris par 2UPN est : $NSD = 276.65\text{KN}$

Donc l'effort tranchant repris par une seule UPN est : $NSD = 138.32\text{KN}$

Le choix des boulons : On choisit 4 boulons, 22mm de diamètre (M22) et de class 10.9

M24 $\rightarrow d = 24\text{mm} \rightarrow d_0 = 26\text{mm}$.

Résistance d'un boulon au cisaillement par plan de cisaillement :

$$F_{vrd} = 0,6 f_{ub} \cdot A_s / \gamma_{Mb}$$

$$f_{ub} = 1200\text{ N/mm}^2$$

$$\text{Section résistante en traction : } A_s = 353\text{ mm}^2$$

$$\text{Résistance des boulons à la traction : } \gamma_{Mb} = 1,25$$

$$F_{vrd} = 0.6 * 1200 * 353 / 1.25 = 204.96\text{ KN}$$

Le choix des boulons

: On choisit 8 boulons, 24 mm de diamètre (M24) et de class 10.9

$$M24 \rightarrow d = 24\text{mm} \rightarrow d_0 = 26\text{mm}$$

$$F_{vsd} = N_{sd} / 4 = 34.5\text{ KN} < 204.96 \Rightarrow \text{condition vérifier}$$

VII.4.1 Disposition constructive des boulons

$$1.2d_0 \leq p_1 \leq \max(12t, 150\text{mm})$$

$$2.2d_0 \leq p_1 \leq \min(14t, 200\text{mm})$$

$$1.5d_0 \leq p_2 \leq \max(12t, 150\text{mm})$$

$$3d_0 \leq p_2 \leq \min(14t, 200\text{mm})$$

D'où :

$$P1 = 80 \text{ mm} \quad P2 = 80 \text{ mm} \quad e1 = 80 \text{ mm} \quad e2 = 160 \text{ mm}$$

Attache de 2UPN380 sur un gousset au niveau d'intersection :

Dimensionnement GOUSSET : 1300mm × 1300mm × 30mm

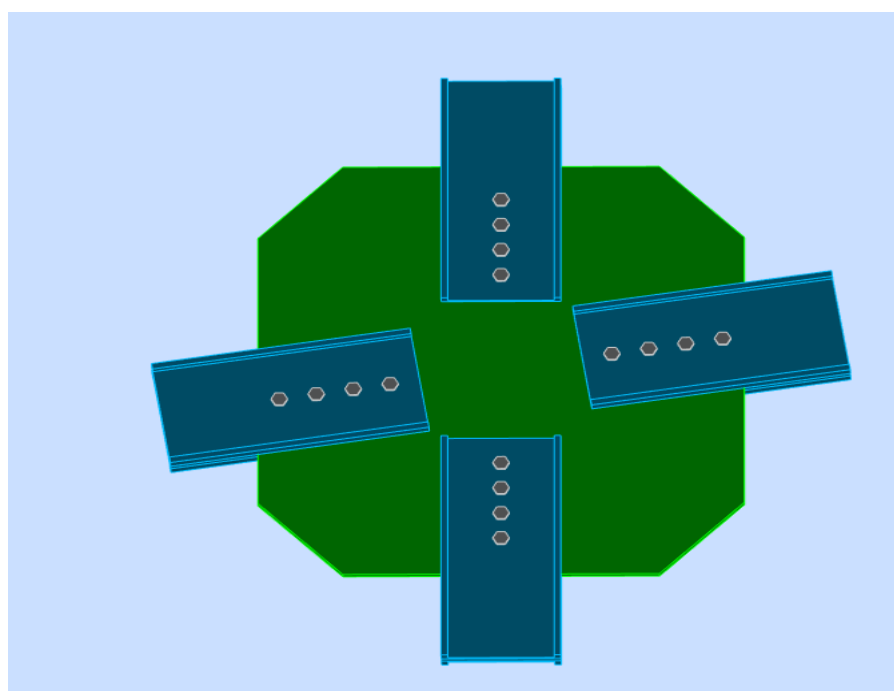


Figure VII-4 Attache de 2UPN320.

Effort tranchant

L'effort tranchant repris par 2UPN est :

Donc l'effort tranchant repris par une seule cornière est :

Le choix des boulons : On choisit 4 boulons, 30mm de diamètre (M30) et de class 10.9

$$M22 \rightarrow d = 22 \text{ mm} \rightarrow d_0 = 24 \text{ mm}$$

$$N_{b1,Ed} = -1349,45 \text{ [kN]} \quad \text{Effort axial}$$

$$N_{b2,Ed} = -1106,62 \text{ [kN]} \quad \text{Effort axial}$$

$N_{b1,Ed} = -1349,45$ [kN] Effort axial

$N_{b3,Ed} = -1412,07$ [kN] Effort axial

$N_{b4,Ed} = -1161,03$ [kN] Effort axial

f) Résistance d'un boulon au cisaillement par plan de cisaillement :

$$F_{vrd} = 0,6 f_{ub} \cdot A_s / M_b$$

$$f_{ub} = 1000 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Section résistante en traction : } A_s = 303 \text{ mm}^2$$

$$\text{Résistance des boulons à la traction : } \gamma_{Mb} = 1,25$$

$$F_{vrd} = 0.6 \cdot 1000 \cdot 303 / 1.25 = 174.52 \text{ KN}$$

Disposition constructive des boulons

$$P1 = 80 \text{ mm } P2 = 80 \text{ mm } e1 = 80 \text{ mm } e2 = 160 \text{ mm}$$

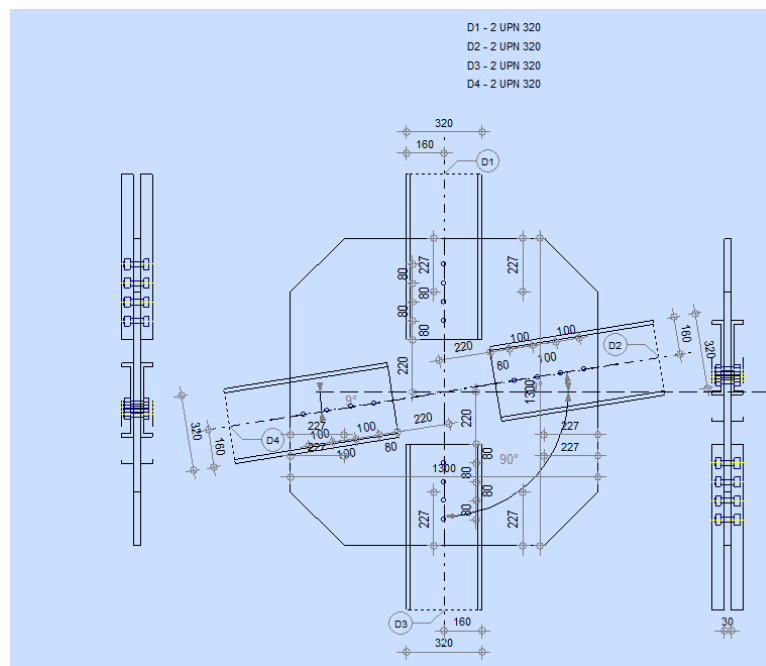


Figure VII-5 détail d'assemblage de UPN320

VII.5 Assemblage poteau-poteau (HEA450-HEA400)

VII.5.1 Assemblage des semelles par Couvre Joint

Données du calcul

Les données du calcul sont tirées à partir du logiciel ROBOT

L'assemblage ci-dessus est sollicité par :

$$N_{sd} = 943,38 \text{ KN}$$

$$M_{sd} = 119.19 \text{ KN}$$

$V_{sd} = 67.23 \text{ KN}$

On vérifiera en premier lieu d'assemblage des semelles (couvre joint et boulon) et en second lieu l'âme (couvre joint et boulon).

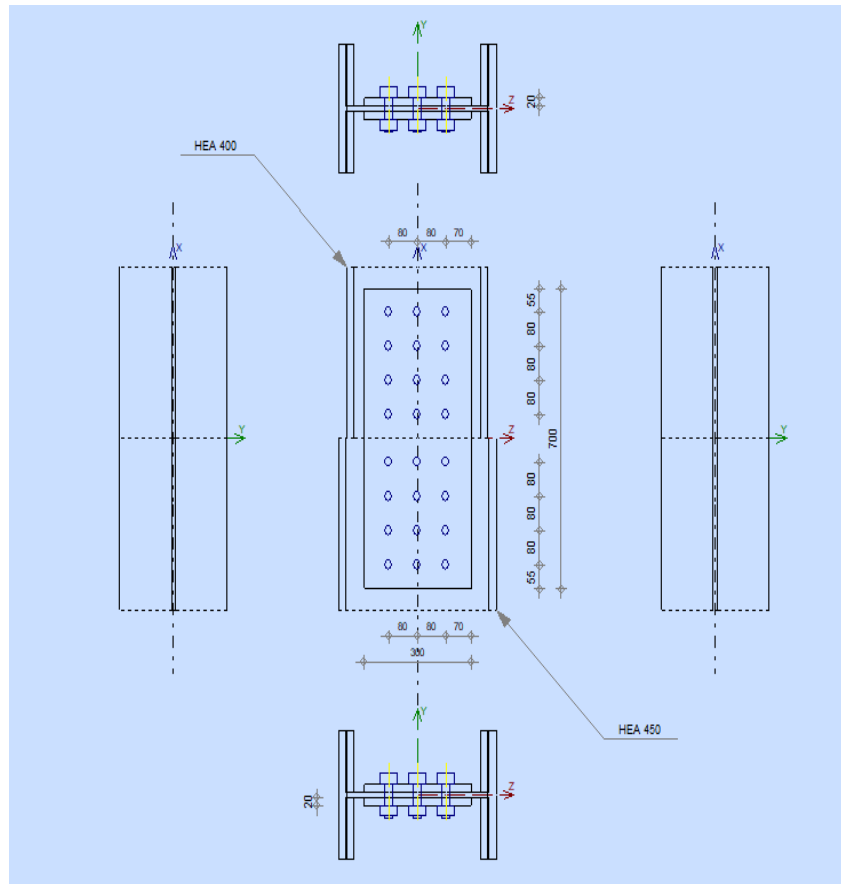


Figure VII-6 ASSEMBLAGE HEA450-HEA400

Le choix des boulons :

On choisit **12** boulons **de 24 mm** de diamètre

(M24) de classe. **HR .10.9** $f_{ub} \bullet 1000MPa$

M24 => d= 24mm, d₀= 26mm

. Epaisseur de la platine : e_p $\bullet 20 \text{ mm}$

Disposition constructive des boulons

1. $2d_0 \leq e_1 \leq \max(12t, 150mm)$

2. $2d_0 \leq p_1 \leq \min(14t, 200mm)$

$$1.5d_0 \leq p_2 \leq \max(12t, 150mm)$$

$$3d_0 \leq p_2 \leq \min(14t, 200mm)$$

D'où :

$$P_1 = 80 \text{ mm } P_2 = 80 \text{ mm } e_1 = 70 \text{ mm } e_2 = 55 \text{ mm}$$

On choisit une platine de (700*300*20) mm.

Valeur de l'effort normal dans la semelle (du à Msd)

$$N_M = M_{sd} / (h - t_f) = \frac{119.19}{(440 - 21)} = 284.46 \text{ KN}$$

Valeur de l'effort normal dans la semelle (du à Nsd)

$$N_N = \frac{N_{sd} * b * t_f}{A} = \frac{943.38 * 300 * 21}{178.03} = 333.83 \text{ kn}$$

Valeur de l'effort normal total

$$N_T = N_N + N_M = 284.46 + 333.83 = 618.29 \text{ KN}$$

VII.5.2 Vérification de la résistance au glissement

$$F_{SRD} = \frac{K_s \times n \times \mu \times F_p}{\gamma_{ms}}$$

$$F_p = 0.7 * A_s * F_{ub} = 0.7 * 353 * 1000 = 247.1 \text{ KN}$$

$$F_{srd} = 1 * 1 * 0.3 * 247.1 / 1.25 = 59.28 \text{ KN}$$

$$F_{vsd} = N_t / (n_p * n_b) = \frac{618.29}{12 * 2} = 25.76 \text{ KN}$$

$F_{vsd} < F_{srd} \Rightarrow$ condition vérifier

VII.5.3 Assemblage des ames par Couvre-Joint

Ils assurent la transmission de l'effort tranchant et de l'effort normal dans l'âme.

a) Les données :

Des boulons **HR.10.9**

Coefficient de frottement, 0.3 v

$k_s = 1$ (trou nominaux)

$$\gamma_{Mb} = 1.25$$

Le choix des boulons :

On choisit 12 boulons, 24 mm de diamètre (M24) de classe, HR .10.9

M24 \Rightarrow d= 24mm, d0= 26mm

Disposition constructive des boulons

$$1.2d_0 \leq p_1 \leq \max(12t, 150\text{mm})$$

$$2.2d_0 \leq p_1 \leq \min(14t, 200\text{mm})$$

$$1.5d_0 \leq p_2 \leq \max(12t, 150\text{mm})$$

$$3d_0 \leq p_2 \leq \min(14t, 200\text{mm})$$

D'où :

$$P1 = 80 \text{ mm} \quad P2 = 80 \text{ mm} \quad e1 = 70 \text{ mm} \quad e2 = 55 \text{ mm}$$

On choisit une platine de (700*300*20) mm.

Résistance au cisaillement d'un couvre joint d'âme :

Il faut vérifier que

$$V_{sd}/2 = V_{plrd} = A_v \cdot F_y / \sqrt{3} \cdot \gamma$$

$$V_{plrd} = 700 \cdot 20 \cdot 235 / (\sqrt{3} \cdot 1.1) = 1726.80 > 67.2 \cdot 2 = 134.4 \text{ KN} \Rightarrow \text{condition vérifier}$$

VII.6 Assomblage pieds de poteaux

VII.6.1 Calcul des pieds de poteaux

La base des poteaux sert à transmettre les charges au sol à l'aide d'assises en acier. Ces dernières sont des plaques métalliques appelées : « platines », fixées aux pieds des poteaux par des tiges d'ancrage sur le béton d'appui. Dans notre cas, les poteaux sont encastrés à leur base.

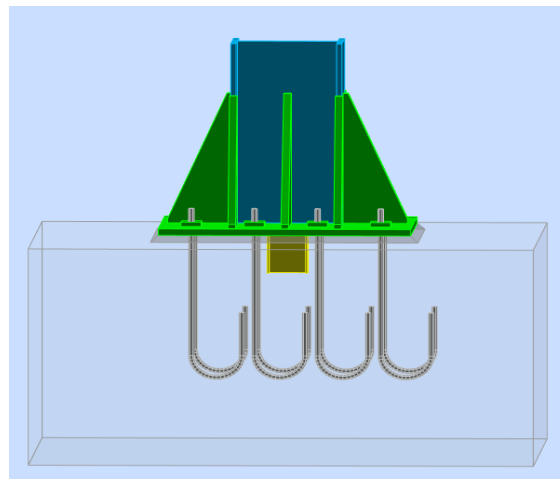


Figure VII-7 Schéma pied de poteau.

Le poteau le plus sollicité est le poteau central donc :

$$M_{sd} = 123.63 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$N_{sd} = 2336.6 \text{ KN}$$

Le poteau est sollicité en pied par un effort normal centré N et un moment de flexion M, ce qui est équivalent à un effort vertical N excentré de :

$$e = M_{sd}/N_{sd} = 123.63 \cdot 100 / 2336.6 = 5.32$$

$$e = 0.40 \text{ cm}$$

$$D/6 = 42/6 = 3.33 > e = 5.23$$

Donc le centre de poussée se trouve dans le cote de la section, donc tous les boulons sont sollicités à la compression).

Vérification de la contrainte de compression de béton

$$A = 18.18 \text{ cm}^2 \quad l = 1000 \text{ mm} \quad h = 1000 \text{ mm} \quad b = 700 \text{ mm}$$

Détermination des dimensions de la platine

L'équation de 3^{ème} degré en h' s'écrit alors: (EC3.art.6.3.9)

$$h'^3 - 3(l - h)h'^2 + 90A \frac{l}{b} h' - 90A \frac{l}{b} h = 0$$

Donc :

$$\text{Solution: } h' = 73.88 \text{ cm.}$$

La contrainte de compression sur le béton: (EC3.art.6.3.9)

$$\sigma_b = \frac{2N_{sd}l}{bh'(h - \frac{h'}{3})} \leq f_{bu}$$

$$b_b = 30.27 \text{ kn} < 250 \text{ kn}$$

•Détermination des dimensions de la platine

L'équation de 3^{ème} degré en h' s'écrit alors: (EC3.art.6.3.9)

$$h'^3 + 3(l - h)h'^2 + 90A \frac{l}{b} h' - 90A \frac{l}{b} h = 0$$

Donc :

$$h'^3 - 120h'^2 + 6664.68h' - 11996424 = 0$$

$$\text{Solution: } h' = 108.51 \text{ cm.}$$

La contrainte de compression sur le béton: (EC3.art.6.3.9)

$$\sigma_b = \frac{2N_{sd}l}{bh'(h - \frac{h'}{3})} \leq f_{bu}$$

$$\sigma_b = \frac{2 \times 8856.23 \times 10^3 \times 2200}{1000 \times 1085.1 \times \left(1800 - \frac{1085.1}{3}\right)} = 24.97 \text{ N/mm}^2 < f_{bu} = 250 \text{ N/mm}^2 \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

◆ **Calcul de l'épaisseur de la platine**

Vérification dans la section 1-1

Le moment dans la section 1-1 est obtenu grâce au diagramme trapézoïdal des contraintes situé à droite de la section, que l'on peut décomposer en un diagramme rectangulaire (1) et un diagramme triangulaire (2).

Les moments correspondants, pour une bande de largeur unité (=1 cm) et d'épaisseur t, sont :

$$M_1 = 24.97 \times 15 \times \frac{0.15}{2} = 28.09 \text{ N.m}$$

$$M_2 = \frac{7.07 \times 15}{2} \times \frac{0.15}{3} = 2.65 \text{ N.m}$$

$$M = M_1 - M_2 = 25.44 \text{ N.m}$$

• **la contrainte dans la section 1-1**

$$\sigma = \frac{M V}{I}$$

$$\frac{I}{V} = \frac{(b \cdot e^3)/12}{(e/2)} = \frac{b \cdot e^2}{6}$$

$$M = M_1 - M_2 = 25.44 \text{ N.m}$$

Pour une bande de largeur unité:

$$\frac{I}{V} = \frac{e^2}{6}$$

$$\sigma = \frac{6M}{e^2} = \frac{6 \times 25.44 \times 10^3}{e^2} \leq 235 \Rightarrow e^2 \geq e = 2.54 \text{ cm}$$

• **la contrainte de flexion dans la section 2-2**

$$M_1 = 24.97 \times 15 \times \frac{0.15}{2} = 28.09 \text{ N.m}$$

d'où:

$$(28.09 \cdot 6) / e^2 \leq f_y \Rightarrow e = 2.67 \text{ cm}$$

◆ **Calcul des tiges d'encrages**

La tige d'encrage doit être calculée en respectant un certain nombre de condition portant sur ;

- la longueur de scellement (l₁).
- Le rayon de courbure (r).
- Le retour de courbure (l₂).
- L'effort admissible N_{add} > N_{app}

Avec:

$$l_1 > r > l_2$$

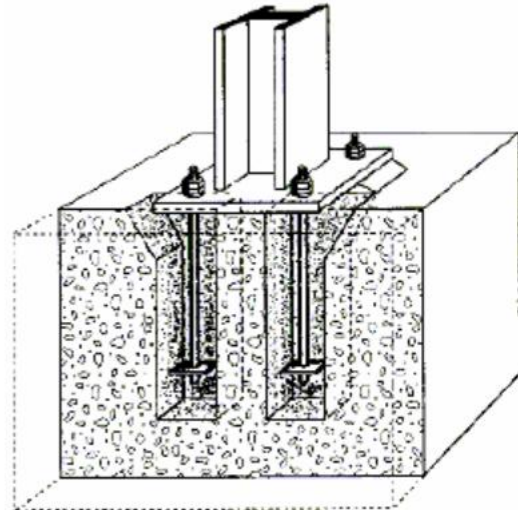
• Effort admissible : (CM66.art.5.123)

$$N_{ad} = 0.1 \left(1 + \frac{7g_c}{1000} \right) \frac{\Phi}{\left(1 + \frac{\Phi}{d_1} \right)^2} (l_1 + 6.4r + 3.5l_2)$$

Avec:

Ø 30 diamètre de la tige.

$$g_c = 350 \text{Kg/m}^3 = 350 \text{dan/m}^3$$



$$N_{ad} = 0.1 \left(1 + \frac{7 \cdot 350}{1000} \right) \frac{30}{\left(1 + \frac{30}{50} \right)^2} (600 + 3.5 \cdot 60 + 6.4 \cdot 90)$$

$$N_{ad} = 5603.5 \text{dan} = 56.04 \text{KN}$$

• L'effort N appliqué par une tige

$$N_1 = \sigma_b \cdot A = 24,97 \cdot 33,66 = 84,05 \text{KN}$$

$$N_1 = 84,05 \text{KN}$$

Par tige on a :

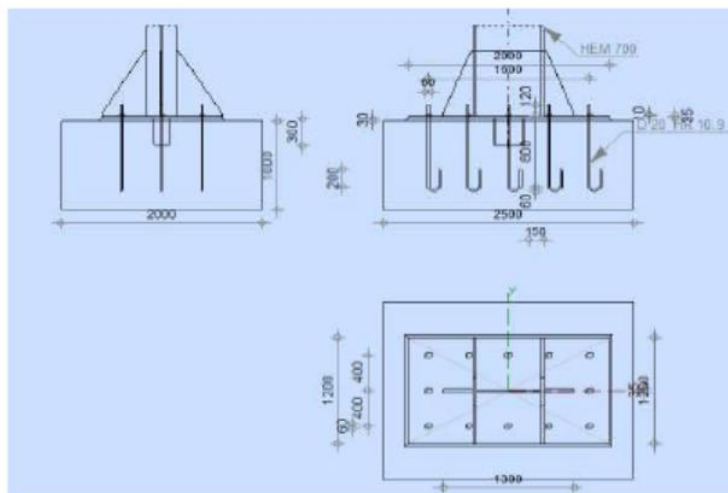
$$N_{aap} = \frac{N_1}{2} = \frac{84,05}{2} = 42,03 \text{KN}$$

$$N_{aap} = 42,03 \text{KN}$$

$$N_{aap} = 42.03 < N_{ad} = 56.04 \text{KN}$$

Condition vérifiée.

Donc : le diamètre des tiges est un Ø 30



FigureVII-12 : Schéma statique des tiges d'ancrage

VIII Etude des éléments de sous-sol**VIII.1. Introduction**

Le but de ce chapitre est de déterminer et vérifier les éléments qui constitue le sous-sol à savoir (voile périphérique, poteau mixte).

VIII.2. Etude du voile périphérique**VIII.1.1 Pré- dimensionnement**

Pour le pré dimensionnement du voile périphérique, on se réfère aux prescriptions du RPA99 modifié en 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 $e \geq 15$ 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 $50\varnothing$ avec disposition d'équerres de renforcement dans les angles.

Avec B Section du voile.

VIII.1.2 Évaluation des charges

On considère le voile comme une dalle pleine reposant sur 4 appuis et qui supporte les charges horizontales dues aux poussées des terres. On considère le tronçon le plus défavorable.

$$L_x = 3,4 \text{ m} ; L_y = 5 \text{ m}.$$

Les charges et surcharges prise uniformément répartie sur une bande de 1m se situe à la base du voile (cas le plus défavorable).

BAEL91 modifié 99, la charge de poussées des terres est donnée par :

$$Q = A \cdot \gamma \cdot H$$

Avec :

Q = Contrainte à la base sur une bande de 1 m.

A = Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement interne. γ = Poids spécifique des terres ($\gamma_h = 18 \text{ kN/m}^3$).

H = Hauteur du voile (H=3,4m).

$$\Phi = 30 \longrightarrow A = f(\varphi) = \operatorname{tg}^2 = \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 0.333$$

Donc :

$$Q = A \cdot \gamma \cdot H = 20.38 \text{ kN / ml} = Q_u = 1,35 Q = 27.52 \text{ kN / ml}$$

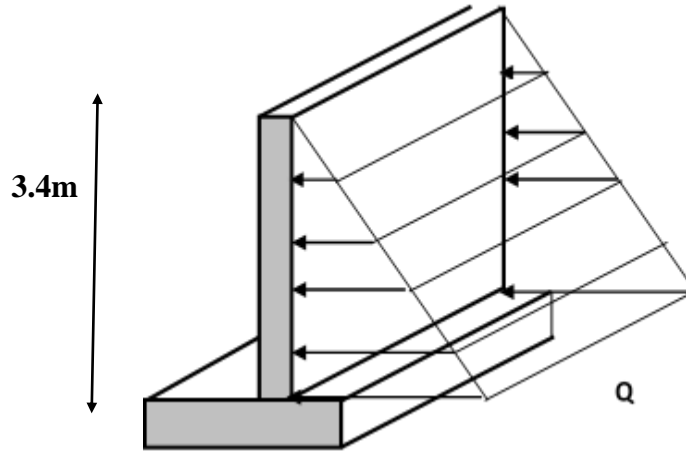


Figure VIII-1 Vue illustrant les dimensions du panneau le plus sollicité

VIII.1.3 Effort dans la dalle :

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{3.4}{5} = 0.68 > 0.4 \implies \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\mu_x = 0.0710 \qquad M_x = \mu_x Q_x L_x^2 = 48.85 \text{ KNm}$$

$$\mu_y = 0.4034 \qquad M_y = \mu_y M_x = 19.70 \text{ KNm}$$

♦ Moment en travée

$$M_{tx} = 0.85 M_x = 41.52 \text{ KNm}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_y = 16.75 \text{ KNm}$$

♦ Moment sur appuis

Appui de rive : $M_a = -0,3 M_x = -14.66 \text{ KNm}$

Appui intermédiaire : $M_a = -0,5 M_x = -24.43 \text{ KNm}$

Calcul de ferrailages

$$b = 100 \text{ cm} ; h = 20 \text{ cm} ; d = 18 \text{ cm} ; f_{bc} = 14,17 \text{ MPa} \quad \delta_s = 348$$

	Sens	M _u (kNm)	μ	A _s ' (cm ²)	α	Z	A _{s,cal} (cm ²)	Choix	A _{s,adp} (cm ²)	Esp (cm)
Travée	x-x	48.85	0.1064	0	0.140	16.99	8.26	4HA14 2HA12	8.42	16
	y-y	19.70	0.0429	0	0.054	17.61	3.21	4HA12	4.52	25
Appuis de rive	x-x	14.66	0.0319	0	0.040	17.71	2.37	4HA10	3.14	25
Appui intermédiaire	x-x	24.43	0.0532	0	0.068	17.51	4.00	4HA10	4.52	25

Tableau VIII-1 Ferrailage du voile périphérique

Conditions exigées par le RPA99/version 2003:

L'RPA99 préconise un pourcentage minimum de 0,1% de la section dans les deux sens et sera disposé en deux nappes.

$$A_l = 0,1\% \cdot 100 \cdot 20 = 2 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 0,1\% \cdot 100 \cdot 20 = 2 \text{ cm}^2$$

Choix des barres : 10HA10/ml soit A_s=7.85cm²/ml. Avec St =10cm.

VIII.1.4 Condition de non fragilité

Valeur du moment qui crée la première fissure

$f_{tj} = M_{fiss} / [bh^2 / 6]$ soit $M_{fiss} = [bh^2 / 6] \cdot f_{tj}$ Armons maintenant la section avec des aciers longitudinaux capables d'équilibrer le moment M_{fiss} tout en travaillant à une contrainte de traction égale à f_e. Admettons une hauteur utile d = 0,9.h et un "bras de levier" z = 0,9.d. D'où z ≈ 0,81h

$$A_s = M_{fiss} / [z \cdot f_e] = bh \cdot f_{tj} / [6 \times 0,81 f_e] = b [d / 0,9] \cdot f_{tj} / [6 \times 0,81 f_e] = 0,23 b d f_{tj} / f_e$$

$$A_s > A_{s \text{ min}} = 0,23 b d f_{tj} / f_e$$

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$f_e = 400 \text{ MPa}$$

En Travée :

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot (f_{t28} / f_e) = 0,23 \cdot 100 \cdot 18 \cdot (2,1 / 400) = 2,17 \text{ cm}^2 .$$

$$A_s (x,x) = 8.26 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2,17 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots Cv$$

$$A_s (y,y) = 3.21 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2,17 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots Cv$$

Appuis de rive :

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot (f_{t28} / f_e) = 0,23 \cdot 100 \cdot 18 \cdot (2,1 / 400) = 2,17 \text{ cm}^2 .$$

$$A_s = 2.37 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2,17 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots Cv$$

Appui intermédiaire :

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot (f_{t28} / f_e) = 0,23 \cdot 100 \cdot 18 \cdot (2,1 / 400) = 2,17 \text{ cm}^2 .$$

$$A_s = 4 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2,17 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots Cv$$

Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} \leq \tau_{\circ} = 0.05f_{c28} = 1.25$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = 39.65 \text{ KN} \qquad T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 31.19$$

$$T_u^{max} = \max(T_x; T_y) = 39.65 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{39.65}{1000 * 200} * 10^3 = 0.198 \text{ MPa} < 1.25 \text{ MPa} \dots\dots\dots cv$$

VIII.1.5 Vérification à L'ELS :

VIII.1.5.1 Evaluation des sollicitations à l'ELS

$$L_x / L_y = 3.4/5 = 0.68 > 0.4 \qquad Q_{ser} = 20.38 \text{ KN/m}$$

$$\mu_x = 0.0767 \qquad M_x = \mu_x Q_{ser} L_x^2 = 18.07 \text{ KNm}$$

$$\mu_y = 0.5584 \qquad M_y = M_x \mu_y = 10.10 \text{ KNm}$$

$$M_{tx} = 0.85 M_x = 15.36 \text{ KNm}$$

Moment en travée :

$$M_{ty} = 0.85 M_y = 8.58 \text{ KNm}$$

Moment sur appuis :

Appui de rive $M_a = -0,3 M_x = -5.42 \text{ KNm}$
 Appui intermédiaire $M_a = -0,5 M_x = -9.03 \text{ KNm}$

VIII.1.5.2 Vérification des contraintes :

Il faut vérifier que $\nabla_{bc} \uparrow \nabla_{bc} \downarrow 0,6 f_{c28} \downarrow 15 \text{ MPa}$

1) En Travée :

Sens (x.x)

$$M_s = 15.36 \text{ KN.m} \qquad A_s = 8.42 \text{ cm}^2$$

♦ Position de l'axe neutre :

$$bx^2 / 2 + 15. A_s \cdot x - 15. A_s \cdot d = 0$$

$$50x^2 + 126.3 x - 2273.5 = 0$$

$$\Delta = (126.3)^2 - 4(50) * (-2443.5) = 507128.06$$

$$X1 = -8.12 \qquad X2 = 5.69$$

$$X = 5.69$$

Moments d'Inertie :

$$I = bx^3 / 3 + 15. A_s \cdot (d - x)^2$$

$$I = \frac{100 (5.76)^3}{3} + 15 * 9.05 (18 - 5.76)^2 = 25273.74 \text{ cm}^4$$

VIII.1.5.3 Vérification des Contraintes :

Acier :

↖ D'après le B.A.E.L 91 :

La fissuration est préjudiciable

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min(2/3 f_e, 150 \eta) = 240 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} \cdot (d - x) = 105.60 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 113.60 < \bar{\sigma}_s = 240 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Béton :

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 0,6 \cdot 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_b = \frac{M_s}{I} X = 3.31 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 3.4 < \sigma_{ads} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

Sens (y,y)

$$M_s = 8.58 \text{ KN.m} \qquad A_s = 4.52 \text{ cm}^2$$

◆ Position de l'axe neutre :

$$bx^2 / 2 + 15 \cdot A_s \cdot x - 15 \cdot A_s \cdot d = 0$$

$$50x^2 + 67,8x - 1220.4 = 0$$

$$\Delta = (67.8)^2 - 4(50) * (-1220.4) = 507128.06$$

$$X_1 = -5.66$$

$$X_2 = 4.30$$

$$\mathbf{X=4.30}$$

Moments d'Inertie :

$$I = bx^3 / 3 + 15 \cdot A_s \cdot (d - x)^2 = 0$$

$$I = \frac{100 (4.30)^3}{3} + 15 * 4.52 (18 - 4.30)^2 = 15375.57 \text{ cm}^4$$

Vérification des Contraintes :

Acier :

↖ D'après le B.A.E.L 91 :

La fissuration est préjudiciable

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min(2/3 f_e, 150 \eta) = 240 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} \cdot (d - x) = 114.60 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 114.60 < \bar{\sigma}_s = 240 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Béton :

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 0,6 \cdot 25 = 15 \text{ MPa .}$$

$$\sigma_b = \frac{M_s}{I} X = 2.40 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 2.40 < \sigma_{ads} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

1. Appui de rive :

Sens (x.x)

$$M_s = -5.52 \text{ KN.m} \qquad A_s = 3.14 \text{ cm}^2$$

◆ Position de l'axe neutre:

$$bx^2 / 2 + 15 \cdot A_s \cdot x - 15 \cdot A_s \cdot d = 0$$

$$50x^2 + 47.1 x - 847.8 = 0$$

$$\Delta = (47.1)^2 - 4(50) \cdot (-847.8) = 171778.41$$

$$X_1 = -4.61$$

$$X_2 = 3.67$$

$$\mathbf{X = 3.67}$$

Moments d’Inertie :

$$I = bx^3 / 3 + 15 \cdot A_s \cdot (d - x)^2 = 0$$

$$I = \frac{100 \cdot (3.67)^3}{3} + 15 \cdot 3.14 \cdot (18 - 3.67)^2 = 11319.62 \text{ cm}^4$$

Vérification des Contraintes :

Acier :

↯ D'après le B.A.E.L 91 :

La fissuration est préjudiciable

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min(2/3 f_e, 150 \eta) = 240 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} \cdot (d - x) = 104.79 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 104.79 < \bar{\sigma}_s = 240 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Béton :

$$\bar{\sigma}_b = 0,6.Fc28 = 0,6.250 = 15MPa .$$

$$\sigma_b = \frac{Ms}{I} X = 1.79 MPa \Rightarrow \sigma_b = 1.79 < \sigma_{ads} = 15MPa \dots\dots\dots C.V.$$

2. Appui de intermédiaire :

Sens (x.x)

$$Ms = -9.03 KN.m \qquad As = 4.52 cm^2$$

♦ Position de l'axe neutre :

$$bx^2 / 2 + 15. As. x - 15. As. d = 0$$

$$50x^2 + 67.8 x - 1220.4 = 0$$

$$\Delta = (67.8)^2 - 4(50) * (-1220.4) = 248676.84$$

$$X1 = -5.66 \qquad X2 = 4.30$$

$$\mathbf{X=4.30}$$

Moments d’Inertie :

$$I = bx^3 / 3 + 15. As. (d - x) = 0$$

$$I = \frac{100 (4.30)^3}{3} + 15 * 4.52 (18 - 4.30)^2 = 15375.57 cm^4$$

Vérification des Contraintes :

Acier :

↯ D'après le B.A.E.L 91 :

La fissuration est préjudiciable

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min(2/3 Fe , 150 \eta) = 240MPa.$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I}. (d - x) = 120.61 MPa$$

$$\sigma_s = 120.61 < \bar{\sigma}_s = 240 \dots\dots\dots C.V$$

Béton :

$$\bar{\sigma}_b = 0,6.Fc28 = 0,6.250 = 15MPa .$$

$$\sigma_b = \frac{Ms}{I} X = 2.53 MPa$$

$$\sigma_b = 2.53 < \sigma_{ads} = 15MPa \dots\dots\dots C.V.$$

	Sens	Mser (kNm)	As(cm ²)	σb (MPa)	σ̄b (MPa)	σs (MPa)	σ̄s (MPa)	Vérification
Travée	x-x	15.36	8.42	3.4	15	113.06	240	OK
	y-y	8.58	4.52	2.40	15	114.60	240	OK
Appuis de rive	x-x	5.30	3.14	1.79	15	104.79	240	OK
Appui intermédiaire	x-x	9.03	4.52	2.53	15	120.61	240	OK

Tableau VIII-2 Vérification des contraintes à l'ELS

VIII.1.5.4 VIII.3.7 Vérification de la flèche

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées ci-dessous sont

Vérifiées simultanément [3]

$$\frac{h}{Lx} \geq \frac{Mt}{10M0} = 0.68 > 0.085 \dots \dots \dots cv$$

$$\frac{h}{Lx} \geq \frac{1}{27a37} = 0.68 > 0.037 \text{ a } 0.027$$

$$\frac{As}{bd} \leq \frac{2}{fe} = 4.67 \cdot 10^{-3} < 5 \cdot 10^{-3}$$

L : la portée entre nus d'appuis.

h : la hauteur totale de la section.

M0 : le moment isostatique.

Mt : le moment maximal en travée.

As : la section de l'armateur tendue correspondante.

Fe : la limite d'élasticité de l'acier.

Les trois conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

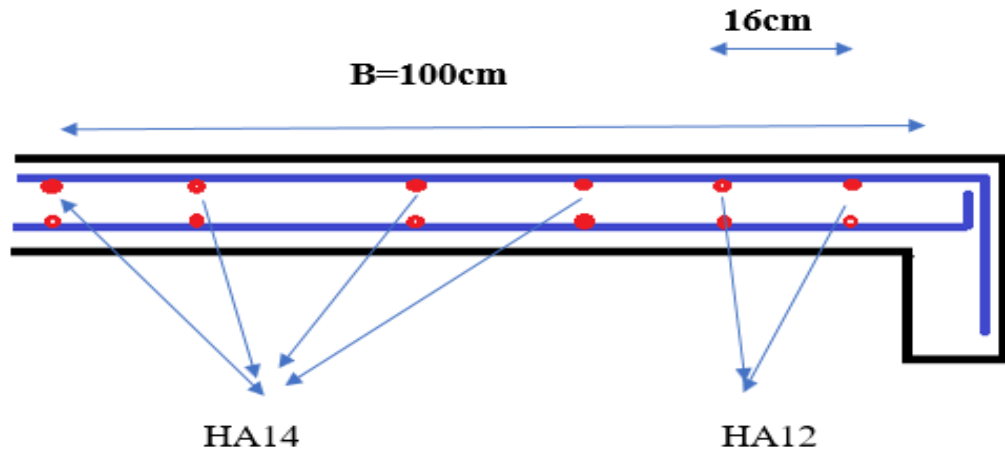


Figure VIII-2 Ferrailage du voile périphérique En travée

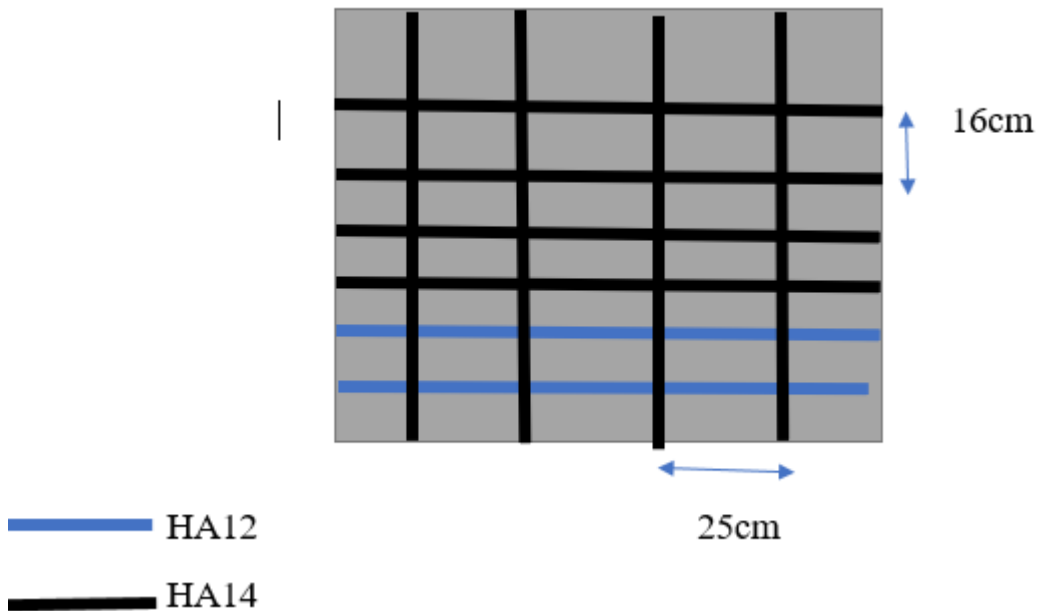


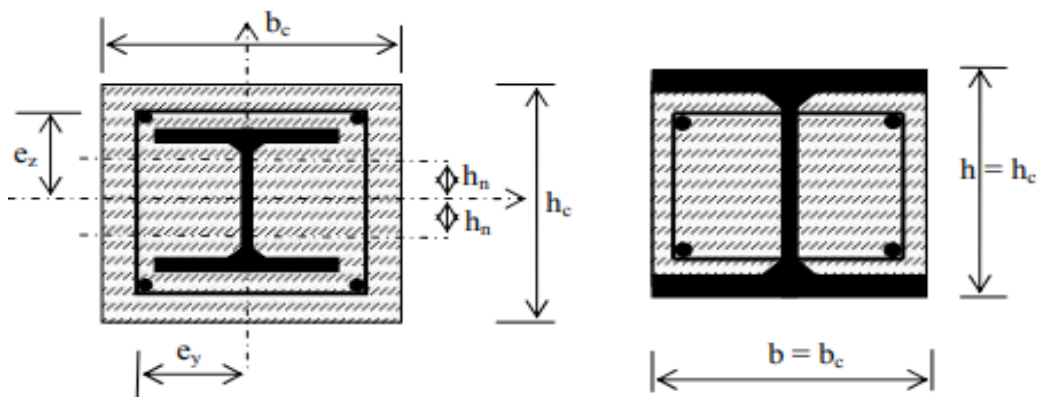
Figure VIII-3 Ferrailage du voile périphérique En travée

VIII.2. POTEAUX MIXTES ACIER-BETON :

POTEAUX MIXTES ACIER-BETON Poteaux mixtes acier-béton soumis à une compression axiale 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 âme des profilés les constituants sont enrobés d'une couche de béton. Par contre, pour les poteaux partiellement seulement l'espace entre semelles qui est rempli de béton



VIII.2.1 Méthodes de calcul

Pour le dimensionnement des poteaux mixtes acier-béton, deux méthodes sont présentées dans le règlement Européen l'EC4.

Une Méthode Générale qui prend en compte les effets du second ordre et les imperfections, applicable aux sections de poteaux non symétriques ainsi qu'à des poteaux de section variable sur leur hauteur.

Cette méthode nécessite l'utilisation d'outils de calcul numérique.

Une Méthode Simplifiée faisant aux courbes de flambement européennes des poteaux en acier qui tiennent implicitement compte des imperfections, applicable au calcul des poteaux mixtes présentant une section doublement symétrique et uniforme sur leur hauteur.

Hypothèses de calcul :

- ♦ Il y a une interaction complète entre la section en acier et la section de béton et ce, jusqu'à la ruine.
- ♦ Les imperfections géométriques et structurales sont prises en compte dans le calcul.
- ♦ Les sections droites restent planes lors de la déformation du poteau.

VIII.2.2 La Méthode Simplifiée :

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 contribution relative de la section en acier à la résistance de calcul de la section complète, à savoir $\alpha = N_{pl,Rd} / A f$, est compris entre 0,2 et 0

- ♦ L'élançement réduit λ du poteau mixte ne doit pas dépasser la valeur 2,0 ;
- ♦ Pour les sections totalement enrobées, l'aire des armatures doit au moins être égale à 0,3% de l'aire de béton et les armatures présentent des épaisseurs d'enrobage de béton satisfaisant les conditions suivantes : $40 \text{ mm} < c_y < 0,4 b_c$ et $40 \text{ mm} < c_z < 0,3 h_c$.
- ♦ Il convient que le rapport entre la hauteur h de la section et sa largeur se situe entre 0,2 et 5.
- ♦ L'aire de la section d'armature longitudinale à considérer dans les calculs ne doit pas dépasser 6% de l'aire de la section du béton

VIII.2.3 Vérification :

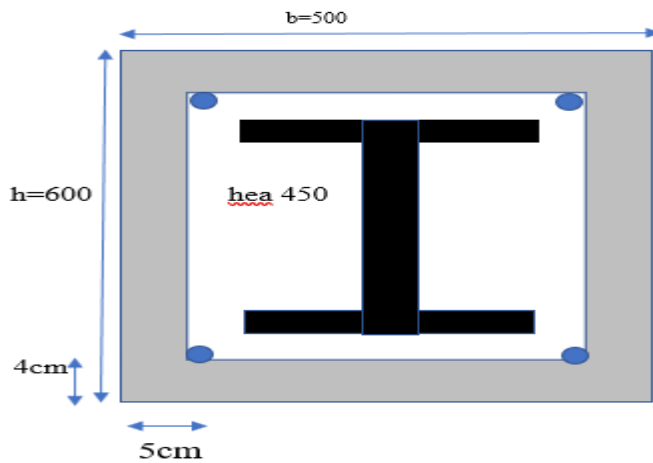


Figure VIII-4 POTEAU MIXT

Caractéristiques de la section mixte

HEA 450 : section de béton ($h=600 ; b=500$)

$$A_a=17800 \text{ mm}^2 \quad I_{ay}=63720 * 10^4 \text{ mm}^4 \quad I_{az}=9465 * 10^4 \text{ mm}^4$$

$$W_{plya}=3216 * 10^3 \text{ mm}^3 \quad W_{plza}=965.5 * 10^3 \text{ mm}^3$$

Les armatures 4φ 16 :

$$A_s (4\phi 16)= 804 \text{ mm}^2$$

Isy et Isz :

$$I_{sy}=I_y (1\text{barre}) + A_s(1\text{barre}) * d_z^2 * N_b$$

$$I_{sy}=54.35*10^6 \text{ mm}^4$$

$$I_{sz}=I_z (1\text{barre}) + A_s(1\text{barre}) *d_y^2 *N_b$$

$$I_{sz}=32.16*10^6 \text{ mm}^4$$

Wplys et Wplzs :

$$W_{plys}= A_s(\text{bar}) *d_z *n_b$$

$$W_{plys}=209040 \text{ mm}^2$$

$$W_{plzs}= A_s(1\text{bar}) *d_y *n_b$$

$$W_{plzs}=160800 \text{ mm}^2$$

Le béton (600*500) :

$$A_c=(h*b) - (A_a+A_s)$$

$$A_c=281396 \text{ mm}^2$$

Icy et Isz :

$$I_{cy}= bh^3/12 - (I_{ay}+I_{sy})$$

$$I_{cy}=8.3*10^9 \text{ mm}^4$$

$$I_{cz}= hb^3/12 - (I_{az}+I_{sz})$$

$$I_{cz}=6.12*10^9 \text{ mm}^4$$

Wplyc et wplzc:

$$W_{plyc}=bh^2/4 - (W_{plya}+W_{plys})$$

$$W_{plyc}=4.15*10^7 \text{ mm}^3$$

$$W_{plzc}=hb^2/4 - (W_{plza}+W_{plzs})$$

$$W_{plzc}=3.63*10^7 \text{ mm}^3$$

VIII.2.3.1 Vérification la résistance de flambement :

Nsd=2527.18 poteaux 38 (robot)

$$N_{sd} < x N_{plrd}$$

Pour les sections partiellement ou totalement enrobées de béton :

$$N_{plrd} = A_a \frac{f_y}{\gamma_{ma}} + A_c \frac{0.85 f_{ck}}{\gamma_c} + A_s \frac{f_{sk}}{\gamma_s}$$

$$x = \frac{1}{\varphi + \sqrt{\varphi^2 - 2}}$$

$$\varphi = 0.5 [1 + \alpha(\lambda - 0.2) + \lambda^2]$$

$$\lambda = \sqrt{N_{plr} / N_{cr}}$$

$$N_{cr} = \pi^2 (EI) / L_f^2$$

Rigidité élastique (EI) :

$$EI = E_a * I_a + 0.6 * E_{cd} * I_c + E_s * I_s$$

$$E_{cd} = E_{cm} / \gamma_c$$

$$E_{cm} = 3200 \text{ N/mm}^2$$

$$E_a = E_s = 2.1 * 10^5$$

$$\gamma_c = 1.35$$

$$E_{cd} = 23703.7 \text{ N/mm}^2$$

$$EI_y = 2.63 * 10^{14} \text{ N.mm}^2$$

$$EI_z = 1.13 * 10^{14} \text{ N.mm}^2$$

La charge critique :

$$L_f = \text{Poteau articule - encastre} \Rightarrow l_f = 0.7H$$

$$L_f = 2380 \text{ mm}$$

$$N_{cry} = 5.36 * 10^8 \text{ N}$$

$$N_{crz} = 1.95 * 10^8 \text{ N}$$

VIII.2.3.2 La résistance plastique en compression N_{plr} :

$$N_{plr} = A_a * f_y + A_c * 0.85 * f_{ck} + A_s * f_{sk}$$

$$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

$$f_{sk} = 400 \text{ MPa} \quad f_y = 235 \text{ MPa}$$

$$N_{plr} = 10.48 * 10^6 \text{ N}$$

Elancement Réduit λ :

$$\lambda_y = 0.13 < 0.2$$

$$\lambda_z = 0.23 > 0.2$$

La courbe de flambement α :

$$h/b = 1.46 > 1.2$$

$$t_f = 21 < 40$$

$$\alpha_y = 0.21$$

$$\alpha_z = 0.34$$

Calcul de ϕ :

$$\phi_y = 0.501$$

$$\phi_z = 0.531$$

Calcul de χ :

$$\chi_y = 1$$

$$\chi_z = 0.99$$

VIII.2.3.3 La résistance plastique en compression N_{plrd} :

$$\gamma_a = 1.1 \quad \gamma_c = 1.5 \quad \gamma_s = 1.1$$

$$N_{plrd} = 8068.82 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 2527.18 < \chi_y \cdot N_{plrd} = 1 \cdot 8068.82 = 8068.82 \text{ KN} \dots cv$$

VIII.2.3.4 Vérification de la résistance en flexion :

Selon l'axe (y-y)

$$M_{sdy} = 64.64 \text{ kn.m}$$

$$M_{sdy} < 0.9 \mu_y M_{plrd}$$

$$\mu_y = \frac{\chi_y - \chi_d}{1 - \chi_c \cdot \chi_y} \quad \text{si } \chi_d > \chi_c$$

$$\mu_y = 1 - \frac{1 - \chi_y \cdot \chi_d}{1 - \chi_c \cdot \chi_y} \quad \text{si } \chi_d < \chi_c$$

$$\chi_d = N_{sd} / N_{plrd}$$

$$\chi_d = 0.31$$

$$x_c = N_c / N_{plrd}$$

$$x_c = 0.49$$

donc $x_d < x_c$ $x_y = 0.99$

$$\mu_y = 1 - \frac{1 - x_y * x_d}{1 - x_c * c_y} = -0.35 < 1$$

$$\mu_y = 1$$

VIII.2.3.5 détermination de Mpldy :

$$M_{pldy} = (W_{pa} - W_{pan}) * \frac{f_y}{\gamma_a} + (W_{pc} - W_{pcn}) * \frac{0.85 f_{ck}}{2\gamma_c} + (W_{ps} - W_{psn}) * \frac{f_{sk}}{\gamma_s}$$

VIII.2.3.6 Détermination de la zone 2 hn :

On a 3 possibilités :

Axe neutre $\left\{ \begin{array}{l} \text{Dans l'âme} \\ \text{dans semelle} \\ \text{Hors section d'acier} \end{array} \right\}$

On suppose que :

L'axe neutre se trouve dans l'âme :

$$h_n = \frac{A_c f_{cd} - A_{sn} (2f_{sd} - f_{cd})}{2b_c f_{cd} + 2t_w (2f_{yd} - f_{cd})}$$

$$f_{cd} = \frac{0.85 f_{ck}}{\gamma_c} = 14.16$$

$$A_c = 281396 \text{ mm}^2$$

$$f_{sd} = \frac{f_{sk}}{\gamma_s} = 347.82$$

$$A_{sn} = 0 \text{ (la zone } 2h_n \text{ et inconnue)}$$

$$f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_a} = 213.63$$

$$h_n = 168.40 \text{ mm}$$

$$h_n = 168.40 < h/2 - t_f = \frac{440}{0} - 21 = 199 \text{ mm}$$

donc : h_n trouve dans l'âme

Détermination de W_{pan} et W_{pcn} et W_{psn} :

$$- W_{pan} = t_w * h_n^2 = 326.12 * 10^3 \text{ mm}^3$$

- $W_{psn} = \sum A di^2 = 0$ (pas d' amature dans la zone 2hn)
- $W_{pcn} = bc*hn^2 - W_{pan} - W_{psn} = 13.85*10^6$

$$M_{plrd} = 885.94 \text{ kn.m}$$

VIII.2.4 Verification:

$$M_{sdy} = 64.64 \text{ Kn.m} < 0.9 * \mu_y * M_{plrd} = 797.35 \text{ KN.m} \dots\dots C_v$$

Selon l'axe(z-z)

$$M_{sdy} = 21.48 \text{ kn.m}$$

$$M_{sdy} < 0.9\mu_z M_{plrd}$$

$$\mu_z = \frac{xy - xd}{1 - xc*cy} \quad \text{si } x_d > x_c$$

$$\mu_z = 1 - \frac{1 - xy*xd}{1 - xc*cy} \quad \text{si } x_d < x_c$$

$$x_d = N_{sd} / N_{plrd}$$

$$x_d = 0.31$$

$$x_c = N_c / N_{plrd}$$

$$x_c = 0.49$$

Donc $x_d < x_c$ $x_y = 0.99$

$$\mu_y = 1 - \frac{1 - xy*xd}{1 - xc*cy} = - 0.34 < 1$$

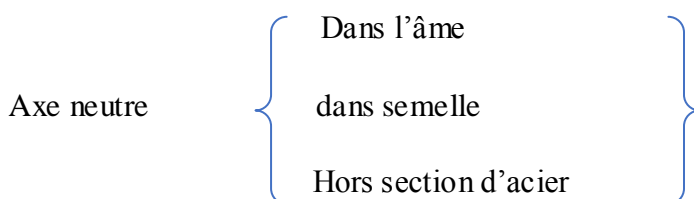
$$\mu_y = 1$$

détermination de M_{pldy} :

$$M_{pldy} = (W_{pa} - W_{pan}) * \frac{f_y}{\gamma_a} + (W_{pc} - W_{pcn}) * \frac{0.85 f_{ck}}{2\gamma_c} + (W_{ps} - W_{psn}) * \frac{f_{sk}}{\gamma_s}$$

Détermination de la zone 2 hn :

On a 3 possibilités :



On suppose que :

L'axe neutre se trouve dans l'âme :

$$h_n = \frac{A_c f_{cd} - A_{sn}(2f_{sd} - f_{cd})}{2h_c f_{cd} + 2h(2f_{yd} - f_{cd})}$$

$$f_{cd} = \frac{0.85 f_{ck}}{\gamma_c} = 14.16$$

$$A_c = 281396 \text{ mm}^2$$

$$f_{sd} = \frac{f_{sk}}{\gamma_s} = 347.82$$

$$A_{sn} = 0 \text{ (la zone } 2h_n \text{ est inconnue)}$$

$$f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_a} = 213.63$$

$$h_n = 20.29 \text{ mm}$$

$$h_n = 20.29 \text{ mm} < t_w/2 = \frac{11.5}{2} = 5.7 \text{ mm} \dots\dots \text{ cnv}$$

donc : h_n ne trouve pas dans l'ame

L'axe neutre se trouve dans l'semelle :

$$h_n = \frac{A_c f_{cd} - A_{sn}(2f_{sd} - f_{cd}) + t_w(2t_f - h)(2f_{yd} - f_{cd})}{2h_c f_{cd} + 4t_f(2f_{yd} - f_{cd})}$$

$$h_n = 41.24 \text{ mm}$$

$$t_w/2 = 5.7 \text{ mm} < h_n = 41.24 \text{ mm} < b/2 = \frac{300}{2} = 150 \text{ mm}$$

donc : h_n trouve dans la semelle

détermination de W_{pan} et W_{pcn} et W_{psn} :

$$- W_{pan} = 2 t_f * h_n^2$$

$$= 71.43 * 10^3 \text{ mm}^3$$

$$- W_{psn} = \sum A d_i^2 = 0 \quad (\text{pas d' amature dans la zone})$$

$$- W_{pcn} = h_c * h_n^2 - W_{pan} - W_{psn} = 949.50 * 10^3 \text{ mm}^3$$

$$M_{plrd} = 726.78 \text{ kn.m}$$

Verification

$$M_{sdz} = 21.48 \text{ Kn.m} < 0.9 * \mu_z * M_{plrd} = 654.10 \text{ KN.m} \dots\dots \text{ cv}$$

IX Etude des fondations :**IX.1. Introduction :**

Une fondation se définit comme la partie d'un bâtiment ou d'un ouvrage de travaux publics qui assure la transmission dans le sol des charges (poids propre, forces climatiques, sismiques et charges d'exploitation) de celui-ci.

Les fondations d'un bâtiment représentent un enjeu essentiel de sa construction, car elles forment la partie structurelle qui assure sa portance et permet de contrôler les tassements dus aux charges qu'il applique au sol et les infiltrations dues à la présence éventuelle d'eau dans le terrain.

Suivant la capacité portante du sol, l'environnement de l'ouvrage à fonder, les forces mises en jeu et les tassements admissibles, le constructeur choisira une solution du type fondation superficielle, semi-profonde ou profonde, qui diffèrent par leur niveau de fondation, leur géométrie et leur fonctionnement.

IX.1.1 Fonctions assurées par les fondations :

Les éléments de fondations ont pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par les éléments de la structure (poteaux, murs, voiles...).

Dans le cas le plus général, un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation (supposée horizontale) :

- ↯ Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient en principe de connaître les valeurs extrêmes.
- ↯ Une force horizontale résultant, par exemple, de l'action du vent, ou du séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- ↯ Un couple qui peut être de grandeur variable et s'exercer dans des plans différents.

IX.2. Choix de type de fondations :

Le choix du type de fondation dépend en général de plusieurs paramètres dont on cite :

- ↯ Type d'ouvrage à construire.
- ↯ Les caractéristiques du sol support.
- ↯ La nature et l'homogénéité du sol.
- ↯ La capacité portante du terrain de fondation.
- La charge totale transmise au sol.
- L'aspect économique.

IX.3. Calcul des fondations :

Nous proposons en premier lieu de vérifier la condition suivante qui nous permet de choisir soit des semelles isolées, des semelles filantes ou un radier général :

$$\sigma_{max} \leq \sigma_{sol}$$

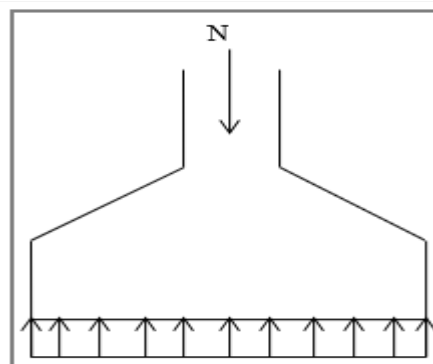


Figure IX-1 Semelle isolée sous poteau

Tel que :

$$\sigma_{max} = \frac{N_{ser}}{S_{nec}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{nec} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

Les résultats des efforts normaux appliqués aux fondations sont récapitulés dans le tableau suivant :

Éléments	Nsd	Éléments	Nsd
1136	448,13	1162	806,50
1138	651,68	1164	1248,94
1140	605,56	1166	1100,19
1142	1021,64	1168	652,20
1144	1098,91	1170	605,65
1146	692,08	1172	1021,79
1148	805,97	1174	1024,99
1150	1247,25	1176	675,77
1152	1024,96	1178	871,32
1154	675,78	1180	768,45
1156	871,69	1182	768,95
1158	447,54	1186	868,99
1160	689,94	1189	870,34

Tableau IX-1 Effort normal appliqué aux fondations

IX.3.1 Semelles isolées :

On adoptera une semelle homothétique. C'est-à-dire que le rapport de A sur B est égal au

rapport de 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 $S = \frac{N}{\sigma_{sol}}$

Avec :

$\bar{\kappa} A = \sqrt{S}$

$\bar{\kappa} \sigma_{sol} = 1,5 \text{ bars}$ (D'après le rapport géotechnique).

Le calcul se fait pour le nœud le plus sollicité ayant l'effort normal maximum :

$$N_{ser} = 1248.94 \text{ kN}$$

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{semelle}} \leq \sigma_{sol}$$

$$S_{semelle} = \frac{1248.94}{150} = 8.37 \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow A = B = \sqrt{S} = 2.88 \text{ m}$$

On prend : $A = B = 3 \text{ m}$

➤ Vérification de l'interférence entre deux semelles :

$$L_{min} \geq 1,5 \times B$$

Avec :

$\bar{\kappa} L_{min}$: l'entraxe minimum entre deux poteaux. ($L_{min} = 2.09 \text{ m}$).

$\bar{\kappa} A = B = 3 \text{ m}$

$\Rightarrow 1,5 \times B = 4.5 \text{ m} \geq L_{min} = 2.09 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Non vérifiée}$

Remarque :

D'après les résultats, il y a chevauchement des semelles, on passe alors à l'étude des semelles filantes.

IX.3.2 Semelles filantes :

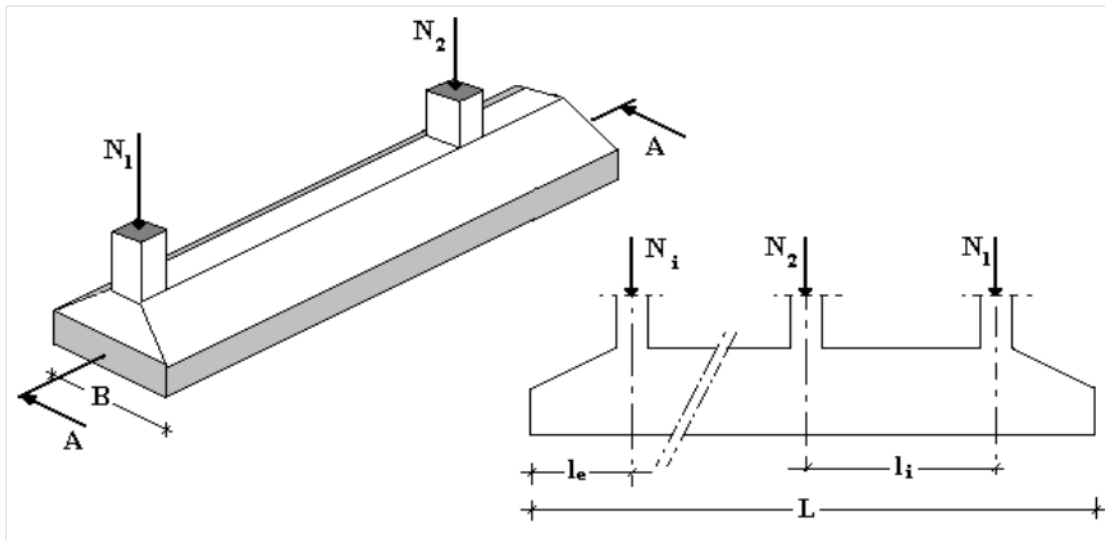


Figure IX-2: Semelles filantes sous poteaux

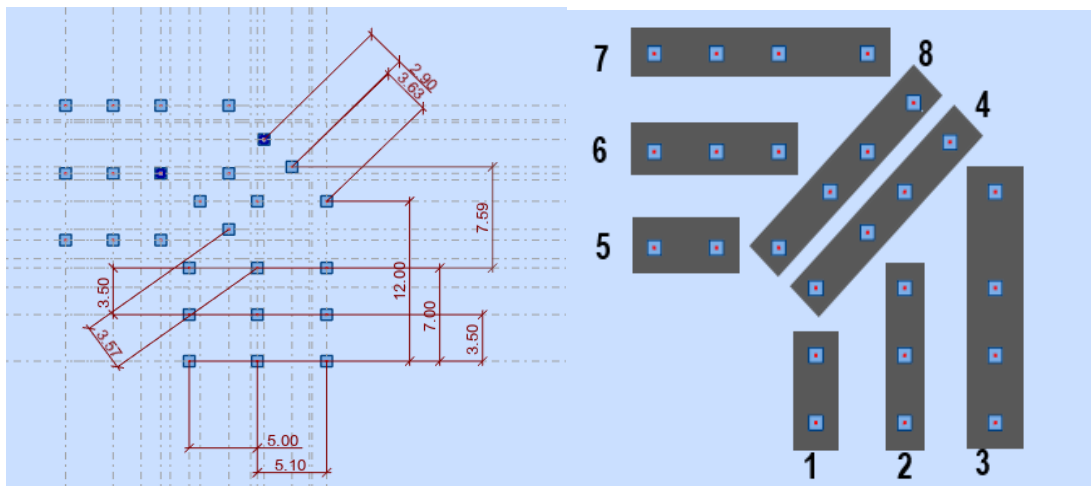


Figure IX-3 les semelles filants

Les résultats des efforts des sections des semelles et des efforts sont récapitulés dans le tableau suivant :

Semelles filantes					
Files	Nsd	L(m)	B(m)	B choisie (m)	S (m ²)
1 et 5	1464,73	3,5	2,78	3	10,5
2 et 6	2747,12	7	2,62	3	21
3 et 7	2344,93	12	1,30	1,5	18
4 et 8	3182,19	7,59	2,79	3	22,8

Tableau IX-2 Récapitulatif des sections de semelles filantes et des efforts normaux

IX.3.3 Vérification de l'interférence entre deux semelles :

$$L_{min} \geq 1,5 \times B$$

Avec :

↖ L_{min} : l'entraxe minimum entre deux poteaux. ($L_{min} = 2.09 \text{ m}$).

↖ $A = B = 3 \text{ m}$

↗ $1,5 \times B = 4,5, \text{m} \geq L_{min} = 2.09 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Non vérifiée}$

Remarque :

D'après les résultats, il y a chevauchement des semelles, on passe alors à l'étude du radier général.

IX.4. Radier général :

IX.4.1 Prédimensionnement du radier :

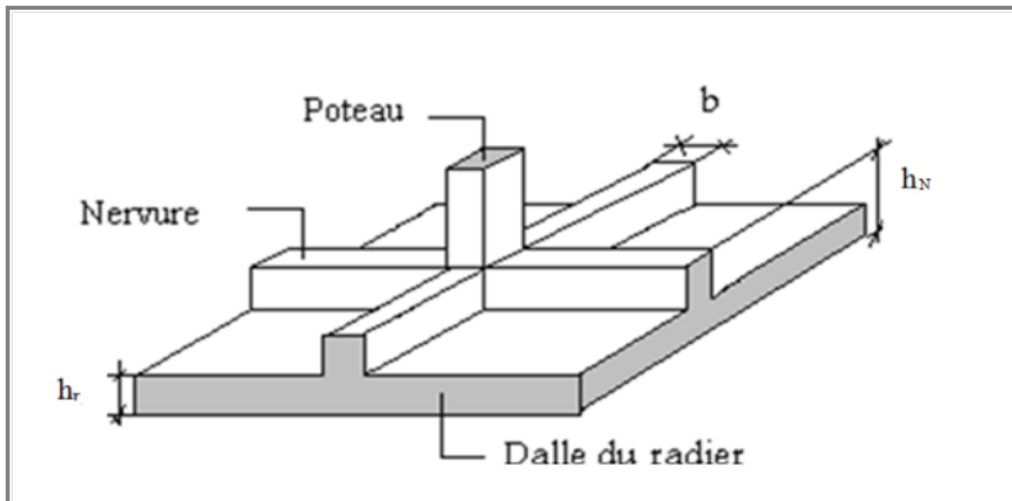


Figure IX-4 Radier général nervuré

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 sera raidie par des nervures croisées.

Dans notre cas, on a opté pour un radier nervuré (plus économique que pratique). L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux.

Donnés :

- $\bar{\kappa}$ Poids propre de la fondation $\approx 10\%$ de G
- $\bar{\kappa}$ $\bar{\sigma}_{sol} = 1,5 \text{ bars}$ (D'après le rapport du sol)
- $\bar{\kappa}$ $K_{sol} = 40 \text{ MPa}$ pour un sol de densité moyenne
- $\bar{\kappa}$ $E_{b\acute{e}ton} = 20\,000 \text{ MPa}$
- $\bar{\kappa}$ $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
- $\bar{\kappa}$ $\gamma_{b\acute{e}ton} = 25 \text{ kN/m}^3$
- $\bar{\kappa}$ $FeE400$
- $\bar{\kappa}$ $C_1 = C_2 = 5 \text{ cm}$
- $\bar{\kappa}$ $b=1$: Largeur de la semelle par bande d'un mètre ($b=1 \text{ m}$).

IX.4.1.1 Surface nécessaire :

Pour déterminer la surface du radier, il faut que :

$$\sigma_{max} \leq \sigma_{sol}$$

Tel que :

$$\sigma_{max} = \frac{N_{ser}}{S_{nec}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{nec} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

Avec :

$$\bar{\kappa} N_{ser} = 21565.20 \text{ kN (Obtenu à partir de la modélisation).}$$

$$\bar{\kappa} \sigma_{sol} = 1,5 \text{ bars}$$

$$\Rightarrow S_{nec} \geq 143.76 \text{ m}^2$$

La section nécessaire est inférieure à celle du bâtiment (273.98 m^2).

Donc on prend section de radier $S_{rad} = 273.98 \text{ m}^2$

On ajoute au radier un débord minimal de largeur Ld d'après les règles du **BAEL 91**, qui sera calculé comme suit :

$$Ld \geq \max(h_{ner} ; 30\text{cm}) \geq \max(75 \text{ cm} ; 30 \text{ cm}) = 50 \text{ cm}$$

Soit un débord de $Ld = 50 \text{ cm}$ sur les quatre cotés.

La surface totale du radier devient $S_{rad} = 304.60 \text{ m}^2$

IX.4.1.2 Epaisseur de la dalle :

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

- ◆ Condition forfaitaire :

$$\frac{L_{max}}{25} \leq h_1 \leq \frac{L_{max}}{20}$$

Avec :

↖ L_{max} : La longueur maximale entre les axes des poteaux.

↖ $L_{max} = 5.10m$

$$20.4 \text{ cm} \leq h_1 \leq 25.5 \text{ cm}$$

On prend $h_1 = 25 \text{ cm}$

$$\text{On aura: } h_2 > \sqrt[3]{\frac{3K * (\frac{2L_{max}}{\pi})^4}{E}} = 18.83 \text{ cm}$$

$$h_2 = 20 \text{ cm}$$

On prend : $h_{min} = 25\text{cm}$

- ◆ Condition de cisaillement :

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,1 f_{c28}}{4 \text{ MPa}}\right) = 2,5 \text{ MPa}$

Avec :

$$\bar{\tau}_u T_u = \frac{q \times L}{2}$$

$$\bar{\tau}_u q = \frac{N_u \times 1ml}{S_{rad}}$$

$$\bar{\tau}_u N_u = N_u(\text{superstructure}) + N_u(\text{sous-sol}) = 29890.04 + (68.27 * 3.4 * 25) * 1.35 + 1.5 * 4 * 273.98 = 39367.86\text{kN}$$

$$\bar{\tau}_u \text{ Largeur de la semelle } b = \frac{\frac{5.1 * 5}{2 * 2}}{1} = 5,05 \text{ m}$$

Donc on a :

$$\bar{\tau}_u L = 5.10m$$

$$\bar{\tau}_u b_{sf} = 5,05 \text{ m}$$

$$\tau_u = \frac{q \times L}{2 \times b \times d} = \frac{N_u \times L \times 1ml}{2 \times S_{rad} \times b_{sf} \times d} = \frac{N_u \times L}{2 \times S_{rad} \times b_{sf} \times (0,9h)} \leq \bar{\tau}_u$$

$$h_2 \geq \frac{N_u \times L \times 1ml}{2 \times S_{rad} \times b_{sf} \times (0,9\bar{\tau}_u)} = 32 \text{ cm}$$

Le choix final :

$$h \geq \max(h_1; h_2) = 40 \text{ cm}$$

IX.4.2 Dimensionnement des nervures :

IX.4.2.1 Condition de coffrage (largeur de la nervure) :

$$b \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{510}{10} = 51 \text{ cm}$$

Donc on opte **b=55 cm**

IX.4.2.2 Hauteur de la nervure :

Condition de la flèche :

La hauteur des nervures se calcule par le critère de résistance :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$$

On a :

$$L_{max} = 5.1 \text{ m}$$

$$34 \text{ cm} < h_n < 51 \text{ cm} \rightarrow h_1 = 40 \text{ cm}$$

Condition de la raideur :

Pour étudier la raideur de la dalle du radier, on utilise la notion de la longueur élastique définie par l'expression suivante : $L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$

$$\text{Avec : } L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$$

I: Inertie de la section transversale du radier ($I = \frac{bh^3}{12}$)

E: Module d'élasticité du béton (prendre en moyenne $E=20000 \text{ MPa}$).

b=I: Largeur de la semelle par bande d'un mètre ($b=1 \text{ m}$).

K: Coefficient de raideur du sol ($0,5 \text{ kg/cm}^3 \leq K \leq 12 \text{ kg/cm}^3$).

On pourra par exemple adopter pour **K** les valeurs suivantes :

- ♦ $K=0,5 [\text{kg/cm}^3]$ → pour un très mauvais sol.
- ♦ $K=4 [\text{kg/cm}^3]$ → pour un sol de densité moyenne.

♦ $K=12[\text{kg}/\text{cm}^3]$ → pour un très bon sol.

$$\text{On aura : } h_n \geq \sqrt[3]{\frac{3K\left(\frac{2L_{max}}{\pi}\right)^4}{E}}$$

AN:

$$K=4[\text{kg}/\text{cm}^3]$$

$$L_{max}=6m$$

$$h_n \geq \sqrt[3]{\frac{3 \times 0,04 \left(\frac{2 \times 5100}{\pi}\right)^4}{20000}} \Rightarrow h_n \geq 87,4 \text{ cm} \Rightarrow h_2 = 90 \text{ cm}$$

Condition de poinçonnement :

$$N_u \leq 0,045 U_c h_n f_{c28}$$

Avec :

N_u : Effort normal du poteau le plus sollicité ($N_u = 1728,62 \times 1,1 = 1901,48 \text{ KN}$)

U_c : Périmètre de contour au niveau de feuillet moyen ($U_c = 2[(a+b)+2h]$)

a, b : Dimensions du poteau du RDC (**100 x 80**).

$$N_u \leq 0,045(4a + 4h)h_n f_{c28}$$

$$\Rightarrow h_n \geq 30,10 \Rightarrow h_3 = 40 \text{ cm}$$

Conclusion :

$$h_n \geq \text{Max}(h_1; h_2; h_3) \geq \text{Max}(40; 90; 40) = 90 \text{ cm}$$

On prend : $h_n = 90 \text{ cm}$

Le choix :

- Épaisseur de la dalle du radier $h = 40 \text{ cm}$

Les dimensions de la nervure : $\begin{cases} h_n = 90 \text{ cm} \\ b = 55 \text{ cm} \end{cases}$

IX.4.3 Caractéristiques géométriques du radier :

IX.4.3.1 Position du centre de gravité :

$$\left\{ \begin{array}{l} X_G = 10.35 \text{ m} \\ Y_G = 10.35 \text{ m} \end{array} \right.$$

a. Moments d'inertie :

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{xx} = 38165.88 \text{ m}^4 \\ I_{yy} = 38165.88 \text{ m}^4 \end{array} \right.$$

IX.4.4 Vérifications Nécessaires :

IX.4.4.1 Vérification de la stabilité du radier :

Selon **RPA99/version 2003(Art.10.1.5)** , quel que soit le type de fondation (superficielle ou profonde) nous devons vérifier que l'excentrement des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié du centrale de la base des éléments de fondation résistant au reversement.

$$e = \frac{M_r}{Nr} \leq \frac{B}{4}$$

Avec :

↯ N : Charge verticale permanente : $Nr = N_1 + N_2$

↯ N_1 : Poids propre de la structure.

↯ N_2 : Poids propre du radier : $N_2 = \rho_b \times S_{rad} \times h$

↯ M_R : Moment de renversement dû aux forces sismique : $M_R = \sum M_0 + V_0 h$

↯ M_0 : Moment à la base de la structure.

↯ V_0 : L'effort tranchant à la base de la structure.

↯ h : Profondeur de l'ancrage de la structure.

On a

$$N_1 = 15716.29 * 1.1 = 17287.92 \text{ kN (robot)}$$

$$N_2 = 25 * 304.6 * 0.4 = 3046 \text{ KN}$$

$$N_r = 20333.92 \text{ kN}$$

➤ Sens x-x :

$$\bar{\kappa} M_{0x} = 53892,94 \text{ kN.m}$$

$$\bar{\kappa} V_{0x} = 2176,23 \text{ kN}$$

$$\bar{\kappa} h = 3.4 \text{ m}$$

$$\bar{\kappa} B_x = 27.02 \text{ m}$$

Donc :

$$M_R = 61292.12 \text{ kN.m}$$

$$e_x = \frac{M_r}{N_r} = 3.01 \text{ m} \leq \frac{B}{4} = 6.75 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

➤ Sens y-y :

$$\bar{\kappa} M_{0y} = 46014,22 \text{ kN.m}$$

$$\bar{\kappa} V_{0y} = 2538,99 \text{ kN}$$

$$\bar{\kappa} h = 3.4 \text{ m}$$

$$\bar{\kappa} B_y = 15.43 \text{ m}$$

Donc :

$$M_R = 54646.78 \text{ kN.m}$$

$$e_y = \frac{M_r}{N} = 2.69 \text{ m} \leq \frac{B}{4} = 3.85 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Conclusion

Notre structure est stable dans les deux sens

IX.4.4.2 Vérification des contraintes sous le radier :

Le rapport du sol nous offre la contrainte de sol $\sigma_{sol}=1.5$ bars.

a. Sollicitation du premier genre : On doit vérifier que $\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{21565.20}{304.6} = 70.80 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = 70.80 \text{ kN/m}^2 \leq \bar{\sigma}_{sol} = 150 \text{ kN/m}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

b. Sollicitation du second genre :

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M}{I} V$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M}{I} V$$

Avec : σ_1 : Contrainte maximale du sol.

σ_2 : Contrainte minimale du sol.

- Si $\sigma_2 > 0$: la Répartition est trapézoïdale ; La contrainte au quart de la largeur de la semelle, ne doit pas dépasser la contrainte admissible σ_{sol} ($\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$).
- Si $\sigma_2 = 0$: la Répartition est triangulaire ; La contrainte σ_1 ne doit pas dépasser

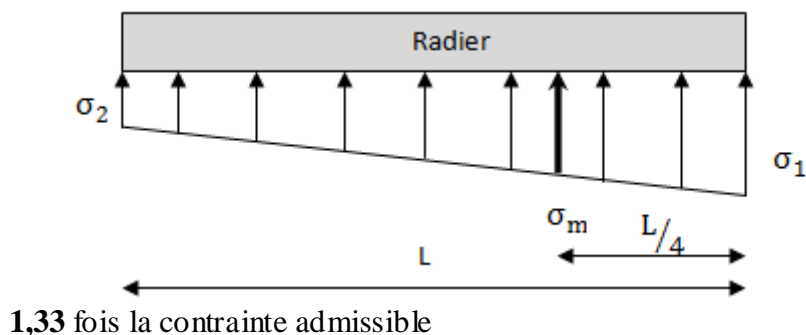


Figure IX-5 Contraintes sous le radier.

Avec :

$$I_{xx} = 38165.88 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = 38165.88 \text{ m}^4$$

♦ **ELU:**

$$N_u = N_u (\text{structure}) + N_u (\text{infrastructure})$$

$$N_u = 39367.86 \text{ kN}$$

M : le moment de renversement.

- $M_x = 61292.12 \text{ kN.m}$

- $M_y = 54646.78 \text{ kN.m}$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 150 \text{ kN/m}^2$$

	σ_1 (kN/m^2)	σ_2 (kN/m^2)	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right)$ (kN/m^2)
Sens x-x	145.86	112.62	165.71
Sens y-y	144.06	114.42	165.26
Vérification	$\sigma_1^{max} < 1,5 \sigma_{sol} = 225$	$\sigma_2^{min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1,33 \sigma_{sol} = 199.5$

Tableau IX-3 Contraintes sous le radier à l'ELU.

Conclusion :

Les contraintes sont vérifiées suivant les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

ELS:

$$N_s = 21565.20 \text{ kN}$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 150 \text{ kN/m}^2$$

	σ_1 (kN/m^2)	σ_2 (kN/m^2)	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right)$ (kN/m^2)
Sens x-x	87.70	53.90	92.72
Sens y-y	85.62	55.98	92.20
Vérification	$\sigma_1^{max} < 1,5 \sigma_{sol} = 225$	$\sigma_2^{min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1,33 \sigma_{sol} = 199.5$

Tableau IX-4 Contraintes sous le radier à l'ELS.

Conclusion :

Les contraintes sont vérifiées suivant les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

IX.5. Ferrailage de la dalle 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.

IX.5.1 Ferrailage de la dalle du radier :

Valeur de la pression sous radier :

ELU : $q_u = \sigma_m^u \cdot 1m = 165.71 \text{ kN/m}$

ELS: $q_{ser} = \sigma_m^{ser} \cdot 1m = 92.72 \text{ kN/m}$

IX.5.1.1 Calcul des efforts :

Le calcul des efforts de la dalle se fait selon la méthode de calcul des dalles reposant sur 04 cotés.

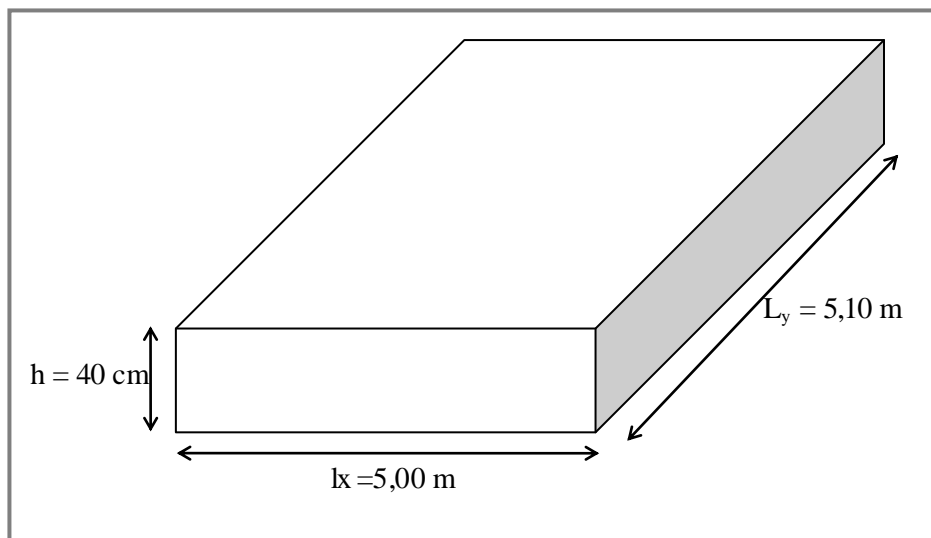


Figure IX-6 Panneau de la dalle du radier.

IX.5.1.2 Calcul des moments :

Pour le calcul, on suppose que les panneaux reposent sur les nervures ; d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis comme suit :

♦ **Panneau de rive**

- Moment en travée :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tx} = 0,85M_x \\ M_{ty} = 0,85M_y \end{array} \right.$$

- Moment sur appuis :
$$\begin{cases} M_{ax}=M_{ay}=0,3M_x & \text{(appui de rive)} \\ M_{ax}=M_{ay}= 0,5M_x & \text{(appui intermédiaire)} \end{cases}$$

♦ **Panneau intermédiaire**

- Moment en travée :
$$\begin{cases} M_{tx}= 0,75M_x \\ M_{ty}= 0,75M_y \end{cases}$$

- Moment sur appuis : $M_{ax}=M_{ay}=0,5M_x$

Le panneau le plus sollicité est un panneau de rive avec : $L_x = 5m ; L_y = 5.1m$

Alors : $0,4 < \frac{L_x}{L_y} = \frac{5}{5.1} = 0,98 \leq 1,0 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

$$\rho = 0,98 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0384 \\ \mu_y = 0,9545 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 159.08 kNm$$

$$M_y = \mu_y M_x = 151.84 kNm$$

Moments en travées :

$$M_{tx}=0,85M_x=135.22 \text{ kN.m}$$

$$M_{ty}=0,85M_y=129.08 \text{ kN.m}$$

Moments sur appuis :

$$M_{ax} =0,5M_x= 79.54 \text{ kN.m}$$

$$M_{ay} =0,5M_y= 75.92 \text{ kN.m}$$

ELU : $\Leftrightarrow = 0$

L_x (m)	L_y (m)	$\frac{L_x}{L_y}$	μ_x	μ_y	q_u (kN/m)	M_x (kN.m)	M_{tx} (kN.m)	M_y (kN.m)	M_{ty} (kN.m)	M_a (kN.m)
5.00	5.10	0,98	0,0384	0,9545	165.71	159.08	135.22	151.84	129.08	79.54

Tableau IX-5 Calcul des moments à l'ELU

ELS : $\Leftrightarrow = 0.2$

L_x (m)	L_y (m)	$\frac{L_x}{L_y}$	μ_x	μ_y	q_{ser} (kN/m)	M_x (kN.m)	M_{tx} (kN.m)	M_y (kN.m)	M_{ty} (kN.m)	M_a (kN.m)
5.00	5.10	0,98	0,0457	0,9694	92.72	105.93	90.04	102.69	87.28	52.96

Tableau IX-6 Calcul des moments à l'ELS

IX.5.2 Ferrailage de la dalle :

b=100cm ; h=40cm ; d=36cm ; f_e=400 MPa ; f_{c28}=25 MPa ; f_{t28}=2,1MPa ; σ_s=348Mpa

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

	Sens	M _u (kNm)	μ	α	Z(cm)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)	Esp (cm)
Travée	x-x	135.22	0,0736	0.0957	34.62	11.23	6T16	12.06	16
	y-y	129.08	0,0703	0,0912	34.68	10.70	6T16	12.06	16
Appuis	x-x	79.54	0,0433	0,0554	35,20	6.50	6T14	6.79	16
	y-y	75.92	0,0413	0,0528	35,23	6.19	6T14	6.79	16

Tableau IX-7 Ferrailage des panneaux du radier.

Espacement :

En Travée :

Sens x-x et y-y : $esp = \frac{100}{6} = 16.66\text{cm} < \text{Min}\left(\frac{3h}{33\text{cm}}\right) = 33\text{cm} \dots \dots \dots \text{Vérifié}$

On prend : $esp = 16\text{cm}$

En Appuis :

Sens x-x et y-y : $esp = \frac{100}{6} = 16,66 \text{ cm} < \text{Min}\left(\frac{3h}{33\text{cm}}\right) = 33\text{cm} \dots \dots \dots \text{Vérifié}$

On prend : $esp = 16\text{cm}$

IX.5.2.1 Vérification nécessaires :

➤ **Condition de non fragilité :**

$h = 40 \text{ cm} ; b = 100\text{cm}$

$A_{s \text{ min}} = 0,23 \text{ bd} \frac{f_{t28}}{f_e} = 4.34 \text{ cm}^2 < 12,06 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

➤ Vérification des contraintes à l'ELS :

On doit vérifier que :

$$\begin{cases} \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \end{cases}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa \\ \sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\begin{matrix} \frac{2}{3} f_e \\ \text{Max} \left(\frac{240}{110 \sqrt{r.f_{tj}}} \right) \end{matrix} \right) = 240 MPa \end{cases}$$

♦ Position de l'axe neutre & Moment d'inertie :

On suppose que l'axe neutre se trouve dans la table de compression :

alors : $\frac{b}{2} y'^2 + nA'_s(y' - c') - nA_s(d - y') = 0$ (Cas d'une section rectangulaire)

y' : est la solution de l'équation de deuxième degré puis on calcul le moment d'inertie

$$\Delta = b^2 - 4ac \text{ avec } \begin{cases} a = \frac{b}{2} \\ b = n \cdot A'_s + n \cdot A_s \\ c = n(c' \cdot A'_s + d \cdot A_s) \end{cases}$$

Les racines sont : $y'_{1,2} = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a}$

$$I = \frac{b}{3} y'^3 + nA_s(y' - c')^2 + nA_s(d - y')^2$$

Avec :

$$n = \frac{E_s}{E_b} = 15$$

	Sens	M_{ser} (kN.m ²)	A_s (cm ²)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Obs
Travée	x-x	92.720	12.06	10,36	4.90	15	Ok	210.36	240	Ok
	y-y	92.20	12.06	10.36	4.87	15	Ok	209.18	240	Ok
Appuis	x-x	52.96	6.79	8.07	3.52	15	Ok	209.04	240	Ok
	y-y									

Tableau IX-8 Vérification des contraintes à l'ELS

IX.5.3 Ferrailage des nervures :

IX.5.3.1 Calcul des efforts :

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire.

On a : $M_0 = \frac{pL^2}{8}$

$$\begin{cases} \text{En travée : } M_t = 0,85M_0 \\ \text{Sur Appuis : } M_a = 0,50 M_0 \end{cases}$$

♦ Calcul des armatures :

$b = 55\text{cm} ; h = 90\text{ cm} ; d = 81\text{cm}$

➤ Sens porteur (x-x) :

$L = 5.00\text{ m} ; q_u = 165.71\text{ kN/m} ; M_0 = 517.84\text{ kN}$

	M_u (kN/m^2)	μ	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm^2)	Choix	A_s^{adp} (cm^2)
Travée	440.16	0,086	0,112	77.34	16.35	4T25	19.63
Appuis	258.92	0,050	0,065	78.89	9.43	4T20	12,57

Tableau IX-9 Ferrailage des nervures sens porteur

➤ Sens non porteur (y-y) :

$L = 5,10\text{ m} ; q_u = 165.71\text{ kN/m} ; M_0 = 538.86\text{ kN}$

	M_u (kN/m^2)	μ	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm^2)	Choix	A_s^{adp} (cm^2)
Travée	458.03	0,089	0,117	77.19	17.05	4T25	19.63
Appuis	269.43	0,052	0,067	78.80	9.83	4T20	12.57

Tableau IX-10 Ferrailage des nervures sens non porteur

IX.5.3.2 Vérification nécessaires :

➤ **Condition de non fragilité :**

$h = 90\text{ cm} ; b = 55\text{cm}$

$A_{s\ min} = 0,23\ bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 5.97\text{ cm}^2 < 12,06\text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$

➤ **Vérification des contraintes à l'ELS :**

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

	Sens	M_{ser} (kN.m)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Obs
Travée	x-x	246.26	19.63	25.71	1480228	4,25	15	Ok	160	240	Ok
	y-y	256.21	19.63	25.71	1480228	4.45	15	Ok	166.9 2	240	Ok
Appuis	x-x	144.86	12.57	21.26	1030956	2.99	15	Ok	144.8 7	240	Ok
	y-y	150.73	12.57	21.26	1030956	3.11	15	Ok	150.7 4	240	Ok

Tableau IX-11 Vérification des contraintes à l'ELS

IX.5.4 Vérification de la contrainte tangentielle du béton :

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u = \min(0,1f_{c28} ; 4MPa) = 2,5 MPa$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$T_u = \frac{P_u L}{2} = \frac{165.71 \times 5.1}{2} = 422.56 kN$$

$$\tau_u = \frac{422.56 \times 10^3}{550 \times 810} = 1.04 < \bar{\tau}_u = 2,5 MPa \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Armature transversales :

- ♦ Selon les **RPA 99 version 2003** :

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{tj}K}{0,8f_e} \quad (K = 1 \text{ Pas de reprise de bétonnage})$$

$$S_t \leq \min(0,9d ; 40cm) = 40cm$$

$$\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2} ; 0,4 MPa\right) = 0,52MPa$$

- ♦ Selon le **BAEL 99** :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0$$

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4} ; 12 \phi_t\right) = 24 cm \dots \dots \dots \text{Zone nodale}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 45 cm \dots \dots \dots \text{Zone Courante}$$

Avec :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = 2\text{cm}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} ; \sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPas} ; FeE400 ; b = 55\text{cm} ;$$

$$h = 90 \text{ cm} ; d = 0,9h = 81 \text{ cm} ; \tau_u = 1.04 \text{ MPa}$$

On Trouve :

$$S_t = 15 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante}$$

$$A_t = 4.125 \text{ cm}^2$$

On prend :

$$A_t = 6T10 = 4.71\text{cm}^2$$

♦ **Armature de peau :**

D'après le **BAEL 99** :

Les armatures de peau sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne pour les poutres de grande hauteur, il y'a lieu de prévoir des armatures de peau, dont la section dépend du préjudice de la fissuration. En effet on risquerait en l'absence de ces armatures d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées par les armatures longitudinales inférieures et supérieures .Pour ces armatures, les barres à haute adhérence sont plus efficaces que le ronds lisses.

$$n \text{ a } A_p = 3 \text{ cm}^2 / \text{m} \text{ Pour les armatures de peau : } A_p = 3 \times 0.9 = 2.7\text{cm}^2$$

$$\text{On prend : } 3T12 = 3.39\text{cm}^2$$

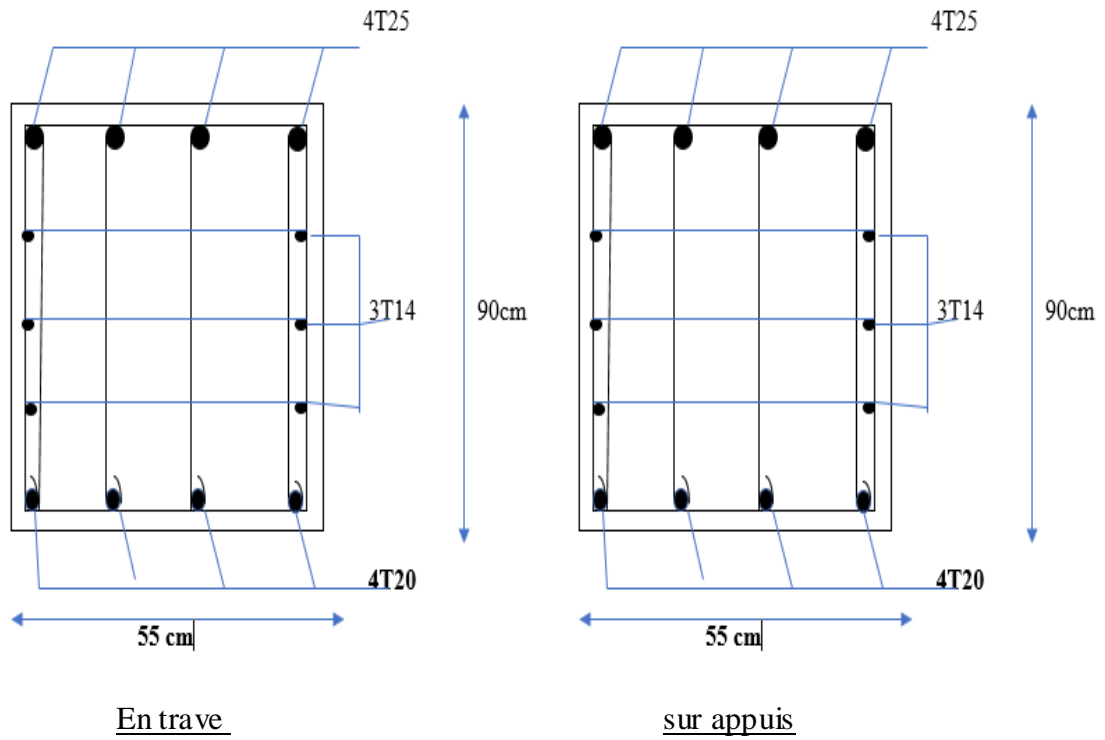


Figure IX-7 Ferrailage des nervures sens porteur

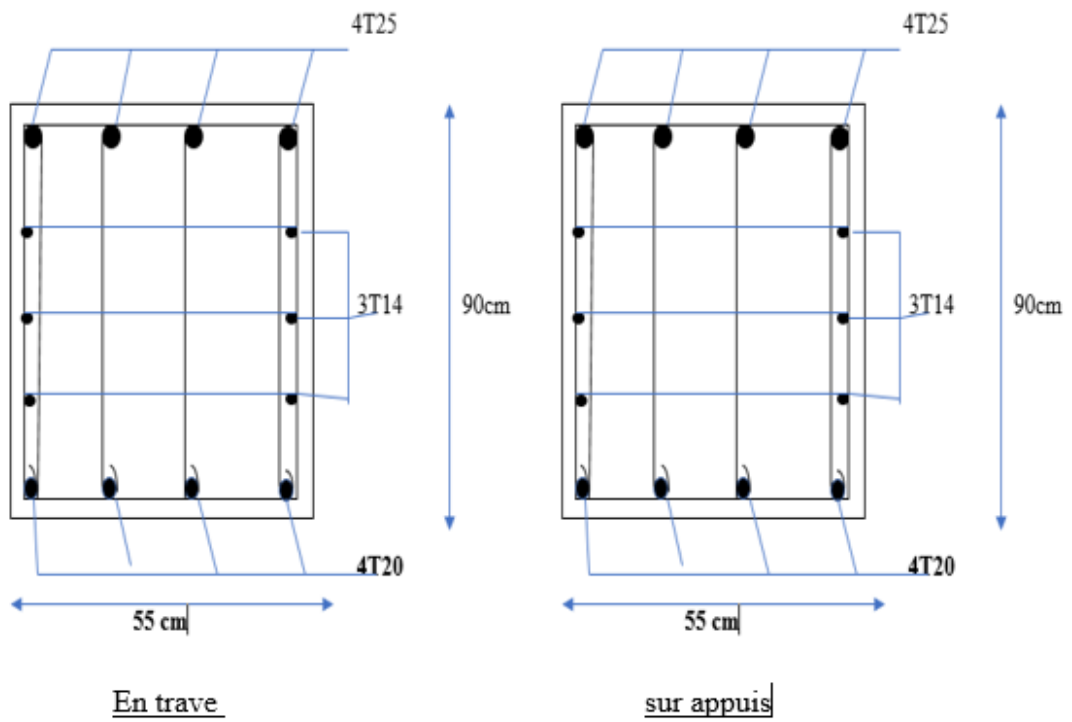


Figure IX-8 Ferrailage des nervures sens non porteur

IX.6. Ferrailage du débord :

Le débord du radier est assimilé à une console de longueur $L = 0,5m$, le calcul du ferrailage se fait pour une bande de $1m$ à l'ELU.

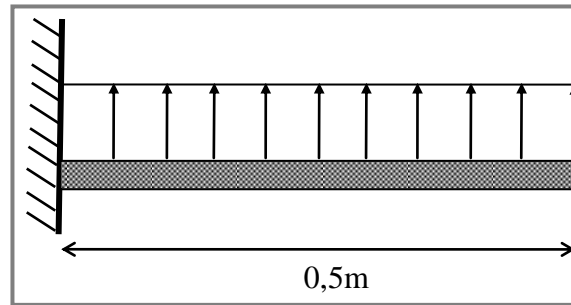


Figure IX-9 Schéma statique des débords

♣ **Calcul du ferrailage :**

$$q_u = 165.71 \text{ kN/ml} ; b = 100 \text{ cm} ; h = 40\text{cm} ; f_{c28} = 25\text{MPa} , \sigma_{bc} = 14,17\text{MPa}.$$

$$M_u = \frac{q_u l^2}{2} = 20.71 \text{ kN.m} ; \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

M_u (kN/m^2)	μ	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm^2)	Choix	A_s^{adp} (cm^2)
20.71	0,011	0,014	35.80	1.64	6T10	4,71

Tableau IX-12 Calcul du ferrailage du débord

LE FERRAILAGE DES NERVURES

On prend : $6T10 = 4.71 \text{ cm}^2$, $S_t = 16 \text{ cm}$

❖ Vérifications nécessaires :

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{s\min} = 0,23 bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 4.34 \text{ cm}^2 < 4.71 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

➤ **Armatures de répartition :**

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1,17 \text{ cm}^2 \leq A_r \leq 2,35\text{cm}^2$$

On prend : $4T8 = 2,01\text{cm}^2$, $S_t = 25 \text{ cm}$

➤ **Vérification des contraintes à l'ELS :**

$q_{ser} = 92.20 \text{ kN/ml} ; M_{ser} = 11.52 \text{ kN.m}$

M_{ser} (kN.m)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	<i>Obs</i>	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	<i>Obs</i>
11.52	4.71	6.84	88 353	0.89	15	Ok	64.87	240	Ok

Tableau IX-13 Vérifications des contraintes à l'ELS

➤ **Vérification de la flèche :**

Il n'est pas nécessaire de procéder à la vérification de la flèche si les trois conditions citées ci dessous sont toutes vérifiées simultanément :

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_x} \end{array} \right\} \text{Or : } \left\{ \begin{array}{l} 0,5 > 0,062 \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \\ 0,0009 \leq 0,0105 \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \\ 0,5 \geq 0,1 \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \end{array} \right.$$

Les trois conditions sont satisfaites, il n y pas lieu de vérifier la flèche

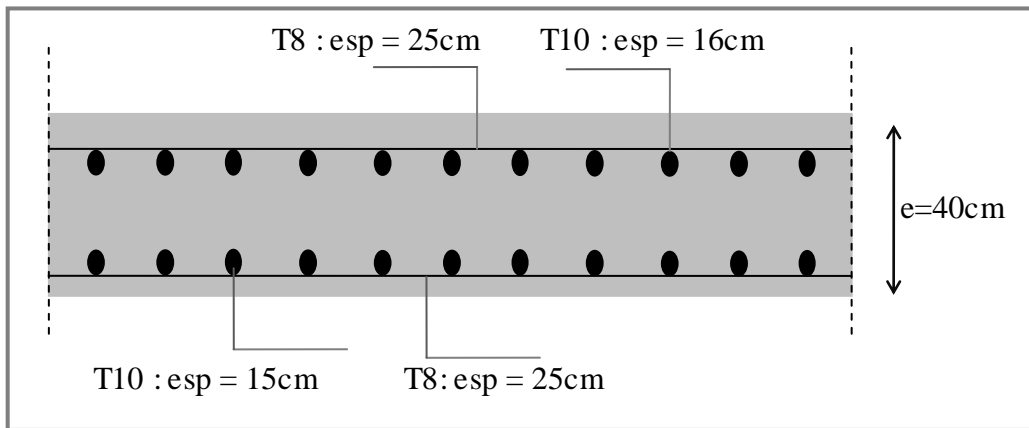


Figure IX-10 Ferrailage du débord

Conclusion générale

L'étude de ce projet est notre première vraie épreuve avant de s'insérer dans la vie active, ce projet nous a permis d'un côté d'assimiler les différentes techniques et logiciel de calcul de structure par élément finis, ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment.

Ce travail nous a permis de voir au détail l'ensemble des étapes à suivre dans le calcul d'un bâtiment, ainsi que le choix de ces éléments et leurs dimensionnements, donc la conception du bâtiment.

En effet, la réalisation d'un ouvrage ne peut se faire sans qu'on fait une bonne étude "un ouvrage bien conçu est un ouvrage bien étudié et bien réalisé" Les conclusions auxquelles a abouti le présent travail, sont résumées dans les points suivants :

- L'analyse tri dimensionnelle d'une structure irrégulière est rendue possible grâce à l'outil informatique et au logiciel performant de calcul, à savoir le **robot** versions 14

Grâce au logiciel **robot**, l'estimation (la modélisation) de la masse de la structure peut être faite avec un grand degré de précision.

- Nous avons approfondi nos connaissances en matière d'application des règlements et des certaines méthodes Tel que : Eurocode III et IV, L'Eurocode IX, CCM97, RPA99 etc

-La collaboration entre le béton et l'acier dans les planchers mixtes à diminuer les dimensions des profilés des poutres et des solives et augmenter leur résistance (en termes de flèche).

-Le vent, comme le séisme, peut engendrer des dégâts importants dans les constructions, ce qui fait de l'étude au vent une étape très importante dans les calculs des structures métalliques. Le règlement neige & vent est utilisé pour calculer la pression due au vent.

-L'analyse sismique constitue une étape déterminante dans la conception parasismique des structures. En effet des modifications potentielles peuvent être apportées sur le système de contreventement lors de cette étape. Rappelons que dans notre cas, c'est une structure auto stable qui a été pré dimensionnée. Le renforcement de cette dernière, nous a amené vers une structure contreventée

-La chose qui distingue la construction métallique c'est les assemblages, ces derniers doivent être calculés et vérifiés d'une manière claire et explicite tout en respectant les règlements utilisés en Algérie.

-Ce projet nous a permis d'acquérir des connaissances nouvelles sur les méthodes de calcul et d'études des structures ; même sur la pratique des logiciels comme **robot** ; AUTOCAD.