

République Algérienne démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement supérieur et de la Recherche scientifique

UNIVERSITE SAAD DAHLAB DE BLIDA 1

Faculté de technologie

Département de Génie Civil



MEMOIRE DE MASTER EN GENIE CIVIL

Spécialité: structures

ETUDE D'UN CENTRE COMMERCIAL EN
CHARPENTE METALLIQUE

R+4+2SS

ET PLANCHER CAISON

Soutenu par

Mr. SIDIBE Gaoussou Mr. KANFO sidi Oumar

Dirigé par :

Mr SLITANE M.

USDB de Blida

Président

Mr RHAMANI K.

USDB de Blida

Examineur

Mr FERDJANIO.

USDB de Blida

Promoteur

REMERCIEMENT

AL-HAMDULILAH ;

Nous commençons tout d'abord à rendre grâce à ALLAH le tout puissant, de nous avoir donné la santé, force et le courage d'avoir pu finir ce modeste travail.

Nous exprimons particulièrement toute notre reconnaissance à notre promoteur Mr FERDIANI. OMAR, de n'avoir ménagé aucun effort en tout lieux et à tout moment afin de nous guider, conseiller, rediriger, bref de nous avoir encadré dûment.

Nous avons tenu également à adresser nos sincères remerciements à tous les professeurs du département pour la connaissance et l'orientation reçues d'eux.

Egalement, nos considérés remerciements aux membres du jury pour avoir accepté d'examiner notre travail, examination suite à laquelle nous avons enrichi le projet à travers leurs propositions et remarques apportées.

Nous ne pouvons finir sans remercier spécialement nos parents, pour toute l'amour et l'affection qu'ils nous ont apportées, amour qui nous a accompagnée et qui nous a permise d'arriver là aujourd'hui.

Résumé :

Le but de notre étude a consisté à étudier un centre commercial en charpente métallique (R+4+2SS) ayant une forme irrégulière. Les planchers des sous-sols sont en plancher caisson.

Le projet est implanté dans la wilaya de Blida, considérée comme une zone de forte sismicité (dénommée zone III) dans le règlement parasismique Algérien 99 révisé en 2003.

Pour pouvoir palier aux effets néfaste du séisme sur la structure, nous avons adopté un système de contreventement en palées triangulées en X, leur mise en œuvre et conception répondant aux normes du RPA99 ver 2003 et du CCM97.

Pour la modélisation et le calcul des efforts sismiques, nous avons utilisé le logiciel de calcul par éléments finis ROBOTBAT structurel qui permet également de faire la vérification des éléments structuraux ainsi que les assemblages des éléments.

MOTS CLES : charpente métallique, études sismique, plancher caisson

موجز

(4 / طابق أرضي / طابق سفلي 2) الهدف من هذا الدراسة يتمثل في دراسة مركز تجاري يتم بناؤه على إطار اتالمعدنية ذات شكل غير منتظم، بلاطات الطوابق السفلية يتم إنجازها ببلاطات مدعومة متباينة النظام الرباعي.

RPA 99\2003 حسب قواعد الدليل (3 منطقة رقم) المشروع وأنجز في ولاية البلدية المعنية بمنطقة جدز لولاية

يتم إنجاز هو تصميمه حسب طبقوا قواعد الدليل X لكي يمكن التحكم في الأثر الزلزالي المطبقة على البنية اعتمادا على نظام التمدد عيما الرباعي من نوع RPA99/2003 و CCM97

الذي يسمح أيضا بحساب تأكيد العناصر الرئيسية للبناءية وتجميعها robotbat لقولبة وتصميم وحساب القوالب الزلزالية استعمالنا البرنامج

الكلمات الرئيسية : الإطار المعدني، دراسة زلزالية، أرضية مربع

Abstract:

Technical advances in the 19th century revolutionized the iron craft, which in turn revolutionized the construction and architectural sector.

This is why nowadays, the use of the metal frame knows an exponential rise, this is why we generally meet the metal frame in the construction of shopping malls, industrial buildings etc.

Algeria is a country which has experienced earthquakes historically and which continues to experience it, which means that the use of the frame complies with the realities on the ground and therefore the seismic regulations in force, steel being a material with high tensile and compressive strength therefore makes it a stressed tool.

The aim of this project is to study a shopping center with metallic frame structure (R+4+2SS) having an irregular shape. The floors of the basement are in waffle slab.

The project is located in the wilaya of Blida, considered as zone of strong seismicity (called zone III) in the Algerian Earthquake Standard RPA99 revised 2003.

The structure studied is a building for commercial use of irregular shape, consisting of two (2) underground levels for parking (R-2) as well as four (4) superstructure levels (R + 4).

The two (2) basements will be converted into parking spaces with a surface area of 3,175.52 m².

The ground floor and the 1st floor will be intended for commerce; the 2nd floor will be for leisure use, the 3rd and 4th floors will be for offices.

The work is presented as a large-scale structure not only through its capacity to accommodate on the one hand and on the other hand for its multiple services (Games, Catering, etc.)

The structure is mixed, that is to say that the infrastructure is in reinforced concrete while the superstructure is in a metal frame.

It is located in Beni Mered, Wilaya de Blida, in a zone of strong seismicity "zone III" according to the classification of zones established by RPA 99 (modified in 2003), and of site S2 (firm site) as mentioned in the report. Geotech.

To mitigate the effects of the earthquake on the structure, we have adopted a bracing system in shaped triangular steps, their implementation and design meeting the standards of RPA ver 2003 and CCM97.

For the modeling and the calculation of the seismic forces, we used the structural finite element calculation software ROBOBAT which also makes it possible to verify the structural elements as well as the assemblies of the elements.

Regarding our study, each part or major stage has its specificities, in the first parts, we speak in general about everything concerning the materials used including steel and concrete, and also the structural presentation in plan and in elevation of the structure through the pre-dimensioning to the dynamic study and assembly.

The dynamic study is done by introducing the previously prepared response spectrum which contains all the seismic information necessary for the dynamic study.

A new concept is introduced which concerns the box floor, which we will see below.

There is the infrastructure, a platform designed to allow the transmission of forces from the structure to the ground without causing significant deformation or rupture at ground level.

Finally a general conclusion at the end of the work.

KEY WORDS: metal frame, seismic study, waffle slab

TABLEAU DE TABLEAUX

Tableau I-1 : Caractéristique des nuances d'acier	16
---	----

Tableau II-1 CHARGE PERMANENTE DU PLANCHER TERRASSE **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau II-2 CHARGE PERMANENTE PLANCHER COURANT.....	20
Tableau II-3 :Caractéristiques du profilé IPE 550.....	22
Tableau II-4:Tableau des caractéristiques du profilé IPE 600.....	32
Tableau II-5 : choix final des éléments.....	40
Tableau II-6 : Descente des charges	42
Tableau II-7 : choix final	43
Tableau III-1 : Valeur du critère de qualité	51
Tableau III-2: Tableau périodique	52
Tableau III-3 : tableau periodique.....	54
Tableau III-4 : vérification de l'effort tranchant a la base.....	55
Tableau III-5 : déplacement inter-étage.....	56
Tableau III-6 : effet P-delta.....	56
Tableau III-7 : justification de R.....	57
Tableau IV-1: Efforts résistants	61
Tableau IV-2 : Verification.....	62
Tableau IV-3 : Efforts résultants.....	62
Tableau IV-4 : Verification.....	63
Tableau IV-5 : Efforts resultants.....	63
Tableau IV-6 : Vérification.....	63
Tableau IV-7 : Poteaux plus sollicités	64
Tableau IV-8 : : Vérification.....	65
Tableau IV-9 : Choix final.....	65
Tableau IV-10 : Choix Final.....	68
Tableau V-1 : Caractéristiques des boulons.....	71
Tableau V-2 : caractéristique de HEA550 et IPE550	73
Tableau V-3 : Caractéristiques des profilés	77
Tableau V-4 : Caractéristiques du profilé HEA450.....	86
Tableau V-5 : Caractéristiques du profilé (HEA700 – HEA700).....	90
Tableau VI-1 : Ferrailage des poteaux du sous-sol.....	98
Tableau VI-2 : Choix des armatures transversales pour les poteaux	101
Tableau VI-3 : Vérification des contraintes pour les poteaux.	102
Tableau VI-4 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux	103
Tableau VI-5 : Ferrailage du voile périphérique	106
Tableau VI-6 : Vérification des contraintes du voile périphérique du sous-sol.	108
Tableau VI-7 : Ferrailage de la dalle caisson.	110
Tableau VII-1 : Vérifications des contraintes sous le radier à l'ELS.	118
Tableau VII-2 : Section des armatures du radier	120
Tableau VII-3 vérification des contraintes du radier	121
Tableau VII-4 : Vérification des contraintes du radier	121

LISTE DES FIGURES

Figure I-1: Vue en coupe du bâtiment	3
Figure I-2 : : vue générale du bâtiment.....	3
Figure I-3 : Vue en perspective du bâtiment.....	3
Figure I-4 : plancher mixte	4
Figure I-5 : caractéristiques du bac d'acier	6
Figure I-6 : éléments de coffrage.....	8
Figure I-7 : données pour le pré-dimensionnement du caisson	10
Figure I-8 : Photos illustrant le coffrage.....	11
Figure I-9 : : Photos illustrant le décoffrage	11
Figure I-10 : Escalier	12
Figure I-11 : facade.....	13
Figure II-1 : schéma de la largeur effective	21
Figure II-2 : solive du plancher terrasse	22
Figure II-3: diagramme du moment flechissant du solive	23
Figure II-4 : diagramme de l'effort tranchant du solive	24
Figure II-5 : diagramme de la flèche.....	26
Figure II-6 : montage poutre/dalle mixte	27
Figure II-7 : diagramme du moment.....	28
Figure II-8 : diagramme de l'effort tranchant.....	29
Figure II-9 : Schéma de la poutre principale la plus sollicitée.	31
Figure II-10: diagramme des moments flechissants	33
Figure II-11 : diagramme de l'effort tranchant.....	34
Figure II-12 : montage poutre/dalle mixte	36
Figure II-13 : diagramme moment.....	36
Figure II-14 : diagramme effort tranchant	37
Figure II-15: poteau le plus sollicité	40
Figure II-16 : loi de degression.....	41
Figure III-1 : schéma su spectre de réponse.....	47
Figure III-2: bâtiment sans contreventements.....	52
Figure III-3 :Modèle 3D avec contreventement.....	53
Figure III-4 : disposition des voiles	54
Figure III-5: sens des trois premiers modes.....	55
Figure IV-1 PHENOMENE DE FLEMBEMENT ETDE DEVERSEMENT	59
Figure IV-2:Diagramme de moment.....	66
Figure IV-3: Diagramme d'efforts tranchants	67
Figure IV-4: Diagramme moment fléchissant	67
Figure IV-5: Diagramme moment fléchissant	68
Figure V-1: Assemblages boulonnés	72
Figure V-2 : Assemblages par soudure Fonctionnement par adhérence.....	72
Figure V-3 : assemblage poutre/solive	74
Figure V-4 : Assemblage Poteau-Poutre.....	77

Figure V-5 : Distribution des boulons sur la platine.....	78
Figure V-6 : Schéma assemblage Poteau HEM700 – Poutre HEA550.....	79
Figure V-7 : Assemblage soudé Poutre–Platine.....	83
Figure V-8 : Assemblage Pied de Poteau.....	86
Figure VI-1: Ferrailage poteau sous-sol.....	99
Figure VI-2 : Les Dimensions du voile périphérique.....	105
Figure VI-3 : schéma de ferrailage.....	109
Figure VI-4: Ferrailage Plancher Caisson.....	111
Figure VII-1: vue générale du radier.....	116
Figure VII-2 : Contraintes sous le radier.....	118
Figure VII-3: Ferrailage radier /Vue sens X-X.....	120
Figure VII-4:radier sous chargement ultime.....	122
Figure VII-5 :vérification du poinçonnement dans SAFE.....	123

NOTATION ET NOMENCLATURE

A : une dimension (en générale longitudinale)

Aa : aire de la section de la poutre en acier de construction

Ab : aire du béton

Ac = beff x tc : aire de la section de la dalle en béton

Af : aire de la semelle de la section de la poutre en acier de construction.

As : aire de la section des armatures situées à l'intérieur beff

Av : l'aire de cisaillement de l'élément en acier.

Aw : aire de l'âme de la section de la poutre en acier de construction.

a : largeur du poteau

R: coefficient de comportement de la structure.

B : largeur de la semelle.

beff : largeur utile de la dalle en béton

b : une dimension transversale (longueur d'une section)

bi : la moitié de l'entraxe de demi poutres

d : diamètre de la tige des goujons

e : Excentricité .

Eb : module de déformation longitudinal du béton.

Ec : = Ea n : module d'élasticité du béton

Ecm : module d'Young du béton

Ei : module d'élasticité instantanée.

Ev : module d'élasticité différée.

f : résistance d'un matériau (avec indice), flèche.

FB : la pression diamétrale

Fcj : résistance caractéristique à la compression du béton âge de « j » jours Fc28 ,

ft28 : grand deux précédentes avec j = 28 jours

Fck : valeur caractéristique de la résistance à la compression du béton

fe : limite d'élasticité de l'acier

F_{tj} : résistance caractéristique à la traction du béton âge de « j » jours

F_{sk} : valeur caractéristique de la limite d'élasticité des acier d'armatures

$F_{sd} = f_{sk} \gamma_s$: résistance de calcul d'acier de construction

F_u : contrainte ultime de l'acier des goujons

G : action des charges permanentes

$G = E 2 (1+\nu)$: module d'élasticité transversale

G_b : poids propre du béton frais

h_c : distance du centre de gravité de la dalle à la liaison acier-béton

h_p : distance du centre de gravité des armature à la liaison acier-béton

h : hauteur de la semelle.

h : hauteur total de la poutre mixte

h_a : hauteur total de la poutre en acier

h_e : hauteur d'étage

i : rayon de giration d'une section

I : moment d'inertie en général

I_a : moment d'inertie de la section en acier

I_t : inertie de torsion

I_w : facture de gauchissement

I_z : inertie de flexion

j : nombre de jours

K : module de réaction

K : coefficient en générale

L : distance entre axe appui

L_{max} : portée maximale

L_e : longueur élastique

L_f : longueur de flambement

L_0 : distance approximative entre les points de moment fléchissent nuls

M_0 : moment en travée libre.

M_t : moment total.

M_{ap} : moment en appui.

M_{pl} : moment résistance ultime dans la région des moment

M_{ser} : moment de calcul service

M_u : moment de calcul ultime

N : effort normal

N_i : efforts normaux de gauche à droit.

N_t : effort normal total.

n : coefficient d'équivalence acier-béton ; grandeur exprimée par nombre entier

P_q : pénalité à retenir dans la détermination du coefficient

P_{1rd} : résistance dans le béton qui entour le goujon

P_{2rd} : force dans le goujon

Q : surcharge d'exploitation

R : coefficient comportement

T : période fondamentale de la structure effort tranchant

t_c : épaisseur de la dalle en béton

t_f : épaisseur de la semelle

t_w : épaisseur de l'âme

V : force sismique

V_1 : effort de cisaillement

V_{ef} : l'effort total de cisaillement longitudinal de calcul

$V_{pl, Rd}$: l'effort tranchant plastique de résistance

V_{sd} : effort tranchant sollicitant

W : poids total de la structure

W_p : l'effort normal du au poids propre

$W_{pl y}$: module plastique de flexion autour de l'axe y

$W_{pl z}$: module plastique de flexion autour de l'axe Z

TABLE DES MATIERES

CHAPITRE 1 : présentation générale

I. Présentation du projet :	3
A. Description de la structure :	3
1. Les caractéristiques géométriques :	3
a) Dimensions en élévation :	3
b) Dimensions en plan :	3
2. Structure horizontale :	4
a) Plancher mixte :	4
(1) Dalle en béton :	5
(2) Bac en acier :	5
(3) Connexion poutre-dalle:	6
b) Plancher caisson :	6
(1) Avantages du plancher caisson :	7
(2) Inconvénients du plancher caisson :	7
(3) Coffrage :	7
(4) Evaluation de l'épaisseur et de la quantité de béton :	9
3. Système de contreventement :	12
4. Les escaliers :	12
5. Les façades :	12
6. Les assemblages :	13
7. Les fondations :	13
8. Règlements techniques utilisés :	13
B. Caractéristiques mécaniques des matériaux :	14
1. Béton :	14
a) Résistance à la compression :	14
b) Résistance à la traction : [ART/A – 2 .12. BAEL 91]	14
c) Module de déformation :	14
(1) Module d'élasticité longitudinale :	14
(2) Module d'élasticité instantané « E_{ij} » : [ART/ A–2.1.21 BAEL 91]	14
(3) Module d'élasticité différé « E_{vj} » : [ART–2.1.22 BAEL 91].	14

(4) Module d'élasticité transversale :	14
d) Coefficient de Poisson :	15
e) Contrainte admissible de compression du béton: [Art. A.2.1.12 BAEL91]	15
f) Contrainte limite ultime de cisaillement :	15
2. Acier :	16
a) Caractéristiques mécaniques des aciers de construction :	16

CHAPITRE 2: PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS RESISTANTS

II. Introduction :.....19

A. Evaluation des charges et surcharges :	19
1. L'évaluation des charges Permanentes :	19
2. Charges d'exploitation :	20
B. Predimensionnement du plancher collaborant :	20
1. Phase de construction :	20
2. Phase finale :	21
3. Largeur effective du plancher collaborant :	21
C. Pré-dimensionnement des solives :	22
1. Solive de plancher terrasse :	22
a) Phase de construction :	23
(1) Combinaison de charge :	23
(2) Vérification de la résistance à la flexion :	23
(3) Vérification de l'effort tranchant :	24
(4) Vérification de l'interaction :	24
(5) Vérification du déversement :	24
(6) Condition de flèche :	25
b) Phase finale :	26
(1) Position de l'axe neutre plastique :	27
(2) Vérification de la résistance à la flexion :	28
(3) Vérification de l'effort tranchant :	28
(4) Vérification de l'interaction :	29
(5) Vérification de la rigidité :	29
(6) Calcul des connecteurs :	29
(7) Classification du profilé :	30

2. Solive de plancher courant :	31
D. Pré-dimensionnement des poutres porteuses :	31
1. Phase de construction :	32
a) Calcul des réactions des solives :	32
b) Vérification de la résistance à la flexion :	33
c) Vérification de l'effort tranchant :	33
d) Vérification du déversement :	34
e) Vérification de la rigidité :	34
2. Phase finale :	34
a) Calcul des réactions des solives :	35
b) Position de l'axe neutre plastique :	35
c) Vérification de la résistance à la flexion :	36
d) Vérification de l'effort tranchant :	36
e) Vérification de l'interaction :	37
f) Vérification de la rigidité :	37
g) Calcul des connecteurs :	38
h) Vérification au voilement :	39
E. Pré-dimensionnement des poteaux :	40
1. Les charges permanentes :	41
2. Les charges d'exploitation :	41
a) Loi de dégression des charges d'exploitation :	41
3. Calcul des descentes de charges :	41
a) Calcul des sollicitations :	42

CHAPITRE 3: ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE

III. But de l'étude sismique :	45
A. Description du logiciel de calcul :	45
B. Choix de la méthode de calcul :	45
1. Méthode statique équivalente :	45
a) Principe de la méthode :	45
b) Domaine d'application :	46
2. Méthode d'analyse modale spectrale :	46
a) Principe de la méthode :	46

b) Principe de la méthode :	46
C. Modélisation de la masse :	48
D. Evaluation de la force sismique :	48
1. Coefficient d'accélération de la zone « A »:	49
2. Facteur d'amplification dynamique :	49
3. Coefficient de comportement global de la structure « R »:	50
4. Facteur de qualité « Q »:	50
5. Calcul de W :	51
E. Modèle initial de la structure :	52
1. Période et participation massique :	52
F. Résultats de l'analyse dynamique et sismique:	53
1. Période et participation massique :	54
2. Vérification de l'effort tranchant à la base :	55
3. Vérification des déplacements inter-étages :	56
4. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ :	56
5. Justification du coefficient de comportement :	57

CHAPITRE 4: VERIFICATION DES ELEMENTS RESISTANTS

IV. Introduction :	59
A. Flambement :	59
B. Déversement :	59
1. Combinaison des charges :	60
2. Les étapes de vérification du flambement :	60
3. La longueur de flambement :	60
4. Les vérifications:	61
C. Vérification des poteaux vis-à-vis du déversement :	64
1. Combinaison des charges :	64
2. Etapes de vérification au déversement :	64
3. Les vérifications :	65
D. Vérification des poutres principales :	66
1. Les poutres principales intermédiaires (terrasse) :	66
a) Vérification de la résistance à la flexion après l'étude sismique :	66
b) Vérification à l'effort tranchant après l'étude sismique :	66

(1) Vérification à l'interaction de l'effort tranchant :	67
2. Poutre principale (étage courant) :	67
a) Vérification de la résistance à la flexion après l'étude sismique :	67
b) Vérification à l'effort tranchant après l'étude sismique.....	68
(1) Vérification à l'interaction de l'effort tranchant :	68
E. Vérification des palées triangulées en X :	69

CHAPITRE 5: VERIFICATION DES ASSEMBLAGES

V. Rôle des assemblages :	71
A. Fonctionnement des assemblages :	71
1. Le boulonnage :	71
2. Le soudage :	72
a) Coefficients partiels de sécurité [1] (art. 6 .1.1)	72
b) Coefficient de frottement [1] (art. 6 .5.6 .3)	73
3. Types d'assemblage :	73
B. Assemblage Poutre-Solive :	73
1. Pré-dimensionnement des boulons :	74
2. Disposition constructive des boulons :	75
3. Résistance des boulons au cisaillement (côté poutre porteuse) :	75
4. Résistance des cornières au cisaillement :	76
5. Résistance des cornières à la pression diamétrale :	76
6. Résistance de la poutre principale à la pression diamétrale :	76
C. Assemblage Poteau-Poutre :	76
1. Choix de diamètre des boulons :	77
2. Disposition constructive des boulons :	78
3. Détermination des efforts dans les boulons :	79
4. Vérification de la résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant :	80
5. Moment résistant effectif de l'assemblage :	80
6. Résistance de l'âme du poteau en traction :	81
7. Résistance de l'âme de poteau en compression :	81
D. Vérification de la soudure :	82
1. Calcul de l'épaisseur du cordon sur la semelle :	82
2. Calcul de l'épaisseur du cordon sur l'âme :	83

3.	Les suppositions :	83
4.	Détermination l'épaisseur de la soudure :	84
5.	Vérification de l'effort tranchant :	85
6.	Vérification du moment :	85
E.	Assemblage Pied de Poteau :	85
1.	Introduction :	85
2.	Choix des cordons de soudures :	87
3.	Épaisseur de la platine de calcul :	87
4.	Vérification de la résistance de calcul de plaque d'assise :	87
5.	Calcul de la section efficace A_{eff} :	88
6.	Calcul de la résistance à l'effort axial N_{sd} :	88
7.	Vérification de la résistance de cisaillement :	88
8.	Vérification de la tige d'ancrage :	88
F.	Assemblage Poteau-Poteau (HEA700-HEA700) :	89
1.	Caractéristiques du poteau HEA700 :	89
2.	Détermination des efforts dans le boulon :	90
3.	Vérification du moment résistant de l'assemblage :	90
4.	Résistance de l'assemblage à l'effort tranchant :	91
5.	Vérification de la pression diamétrale :	92

CHAPITRE 6: FERRAILLAGE DES ELEMENTS DU SOUS SOL

VI.	Généralités :	96
A.	Ferraillage des poteaux :	96
1.	Introduction :	96
2.	Ferraillage des poteaux :	96
a)	Poteau central du sous-sol 1 :	97
b)	Poteau central du sous-sol 2 :	97
(1)	Calcul de l'effort normal pondéré :	97
(2)	Calcul du ferraillage :	97
3.	Ferraillage transversal des poteaux :	99
4.	Vérification vis à vis de l'ELS :	101
5.	Vérification de l'effort tranchant :	102
a)	Vérification de la contrainte de cisaillement :	102

B. Etude du voile périphérique :	103
1. Introduction :	103
2. Prédimensionnement :	103
3. Évaluation des charges du sous-sol :	105
4. Calcul du ferrailage du sous-sol :	106
a) Vérification de l'effort tranchant :	107
5. Vérification à l'E.L.S :	107
a) Evaluation des sollicitations à l'E.L.S :	107
b) Vérification des contraintes :	108
c) Vérification de la flèche BAEL91 [4] :	108
C. Etude du plancher-caisson :	109
1. Evaluation des charges :	110
2. Evaluation des sollicitations :	110
3. Calcul du ferrailage de la dalle :	110

CHAPITRE 7: ETUDE DE FONDATION

VII.Introduction :	114
A. Choix du type de fondation :	114
B. Calcul des fondations :	115
C. Predimensionnement du radier :	115
1. Détermination de la surface nécessaire :	115
2. Détermination de l'épaisseur :	116
D. Vérification de la stabilité du radier :	116
E. Vérification des contraintes :	117
F. Ferrailage du radier :	119
1. Détermination des efforts :	119
2. Calcul du ferrailage:	119
3. Condition de non-fragilité:	120
4. Vérification des contraintes sur le radier:	120

INTRODUCTION GENERALE



Les progrès techniques du XIXème siècle ont bouleversés le métier du fer, qui à son tour a bouleversé le secteur de la construction et de l'architecture.

C'est pourquoi de nos jours, l'utilisation de la charpente métallique connaît une montée fulgurante, de ce fait on rencontre généralement la charpente métallique dans la construction des centres commerciaux, des édifices industrielles etc...

L'Algérie est un pays qui a connu des secousses sismiques historiquement et qui continue à le connaître, ce qui fait que l'utilisation de la charpente se conforme aux réalités du terrain donc des règlements sismiques en vigueur, l'acier étant un matériau avec une forte résistance en traction et en compression en fait donc outil sollicité.

En ce qui concerne notre étude, chaque partie ou grande étape présente ses spécificités, dans les premières parties, nous parlons de manière générale de tout ce qui concerne les matériaux utilisés dont l'acier et le béton, et aussi la présentation structurelle en plan et en élévation de la structure en passant par le prédimensionnement jusqu'à l'étude dynamique et l'assemblage.

L'étude dynamique se fait en introduisant le spectre de réponse préalablement préparé qui contient toutes les informations sismiques nécessaires à l'étude dynamique.

Une nouvelle notion y est introduite qui concerne le **plancher caisson**, qu'on verra dans la suite.

Il y a l'infrastructure, plateforme étudiée pour permettre la transmission des efforts de la structure au sol sans qu'il ait des déformations conséquentes ou rupture au niveau du sol.

Enfin une conclusion générale à la fin du travail.

CHAPITRE 1 : GENERALITES ET PRESENTATION DU PROJET

I. Présentation du projet :

L'ouvrage étudié est un bâtiment à usage commercial de forme irrégulière, composé de deux (2) niveaux en sous-sol à usage de parking (R-2) ainsi que de quatre (4) niveaux en superstructure (R+4).

Les deux (2) sous-sols seront aménagés en parking avec une surface de 3175,52 m².

Le rez-de-chaussée et le 1^{er} étage seront destinés pour le commerce; le 2^{ème} étage sera destiné à usage de loisirs, le 3^{ème} et 4^{ème} étage seront destinés pour des bureaux.

L'ouvrage se présente comme une structure de grande ampleur non seulement à travers sa capacité d'accueil d'une part et d'autres parts pour ses multiples services (Jeux, Restauration.....)

La structure est mixte, c'est-à-dire que l'infrastructure est en béton armé alors que la superstructure est en charpente métallique.

Il est implanté à Beni Mered, Wilaya de Blida, dans une zone de forte sismicité « zone III » selon le classement des zones établies par le RPA 99 (modifié en 2003), et de site S2 (site ferme) comme mentionné dans le rapport géotechnique.

A. Description de la structure :

1. Les caractéristiques géométriques :

a) Dimensions en élévation :

- Hauteur du Sous-sol 2.....3.5m
- Hauteur du Sous-sol 1.....4,6m
- Hauteur du RDC5.80 m
- Hauteur de l'étage courant5.60 m
- Hauteur de l'étage terrasse6 m
- Hauteur totale du bâtiment (sans acrotère)28.60 m

b) Dimensions en plan :

Le bâtiment possède une forme irrégulière présentant à sa superstructure de dimensions :

- Longueur en plan75.10 m
- Largeur en plan47,03 m

Et au sous-sols des dimensions :

- Longueur en Plan.....82.05m
- Largeur en plan.....47.03m

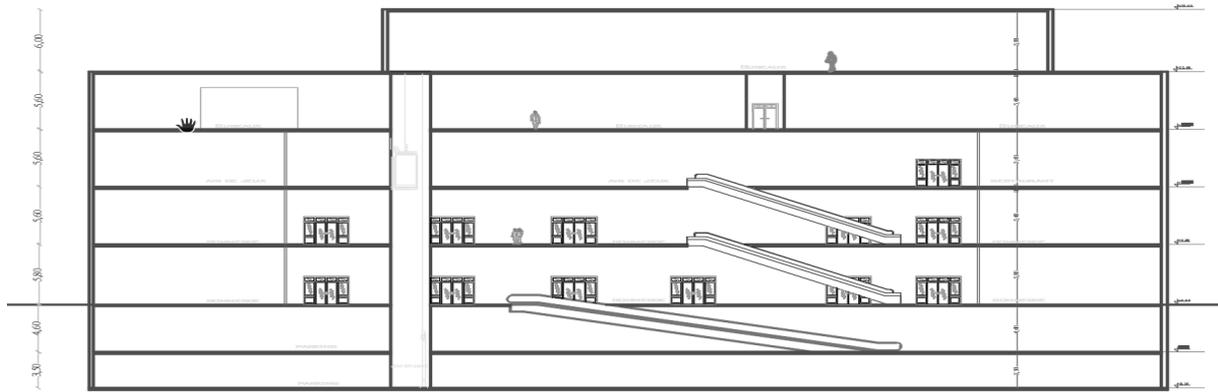


Figure I-1: Vue en coupe du bâtiment

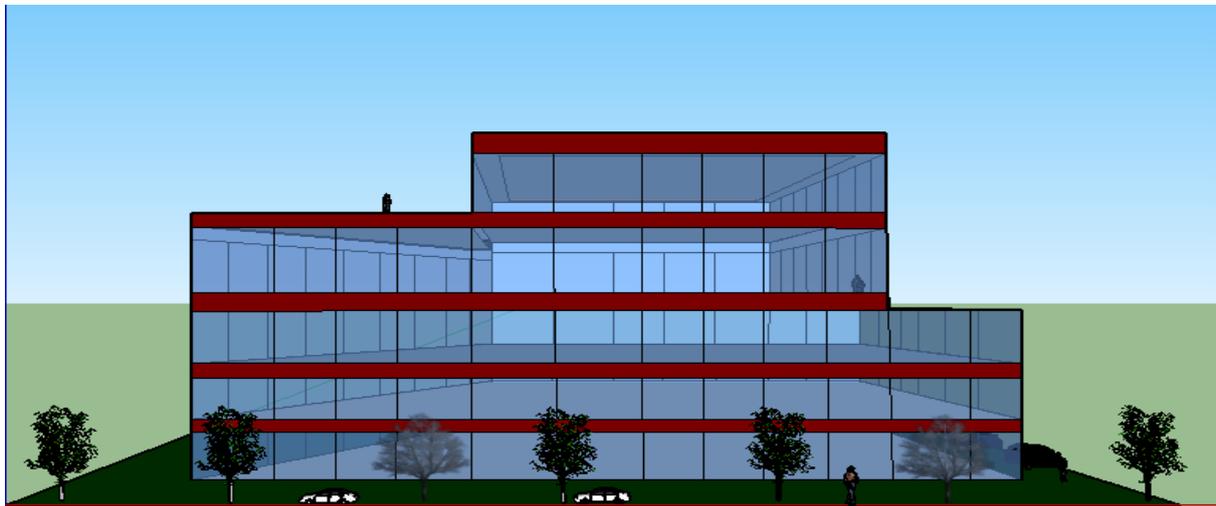


Figure I-2 : : vue générale du bâtiment

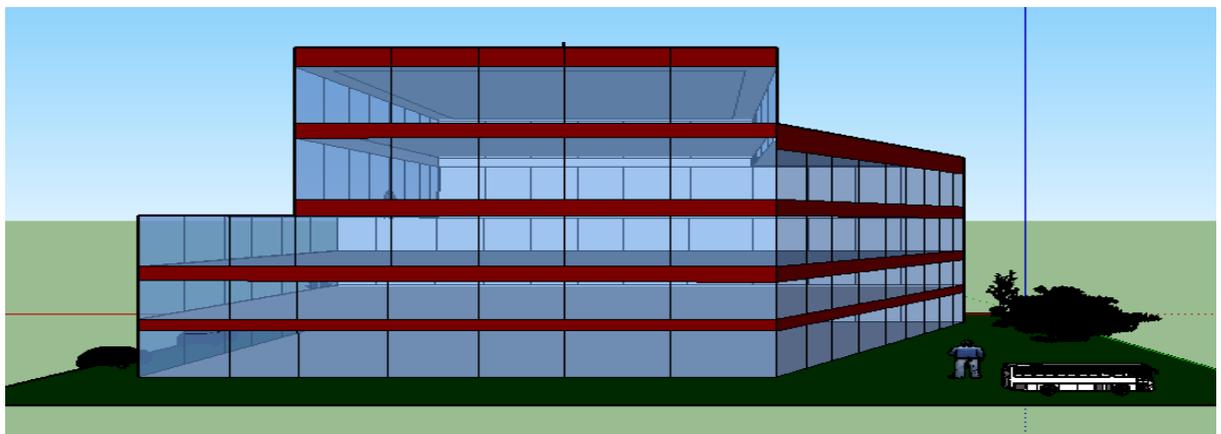


Figure I-3 : Vue en perspective du bâtiment

2. Structure horizontale :

La structure horizontale est constituée de planchers qui sont des éléments horizontaux assurant la répartition des charges sur les éléments de porteur verticaux.

Notre structure comporte à son sein deux types de planchers :

- Plancher mixte en superstructure (plancher collaborant)
- Plancher caisson en sous-sol

a) Plancher mixte :

On appelle plancher mixte une dalle en béton reposant sur des poutres en acier dont elle est solidaire. L'idée est venue d'associer deux matériaux complémentaires :

-Le béton qui résiste bien à la compression et mal à la traction

-L'acier qui résiste bien à la traction et mal à la compression due aux phénomènes d'instabilité (flambement, déversement et voilement).

Ces planchers associent une dalle de compression en béton armé à des bacs nervurés en acier travaillant en traction comme une armature. En outre, l'ensemble est facile à poser, surtout lorsque la poutre peut supporter seule le poids propre de la dalle sans étai et que l'on peut coffrer les dalles sur des prédalles ou des bacs nervurés en acier, donc sans coffrage à réaliser sur place. Pour que l'ensemble travaille de façon monolithique, il faut s'assurer que les efforts sont bien transmis entre la poutre et le béton de la dalle. C'est le rôle des connecteurs.

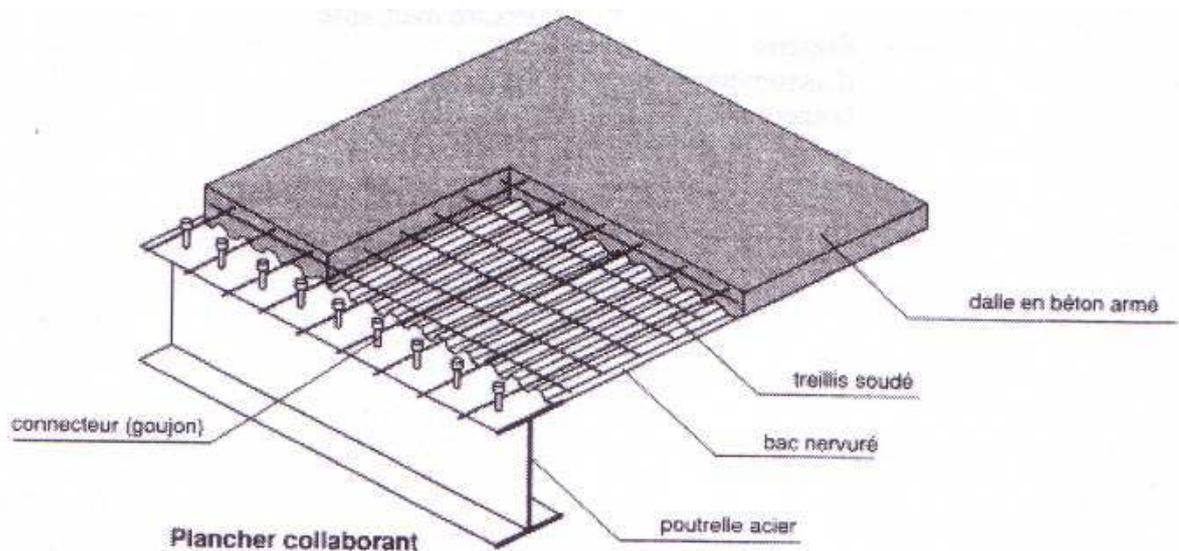


Figure I-4 : plancher mixte

(1) Dalle en béton :

L'épaisseur minimum de la dalle est imposée par les conditions au feu. Elle est généralement comprise entre 100 et 200 mm. Le rapport de la portée de la dalle et sa hauteur (L/H_d) n'est pas restrictive néanmoins, Les rapports suivants sont les plus utilisés afin de limiter les flèches.

- $L/h_d \leq 35$ pour béton normal
- $L/h_d < 30$ pour béton léger

(2) Bac en acier :

Les bacs collaborant sont généralement utilisés pour des portées entre solives variant de 2 m à 7 m avec une épaisseur de dalle variante dans un bâtiment courant de 8 à 30 cm. La largeur maximale des bacs est de 1 m. les épaisseurs de tôle varient de 0.75 mm à 1.2 mm, Les portées de plancher lui-même peuvent atteindre 18 m, avec une épaisseur de plancher de seulement 95 cm, faux plafond et dalle compris. Les bacs peuvent être posés et fixés :

- Sur poutre ;
- Sur des cornières soudées sur l'âme de la poutre. (Dans ce cas il convient de gruger l'aile supérieure pour permettre l'insertion du bac entre les âmes des poutres).

Lors du coulage du béton, la rive du plancher est bordée par une costière en acier galvanisé, appelée « bande d'arrêt de coulage », de la hauteur du plancher collaborant pour contenir le béton au niveau fini du plancher à réaliser. Dans des locaux industriels ou tertiaires simples, la sous-face du bac acier simplement galvanisée ou prélaquée peut rester apparente.

Dans notre cas, nous avons opté pour le Hi-Bond 55 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 œuvre du béton.
- D'éviter souvent la mise en place des étais et gagner du temps

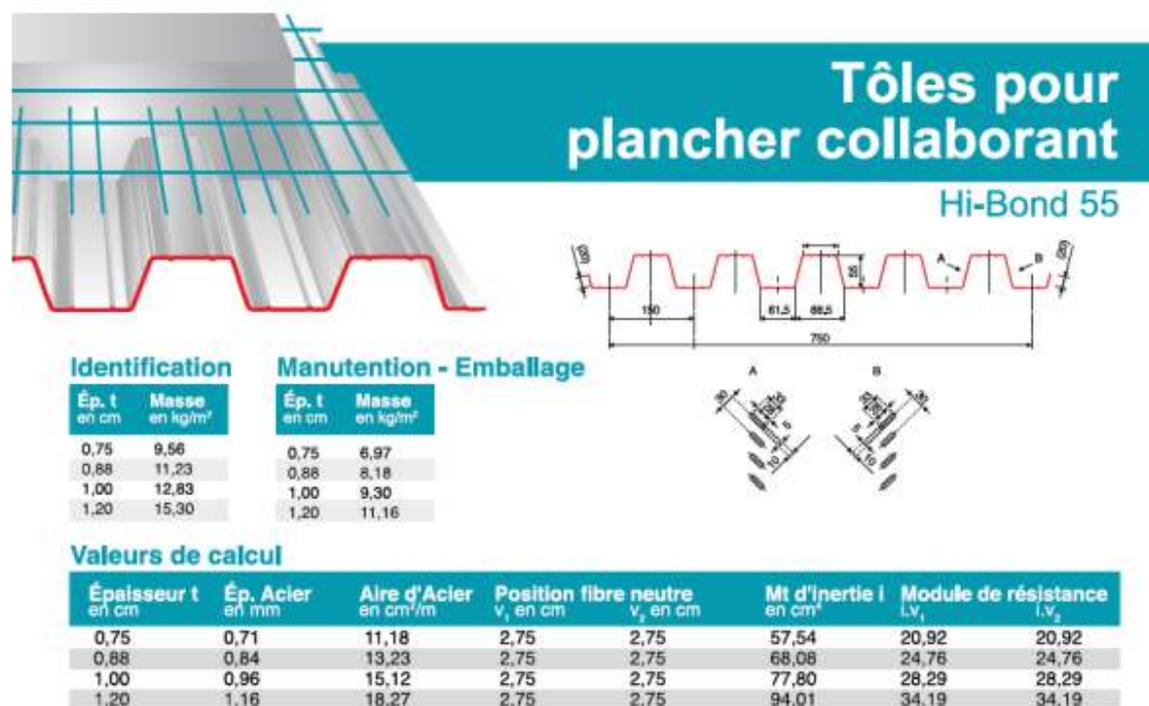


Figure I-5 : caractéristiques du bac d'acier

(3) Connexion poutre-dalle:

Le fonctionnement de façon monolithique d'un tel plancher n'est possible que si la connexion entre la poutre métallique et le béton se fait sans glissement. C'est pourquoi, on est obligé de disposer des éléments de liaison appelés connecteurs, du type goujons Nelson, connecteurs Robinson, équerres, plats, crochets, etc.

Ces connecteurs ont pour rôles :

- De recevoir de la part de la poutre métallique un effort de cisaillement qu'il transmet au béton par butée ; cet effort correspond à l'effort de glissement, c'est-à-dire à la variation de compression du béton due à la flexion.
- D'empêcher un soulèvement du béton, cet effort de soulèvement est donné par L'EC4 comme n'étant pas inférieur à 10% de sa résistance ultime au glissement. Pour notre cas, nous avons opté pour des goujons Nelson (Goujon d'ancrage/connecteur)

b) Plancher caisson :

C'est un plancher reposant sur des poteaux et non des poutres, constitué de caissons avec joints., autrement dit, c'est un plancher à nervures bidirectionnelles ayant en son sein une filature de caissons, de cubes et de poutrelles renforcés par des armatures dont l'ensemble forme le plancher par l'ajout du béton.

Utilisé à ce jour, cette nouvelle innovation apporte de nombreux bienfaits sur les constructions. L'ensemble forme un élément d'une grande rigidité et léger pouvant couvrir une surface importante, réduisant ainsi le nombre d'éléments porteurs verticaux donc l'économisation du béton et réduction du poids du plancher.

Le coffrage se fait par le **système skydome**.

(1) Avantages du plancher caisson :

- La finition à caisson est agréable à l'œil et peut être laissée exposée, afin de créer des espaces esthétiques.
- Facilité de mise en œuvre : Les éléments sont très légers, ce qui facilite leur manipulation et le montage du système.
- Facilité de décoffrages et réutilisation de ces derniers.
- Une bonne résistance sismique : Le plancher réduit la masse de la structure, en apportant des avantages importants du point de vue de la réponse sismique.
- Grandes portées : l'élément plancher peut atteindre jusqu'à 10 m sans poutres hors d'épaisseur ou éléments saillants.
- Bonne acoustique : Il garantit un excellent comportement acoustique des environnements. Ceci est particulièrement important dans des environnements tels que les écoles ou les salles de classe, où le bruit aurait tendance à se répercuter, ce qui réduit l'intelligibilité du discours, et rendant l'environnement moins adapté à l'apprentissage.

(2) Inconvénients du plancher caisson :

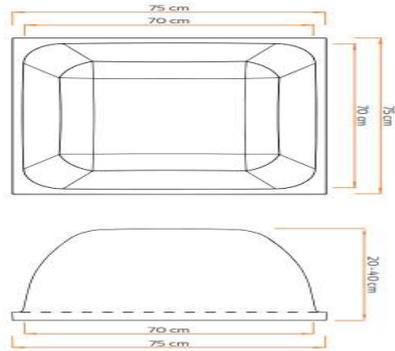
- Le coût (il est admis qu'il est plus coûteux qu'un plancher traditionnel)
- Ferrailage délicat.
- Difficultés de disposer des trémies près des appuis.

(3) Coffrage :

Dans notre cas, nous utiliserons le système SKYDOME qui est un système de coffrage en plastique réutilisable, au-dessus duquel s'effectue le coulage du béton.

Le système SKYDOME permet de réaliser planchers nervurés bidirectionnels, ce qui élimine du béton et diminue le poids du plancher.

Après la solidification de la coulée et le décoffrage de **SKYDOME**, le résultat est un plancher nervuré bidirectionnel, dont la finition lisse et l'architecture agréable peut être laissée exposée libre. Le système permet d'obtenir planchers à grandes portées, diminuant le poids de la structure.



RÉUTILISABLE



DIMENSIONS	
Base	75 x 75 cm
Hauteur	20 - 25 - 30 - 35 - 40 cm

MATÉRIAU SKYDOME	
Acrilonitrile Butadiène Styène	ABS
Coefficient de dilatation thermique	0.05 mm/m/°C

■ **POUTRELLE ET CUBE**



ÉLÉMENTS COMPOSANTS LE RÉSEAU D'ALLOGEMENT DE LA DÔME

Légers et maniables
Logement simple sur poutres de chantier
Résistant et réutilisable

RÉALISÉS EN ABS, À NETTOYER AVEC QUE D'EAU AVANT DE LES RÉUTILISER

www.geoplast.it



1)SOUTIEN 3) POUTRE EN BOIS 5) CUBE SYNDROME 7) DOME SKYDOME

2) FOURCHETTE DE LOGEMENT 4) COMPENSATION EN BOIS 6) POUTRELLE SKYDOME

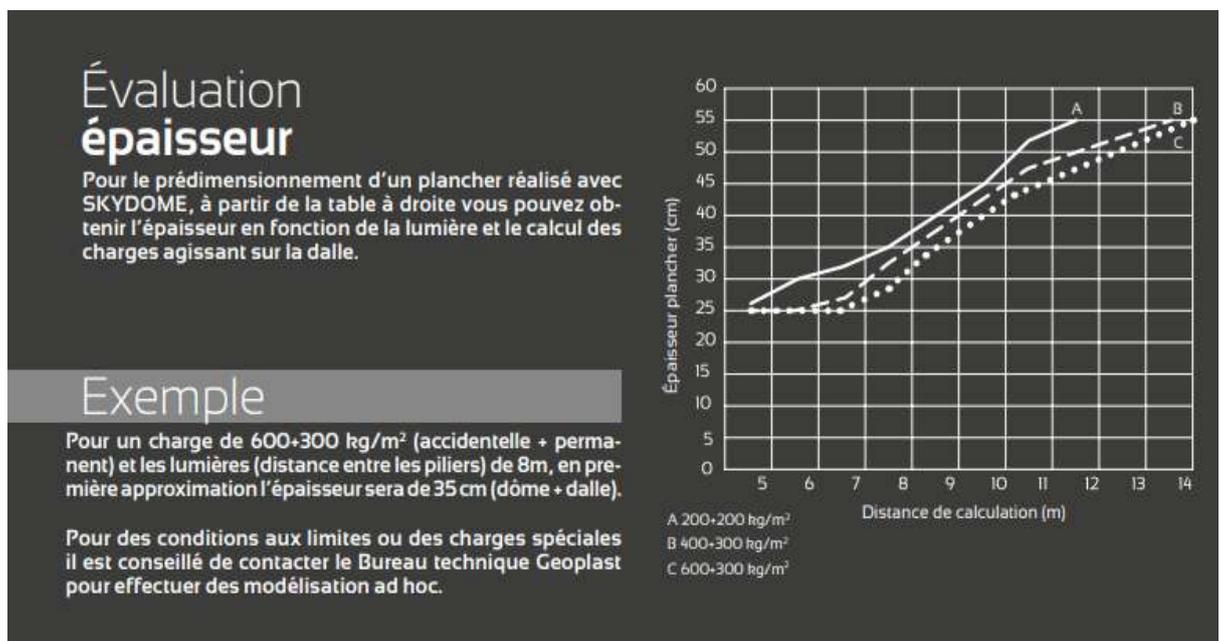
Figure I-6 : éléments de coffrage

(4) Evaluation de l'épaisseur et de la quantité de béton :

L'épaisseur s'obtient en fonction de la lumière et des charges que la dalle supporte, voire tableau ci-dessous.

Pour ce qui est de la consommation en béton, elle est fonction de la hauteur du dôme et de la largeur de la poutrelle choisie.

A titre d'exemple, pour une charge permanente de 3KN/m^2 et une charge accidentelle de 6KN/m^2 et dont la distance entre poteau est de 8m , nous en déduisons de manière approximative une épaisseur de 35cm (dôme plus la dalle)



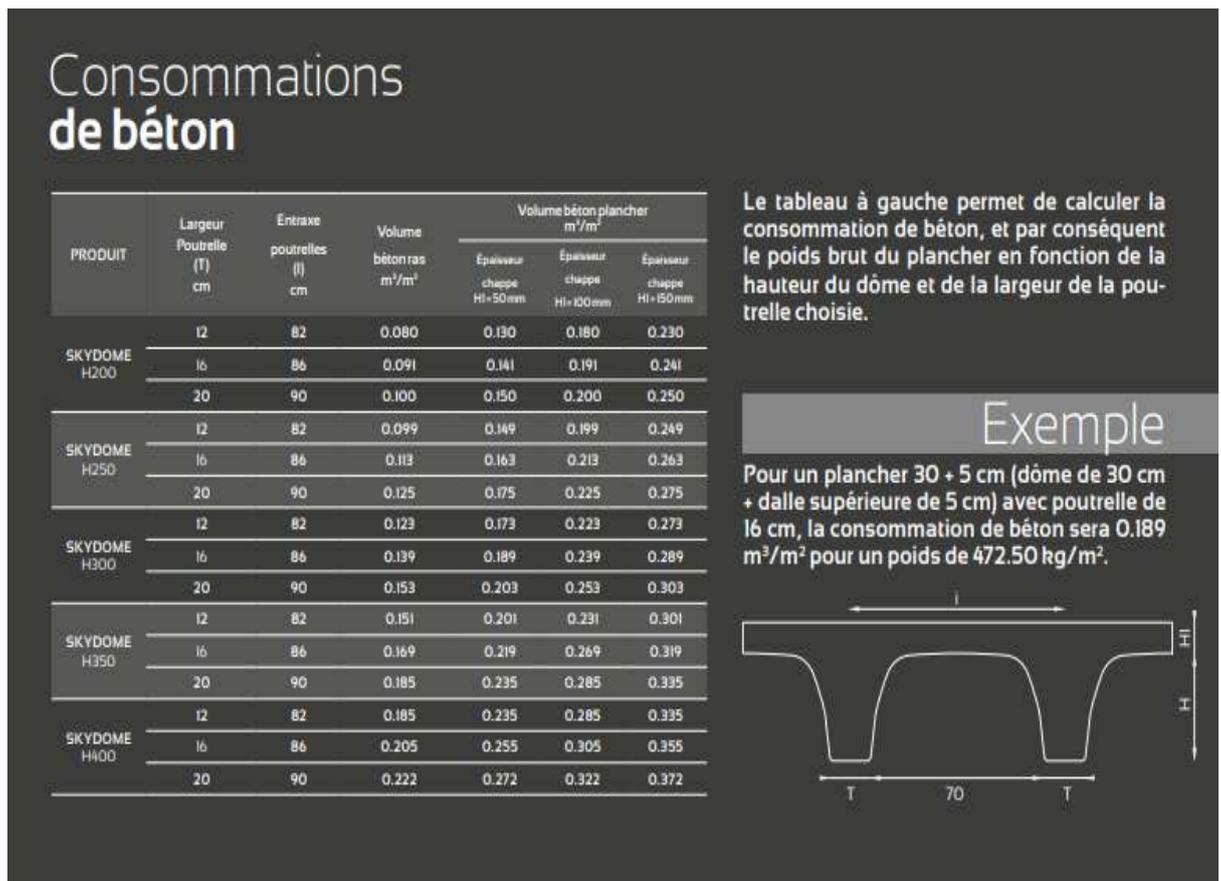


Figure I-7 : données pour le pré-dimensionnement du caisson

Consommation en béton :

Pour chaque type de plancher choisi, le tableau nous offre automatiquement le type de poutrelle et son épaisseur qui conviennent, en plus de cela, nous retrouvons également l'épaisseur de la Chappe (dalle en béton).

Dans le cas de notre projet, nous avons un plancher caisson H400 avec une Chappe de 10cn ce qui nous donne une quantité de béton égale $0.305m^3/m^2$ pour un poids de $7,625KN/m^2$

SKYDOME COFFRAGE



1 Après la création du système de soutien (accessoires + poutres de bois) les éléments poutre et cube en ABS sont placés pour réaliser une grille régulière pour le logement des dômes. Lorsque la grille est créée, les dômes sont installées.

2 Travaillant toujours à partir du bas, puis en toute sécurité, les dômes **SKYDOME** sont fixées dans la grille précédemment créé. Quand l'installation est terminée, le système est praticable.

Figure I-8 : Photos illustrant le coffrage

SKYDOME DECOFFRAGE



1 Après 6-7 jours depuis le jet, on peut commencer à enlever le système **SKYDOME** et les accessoires en cette séquence: soutiens, poutres, **cubes et poutrelles en ABS**. L'opération s'effectue toujours à partir de la partie inférieure de travail, en toute sécurité.

2 Après avoir enlevé les des deux premières rangées de poutres et de cubes en ABS, il est possible de retirer les dômes. Après cette opération, étayer immédiatement et garder l'étayage jusqu'à la maturation du béton.

Figure I-9 : : Photos illustrant le décoffrage

3. Système de contreventement :

La stabilité de bâtiment est assurée par des contreventements en X et des portiques poteaux-poutres (auto-stables) en charpente métallique.

4. Les escaliers :

Notre bâtiment comporte des escaliers qui servent à relier les différents niveaux afin d'assurer la bonne circulation des usagers.

Ils sont constitués de volées et d'un palier intermédiaire.

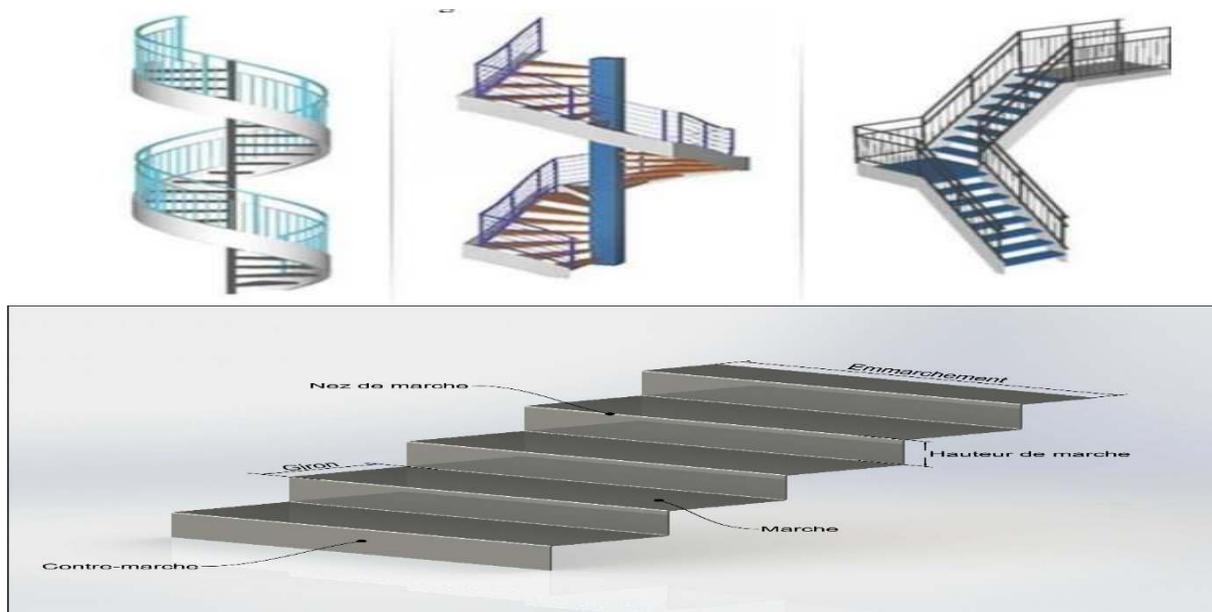


Figure I-10 : Escalier

5. Les façades :

En façade, l'acier remplit de multiples fonctions : ossature secondaire d'éléments vitrés ou opaques, remplissage, bardage, etc. La grande variété des produits d'habillage ou de vêtiture et des produits en acier disponibles pour les façades a permis le développement d'enveloppes métalliques dans les programmes les plus divers : bâtiment industriels, immeubles de bureaux, équipements publics, immeubles de logements, etc. Cette variété tient à la diversité des formes aspects et dimensions liées aux mondes de fabrication mais aussi à la gamme des finitions possible.



Figure I-11 : facade

6. Les assemblages :

Les assemblages ont pour but de transmettre les efforts aux poteaux et les poutres, Dans notre étude on utilise deux types d'assemblage :

- Les assemblages boulonnés par des boulons de hautes résistances (HR)
- L'assemblage par soudure dont les caractéristiques mécaniques est au moins égal à celle de nuance d'acier.

7. Les fondations :

Les fondations reprennent les charges et surcharges supportées par la superstructure et les transmettent au sol dans les bonnes conditions afin d'assurer la stabilité de l'ouvrage. Le choix du type de fondation se fait conformément au rapport du sol.

8. Règlements techniques utilisés :

Les règlements techniques utilisés dans cette étude sont :

EC3 : Calcul des structures en Acier

EC4 : Calcul des structures Mixtes « Acier-Béton »

RPA99/V2003 : Règlement parasismique algérien

BAEL91 : Béton armé aux états limites

DTRC2.2 : Charges et Surcharges

CCM97 : Conception et calcul des structures en acier.

B. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

1. Béton :

On sait que le béton est un matériau obtenu en mélangeant dans des proportions bien définies : du ciment qui sert de liant, un squelette granulaire composé d'un ou plusieurs sables et graviers ainsi que de l'eau de gâchage par quantité bien définie. La composition d'un mètre cube de béton sera définie d'après les essais de convenance.

a) Résistance à la compression :

La résistance caractéristique du béton à la compression à l'âge de 28 jours (f_{c28}) pour un béton courant dosé à 350 kg/m³ sera de 25 Mpa.

b) Résistance à la traction : [ART/A – 2 .12. BAEL 91]

La résistance caractéristique du béton à la traction après 28 jours est donnée par la formule suivante :

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

c) Module de déformation :

(1) Module d'élasticité longitudinale :

A cause du phénomène du fluage et de retrait, nous distinguons deux modules d'élasticité linéaire pour le béton.

(2) Module d'élasticité instantané « E_{ij} » : [ART/ A–2.1.21 BAEL 91]

Pour un chargement d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation instantané « E_{ij} » du béton à « j » jours est pris égal à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} = 32164,20 \text{ MPa} \rightarrow \text{instantané}$$

(3) Module d'élasticité différé « E_{vj} » : [ART–2.1.22 BAEL 91].

Pour un chargement d'une longue durée d'application, le module de déformation instantané « E_{vj} » du béton à « j » jour est pris égal à :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} = 10818,87 \text{ Mpa} \rightarrow \text{différé}$$

(4) Module d'élasticité transversale :

La valeur du module d'élasticité transversale est donnée par :

$$G = \frac{E}{2(1+\gamma)}$$

E : Module de Young.

γ : Coefficient de poisson.

d) Coefficient de Poisson :

Selon l'article « A.2.1, 3 /BAEL91 », le coefficient de Poisson est pris égal à :

$\gamma = 0$ Pour le calcul des sollicitations (béton supposée non fissurée).

$\gamma = 0.2$ Pour le calcul des déformations (béton supposé fissuré).

e) Contrainte admissible de compression du béton σ_{bc} : [Art. A.2.1.12 BAEL91]

- **A l'ELU :**

La Contrainte de compression du béton doit être au plus égale à :

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85f_{c28}}{\theta\gamma_b}$$

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité.

$\gamma_b=1.5$ (combinaison fondamentale), situation normale : $\sigma_{bc} = 14.20 \text{ Mpa}$

$\gamma_b=1.15$ (combinaison accidentelle), situation accidentelle $\sigma_{bc} = 18.47 \text{ Mpa}$.

0.85 : coefficient réducteur qui tient compte des risques d'interaction béton sur l'acier.

$\theta=1$: la durée d'application de la charge inférieure à 24 heures. σ_{bc} (MPa)

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85f_{c28}}{\theta\gamma_b}$$

- **l'ELS :**

La contrainte de compression est limitée : [ART /A – 4. 5. 2BAEL 91]

$$\sigma_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{Mpa}$$

f) Contrainte limite ultime de cisaillement :

Pour une contrainte tangente conventionnelle :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d}$$

Avec :

T_u : Effort tranchant.

b_0 : Largeur de la pièce.

d : hauteur de la pièce.

- Fissuration non préjudiciable :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5MPa\right)$$

- Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4MPa\right)$$

2. Acier :

Les caractéristiques mécaniques des différentes nuances d'acier sont :

Limite élastique f_e (MPa) en fonction de l'épaisseur normale

Tableau I-1 : Caractéristique des nuances d'acier

Nuance d'acier	Epaisseur (mm)			
	$t \leq 40 \text{ mm}$		$40 \text{ mm} \leq t \leq 100 \text{ mm}$	
	$f_e(N/mm^2)$	$f_u(N/mm^2)$	$f_e(N/mm^2)$	$f_u(N/mm^2)$
Fe360	235	360	215	340
Fe430	275	430	255	410
Fe510	355	510	355	490

La nuance de l'acier destiné à la charpente métallique du bâtiment est de S275 (correspondance des normes acier de construction métallique selon CCM97) qui est le plus répandu dans ce domaine, sa limite d'élasticité est :

$$f_e = 275 \text{ Mpa}$$

On utilise :

- Un profilé IPE pour les solives.
- Un profilé IPE/HEA pour les poutres.
- Un profilé HEA pour les poteaux.
- Un profilé UPN pour le contreventement.

a) Caractéristiques mécaniques des aciers de construction :

- Module d'élasticité longitudinale $E = 2.1 \times 10^5 \text{ Mpa}$
- Module de cisaillement : $G = \frac{E}{2 \times (1 + \nu)} = 81000 \text{ Mpa}$
- Coefficient de Poisson : $\nu = 0,3$
- Coefficient de dilatation linéaire de l'acier : $\lambda = 12 \times 10^{-6}/^\circ\text{C}$
- Masse volumique : $\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$

Acier utilisé pour les éléments en béton armé :

- Barres à haute adhérence (H.A) de nuance feE500 pour les armatures longitudinales.
- Rond lisse de nuance feE235 pour les armatures transversales (cadres, étriers, épingles). (Notation feE 400 et feE 235 suivant le règlement BAEL 91)
- Treillis soudés (TS) de nuance TLE520 ($\phi \leq 6\text{mm}$).

La contrainte admissible de l'acier est définie par :

- A ELU : suivant BAEL91

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

Avec :

f_e : Limite d'élasticité de l'acier : désigne la limite d'élasticité garantie des barres.

γ_s : Coefficient de sécurité avec

$\gamma_s = 1.15$ Combinaison fondamentale

$\gamma_s = 1$ Combinaison accidentelle

Pour :

Les armatures (H.A) feE500 :

$\sigma_s = 348$ MPa Combinaison fondamentale

$\sigma_s = 400$ MPa Combinaison accidentelle

Les armatures (H.A) feE235 :

$\sigma_s = 204$ MPa Combinaison fondamentale

$\sigma_s = 235$ MPa Combinaison accidentelle

- A l'ELS : suivant BAEL91

- Fissuration non préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \min \left[\left(\frac{2}{3} \times f_e \right) ; \left(110 \times \sqrt{f_{c28} \times \eta} \right) \right]$

- Avec :

$\eta=1.6$ Pour les barres H.A (haute adhérence)

$\eta=1$ Pour les barres R.L (Ronds lisses)

- Fissuration très préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \min \left[\left(\frac{1}{2} \times f_e \right) ; \left(90 \times \sqrt{f_{c28} \times \eta} \right) \right]$

- Fissuration peu préjudiciable : Pas de limite.

CHAPITRE 2 :
PREDIMENSIONNEMENT DES
ELEMENTS

II. Introduction :

Ce chapitre nous permet de faire une estimation approximative des dimensions des éléments résistants de notre structure : les solives et les éléments porteurs qui sont les poutres et les poteaux.

Le pré-dimensionnement des éléments est fait selon EC3, en se basant sur les conditions suivantes :

- Condition de fleche.
- Condition de résistance.

A. Evaluation des charges et surcharges :

1. L'évaluation des charges Permanentes :

- Plancher terrasse :

Tableau II-1 CHARGE PERMANENTE DU PLANCHER TERRASSE

Désignation	e (cm)	Poids volumique (kN/m ³)	Poids surfacique (kN/m ²)
Revêtement en carrelage (2 cm)			0,40
Mortier de pose (2 cm)			0,40
Etanchéité multicouche	2		0,12
Pente	5	22	1,1
Isolation thermique (liège)	4	4	0,16
Dalle (12 cm)			3
Tôle d'acier nervurée type Hibond 55	5,5		0,15
Faux plafond			0,10
Total			G = 5,43 kN/m²

- **Plancher courant**

Tableau II-2 : CHARGE PERMANENTE PLANCHER COURANT

Désignation	e (cm)	Poids volumique (kN/m ²)	Poids surfacique (kN/m ²)
Cloison de répartition	10		0,90
Revêtement en carrelage	2		0,40
Mortier de pose	2		0,40
Isolation thermique	4	4	0,16
Dalle (12cm)			3
Tôle d'aciers nervurée Hibond 55	5,5		0,15
Faux plafond			0,10
Total			G = 5,11 kN/m²

2. Charges d'exploitation :

- Plancher terrasse inaccessible 1 kN/m²
- Plancher commercial 5 kN/m²
- Plancher bureaux 2,5 kN/m²
- Plancher loisirs et restauration 4 kN/m²

B. Predimensionnement du plancher collaborant :

Le plancher collaborant est un plancher mixte béton-acier. Il est constitué de bacs acier en tôle mince nervurés utilisés en guise de coffrage, d'armatures et d'une dalle en béton coulée sur place. L'acier et le béton collaborent pour offrir une résistance et une capacité portante élevée. En effet, l'acier particulièrement ductile, offre une excellente résistance à la traction, tandis que le béton bénéficie d'une très bonne résistance à la compression.

Le calcul de plancher collaborant se fait en deux phases :

1. Phase de construction :

Le profilé d'acier travaille seul.

Les charges de la phase de construction sont :

- ❖ Poids propre du profile.

- ❖ Poids propre du béton frais.
- ❖ Surcharge de construction (ouvrier).

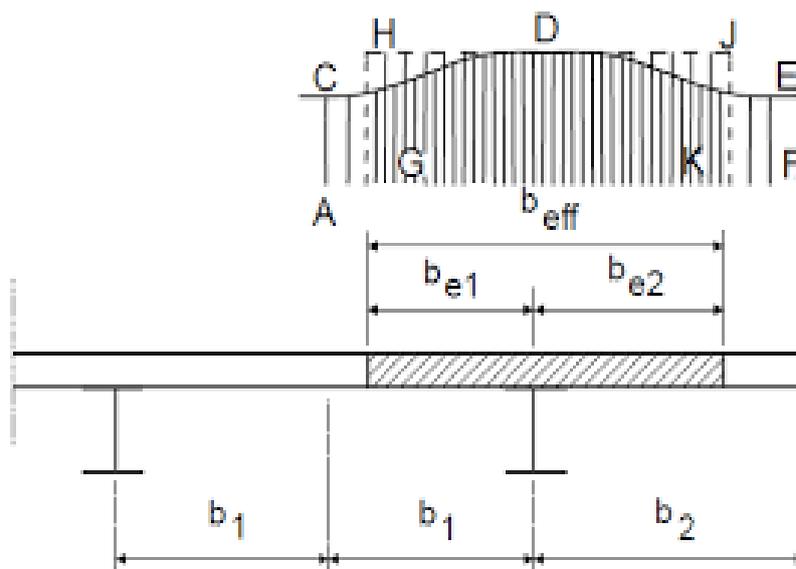
2. Phase finale :

Le béton ayant durci, le plancher mixte (profilés et dalle) travaillent ensemble. Les charges sont donc:

- Poids propre du profile.
- Poids propre du béton (sec).
- Surcharge d'exploitation.
- Poids de la finition.

3. Largeur effective du plancher collaborant :

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



FigureII-1 : schéma de la largeur effective

$$b_{eff} = \inf\{ 2L_0/8 ; b_i\} = \inf.\{2(8.31)/2 ; 2\}$$

$$b_{eff}=2m$$

L_0 : distance approximative entre les points de moments fléchissant nuls

b_i : La moitié de l'entraxe de demi poutres

Classification des sections transversales selon le CCM97 :

Le CCM97 propose la nuance minimale ($f_c = 275 \text{ N/mm}^2$)

-Coefficient partiel de sécurité :

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

- Section de classe (1, 2, 3) $\rightarrow \gamma_{M0} = 1$
- Section de classe 4 $\rightarrow \gamma_{M1} = 1,1$.
- Section nette au droit des trous $\rightarrow \gamma_{M2} = 1,25$.

Cas des états limites ultimes des éléments $\rightarrow \gamma_{M1} = 1,1$.

Sollicitations de calcul :

Etat limite ultime : $1,35G + 1,5Q$.

C. Pré-dimensionnement des solives :

Les solives sont généralement des profilés en IPE ou IPN dont l'espacement est compris entre 1,5 m et 4 m selon le type du bac d'acier utilisé. On pré-dimensionnera la solive la plus sollicitée pour chaque plancher.

1. Solive de plancher terrasse :

Figure II-2 : solive du plancher terrasse

Schéma statique de la solive planché terrasse

$$\frac{1}{25} < h < \frac{1}{20}$$

L : portée de la solive.

$332,4 < h < 550$ on opte donc pour un IPE 550

Tableau II-3 :Caractéristiques du profilé IPE 550.

Caractéristiques	profile	IPE550
------------------	---------	--------

Wely (cm3)	Iy (cm4)	Wplz (cm3)	Avz (cm2)	H (mm)	G (kg/m)	Tw (mm)
2441	67120	400.5	72.34	550	106	11.1
Tf (mm)	B(mm)	A(cm2)	R(mm)	D(mm)	iz(cm)	It(cm4)
17.2	210	134.4	24	467.6	4.45	123.2

a) Phase de construction :

Le profilé d'acier travaille seul. Les charges de la phase de construction sont :

- Poids propre du profilé..... $g_p = 1,06 \text{ kN/m}$.
- Poids propre du béton frais $G_b = 3 \text{ kN/m}^2$
- Surcharge de construction (ouvrier)..... $Q_c = 1 \text{ kN/m}^2$
- Bac d'acier (HB 55) $G_{bac} = 0,15 \text{ kN/m}^2$

(1) Combinaison de charge :

ELU :

$$Q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_u = 1,35(1,06 + 2(3 + 0,15)) + 1,5 \times 2 \times 1 = 12,93$$

$$q_u = 12,93 \text{ kN/ml}$$

ELS:

$$Q_s = G + Q$$

$$q_s = (1,06 + 2(3 + 0,15)) + 1 \times 2 \times 1 = 9,35$$

$$q_s = 9,35 \text{ kN/ml}$$

(2) Vérification de la résistance à la flexion :

Le profilé **IPE550** est de classe **I (Tableau de profilés)** donc le moment fléchissant doit satisfaire à la condition suivante : $M_{sd} < M_{pl,rd}$

Moment appliqué:

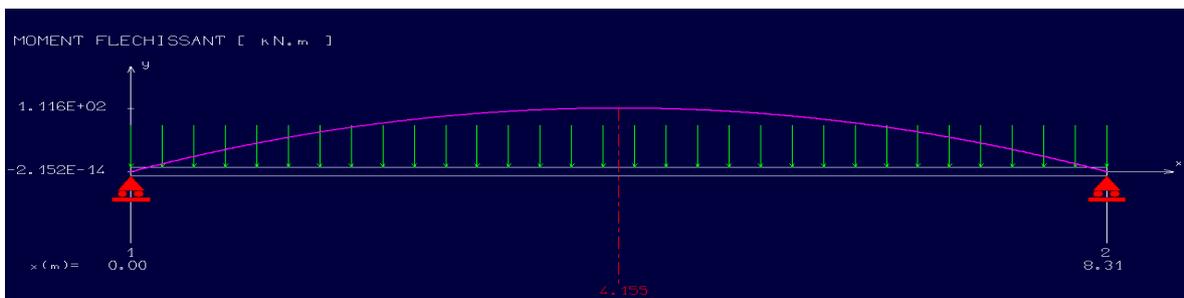


Figure II-3: diagramme du moment fléchissant du solive

$$M_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{12,93 \times (8,31)^2}{8} = 111,61 \text{ kN.m}$$

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{2787 \times 275 \times 10^{-3}}{1} = 766,425 \text{ kNm}$$

$M_{sd} < M_{pl,Rd}$, donc la condition est vérifiée.

(3) Vérification de l'effort tranchant :

Il faut que : $V_{sd} < V_{pl,Rd}$

$$\text{Avec } V_{pl,Rd} = A_v \times \frac{f_y}{\gamma_{m0} \times \sqrt{3}}$$

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

$A_v = 7234 \text{ mm}^2$: aire de cisaillement (dans le tableau IV.3)

$$V_{pl,Rd} = A_v \times \frac{f_y}{\gamma_{m0} \times \sqrt{3}} = 7234 \times \frac{275 \times 10^{-3}}{\sqrt{3}} = 689,57 \text{ kN}$$

Calcul de l'effort tranchant sollicitant la poutre métallique :

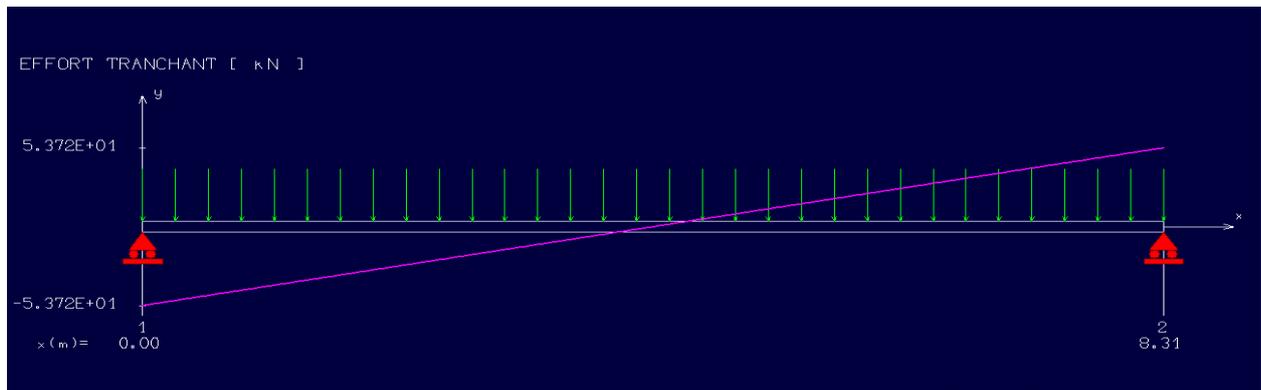


Figure II-4 : diagramme de l'effort tranchant du solive

$$V_{sd} = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{12,93 \times 8,31}{2} = 53,72 \text{ kN}$$

$V_{sd} < V_{pl,Rd}$, donc la condition est vérifiée.

(4) Vérification de l'interaction :

Il faut que : $V_{sd} < 0,5 \times V_{pl,Rd}$

On a : $53,72 < 0,5 \times 689,57$ O.K.

On constate qu'il n'y a pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

(5) Vérification du déversement :

Les règlements préconisent la vérification du déversement lors de la phase de la construction d'après l'article « 6.4.3 » on doit vérifier que :

$$M_{sd} < M_{b,Rd} = \frac{X_{It} \beta_w W_{ply} \times f_y}{\gamma_{m1}}$$

$$X_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + \sqrt{\varphi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} \leq 1$$

$$\varphi_{LT} = 0.5 \left[1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT}^2 - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$$

Avec :

$$\bar{\lambda}_{LT} = \left\{ \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \right\} \sqrt{\beta_w}$$

Avec : $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$, $f_y = 275$ MPA

$$\lambda_{LT} = \frac{KL/i_z}{\sqrt{C_1 \left[\left[\frac{K}{K_w} \right]^2 + \frac{1}{20} \left[\frac{KL/i_z}{h/t_f} \right]^2 \right]^{0.25}}}$$

Ou : $\beta_w = 1$ (Section de classe I)

$\alpha_{LT} = 0,21$ (Profilé laminé)

$C_1 = 1,132$ Et la longueur de déversement $L = 5,4$ m.

$K = 1$ (Bi-appuyé).

$K_w = 1$ (Aucun dispositif n'est mis pour empêcher le gauchissement).

$$\lambda_{LT} = \left[\frac{\frac{83100}{44,5}}{\sqrt{1.131} \left[\left(\frac{1}{1} \right)^2 + \frac{1}{20} \left(\frac{\frac{83100}{44,5}}{\frac{550}{17,2}} \right)^2 \right]^{0.25}} \right]$$

$$\lambda_{LT} = 137,30$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{137,30 \cdot \sqrt{1}}{0,92 \cdot 93,91} = 1,58 > 0,4 \text{ donc risque de déversement}$$

$$\varphi_{LT} = 0.5 [1 + 0,21(1,58^2 - 0.2) + 1,58^2] = 1,989$$

$$X_{LT} = \frac{1}{1,989 + \sqrt{1,989^2 + 1,58^2}} = 0,31 \leq 1$$

$$M_{b,rd} = \frac{275 \cdot 0,31 \cdot 2787 \cdot 0,001}{1,1} = 215,99 > M_{sd} = 111,61 \text{ condition vérifiée}$$

(6) Condition de flèche :

Il faut que : $f_{\max} < f_{adm}$.

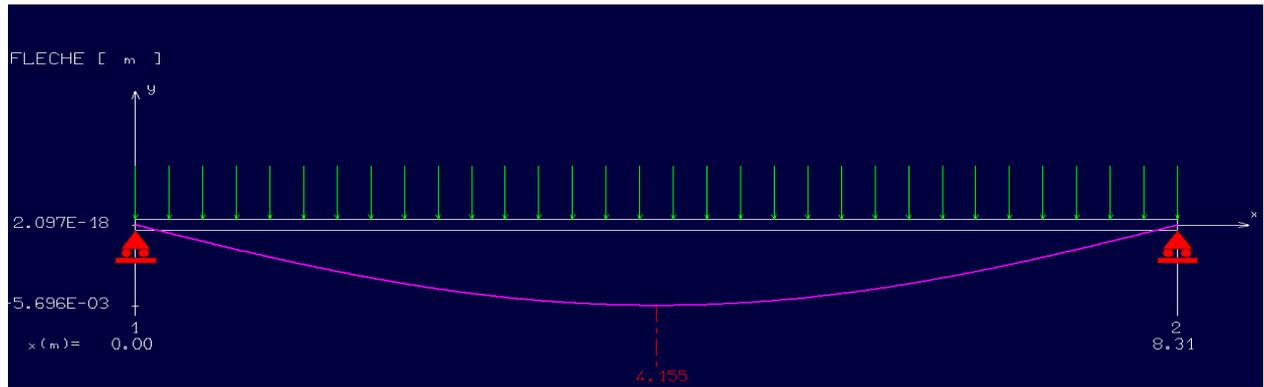


Figure II-5 : diagramme de la flèche

$$f_{\max} = \frac{5}{384} \times \frac{q_{\text{ser}} \times L^4}{EI}$$

Avec $Q_{\text{ser}} = 9,35 \text{ kN/m}^2$

$$f_{\max} = \frac{5}{384} \times \frac{9,35 \times (8310)^4}{2,1 \times 10^5 \times 67120 \times 10^4} = 5.6 \text{ mm}$$

$$f_{\text{adm}} = \frac{l}{250} = 33,24 \text{ mm}$$

5.6 < 33.24..... O.K

On conclut alors que la condition de la flèche est vérifiée.

b) Phase finale :

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

Poids propre du profilé : $g_p = 1,06 \text{ kN/m}$.

Charge permanente de plancher terrasse : $G_{\text{tr}} = 5,43 \text{ kN/m}^2$

Charge d'exploitation : $Q = 1 \text{ kN/m}^2$

L'entraxe entre les solives est de 2,0 m.

Combinaison des charges :

ELU :

$$Q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_u = 1,35 (1,06 + 2(5,43) + (1,5 \times 2 \times 1)) = 19,09 \text{ kN/ml}$$

$$q_u = 19,09 \text{ kN/ml}$$

ELS:

$$Q_s = G + Q$$

$$q_s = (1,06 + 2(5,43) + (1 \times 2 \times 1)) = 13.92$$

$$q_s = 13.92 \text{ kN/ml}$$

(1) Position de l'axe neutre plastique :

La section soumise à un moment positif.

On suppose que l'influence des armatures de la dalle et d'un renformis éventuel en béton est négligé entre la dalle et la semelle supérieure de la poutre en acier.

La position de l'axe neutre est déterminée à partir de l'équilibre des efforts internes.

On pose :

$$R_{b\acute{e}ton} = 0,57 \times f_{ck} \times b_{eff} \times \eta \times c$$

$$R_{b\acute{e}ton} = 0,57 \times 25 \times 2000 \times 120$$

$$R_{b\acute{e}ton} = 3420 \text{ kN}$$

$$R_{acier} = A_p \times f_y \times 0,95$$

$$R_{acier} = 0,95 \times 275 \times 13440$$

$$R_{acier} = 3511,2 \text{ Kn}$$

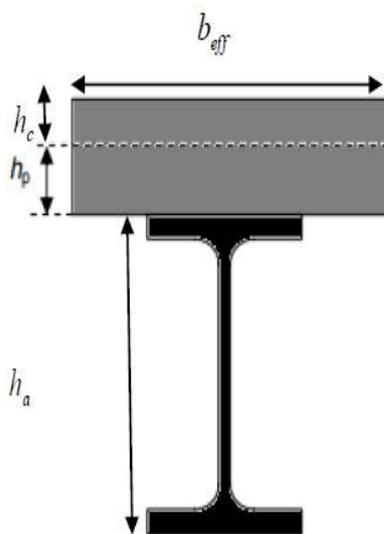


Figure II-6 : montage poutre/dalle mixte

$R_{b\acute{e}ton} < R_{acier}$, Axe neutre se trouve dans l'acier.

Calcul de R_w :

$$R_w = \frac{f_y \times A_w}{\gamma_d} \quad A_w = e_w \times h_w$$

$$h_w = (h - 2) \times (t_f - 2r)$$

$$h_w = (550 - 2)(17,2 - 2) \times 24 = 467,6 \text{ mm}$$

$$A_w = 11,1 \times 467,6 = 5190,36 \text{ mm}^2$$

$$R_w = \frac{275 \times 5190,36}{1,1} = 1297,59 \text{ Kn}$$

(2) Vérification de la résistance à la flexion :

La condition de résistance est vérifiée si :

$$M_{pl,rd} > M_{sd}$$

$$M_{pl,rd} = R_a \times \frac{h}{2} + R_b \left(\frac{hc}{2} + h_p \right)$$

$$M_{pl,rd} = 3511,2 \times \frac{0,550}{2} + 3420 \left(\frac{0,12}{2} + 0,55 \right)$$

$$M_{pl,rd} = 3051 \text{ kN.}$$

Le moment M_{sd} :

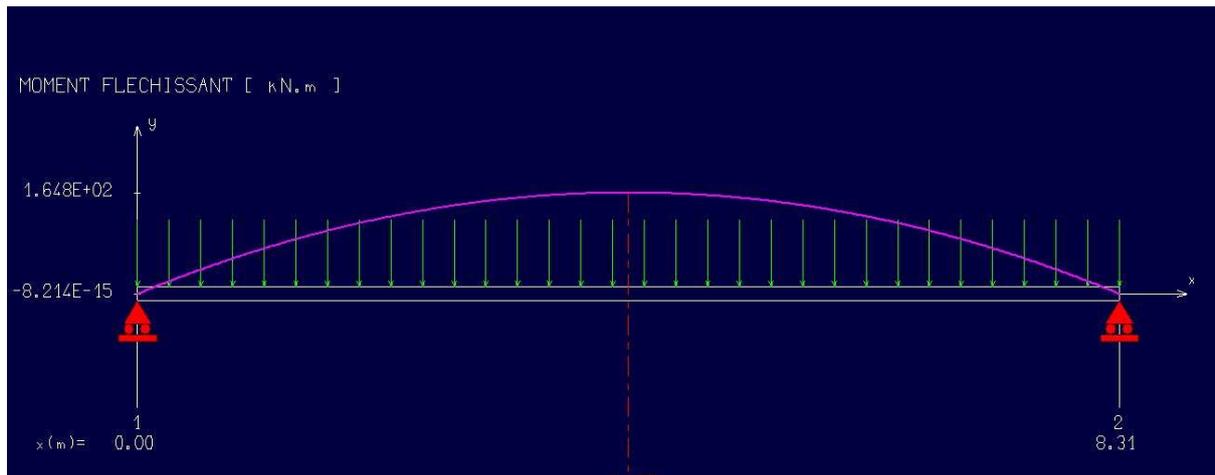


Figure II-7 : diagramme du moment

$$M_{sd} = \frac{qu \times l^2}{8} = \frac{19,09 \times (8,31)^2}{8} = 164,8 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd} = 164,8 \text{ kN.m}$$

La condition est vérifiée.

(3) Vérification de l'effort tranchant :

Calcul de l'effort tranchant plastique :

$$V_{plRd} = \frac{AV \times f_y}{\gamma_{M0} \times \sqrt{3}} = \frac{7,234 \times 275}{1 \times \sqrt{3}}$$

$$V_{plRd} = 1148,55 \text{ kN}$$

Calcul de V_{sd} :

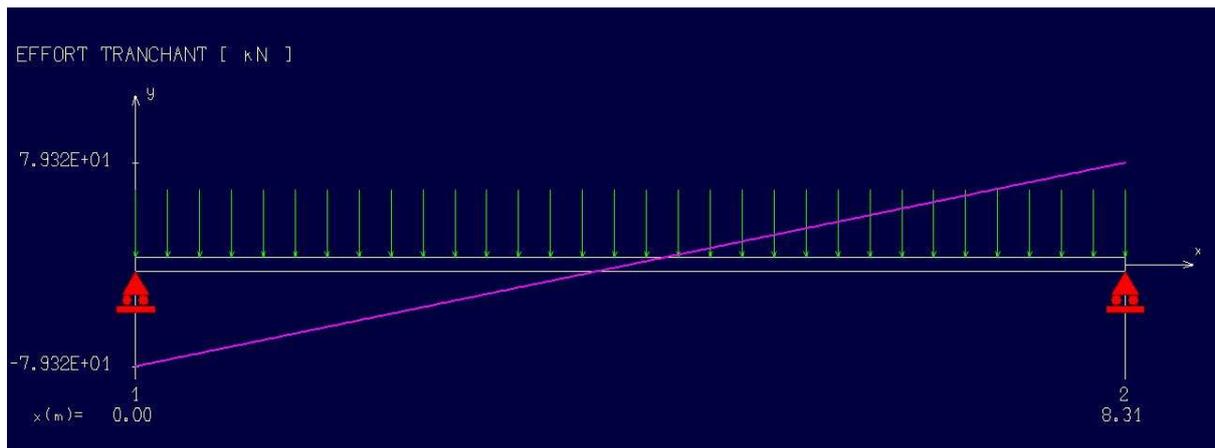


Figure II-8 : diagramme de l'effort tranchant

$$V_{sd} = \frac{qu \times L}{2} = \frac{19,09 \times 8,31}{2} = 79,3 \text{ kN}$$

Donc condition vérifiée.

(4) Vérification de l'interaction :

Il faut que : $V_{sd} < 0,5 \times V_{pl,Rd}$

On a : $79,3 < 0,5 \times 1148$ O.K.

On constate qu'il n'y a pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

(5) Vérification de la rigidité :

Il faut vérifier que : $f_{max} \leq f_{adm}$

$$F_{max} = \frac{5 \times q_s \times l^4}{384 \times E \times I}$$

$$I = \frac{Aa(hc + 2hp + ha)^2}{4(1 + mv)} + \frac{b_{eff} \times hc^3}{12m} + I_a$$

$$V = \frac{Aa}{Ab} = \frac{Aa}{b_{eff} \times hc} = 0,056 \quad \text{et } m = 15$$

D'où $I_c = 18,108 \text{ mm}^4$

$$F_{max} = \frac{5 \times 17,16 \times (8310)^4}{384 \times 2,1 \cdot 10^5 \times 18,10^8} = 2,81 \text{ mm}$$

La flèche totale $f_t = 2,81 + 4,93 = 7,74 \text{ mm}$

$$F_{max} = \frac{l}{250} = 33,24 \text{ mm.}$$

On a ($7,74 \text{ mm} < 33,24 \text{ mm}$)

La condition de la flèche est vérifiée.

(6) Calcul des connecteurs : (Manuel de calculs de poutres et dalles mixtes Acier-Béton Selon EN1994-1.1(12/2004))

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

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

La connexion utilisée est de type goujon à tête : $d = 22 \text{ mm}$, $h = 100 \text{ mm}$ ($d \leq 22 \text{ mm}$, pour les goujons soudés directement sur la semelle).

La résistance de calcul au cisaillement d'un goujon est donnée par : $p_{rd} = \min(p_{rd}^1; p_{rd}^2)$

$$p_{rd}^1 = k_t \times 0.29 \times \alpha \times d^2 \times \frac{\sqrt{f_{ck} \times E_c}}{\gamma} \dots \dots \text{Résistance dans le béton qui entoure le goujon.}$$

$$p_{rd}^2 = k_t \times 0.8 \times f_u \times \frac{\pi \times d^2}{4\gamma} \dots \dots \text{Force dans le goujon}$$

f_{ck} : Résistance caractéristique du béton à la compression : 25 Mpa.

E_{cm} : module de Young du béton: 30000 Mpa

f_u : Contrainte ultime de l'acier des goujons : 450 Mpa

γ_v : Coefficient partiel de sécurité pour les connecteurs 1,25

d : diamètre de la tige des goujons.

$$\alpha = 0.2 \left(1 + \frac{h}{d} \right) \leq 1 \text{ si } \dots \dots \dots 3 \leq \frac{h}{d} \leq 4$$

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

$$\frac{h}{d} = \frac{100}{22} = 4.5 < 5 \text{ Donc } \alpha = 1$$

$$p_{rd}^1 = 0.29 \times \alpha \times d^2 \times \frac{\sqrt{f_{ck} \times E_b}}{\gamma} = 0.29 \times 1 \times (22)^2 \times \frac{\sqrt{25 \times 30}}{1.25}$$

$$p_{rd}^1 = 98,051 \text{ kN}$$

$$p_{rd}^2 = 0.8 \times f_u \times \frac{\pi \times d^2}{4\gamma} = 0.8 \times 450 \times \frac{\pi \times (22)^2 \times 10^{-3}}{1.25}$$

$$p_{rd}^2 = 109,47 \text{ kN}$$

$$p_{rd} = \min(p_{rd}^1; p_{rd}^2) = 98,05 \text{ kN}$$

$$\text{Et } k_t = 0,6 \frac{b_0(h-h_p)}{h_p \times h_p} = 0,78 < 1 \text{ ok}$$

Dans le cas d'une poutre de classe 1 et 2 de nuance supérieure à 235 N/mm², il n'y a pas lieu de vérifier le voilement de l'âme des poutres non raidies, car $d/t_w \leq 69 \cdot \epsilon$.

(7) Classification du profilé :

Classification de la semelle :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{(b - t_w)/2}{t_f} = \frac{(190 - 9,4)/2}{14,6} = 6,18 < 10\epsilon (\epsilon = 1)$$

Donc semelle de Classe 1.

Classification de l'âme :

$$\frac{d}{tw} = \frac{420,8}{9,4} = 44,77 < 72 (\varepsilon = 1) S235$$

Le profilé est de classe 1, donc il n'y a pas lieu de vérifier le voilement.

2. Solive de plancher courant :

Les calculs seront les mêmes que pour le plancher terrasse.

Nous avons vérifié toutes les conditions, donc on prend un **IPE 550** pour toutes les solives de la structure.

D. Predimensionnement des poutres porteuses :

Les poutres principales sont des éléments structuraux, qui permettent de supporter les charges des planchers et les transmettent aux poteaux. Elles sont sollicitées principalement par un moment de flexion. La poutre la plus sollicitée à une portée de **6 m**, elle reprend 02 charges concentrées (S_{olive}) qui représentent les réactions des solives et une charge uniformément répartie due à son poids propre et le poids de béton sur la largeur de la semelle.

On placera un étaieement à mi travée de la portée en phase de construction pour diminuer la flèche.

Dans ce paragraphe, on détaillera seulement les calculs pour la poutre du plancher terrasse.

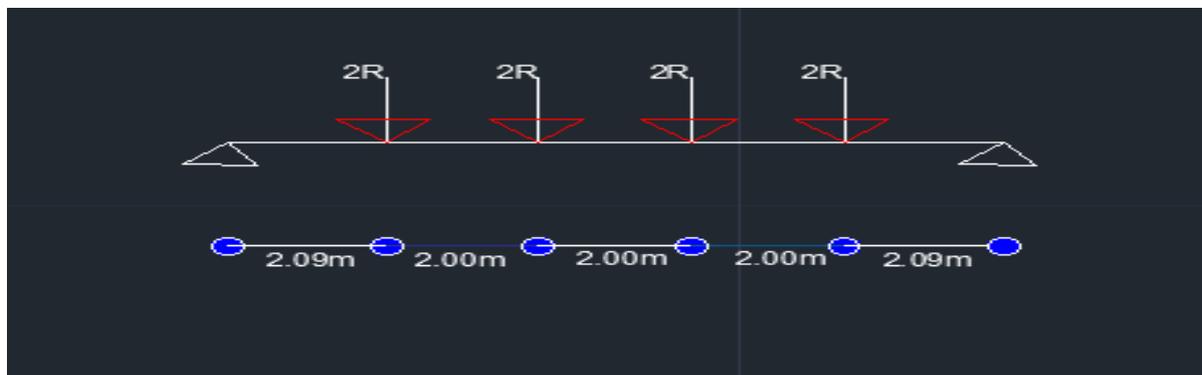


Figure II-9 : Schéma de la poutre principale la plus sollicitée.

$$\frac{l}{25} < h < \frac{l}{20}$$

L : La portée de la poutre

$$\frac{1018}{25} < h < \frac{1018}{20} \quad 40,72 < h < 50,9 \quad \text{on prend un IPE600}$$

Tableau II-4: caractéristiques du profilé IPE 600.

Caractéristiques	profilé IPE600					
$W_{ely}(cm^3)$	$I_y(cm^4)$	$W_{plz}(cm^3)$	$Avz(cm^2)$	$H(mm)$	$G(kg/m)$	$T_w(mm)$
3069	92080	485.6	83.73	600	122	12
$T_f(mm)$	$B(mm)$	$A(cm^2)$	$R(mm)$	$D(mm)$	$.iz(cm)$	$I_t(cm^4)$
19	220	156	24	514	4.66	165.4

1. Phase de construction :

- Le profilé d'acier travaille seul. Les charges de la phase de construction sont :
- Poids propre du profilé : $g_p = 1,22 \text{ kN/m}$.
- Poids propre du béton frais : $G_b = 3 \text{ kN/m}^2$
- Surcharge de construction (ouvrier) : $Q_c = 1 \text{ kN/m}^2$
- Bac d'acier (HIBOND 55): $G_{bac} = 0,15 \text{ kN/m}^2$

Combinaisons des charges :

ELU :

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

$$q_u = 1,35(1,22 + 0,21(3 + 0,15)) + (1,5 \times 0,21)$$

$$q_u = 5,69 \text{ kN/ml}$$

ELS:

$$q_s = G + Q$$

$$q_s = (1,22 + 0,21(3 + 0,15)) + (1 \times 0,21)$$

$$q_s = 2,09 \text{ kN/ml}$$

a) Calcul des réactions des solives :

On calcule les réactions des solives pour chaque phase (phase de construction et phase finale)

on utilise la formule suivante pour le calcul :

$$R_{solive} = \frac{qu \times l}{2}$$

$$\text{ELU: } R_u = \frac{12,93 \times 8,31}{2} = 53,72 \text{ kN}$$

$$\text{ELS: } R_s = \frac{9,35 \times 8,31}{2} = 38,84 \text{ kN}$$

$$\text{On a : } 2R_u = 107,44 \text{ kN} \quad \text{et} \quad 2R_s = 77,6 \text{ kN}$$

Vérification de la poutre principale IPE 600 :

b) Vérification de la résistance à la flexion :

Le profilé IPE600 est de classe I donc le moment fléchissant M_{sd} doit satisfaire à la condition suivante : $M_{sd} < M_{pl,Rd}$

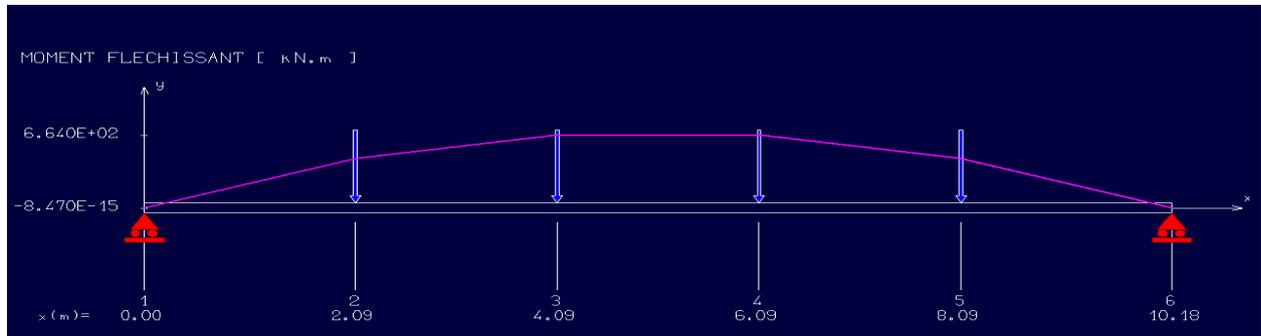
Le moment appliqué:

Figure II-10: diagramme du moments fléchissant

$$M_{sd} = \frac{q_u \times L^2}{12} + M(RU) = \frac{5,69 \times (10,18)^2}{8} + (664,8) = 738,5 \text{ kNm}$$

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{3512 \times 275 \times 10^{-3}}{1} = 965,8 \text{ kN.m}$$

$M_{sd} < M_{pl,RD}$ Condition vérifiée

c) Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que : $V_{sd} < V_{plrd}$

$$V_{pl,Rd} = A_v \times \frac{f_y}{\gamma_{m0} * \sqrt{3}}$$

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

$A_v = 8378 \text{ mm}^2$: aire de cisaillement (dans le tableau IV.3)

$$V_{pl,Rd} = A_v \times \frac{f_y}{\gamma_{m0} * \sqrt{3}} = 8378 \times \frac{275 \times 10^{-3}}{\sqrt{3}} = 1330,18 \text{ kN}$$

Calcul de l'effort tranchant sollicitant la poutre :

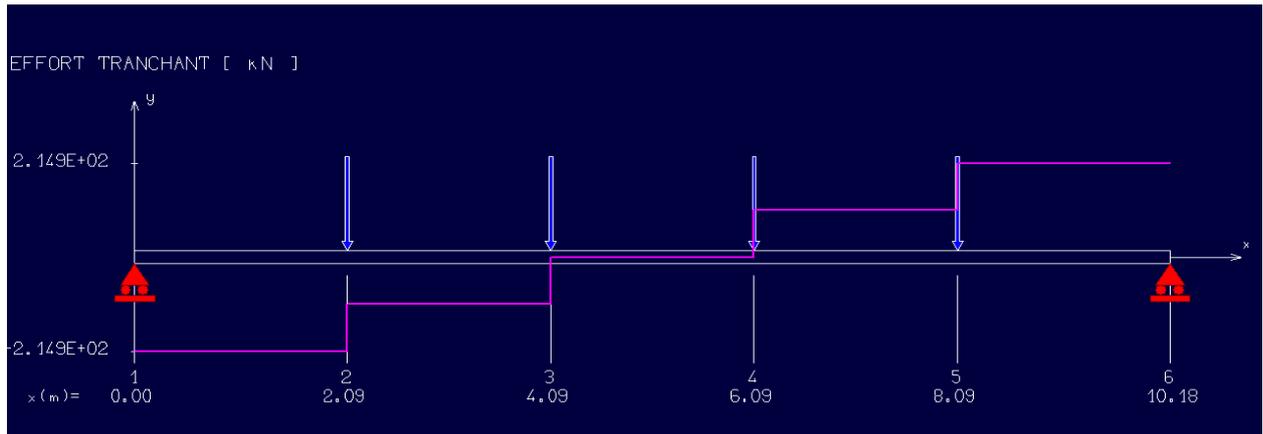


Figure II-11 : diagramme de l'effort tranchant

$$V_{sd} = \frac{qu \times L}{2} + 2Ru = \frac{5.69 \times 10.18}{2} + 214.9 = 243.86 \text{ kN}$$

Donc $V_{sd} < V_{pl,Rd}$, la condition est vérifiée.

d) Vérification du déversement :

La poutre étant maintenue latéralement par les solives de part et d'autre, on considérera que la poutre ne risque pas de se déverser.

e) Vérification de la rigidité :

Il faut vérifier que : $f_{\max} \leq f_{\text{adm}}$

$$f_{\max} = \frac{5}{384} \frac{qsl^4}{EI} + \frac{23 \times 2Rs + L3}{684 EIy} \quad f_{\max} = \frac{5}{384} \frac{2,09 \times 277,168 + (1018)4}{2100000 \times 920800000} + \frac{23 \times 2 \times 277,168 + (1018)3}{684 \times 210000 \times 920800000}$$

$$f_{\max} = 14,93 \text{ mm}$$

$$f_{\text{adm}} = \frac{l}{250} = 40,6 \text{ mm}$$

14,93 mm < 40,6 mm alors la condition de la flèche est vérifiée.

2. Phase finale :

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

Les charges de la phase finale sont :

$$\text{Poids propre du profilé :} \quad g_p = 1,06 \text{ kN/m}$$

$$\text{Charge permanente de plancher terrasse :} \quad G_{tr} = 5,43 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Charge d'exploitation :} \quad Q = 1 \text{ kN/m}^2$$

Combinaison des charges :

ELU :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_u = 1,35(1,22 + 0,21(5,43)) + (1,5)(0,21)$$

$$q_u = 3,50 \text{ kN/ml}$$

ELS:

$$q_s = G + Q$$

$$q_s = (1,22 + 0,21(5,43)) + (1)(0,21)$$

$$q_s = 2,57 \text{ kN/ml}$$

a) Calcul des réactions des solives :

$$R_{\text{solive}} = \frac{q_u \times l_{\text{solive}}}{2}$$

$$\text{ELU: } R_u = \frac{19,09 \times 8,31}{2} = 79,31 \text{ kN}$$

$$\text{ELS: } R_s = \frac{13,92 \times 8,31}{2} = 57,83 \text{ kN}$$

on a $2R_u = 158,62 \text{ kN}$ et $2R_s = 115,67 \text{ kN}$

b) Position de l'axe neutre plastique :

La section étant soumise à un moment positif, on suppose que l'influence des armatures de la dalle et d'un renfort éventuel en béton sont négligés entre la dalle et la semelle supérieure de la poutre en acier.

La position de l'axe neutre est déterminée à partir de l'équilibre des efforts internes.

On pose :

$$R_{\text{béton}} = 0,57 \times f_{ck} \times b_{\text{eff}} \times h_c$$

$$R_{\text{béton}} = 0,57 \times 25 \times 2000 \times 120$$

$$R_{\text{béton}} = 3420 \text{ kN}$$

$$R_{\text{acier}} = A_p \times f_y \times 0,95$$

$$R_{\text{acier}} = 0,95 \times 275 \times 15600$$

$$R_{\text{acier}} = 4075,5 \text{ kN}$$

$R_{\text{béton}} < R_{\text{acier}}$, donc l'axe neutre se trouve dans l'acier

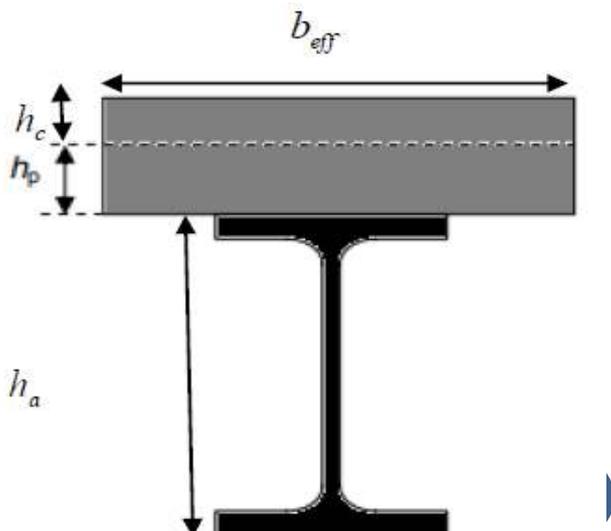


Figure II-12 : montage poutre/dalle mixte**Calcul de R_w :**

$$R_w = \frac{f_y \times A_w}{\gamma_d} \quad A_w = e_w \times h_w$$

$$h_w = (h-2)(t_f-2r)$$

$$h_w = 514 \text{ mm}$$

$$A_w = 11,1 \times 467,6$$

$$A_w = 5190,36 \text{ mm}^2$$

$$R_w = 1696,2 \text{ kN}$$

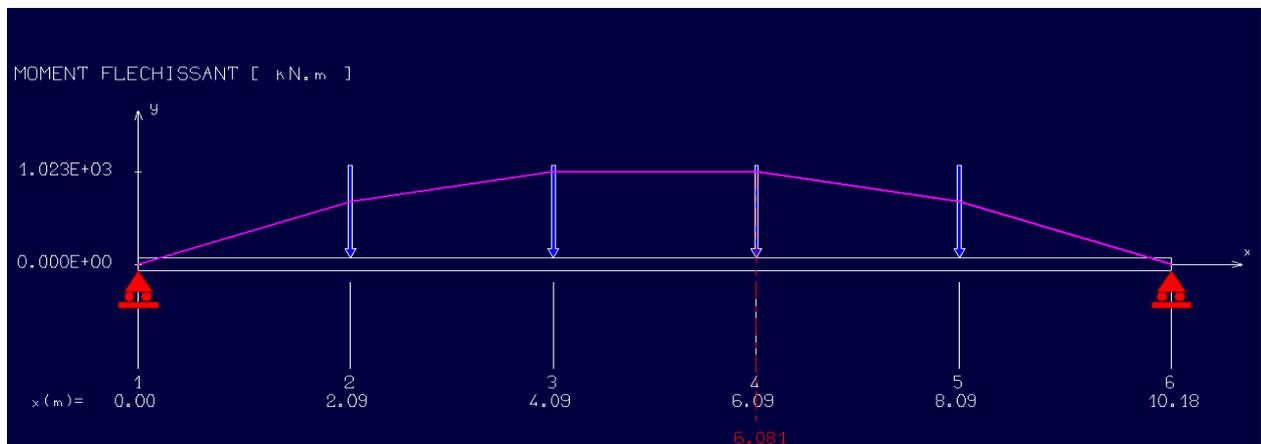
$R_w \leq R_{\text{béton}}$ alors l'A.N se trouve dans la semelle supérieure du profilé.

c) Vérification de la résistance à la flexion :

La condition de la résistance est vérifiée si :

$$M_{pl,rd} = R_a \times \frac{h}{2} + R_b \left(\frac{hc}{2} + h_p \right)$$

$$M_{pl,rd} = 4075 \times \frac{0,6}{2} + 3420 \left(\frac{0,12}{2} + 0,55 \right) = 1615 \text{ kN}$$

Le moment M_{sd} :**Figure II-13** : diagramme moment

$$M_{sd} = \frac{qu \times l^2}{8} + M(Ru) = \frac{3,69 \times (10,18)^2}{8} + 1023,00$$

$$M_{sd} = 1070,80 \text{ kNm}$$

Condition vérifiée.

d) Vérification de l'effort tranchant :

Calcul de l'effort tranchant plastique :

$$V_{PlRd} = \frac{AV \times f_y}{\gamma_{M0} \times \sqrt{3}} = \frac{8,378 \times 275}{1 \times \sqrt{3}}$$

$$V_{PlRd} = 1330,18 \text{ kN}$$

- Calcul de V_{sd} :

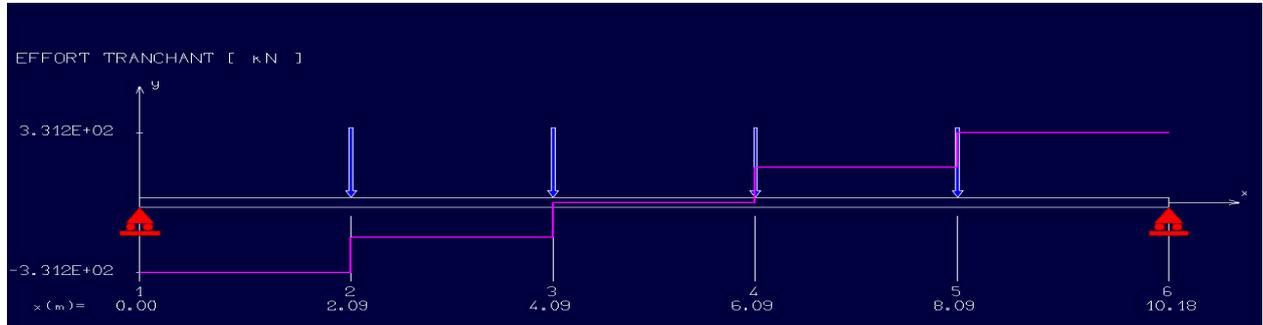


Figure II-14 : diagramme effort tranchant

$$V_{sd} = \frac{qu \times L}{2} + 2Ru = \frac{3,69 \times 10,08}{2} + 331,2350 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 350 \text{ kN}$$

$V_{sd} < V_{pl,rd}$, alors la condition est vérifiée.

e) Vérification de l'interaction :

Il faut que $V_{sd} < 0,5 \times V_{pl,r}$

350 kN < 0,5 x 1330 kN = 665 kN..... Condition vérifiée.

f) Vérification de la rigidité :

Il faut vérifier que : $f_{max} < f_{adm}$

$$f_{max} = \frac{5 \times qs \times l^4}{384 \times E \times I}$$

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

$$v = \frac{A_a}{A_b} = \frac{A_a}{b_{eff} \times hc} = \frac{15600}{2000 \times 120} = 0,065 \text{ et } m = 15$$

$$I = \frac{15600(120 + 2 \times 55 + 600)^2}{4(1 + 15 \times 0,065)} + \frac{2000 \times 120^3}{12 \times 15} + 92080,10^4$$

$$I_c = 62,9 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$$

$$F_{max} = \frac{5 \times 2,71 \times (10180)^4}{384 \times 2,1 \cdot 10^5 \times 62,910^8} = 0,29 \text{ mm}$$

$$F_{max} = \frac{l}{250} = 40,6 \text{ mm}$$

La flèche totale : $f_t = 0,29 + 14,93 < 40,6$

La condition de la flèche est vérifiée.

g) Calcul des connecteurs :

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

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

La connexion utilisée est de type goujon à tête : $d = 22$ mm, $h = 100$ mm ($d \leq 22$ mm, pour les goujons soudés directement sur la semelle).

La résistance de calcul au cisaillement d'un goujon est donnée par : $p_{rd} = \min(p_{rd}^1; p_{rd}^2)$

$p_{rd}^1 = kt \times 0.29 \times \alpha \times d^2 \times \frac{\sqrt{f_{ck} \times E_c}}{\gamma}$ Résistance dans le béton qui entoure le goujon.

$$p_{rd}^2 = kt \times 0.8 \times f_u \times \frac{\pi \times d^2}{4\gamma} \text{ Force dans le goujon}$$

F_{ck} : Résistance caractéristique du béton à la compression : 25 MPa.

E_{cm} : module de Young du béton : 30000 MPa

f_u : Contrainte ultime de l'acier des goujons : 450 MPa

γ_v : Coefficient partiel de sécurité pour les connecteurs : 1,25

d : diamètre de la tige des goujons.

$$\alpha = 0.2 \left(1 + \frac{h}{d} \right) \leq 1 \quad \text{si } 3 \leq \frac{h}{d} \leq 4$$

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

$$\frac{h}{d} = \frac{100}{22} = 4.5 < 5 \text{ Donc } \alpha = 1$$

$$p_{rd}^1 = 0.29 \times \alpha \times d^2 \times \frac{\sqrt{f_{ck} \times E_c}}{\gamma} = 0.29 \times 1 \times (22)^2 \times \frac{\sqrt{25 \times 30}}{1.25}$$

$$p_{rd}^1 = 98,051 \text{ kN}$$

$$p_{rd}^2 = 0.8 \times f_u \times \frac{\pi \times d^2}{4\gamma} = 0.8 \times 450 \times \frac{\pi \times (22)^2 \times 10^{-3}}{1.25}$$

$$p_{rd}^2 = 109,47 \text{ kN}$$

$$p_{rd} = \min(p_{rd}^1; p_{rd}^2) = 98,05 \text{ kN}$$

Et $k_t = 0,6 \frac{b_0(h-h_p)}{h_p \times h_p} = 0,78 < 1$ O.K.

D'où $P_{rd} = 76,47 \text{ kN}$

Sachant que la section critique médiane étant de classe 1, l'effort total de cisaillement longitudinal de calcul V_{ef} pour la longueur critique d'interface comprise entre cette section et une section d'extrémité est égale à :

$$R_c = \min(R_{acier}, R_{beton})$$

$$R_{acier} = 3511,20 \text{ kN}$$

$$R_{beton} = 3420 \text{ kN}$$

Donc **$R_c = 3420 \text{ kN}$**

La section est de classe 1, donc :

$$N = \frac{R_c}{P_{rd}} = \frac{3420}{76,47} = 44 \text{ (Sur la demi-longueur)}$$

(On prend : 88 sur toute la portée de la poutre $L = 10,18 \text{ m}$).

Espacement :

$$\text{Esp min} > 5d = 100 \text{ mm}$$

$$\text{Esp} = \frac{L_s}{n_c - 1}$$

$$\text{Esp} = 1018/88 \quad \text{On choisit } 10 \text{ cm}$$

h) Vérification au voilement :

Dans le cas d'une poutre de classe 1 et 2 de nuance est supérieur à 235 N/mm^2 . Dans ce cas, il n'y a pas lieu de vérifier le voilement de l'âme des poutres non raidies, car $d/t_w \leq 69 \cdot \varepsilon$

$$\text{Classification du profilé : } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{275}} = 0,92$$

Classification de la semelle :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{(b - t_w)/2}{t_f} = \frac{(190 - 9,4)/2}{14,6} = 6,18 < 10\varepsilon \quad (\varepsilon = 0,85; S275)$$

Donc semelle de classe 1.

Classification de l'âme :

$$\frac{d}{t_w} = \frac{420,8}{9,4} = 44,77 < 72 \quad (\varepsilon = 0,85) S275$$

Classe 1, donc il n'y a pas lieu de vérifier le voilement.

Conclusion :

On a vérifié toutes les conditions, donc on prend un **IPE 600** pour toutes les poutres principales de notre structure.

Tableau II-5 : choix final des éléments

Elements niveaux	Poutres principales	Poutres secondaires	solives
5	IPE600	IPE550	IPE550
4	IPE600	IPE550	IPE550
3	IPE600	IPE550	IPE550
2	IPE600	IPE550	IPE550
1	IPE600	IPE550	IPE550

E. Prédimensionnement des poteaux :

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

Le pré dimensionnement des poteaux s'effectue de la manière suivante :

- A partir de la descente de charges, on détermine l'effort normal pondéré à l'E.L.S qui sollicite le poteau : $N_s = G + Q$

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

Q : Charge d'exploitation. Dans le cas où elle est identique à tous les étages, la loi de dégression est équivalente à la règle usuelle dans laquelle les charges d'exploitation de chaque étage sont réduites.

- On calcule la section minimale du profilé d'acier aux E.L.S selon le CCM.

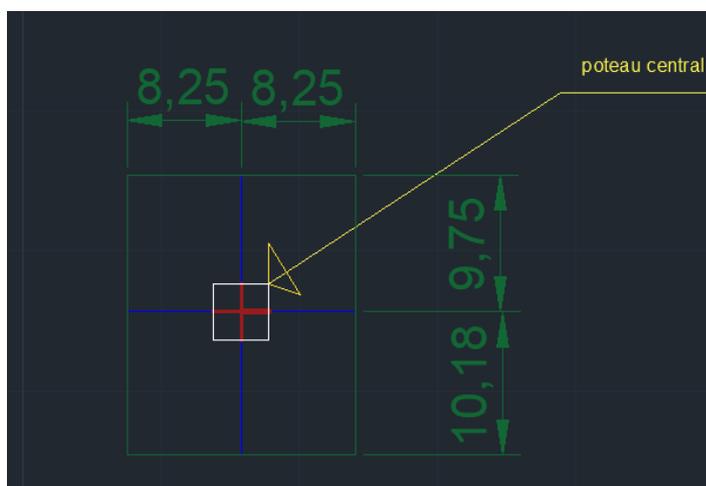


Figure II-15: poteau le plus sollicité

Le poteau le plus sollicité (poteau central) reprend une section de 82,21 m², il est représenté dans le schéma ci-dessus Le pré dimensionnement des poteaux est basé sur la formule suivante :

$$N_{sd} \leq N_{crd} = \frac{A f_y}{k}$$

Poteau central : $S = 8.25 \times \left(\frac{10.18+9.75}{2} \right) = 82.21m^2$

1. Les charges permanentes :

- Poids du plancher terrasse non accessible : $5,43 \times 82,21 = 446,40 \text{ kN}$
- Poids du plancher courant : $5,11 \times 82,21 = 420,09 \text{ kN}$
- Poids des PP (IPE600) : $1,22 \times 10,18 = 12,41 \text{ kN}$
- Poids des solives (IPE550) : $1,06 \times 8,311 = 8,80 \text{ kN}$

2. Les charges d'exploitation :

- Plancher terrasse non accessible : $1 \times 82,21 = 82,21 \text{ kN}$
- Plancher courant 3^{ème}, 4^{ème} étages (bureaux) : $2,5 \times 82,21 = 205,52 \text{ kN}$
- Plancher courant 2^{ème} étage (restaurant) : $4 \times 82,21 = 263,07 \text{ kN}$
- Plancher courant 1^{er} étages (commerce) : $5 \times 82,21 = 328,84 \text{ kN}$

a) Loi de dégression des charges d'exploitation :

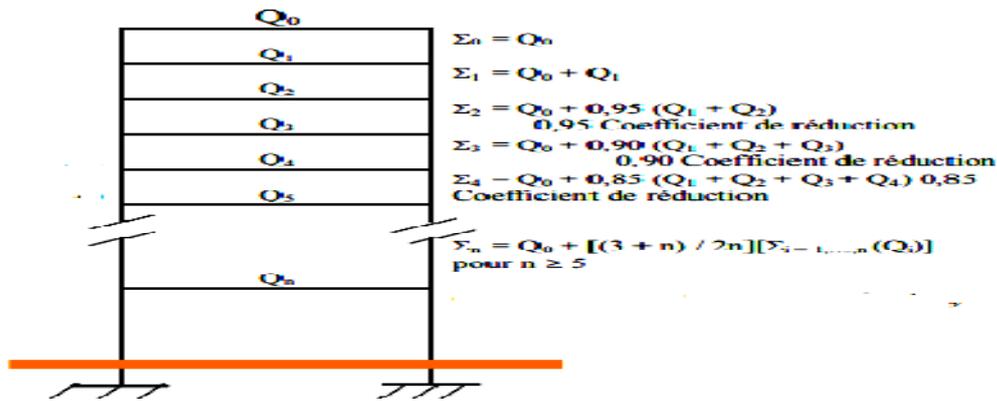


Figure II-16 : loi de dégression

Représente les lois de dégression d'un bâtiment.

La charge d'exploitation de chaque étage dans le tableau ci-dessous :

3. Calcul des descentes de charges :

Tableau II-6 : Descente des charges

Surfaces (m ²)	niveaux	G(kN)	Q(kN)
82,21	4ème	446,4	82,21
82,21	3ème	887,7	205,52 + 82,52 = 288,04
82,21	2ème	1328,93	82,21 + 0.95(205,52*2) = 472,98
82,21	1ère	1770,23	82,21 + 0.90(205*2 + 263,07) = 503,07
82,21	RDC	2211,53	82,21 + 0,85(205,52*2 + 263,07 + 328,84) = 934,71

a) Calcul des sollicitations :

On calcule la sollicitation à l'ELU :

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

$$G = 2211,53 \text{ kN} \quad \text{et} \quad Q = 934,71 \text{ kN}$$

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

$$N_{sd} = 4387,63 \text{ kN}$$

Les poteaux sont des éléments verticaux sollicités en compression dont le calcul de la section résulte de la formule suivante :

$$N_{sd} < N_{C,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_m}$$

$$\text{Section de classe 1 : } A_{net} > \frac{\gamma_m \times N_{sd}}{f_y}$$

Avec :

$$\text{Profilé de classe 1} \dots\dots\dots N_C, = N_{PL},$$

$$f = 275 \text{ N/mm}^2 \quad \gamma_m = 1$$

$$A_{net} > \frac{1 \times 4387,631}{275} \times 10^3 = 159,55 \text{ cm}^2$$

On prend un HEA700.

Récapitulation :

Tableau II-7 : choix final

Etages	Nsd (kN)	Sections (cm²)	profiles
5	725,95	26,39	600A
4	1630,45	59,29	600A
3	2503,52	91,03	650A
2	3144,41	114,23	650A
1	4387,631	159,55	700A

CHAPITRE 3 : ETUDE SISMIQUE

III. But de l'étude sismique :

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

Cette étude, telle qu'elle se présente, est souvent très complexe, c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettront de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

La modélisation de notre structure a été effectuée à l'aide du logiciel ROBOT.STRUCT qui est un logiciel de calcul de structure par éléments finis.

A. Description du logiciel de calcul :

Le logiciel ROBOT structural analyse est un logiciel de calcul dédié pour le calcul de divers types de structures dont le bâtiment, Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique performante. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique. Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde. En effet à ces diverses fonctions il permet une décente de charge automatique et rapide.

Choix de la méthode de calcul :

L'étude sismique a pour but de calculer les forces sismiques, le calcul de ces efforts sismiques peut être déterminé selon trois méthodes :

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

1. Méthode statique équivalente :

a) Principe de la méthode :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents au mouvement du sol dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies à priori par le projecteur.

b) Domaine d'application :

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

- Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisant aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65 m en zone I et II et à 30 m en zone III.
- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, autres les conditions de hauteur énoncées en haut, les conditions complémentaires citées par le RPA 99 v 2003.

Cette méthode n'est pas applicable dans le cas de notre bâtiment car la structure, se trouve en zone III et de groupe d'usage 2, sa hauteur dépasse les 17 m.

2. Méthode d'analyse modale spectrale :**a) Principe de la méthode :**

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

Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inertie.

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 mode à prendre en compte est tel que la somme des coefficients de ces modes soit au moins égale à 90 % ou bien que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (3) dans chaque direction considérée. Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des notes de torsion, le nombre minimal des modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \text{ et } T_k \leq 20s$$

N : le nombre de niveaux au-dessus de sol.

T_k : La période du mode K.

b) Principe de la méthode :

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 et de la pulsation naturelle (ω).

Donc pour des accélérogrammes donnés, on évalue les réponses maximales en fonction de la période (T), et 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 :

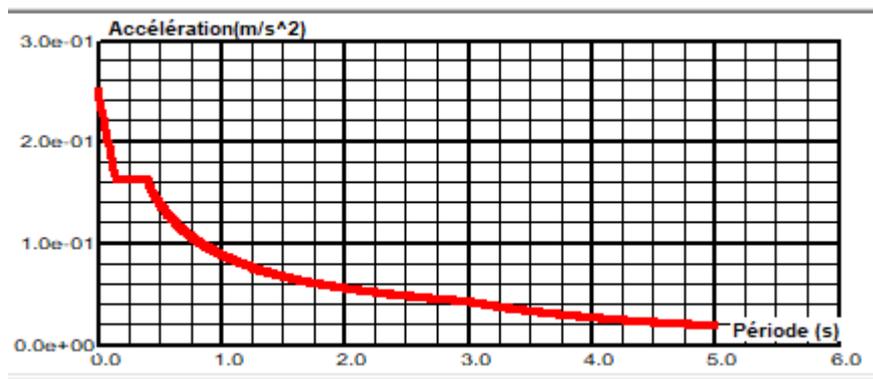


Figure III-1 :schéma du spectre de réponse

g : accélération de la pesanteur ($g = 9,81N/S^2$)

A : coefficient d'accélération de zone, (tableau 4.1).

η : facteur de correction d'amortissement ($\eta = 1$)

R : coefficient de comportement de la structure, il est fonction du système de contreventement (tableau 4.3).

T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (tableau 4.7).

Q : Facteur de qualité (tableau 4.4)

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5 \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 < T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3s \end{cases}$$

B. Modélisation de la 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 ($\beta = 0,6$) pour un bâtiment à usage commercial.

La masse de l'acrotère 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 des poutres des planchers déterminant la cage des escaliers (par plancher).
- Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions des rigidités et de masse de façon à prendre en compte tous les modes de déformations significatifs dans le calcul des forces .

Classification de notre projet selon le RPA.99 ver 2003 :

- Selon la zone sismique : zone III (Blida).
- Selon le groupe d'usage : groupe 2
- Selon leur configuration : le bâtiment ne présente aucune régularité en plan et en élévation.
- Selon le rapport géotechnique du site relatif à cet ouvrage, on est en présence d'un sol de catégorie S2 (site ferme).
- Le calcul de tout l'ouvrage dans le génie civil doit se faire selon le règlement régissant le phénomène de séisme.

C. Evaluation de la force sismique :

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

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

Avec :

A: coefficient d'accélération de la zone (tableau4.1RPA99).

D: facteur d'amplification dynamique.

Q: facteur de qualité (tableau4.4RPA99).

R: coefficient de comportement (tableau4.3RPA99).

W: poids total de la structure.

1. Coefficient d'accélération de la zone « A »:

Le coefficient d'accélération de la zone (A) est donné par le tableau (4-1) du RPA99 modifié 2003 suivant la zone et le groupe d'usage du bâtiment.

Zone	Groupe	A
III	1B	0.30

2. Facteur d'amplification dynamique :

Fonction de la catégorie de site « S », du facteur de correction d'amortissement η et de la période fondamentale de la structure « T ».

$$D = \begin{cases} 2.5 \times \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5 \times \eta \left(\frac{T_2}{30}\right)^{2/3} \times \left(\frac{30}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases}$$

T_2 période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 du RPA. Le facteur D par ailleurs est donné sous forme graphique à la figure 4.1 pour un amortissement $\varepsilon\% = 5\%$.

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule.

$$\eta = \sqrt{7 / (2 + \varepsilon)} \geq 0,7 \dots \dots \dots (4.3)$$

Où $\varepsilon\%$ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

On prend $\varepsilon\% = 5\%$ $\eta=1$

Calcul de la période par la formule empirique :

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

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

$$h_N = 28.60 \text{ m}$$

C_T : Coefficient fonction de système de contreventement, et de type de remplissage donné par le tableau (4.6).

On a Cas n°4(contreventement assuré partiellement ou totalement par des palées triangulées)

$$C_T = 0,050$$

$$T = 0,05(28,60)^{3/4} = 0,61 \text{ s}$$

On peut également utiliser aussi la formule :

$$T = 0.09h_N/\sqrt{D}$$

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

Dans ce cas de figure il y a lieu de retenir dans chaque direction considérée le minimum des deux valeurs données respectivement.

$$D_x = 75.41 \text{ m et } D_y = 47.03 \text{ m}$$

➤ $T_x = 0.09 \times 28,60/\sqrt{75,41} = 0,29\text{s} \dots\dots\dots T = 1,3 \times 0,29 = 0,38 \text{ s}$

➤ Y-Y $T_y = 0.09 \times 28,60/\sqrt{47,03} = 0,38\text{s} \dots\dots\dots T = 1,3 \times 0,38 = 0,49 \text{ s}$

La catégorie du sol est S2 donc : T2 = 0,40 s et T1 = 0,15 s

- Sens longitudinal : $0 \leq T \leq T_2$

$$D_x = 2.5 \times 1 = 2,5$$

- Sens transversal : $T_2 \leq T \leq 3 \text{ s}$

$$D_y = 2.5 \times 1 \left(\frac{0,40}{0,49} \right)^{2/3} = 2,1$$

3. Coefficient de comportement global de la structure « R »:

Sa valeur unique est donnée par le tableau 4.3 (RPA99 ver2003) en fonction du système de contreventement tel que défini dans le chapitre III.3.4 du RPA.

Dans les deux sens, la structure est contreventée par palées triangulées en X, donc : R = 5.

4. Facteur de qualité « Q »:

Il est donné par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum_1^6 p_q \dots\dots\dots (4.4)$$

P_q Est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q "est satisfait ou non". Sa valeur est donnée au tableau suivant:

Tableau III-1 : Valeur du critère de qualité

Critère	Les sens			
	Suivant x		Suivant y	
	observé	Non observé	Observé	Non observé
1- Conditions minimales sur les files de contreventement	0	-	0	-
2- Redondance en plan	0	-	0	-
3- Régularité en plan	0	0,05	0	0,05
4- Régularité en élévation	0	0,05	0	0,05
5- Contrôle de la qualité des matériaux	0	-	0	-
6- Contrôle de la qualité d'exécution	0	-	0	-
Total		0,10		0,10

$$Q_x = 1,10$$

$$Q_y = 1,10$$

5. Calcul de W :

Elle est donnée par la formule suivante :

$$W = \sum W_i \text{ Avec : } W_i = W_{Gi} + \beta\% \times W_{Qi}$$

W_{Gi} : Poids du aux charges permanentes

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

Le coefficient β est donné par le tableau (4.5) de RPA99 :

« Bâtiment des locaux commerciaux $\beta = 60\%$ »

On trouve : $W = 99.569,39 \text{ kN}$

Calcul de l'effort tranchant :

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

On trouve :

$$V_x = 13.143,16 \text{ kN}$$

$$V_y = 11.040,25 \text{ kN}$$

D. Modèle initial de la structure :

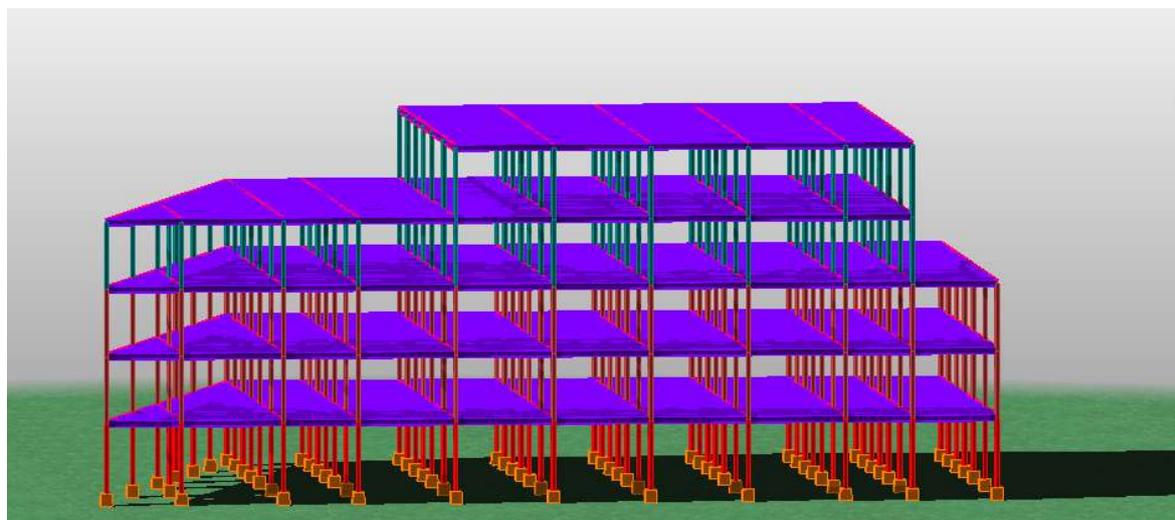


Figure III-2: bâtiment sans contreventements

1. Période et participation massique :

Tableau III-2: %de participation massique du bâtiment.

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]
5/ 1	0,30	3,28	86,13	0,00	0,00	86,13	0,00	0,00
5/ 2	0,72	1,39	86,13	57,07	0,00	0,00	57,07	0,00
5/ 3	0,75	1,33	86,20	79,17	0,00	0,07	22,11	0,00
5/ 4	0,80	1,25	95,16	79,18	0,00	8,96	0,00	0,00
5/ 5	1,22	0,82	98,47	79,18	0,00	3,30	0,00	0,00
5/ 6	1,63	0,61	99,73	79,18	0,00	1,26	0,00	0,00
5/ 7	1,85	0,54	99,73	80,61	0,00	0,00	1,43	0,00
5/ 8	2,00	0,50	99,99	81,04	0,00	0,26	0,43	0,00
5/ 9	2,02	0,50	100,00	89,73	0,00	0,01	8,69	0,00
5/ 10	2,87	0,35	100,00	91,47	0,00	0,00	1,75	0,00

2. Déplacement inter-étage :

❖ Sens X-X

Cas/Etage	UX [cm]	UY [cm]	dr UX [cm]	dr UY [cm]
15/ 1	12,5	0,3	12,5	0,3
15/ 2	40,8	1,0	28,3	0,7
15/ 3	77,4	2,1	36,6	1,0
15/ 4	118,7	3,3	41,3	1,2
15/ 5	170,5	2,0	51,8	-1,3

❖ Sens-Y-Y

Cas/Etage	UX [cm]	UY [cm]	dr UX [cm]	dr UY [cm]
16/ 1	0,3	0,9	0,3	0,9
16/ 2	0,7	2,3	0,5	1,4
16/ 3	1,3	3,6	0,6	1,3
16/ 4	2,0	4,6	0,7	1,1
16/ 5	2,9	5,4	0,8	0,7

E. Résultats de l'analyse dynamique et sismique:

Modèle de la structure en 3D avec la disposition des contreventements

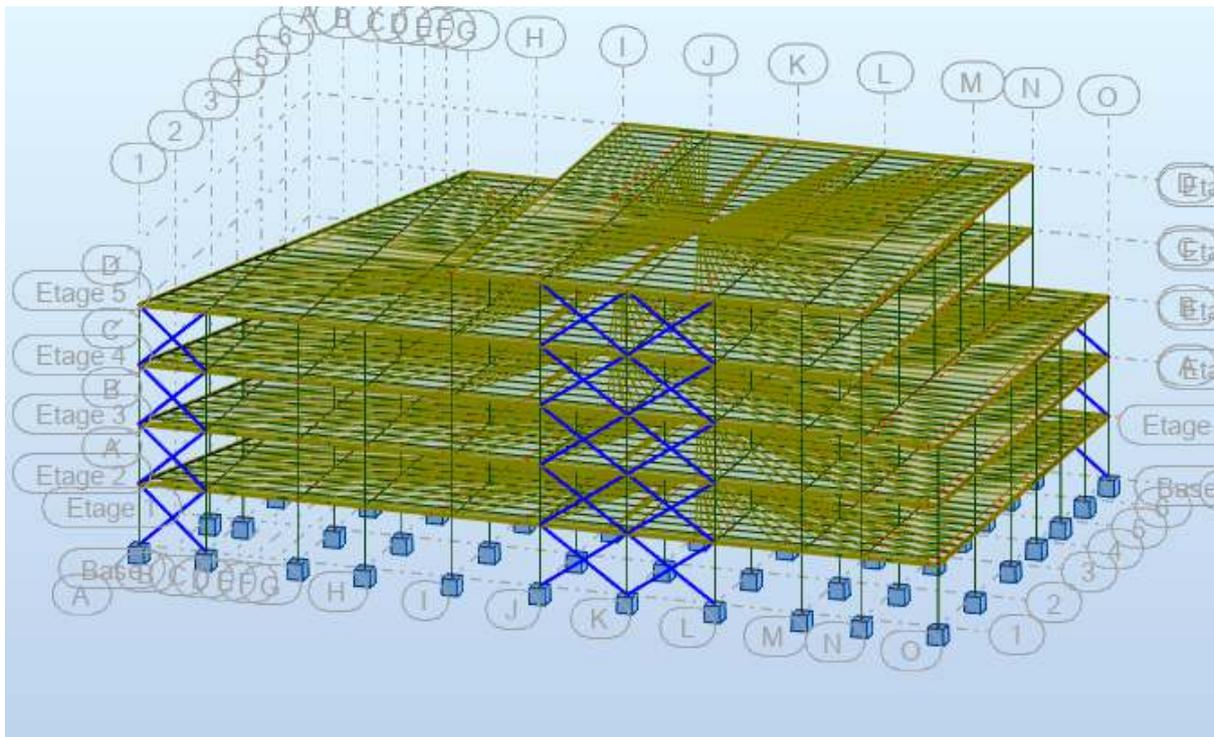


Figure III-3 :Modèle 3D avec contreventement

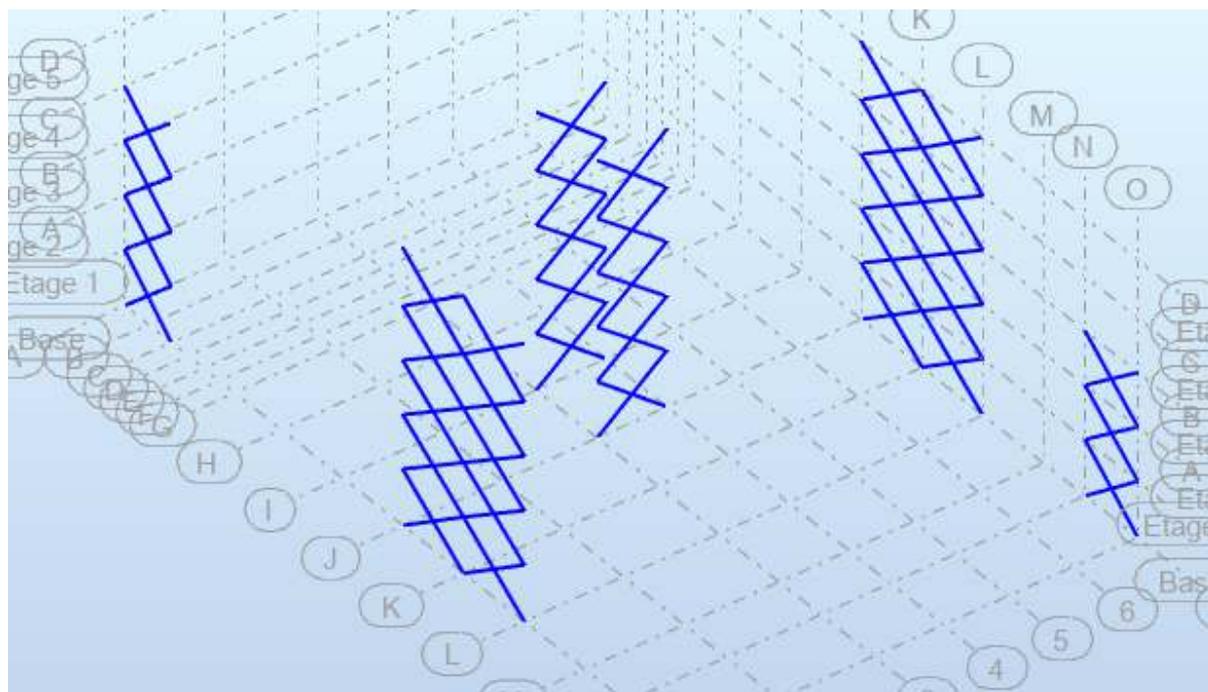


Figure III-4 : disposition de contreventements

1. Période et participation massique :

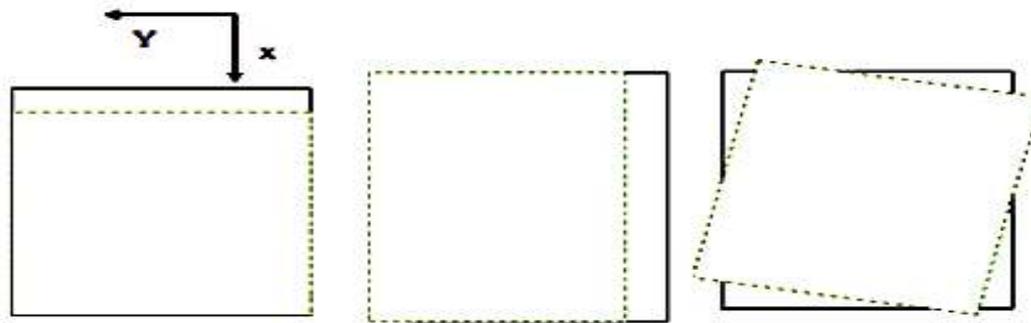
Tableau III-3: % de participation massique du bâtiment

Mode	Période	%Masse cumulée U _x	%Masse cumulée U _y	Masse Modale U _x	Masse Modale U _y	Masse Modale U _z
1	1,05	0,02	75,72	0,02	75,72	0
2	0,88	74,76	75,72	74,74	0	0
3	0,69	75,22	77,23	0,46	1,51	0
4	0,37	75,22	91,41	0	14,18	0
5	0,30	93,68	91,42	18,46	0,01	0
6	0,25	93,75	92,82	0,07	1,40	0
7	0,25	93,75	92,82	0	0	16,89
8	0,21	93,75	92,83	0	0,01	2,98
9	0,21	93,78	92,86	0,03	0,03	0,06
10	0,21	93,84	93	0,06	0,14	0,04

Conclusions:

- Le 1^{er} mode est une translation suivant y-y avec $T_1 = 1,05 \text{ s} > 1,3T_y = 0,49 \text{ s}$

- Le 2^{ème} mode est une translation suivant x-x avec $T_2 = 0,88 \text{ s} > 1,3T_x = 0,38 \text{ s}$
- Le 3^{ème} mode est une rotation suivant Z-Z
- Le taux de participation massique atteint les 93,68% au 5^{ème} mode dans le sens X-X et 91,41 % au 4^{ème} mode dans le sens Y-Y.



MODE2 MODE1 MODE3

Figure III-5:sens des trois premiers modes

2. Vérification de l’effort tranchant à la base :

Tableau III-4 : vérification de l’effort tranchant a la base

sens	A	D	Q	R	W (kN)	V (kN)	0,8V (kN)
x-x	0,30	2,5	1,1	5	99.569,39	16.428,95	13.143,16
y-y	0,30	2,1	1,1	5	99.569,39	13.800,31	11.040,25

0,8V _x (kN)	13.143,16
V(Ex) (kN)	10.158,85
0,8V _y (kN)	11.040,25
V(Ey) (kN)	9.960,56

$$r_x = \frac{0,8 \cdot V_x}{V(Ex)} = 1,29$$

$$r_y = \frac{0,8 \cdot V_y}{V(Ey)} = 1,12$$

0,8V _x (kN)	13.143,80
V(Ex) (kN)	13.104,92
0,8V _y (kN)	11.040,80
V(Ey) (kN)	11.155,82

.....Conditions vérifiées.

3. Vérification des déplacements inter-étages :

Tableau III-5 : déplacement inter-étage

Z (m)	Charge	Charge	U _x (cm)	U _y (cm)	Δ_k^x	Δ_k^y	δ_k^x	δ_k^y	$\bar{\Delta}$ (cm)
28,60	EX	EY	4,6	5,1	1	1,1	5	5,5	6
22,60	EX	EY	3,6	3,9	1	0,9	5	4,5	5,6
17	EX	EY	2,6	3	1	1,1	5	5,5	5,6
11,40	EX	EY	1,6	1,9	0,9	1,1	4,5	5,5	5,6
5,8	EX	EY	0,7	0,8	0,7	0,8	3,5	4	5,8

4. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ :

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 :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_k} \leq 0,10$$

P_K Poids total de la structure et des charges d'exploitations associés au-dessus du niveau

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

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'.

Tableau III-6 : effet P-delta

étage	P(KN)	V _x (kN)	V _y (kN)	Δ_k^x (cm)	Δ_k^y (cm)	H (m)	θ_x	θ_y	$\theta \leq 0,1$
5	10.742,66	4000,15	2884,19	1	1,1	6	0,0045	0,0068	cv
4	29.623,25	6907,15	5780,09	1	0,9	5,6	0,0076	0,0082	cv
3	50.735,87	9135,85	7918,01	1	1,1	5,6	0,01	0,012	cv
2	73.189,98	11341,23	9799,98	0,9	1,1	5,6	0,010	0,015	cv
1	97.177,24	13092,40	10928,7	0,7	0,8	5,8	0,0089	0,012	cv

5. Justification du coefficient de comportement :*Tableau III-7 : justification de R*

Effort structure (kN)	158.754,12
Effort palées triangulées (kN)	28.702,04

Nous avons : $r = \frac{\text{Effort structure}}{\text{Effort palées triangulées}} = 18\% < 20\%$

.....Condition vérifiée.

CHAPITRE 4 : VERIFICATION DES ELEMENTS RESISTANTS

IV. Introduction :

Les éléments structuraux doivent être dimensionnés sur la base des règles [CCM 97], et la vérification est faite à l'aide des combinaisons de la force sismique, et des charges verticales, les plus défavorables tirés du logiciel de calcul.

A. Flambement :

C'est un phénomène très dangereux vis-à-vis duquel doivent être vérifiés les éléments verticaux. Il affecte les éléments simplement comprimés (flambement simple) ainsi les éléments soumis à la flexion composée.

B. Déversement :

C'est un phénomène d'instabilité susceptible d'intervenir dans les barres fléchies par rapport à leur axe de forte inertie (axe y-y) : sous l'effet de la flexion, une partie de la section est comprimée et l'autre partie est tendue.

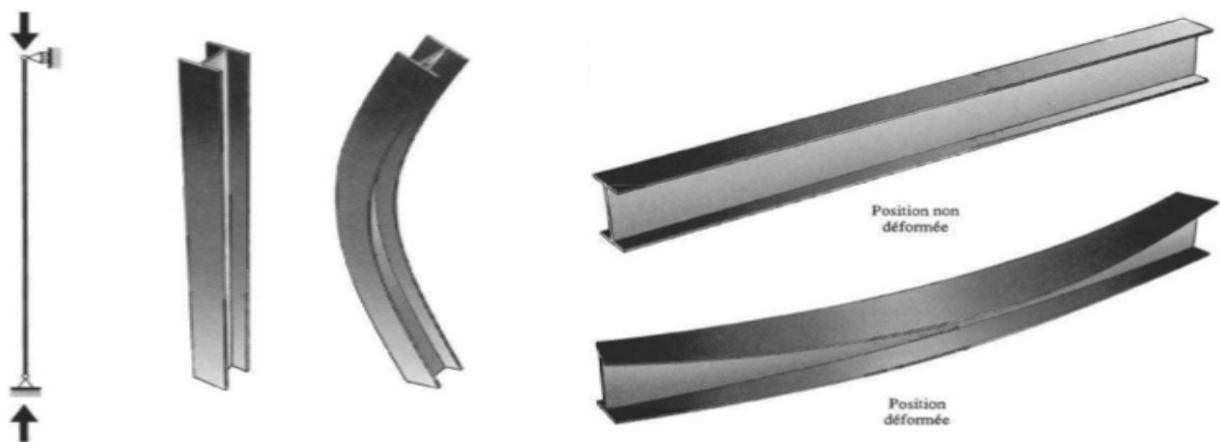


figure IV-1 :phénomène de flambement et de déversement

Les poteaux sont soumis à la flexion composée où chaque poteau est soumis à un effort normal « N » et deux moments fléchissants M_x et M_y . La vérification se fait pour toutes les combinaisons inscrites aux règlements sous les sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens.

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

- Une compression maximale et un moment correspondant.
- Un moment maximal et une compression correspondante.

1. Combinaison des charges :

Les vérifications doivent être faites sous les combinaisons suivantes :

- **1,35G + 1,5Q**
- **G + Q + E**

2. Les étapes de vérification du flambement :

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

- Flexion composée avec risque de flambement :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} \times A \times f_y / \gamma_{M1}} + \frac{K_y \times M_{y,sd}}{W_{pl,y} \times f_y / \gamma_{M1}} + \frac{K_z \times M_{z,sd}}{W_{pl,z} \times f_y / \gamma} \leq 1$$

Où :

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

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

$$K_z = 1 - \frac{\mu_z \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y}; K_z \leq 1,5$$

$$\mu_z = \bar{\lambda}_z (2 \cdot \beta_{M,z} - 4) + \left(\frac{W_{pl,z} - W_{el,z}}{W_{el,z}} \right); \mu_z \leq 0,90$$

$$\beta_{M,y} = \beta_{M,z} = 1,8 + 0,7 \left(\frac{M_{min}}{M_{max}} \right)$$

χ_{min} est la plus petite des valeurs de χ_y et χ_z sont les facteurs de moment uniforme équivalent pour le flambement par flexion.

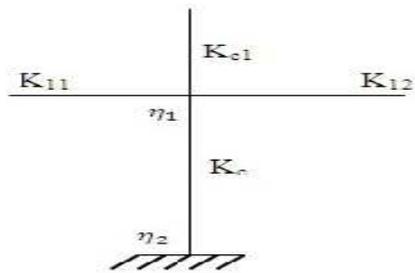
Où χ_y et χ_z sont les coefficients de réduction pour les axes y-y et z-z respectivement.

Et $\beta_{M,y}$ et $\beta_{M,z}$ sont les facteurs de moment uniforme équivalent pour le flambement par flexion.

3. La longueur de flambement :

Le mode d'instabilité étant à nœud fixe, le calcul se fait selon la relation suivante :

$$\frac{l_f}{H} = 0,5 + 0,14(\eta_1 + \eta_2) - 0,055(\eta_1\eta_2)^2$$



$$\eta_1 = \eta_2 = \frac{\sum K_{poteaux}}{\sum K_{poteaux} + \sum K_{poutres}}$$

η_1 et η_2 : Facteurs de distribution pour poteaux continus.

$K_{poteaux}$: rigidité des poteaux $\frac{I}{H}$

$K_{poutres}$: rigidité des poutres $\frac{I}{L}$

Avec :

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

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

K_c : rigidité du poteau considéré.

K_{c1} : rigidité du poteau supérieure.

K_{c2} : rigidité du poteau inférieur

4. Les vérifications:

Sous la combinaison 1,35G + 1,5Q :

Selon les résultats du calcul, la combinaison la plus défavorable dans notre cas est à l'ELU (1,35G+1,5Q).

➤ $N^{max}; M_2^{corr}; M_3^{cor}$

Les efforts internes donnés par le logiciel sous la combinaison citée au-dessus sont regroupés dans le tableau suivant

Tableau IV-1: Efforts résistants

Combinaison	ELU		
	N^{Max} (kN)	M^{Cor}_3 (kNm)	M^{Cor}_2 (kNm)
5 ^{ème}	739,24	32,76	-4,91
4 ^{ème}	1616,27	-0,60	-0,18
3 ^{ème}	2499,78	5,92	-2,09
2 ^{ème}	3470,65	-18,41	-3,06
1 ^{er}	4551,29	30,20	3,54

Résultats des calculs :

Tableau IV-2: Vérification

Etage	Profilé	Longueur		Les coefficients			Valeur finale	≤ 1
		flambement		X_{min}	K_y	K_z		
		l_{fy}	l_{fz}					
5 ^{ème}	HEA600	4,22	6	0,62	0,33	0,66	0,21	CV
4 ^{ème}	HEA600	3,99	5,6	0,66	0,74	0,80	0,40	CV
3 ^{ème}	HEA650	4,03	5,6	0,63	0,54	0,54	0,59	CV
2 ^{ème}	HEA700	4,03	5,6	0,63	0,48	0,57	0,78	CV
1er	HEA700	4,16	5,8	0,61	0,32	0,60	0,60	CV

Sous la combinaison de $G + Q + E_x$:

➤ $N^{max}; M_2^{corr}; M_3^{cor}$

Les efforts internes de calcul sous la combinaison citée au-dessus sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau IV-3: Efforts résultants

Combinaison	$G + Q + E_x$			
	Etage	N^{Max} (kN)	M_3^{Cor} (kNm)	M_2^{Cor} (kNm)
5 ^{ème}		790,68	-448,83	43,29
4 ^{ème}		2065,23	-274	39,21
3 ^{ème}		3149,73	-344,17	32,90
2 ^{ème}		4356,69	-332,08	37,52
1er		5929,58	-293,360	50,89

Résultats des calculs :

Le tableau ci-dessous regroupe les résultats calculés manuellement et les vérifications faites selon CCM97 :

Tableau IV-4 : Verification

Étage	Profilé	Longueur flambement		Les coefficients			Valeur finale	≤ 1
		l_{fy}	l_{fz}	X_{min}	K_y	K_z		
5 ^{ème}	HEA600	4,22	6	0,62	1,01	0,68	0,53	CV
4 ^{ème}	HEA600	3,99	5,6	0,66	0,89	0,94	0,87	CV
3 ^{ème}	HEA650	4,03	5,6	0,63	0,81	0,90	0,99	CV
2 ^{ème}	HEB700	4,03	5,6	0,64	0,57	0,67	0,96	CV
1 ^{er}	HEM700	4,16	4,06	0,63	0,58	0,66	1	CV

Sous la combinaison $G + Q + E_y$:

➤ $N^{max}; M_2^{corr}; M_3^{cor}$

Tableau IV-5: Efforts résultants

Combinaison	$G + Q + E_y$		
Étage	N^{Max} (kN)	M_3^{Cor} (kNm)	M_2^{Cor} (kNm)
5 ^{ème}	560,87	-233,40	6,61
4 ^{ème}	1279,85	-208,94	10,03
3 ^{ème}	2270,10	-255,69	10,28
2 ^{ème}	3781,68	-314,90	7,82
1 ^{er}	5768,90	-613,15	5,17

Résultats des calculs :

Le tableau ci-dessous regroupe les résultats calculés manuellement et les vérifications faites selon CCM97 :

Tableau IV-6 : Vérification

Étage	Profilé	Longueur flambement		Les coefficients			Valeur finale	≤ 1
		l_{fy}	l_{fz}	X_{min}	K_y	K_z		

5 ^{ème}	HEA600	4,22	6	0,62	1,01	0,69	0,27	CV
4 ^{ème}	HEA600	3,99	5,6	0,66	0,54	0,88	0,42	CV
3 ^{ème}	HEA650	4,012	5,6	0,64	0,87	0,88	0,72	CV
2 ^{ème}	HEA700	4,025	5,6	0,64	0,76	0,77	1	CV
1 ^{er}	HEM700	4,17	4,06	0,63	0,59	0,61	≈ 1	CV

Conclusion :

Toutes les conditions sont vérifiées vis-à-vis au flambement composé, les sections des poteaux les plus sollicités sont regroupées dans le tableau suivant :

Tableau IV-7 : Poteaux plus sollicités

Etage	Profilés
5 ^{ème}	HEA600
4 ^{ème}	HEA600
3 ^{ème}	HEA650
2 ^{ème}	HEB700
1 ^{er}	HEM700

C. Vérification des poteaux vis-à-vis du déversement :

1. Combinaison des charges :

Les vérifications doivent être faites sous les combinaisons suivantes :

- G + Q + E
- 1,35G + 1,5Q

2. Etapes de vérification au déversement :

Les éléments à section transversale pour lesquels le déversement représente un mode potentiel de ruine doivent également satisfaire à la condition suivante :

$$\frac{N_{sd}}{X_z \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_{LT} \times M_{y,sd}}{X_{LT} \times W_{pl,y} \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} + \frac{K_z \times M_{z,sd}}{W_{pl,z} \times \frac{f_y}{\gamma_{m1}}} \leq 1$$

Où:

$$K_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} \times N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y}; K_{LT} \leq 1$$

$$\mu_{LT} = 0,15 \times \bar{\lambda}_z \times \beta_{M,LT} - 0,15; \mu_{LT} \leq 0,90$$

$\beta_{M,LT}$ est un facteur de moment uniforme équivalent pour le déversement.

3. Les vérifications :

Selon le logiciel de calcul, la combinaison la plus défavorable dans notre cas est : $G + Q + E_X$.

Résultats des calculs :

Le tableau ci-dessous regroupe les résultats calculés manuellement et les vérifications faites selon CCM97 :

Tableau IV-8 : Vérification

Etage	Profilé	Valeur					
		X_Z	X_{LT}	K_Z	K_{LT}	finale	≤ 1
5 ^{ème}	HEA600	0,62	1	0,68	1	0,69	CV
4 ^{ème}	HEA600	0,66	1	0,95	1	0,89	CV
3 ^{ème}	HEA650	0,63	1	0,9	1	1	CV
2 ^{ème}	HEB700	0,64	1	0,65	1	1	CV
1er	HEM700	0,63	1	0,63	1	1	CV

Conclusion :

Les sections finales des profilés après les vérifications au flambement et déversement sont citées dans le tableau suivant :

Tableau IV-9 : Choix final

Etage	Profilés
5 ^{ème}	HEA600
4 ^{ème}	HEA600
2 ^{ème}	HEA650
1 ^{ère}	HEA700/HEB700
1er	HEA700 /HEM700

Remarque:

Au niveau du R.D.C on a deux types de poteaux (HEM700 ET HEA700). Les HEM700 sont utilisés uniquement au niveaux de contreventements en raison des importantes sollicitations.

D. Vérification des poutres principales :

1. Les poutres principales intermédiaires (terrasse) :

a) Vérification de la résistance à la flexion après l'étude sismique :

A l'aide du logiciel de calcul, on obtient le résultat suivant :

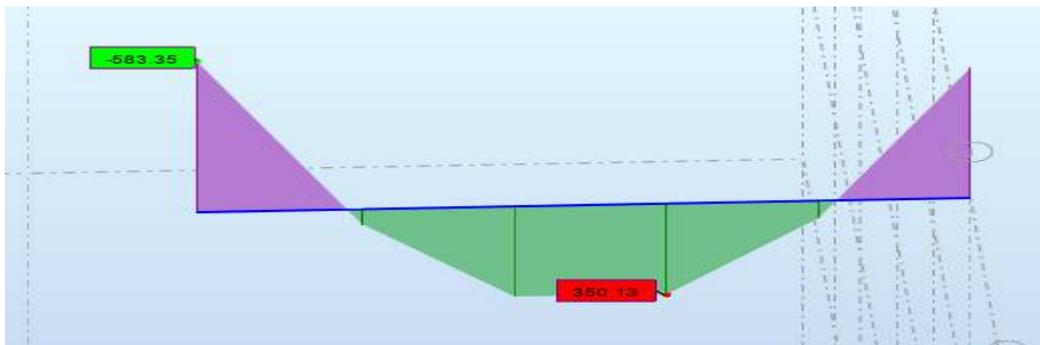


Figure IV-2: Diagramme de moment

Combinaison la plus défavorable:

$$G + Q + EX$$

Poutre	L (Poutre)	Etage	M_{sd} (kN.m)	$M_{pl,rd}$ (kN.m)	Condition $M_{sd} \leq M_{pl,rd}$
IPE600	10,18 m	Terrasse	583,35	1615	Verifiée

b) Vérification à l'effort tranchant après l'étude sismique :

A l'aide du logiciel, on obtient le diagramme suivant :

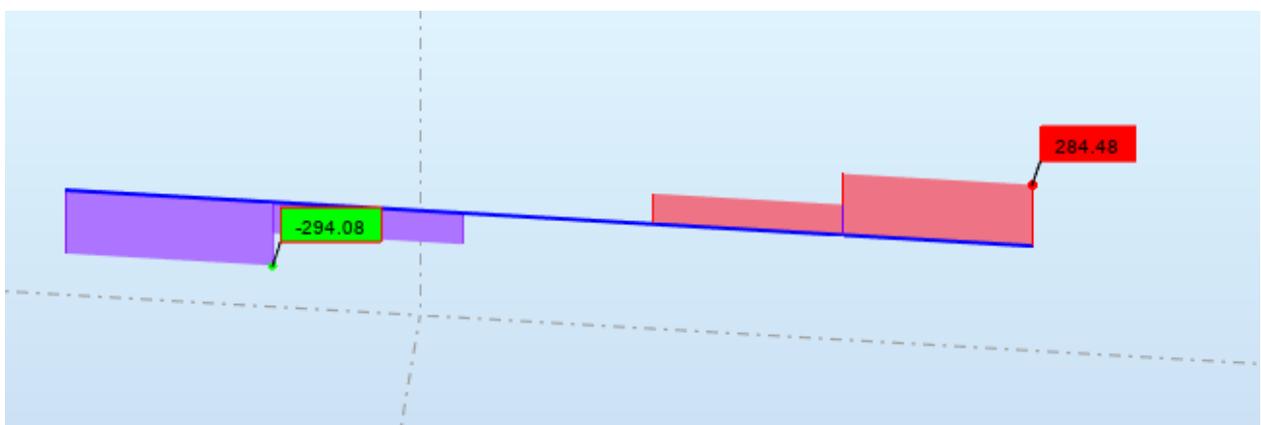


Figure IV-3: Diagramme d'efforts tranchants

	L (Poutre)	Etage	V_{sd} (kN)	$V_{pl,rd}$ (kN)	Condition $V_{sd} \leq V_{pl,rd}$
IPE600	10,18 m	Terrasse	294,08	1330,18	Verifiée

(1) Vérification à l'interaction de l'effort tranchant :

$$V_{sd} \leq 0,5V_{pl,rd}$$

$$V_{sd} = 276,94 \text{ kN} \leq 665,25 \text{ kN}$$

2. Poutre principale (étage courant) :

a) Vérification de la résistance à la flexion après l'étude sismique :

A l'aide du logiciel de calcul, on a obtenu le résultat suivant :

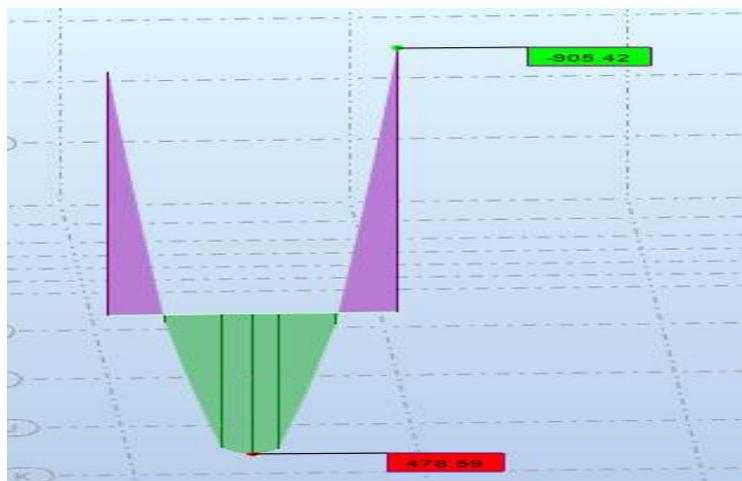


Figure IV-4: Diagramme moment fléchissant

Combinaison la plus défavorable:

$$G + Q + E_x$$

re)	L	M_{sd} (kN.m)	$M_{pl,rd}$ (kN.m)	
IPE600	10,18 m	905,42	1615	Verifiée

b) Vérification à l'effort tranchant après l'étude sismique

A l'aide du logiciel, on obtient le résultat suivant:

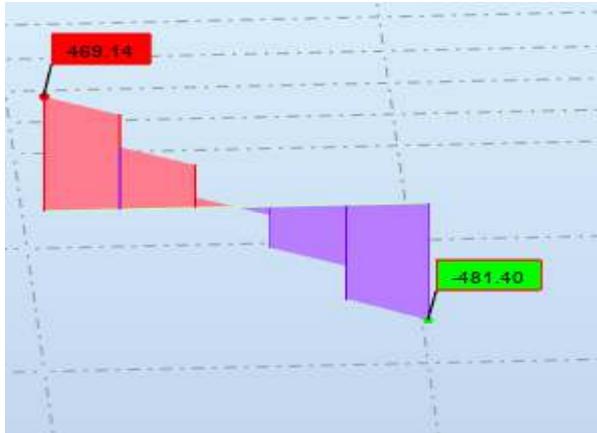


Figure IV-5: Diagramme moment fléchissant

poutre)	L	V_{sd} (kN)	$V_{pl,rd}$ (kN)	
IPE600	10,18 m	481,40	1330,18	Verifiée

(1) Vérification à l'interaction de l'effort tranchant :

$$V_{sd} \leq V_{pl,rd}$$

$$V_{sd} = 469,14 \text{ kN} \leq 665,25 \text{ kN}$$

Conclusion :

Sous la sollicitation la plus défavorable sous GQEX, le profilé IPE600 ne répond pas à nos exigences malgré les vérifications ci-dessus, le logiciel Robots nous oriente à prendre le profilé HEA550 pour une meilleure stabilité de la structure face au déversement (déversement composé).

Après la vérification des poutres, on adopte les profilés suivants :

Tableau IV-10 : Choix Final

Niveaux	Profilés
Terrasse	HEA550
Courant	HEA550

E. Vérification des palées triangulées en X :

Les contreventements, ont pour fonction principale de reprendre et transmettre aux fondations les efforts dus aux force horizontales sollicitant un ouvrage, ainsi qu'empêcher la déformation sous ces mêmes sollicitations horizontales, elles représentent le facteur principal de la sécurité d'un ouvrage.

Pour notre structure, on opte pour des palées triangulées en X.

Les éléments de contreventement sont sollicités en traction / compression comme indique la formule suivante :

$$N_{sd}^{max} \leq N_{b,Rd} = \chi \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

Avec $N_{sd}^{max} = 1250.46KN$

Calcul de l'élancement réduit $\overline{\lambda}_{y,z}$:

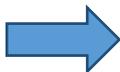
$$l_{fy,z} = l_0 = 5.04m$$

$$\lambda_y = \frac{L_{fy}}{i_y} = \frac{50.40}{109} = 46.24 \overline{\lambda}_y = \frac{46.24}{93.91\varepsilon} = 0.53 > 0.2$$

$$\lambda_z = \frac{L_{fz}}{i_z} = \frac{78.6}{78.6} = 64.12 \overline{\lambda}_z = \frac{64.12}{93.91\varepsilon} = 0.74 > 0.2$$

Donc y'a risque de flambement dans les deux sens Z-Z et Y-Y.

Calcul du facteur de flambement X :

$h/b=300/100=3 > 1.2$  Z-Z b $\alpha_z = 0.34$
 $t_f = 16mm < 40mm$

$$\phi = 0.5[1 + 0.34(0.74 - 0.2) + (0.74)^2] = 0.87 \text{ et } \chi = \frac{1}{0.87 + \sqrt{0.87^2 - 0.74^2}} = 0.76$$

$N_{sd}^{max} = 1250.46KN < N_{b,Rd} = 2033KN \dots\dots\dots OKK$

CHAPITRE 5 :
CALCUL DES ASSEMBLAGES

V. Rôle des assemblages :

Les assemblages ont pour fonction d'assurer la liaison ou la continuité des composants élémentaires entre eux en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations souvent importantes généralement statiques (et quelque fois dynamiques) entre les pièces, sans générer de sollicitations parasites notamment de torsion afin de réaliser l'ossature de l'ouvrage projeté. Ces organes critiques pour l'ouvrage, tant sous l'aspect de l'intégrité structurelle que sous l'aspect économique, doivent être conçus et dimensionnés avec au moins autant de soin que les composants élémentaires.

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

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

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

- Les assemblages articulés, qui transmettent uniquement les efforts tranchants.
- Les assemblages rigides, qui transmettent en outre les divers moments.

A. Fonctionnement des assemblages :

Les principaux modes d'assemblages sont :

1. Le boulonnage :

Le boulonnage est le moyen d'assemblage le plus utilisé en construction métallique du fait de sa facilité de mise en œuvre et des possibilités de réglage qu'il ménage sur sites.

Pour notre cas, le choix a été porté sur le boulon de haute résistance (HR) ; il comprend une vis à tige filetée, une tête hexagonale et un écrou en acier à très haute résistance.

Les caractéristiques des boulons sont regroupées dans le tableau ci-dessous :

Tableau V-1 : Caractéristiques des boulons

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

Jeux des diamètres des trous en fonction des diamètres :

Les boulons	M12 M14	M16 M24	M27
d_0	$d + 1$	$d + 2$	$d + 3$

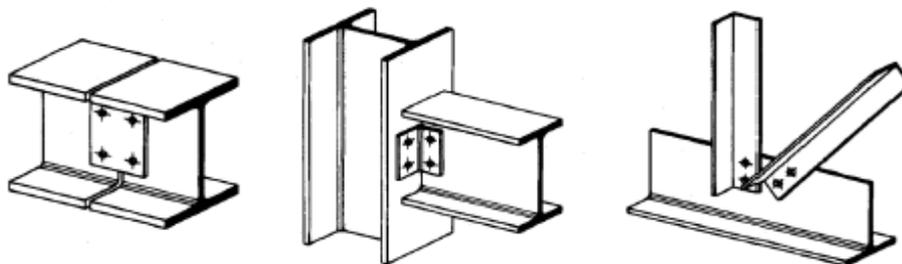


Figure V-1: Assemblages boulonnés

2. Le soudage :

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

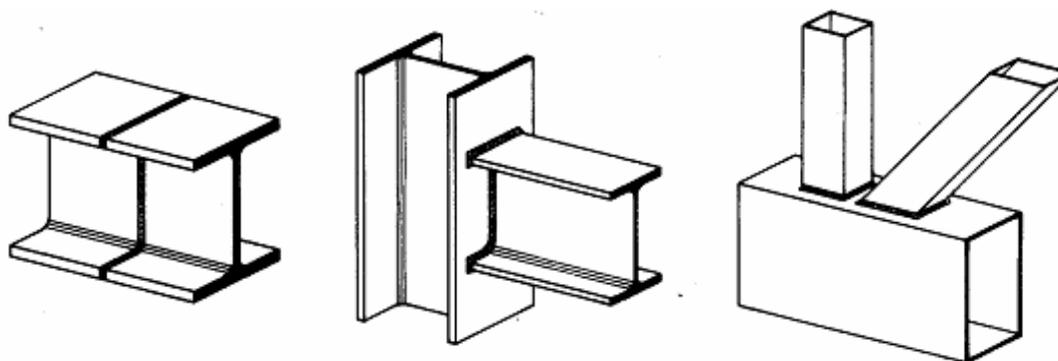


Figure V-2 : Assemblages par soudure Fonctionnement par adhérence

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

a) Coefficients partiels de sécurité [1] (art. 6 .1.1)

- Résistance des boulons au cisaillement : $\gamma_{Mb} = 1,25$.
- Résistance des boulons à traction : $\gamma_{Mb} = 1,50$.

b) Coefficient de frottement [1] (art. 6 .5.6 .3)

Un bon assemblage par boulons HR exige que des précautions élémentaires soient prises, notamment :

- Le coefficient de frottement μ doit correspondre à sa valeur de calcul.

Cela nécessite une préparation des surfaces, par brossage ou grenailage, pour éliminer toute trace de rouille, de calamine ou de graisse.

- $\mu = 0,50$ pour les surfaces de la classe A
- $\mu = 0,40$ pour les surfaces de la classe B
- $\mu = 0,30$ pour les surfaces de la classe C
- $\mu = 0,20$ pour les surfaces de la classe D

3. Types d'assemblage :

Dans ce chapitre, cinq (05) types d'assemblage seront traités :

- Assemblage poutre - solive ;
- Assemblage poteau - poutre ;
- Assemblage poteau - poteau ;
- Assemblage noyau central – solive ;
- Assemblage pied de poteau ;

Il existe plusieurs méthodes de calcul des assemblages. Dans notre cas, nous nous sommes basés sur les normes des **EUROCODE 03**.

B. Assemblage Poutre-Solive :**Assemblage Poutre HEA550 - Solive IPE550 :**

Les caractéristiques géométriques des profilés sont :

Tableau V-2 : caractéristique de HEA550 et IPE550

Profile	Les caractéristiques en (mm)				
HEA550	$A (mm^2)$	$b(mm)$	$H(mm)$	$T_w(mm)$	$T_f(mm)$
	21180	300	540	12,5	24
IPE550	13400	210	550	11,1	17,2

Données de calcul :

Les données de calcul sont tirées à partir du logiciel de calcul utilisé.

L'assemblage ci-dessous est sollicité par un effort tranchant $V_{sd} = 74,95$ kN

L'assemblage sera réalisé par une cornière CAE 120×12 entre une poutre (HEA550) et une solive (IPE550).

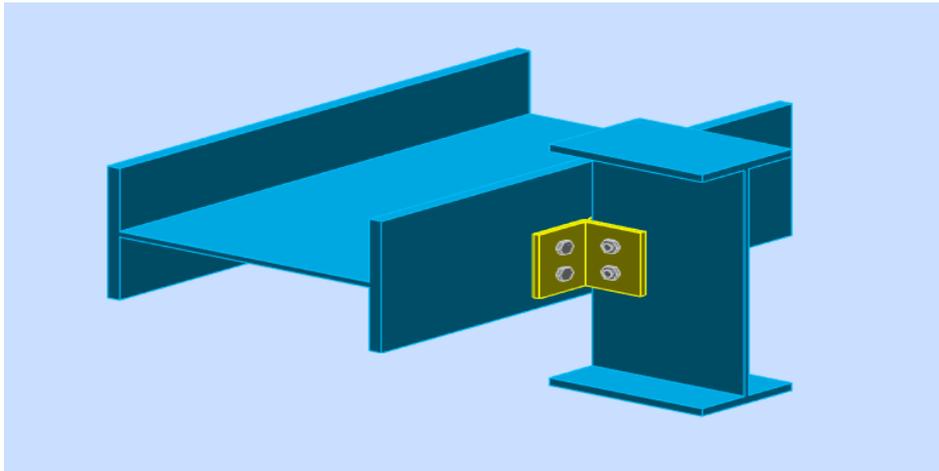


Figure V-3 : assemblage poutre/solive

- **Dimensionnement de l'assemblage :**

Les données du calcul :

$\mu = 0,3$ Coefficient de frottement

$K_s = 1$ Trous nominaux

$$\gamma_{MS} = 1,25$$

1. Pré-dimensionnement des boulons :

$$F_{v,sd} \leq F_{v,Rd} = \frac{0,6 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{Mb}}$$

Avec :

$F_{v,Rd}$: Résistance de calcul au cisaillement par boulon.

$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n}$: Effort de cisaillement de calcul par boulon.

V_{sd} : Effort fléchissant vertical.

A_s : Aire de la section transversale.

n : Nombre de boulon.

Nous choisissons 4 boulons $\varnothing 16$ de classe 8.8.

$$F_{vsd} = \frac{74,95}{4} = 18,74 \text{ kN}$$

$$A_s \geq \frac{18,74 \times 1,25 \times 10^3}{0,6 \times 800} = 48,80 \text{ mm}^2$$

Soit des boulons de $\varnothing 16$ de classe 8.8 ($A_s = 157 \text{ mm}^2$)

Boulons classe 5.6 : $F_{ub} = 800 \text{ MPa}$; $f_u = 430 \text{ MPa}$

$d_0 = d + 1 = 16 + 1 = 17 \text{ mm}$, $t = t_{fpoutr} = 17,2 \text{ mm}$

2. Disposition constructive des boulons :

$$1,2d_0 \leq e_1 \leq \max(12t; 150) \quad \Rightarrow \quad 19,2 \leq e_1 \leq 288e_1 = 42 \text{ mm}$$

$$2,2d_0 \leq p_1 \leq \max(14t, 200) \quad \Rightarrow \quad 35,2 \leq p_1 \leq 336 \quad p_1 = 60 \text{ mm}$$

$$1,5d_0 \leq e_2 \leq \max(12t; 150) \quad \Rightarrow \quad 24 \leq e_2 \leq 288e_2 = 65 \text{ mm}$$

3. Résistance des boulons au cisaillement (côté poutre porteuse) :

Condition à vérifier : $F_{r,sd} \leq 2F_{v,Rd}$ (boulons travaillent au double cisaillement)

$$F_{r,sd} = \sqrt{F_{v,sd}^2 + F_{h,sd}^2}$$

Avec :

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n}$$

$$F_{h,sd} = \frac{M_e}{d} = \frac{V_{sd} \times e_2}{2d}$$

$F_{r,sd}$: L'effort maximal résultant repris par chaque boulon.

$F_{h,sd}$: Effort de cisaillement horizontal par boulon dû au moment local d'excentrement.

M_e : Le moment local d'excentrement.

$n = 2$: Nombre des boulons.

e_2 : Distance entre l'axe d'un trou et l'âme de la poutre.

d : Distance séparant les rangées extrêmes de boulons.

AN:

$$F_{v,sd} = \frac{74,95}{2} = 37,475 \text{ kN}$$

$$F_{h,sd} = \frac{74,95 \times 65}{60} = 81,20 \text{ kN}$$

$$F_{r,sd} = \sqrt{(81,20)^2 + (37,47)^2} = 89,43 \text{ kN}$$

$$F_{v,rd} = \frac{0,6 \times f_{ub} A_s}{\gamma_{mb}} = \frac{0,6 \times 800 \times 157}{1,25} = 60,29 \text{ kN}$$

Donc $F_{r,sd} = 89,43 \text{ kN} \leq F_{v,rd} = 120,58 \text{ kN}$

4. Résistance des cornières au cisaillement :

Condition à vérifier : $\frac{V_{sd}}{2} = V_{pl,rd}$

Avec :

$A_v =$: Aire de cisaillement de la section brute de la cornière.

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

5. Résistance des cornières à la pression diamétrale :

Condition à vérifier : $\frac{F_{r,sd}}{2} \leq F_{b,rd}$ (deux cornières CAE120×12)

$F_{b,rd}$: résistance de calcul à la pression diamétrale par boulon.

$$F_{b,rd} = \frac{2,5 \times \alpha \times f_u \times d \times t}{\gamma_{mb}}$$

$d_0 = 18 \text{ mm}$ $t = 12 \text{ mm}$ $e_1 = 42 \text{ mm}$ $p_1 = 60 \text{ mm}$

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}, \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1\right)$$

AN: $\alpha = \min(0,78; 0,86; 1,9; 1) = 0,78$

$$F_{b,rd} = \frac{2,5 \times 0,78 \times 430 \times 16 \times 12}{1,25} = 128,79 \text{ kN}$$

$$F_{r,sd} = \frac{89,43}{2} = 44,715 \text{ kN}$$

Donc la condition est vérifiée.

6. Résistance de la poutre principale à la pression diamétrale :

Condition à vérifier : $F_{v,sd} \leq F_{b,rd}$

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{4} = \frac{74,95}{4} = 18,74 \text{ kN}$$

L'épaisseur de l'âme de la poutre principale est de $T_w = 12,5 \text{ mm}$

$$F_{b,rd} = \frac{2,5 \alpha f_u \times d \times t}{\gamma_{mb}} = \frac{2,5 \times 0,78 \times 430 \times 16 \times 12,5}{1,25} = 134,16 \text{ kN}$$

C. Assemblage Poteau-Poutre :

Poteau HEA700 - Poutre HEA550

Tableau V-3 : Caractéristiques des profilés

Profilé	Les caractéristiques en (mm)				
HEA700	A (mm^2)	b (mm)	H (mm)	T_w (mm)	T_f (mm)
	388	304	716	21	40
HEA550	211,8	300	540	12,5	24

Données de calcul :

Les données de calcul sont tirées à partir de logiciel de calcul.

Les assemblages ci-dessous sont sollicités par :

- Un moment fléchissant : $M_{sd} = 492,60$ kN.m
- Un effort tranchant : $V_{sd} = 167,14$ kN

L'assemblage est réalisé à l'aide d'une platine d'extrémité et d'un jarret entre une poutre (HEA550) et un poteau (HEM700).

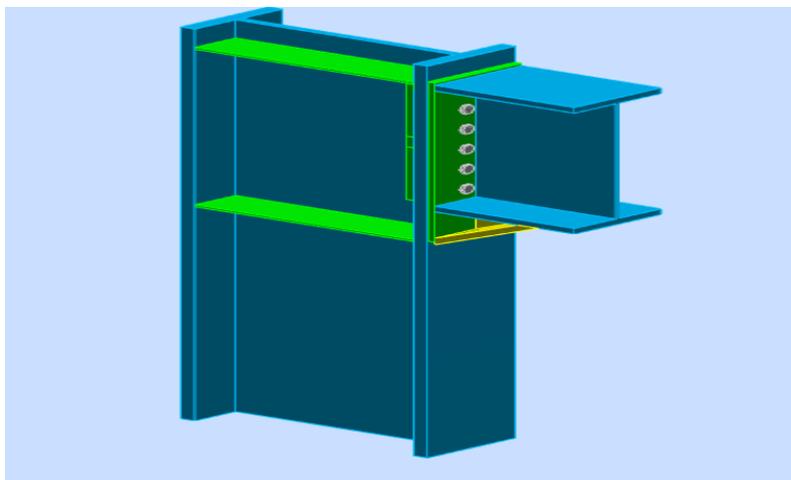


Figure V-4 : Assemblage Poteau–Poutre

Épaisseur de la platine :

$$T_{\text{platine}} = 20\text{mm}$$

1. Choix de diamètre des boulons :

On choisit 10 boulons de diamètre de 27 mm (M27) de classe HR.10.9

M27 ; $d = 27$ mm ; $d_0 = 30$ mm

2. Disposition constructive des boulons :

$$1,2d_0 \leq e_1 \leq \max(12t; 150 \text{ mm}) \quad \Rightarrow 86 \leq e_1 \leq 240 \text{ mm}$$

$$2,2d_0 \leq p_1 \leq \min(14t; 200 \text{ mm}) \quad \Rightarrow 86 \leq p_1 \leq 200 \text{ mm}$$

$$1,5d_0 \leq e_2 \leq \max(12t, 150 \text{ mm}) \quad \Rightarrow 45 \leq e_2 \leq 240 \text{ mm}$$

$$3d_0 \leq p_2 \leq \min(14t, 200 \text{ mm}) \quad \Rightarrow 90 \leq p_2 \leq 200 \text{ mm}$$

On choisit une platine de (680 × 300 × 20)mm

$$\left. \begin{array}{l} e_1 = 55 \text{ mm} \\ P_1 = 90 \text{ mm} \\ P_2 = 90 \text{ mm} \end{array} \right\}$$

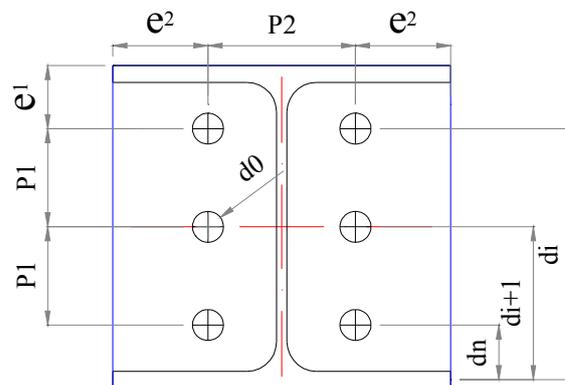


Figure V-5 : Distribution des boulons sur la platine.

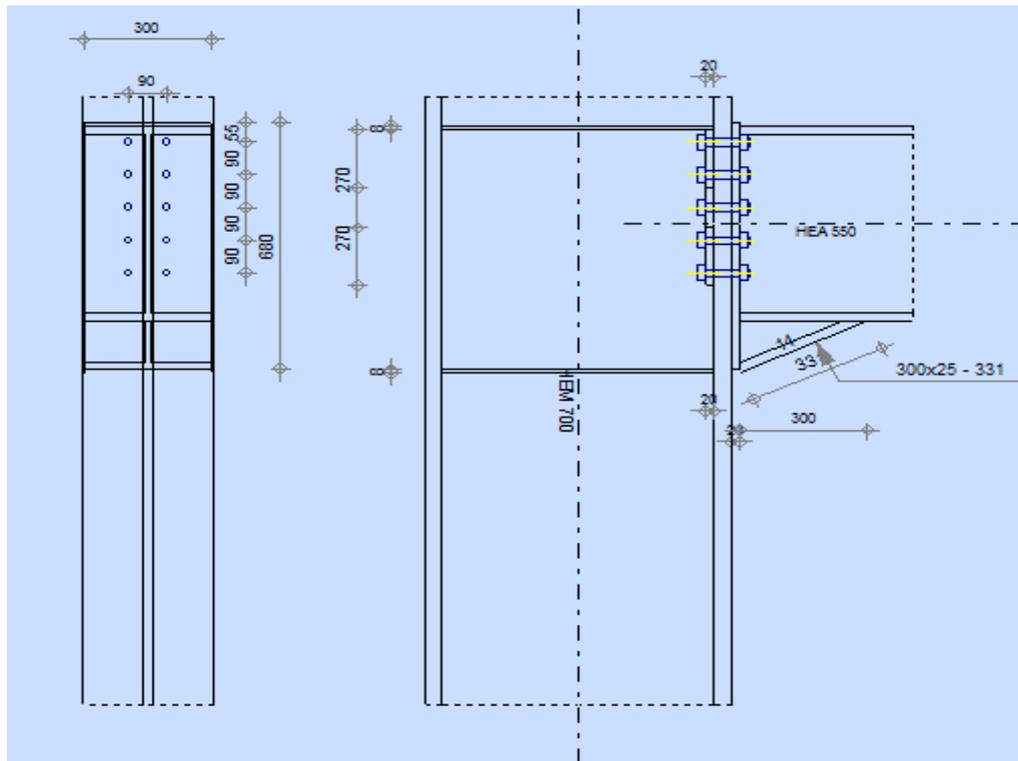


Figure V-6 : Schéma assemblage Poteau HEM700 – Poutre HEA550.

3. Détermination des efforts dans les boulons :

$$F_M = \frac{M_{sd} \times d_i}{\sum d_i^2}$$

$$N_i \leq n \times F_p$$

$$F_p = 0,7 \times f_{ub} \times A_s$$

Avec $n = 2$ (nombre de boulons par rangée)

F_p : l'effort de précontrainte autorisé dans les boulons.

$A_s = 459 \text{ mm}^2$ (M27): Aire de la section transversale

$$F_p = 0,7 \times f_{ub} \times A = 0,7 \times 1000 \times 459 \times 10^{-3} = \mathbf{321,3 \text{ kN}}$$

$$2 \times F_p = 321,3 \times 2 = 642,6 \text{ kN}$$

$$d_1 = 113 \text{ mm}$$

$$d_2 = 203 \text{ mm}$$

$$d_3 = 293 \text{ mm}$$

$$d_4 = 383 \text{ mm}$$

$$d_5 = 473 \text{ mm}$$

$$\sum d_i^2 = 113^2 + 203^2 + 293^2 + 383^2 + 473^2 = 510.245 \text{ mm}^2$$

$$F_M = \frac{492,60 \times 10^3 \times 113}{510245} = 109,09 \text{ kN} \leq 642,6 \text{ kN}$$

$$F_M = \frac{492,60 \times 10^3 \times 203}{510245} = 195,98 \text{ kN} \leq 642,6 \text{ kN}$$

$$F_M = \frac{492,60 \times 10^3 \times 293}{510245} = 282,87 \text{ kN} \leq 642,6 \text{ kN}$$

$$F_M = \frac{492,60 \times 10^3 \times 383}{510245} = 369,75 \text{ kN} \leq 642,6 \text{ kN}$$

$$F_M = \frac{492,60 \times 10^3 \times 473}{510245} = 456,64 \text{ kN} \leq 642,6 \text{ kN}$$

4. Vérification de la résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant :

L'effort qui sollicite le boulon est un effort incliné (traction cisaillement)

Il faut vérifier que :

$$F_{v,sd} \leq F_{S,Rd} = \frac{k_s \times \mu \times n_x (F_p - 0,8 F_{t,sd})}{\gamma_M}$$

$k_s = 1$: Coefficient fonction de la dimension des trous de perçage (tolérances normales)

$\mu = 0,3$: Coefficient de frottement des pièces dépend de la classe de la surface

$n = 1$: Nombre d'interfaces de frottement

$\gamma_{Ms} = 1,25$: Coefficient partiel de sécurité

$F_{t,sd} = F_{M1}$ Avec $F_{t,sd}$: effort de traction

$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n_p \times n_b}$ Avec $F_{v,sd}$: effort de cisaillement

n_b : Nombre des boulons, $n_b = 10$

n_f : Nombre des files, $n_f = 2$

n_p : Nombre des plans de cisaillement, $n_p = 1$

$$V_{sd} = \frac{167,14}{1 \times 10} = 16,714 \text{ kN}$$

$$F_{M1} = \frac{M_{sd} \times d_1}{n_f \times \sum d_1^2} = \frac{492,60 \times 10^3 \times 456,64}{2 \times 510245} = 228,32 \text{ kN}$$

$$F_{v,sd} = 16,714 \text{ kN} \leq F_{t,sd} = \frac{1 \times 0,3 \times 1 \times (321,3 - 0,8 \times 228,32)}{1,25} = 33,27 \text{ kN} \quad \text{O.K.}$$

5. Moment résistant effectif de l'assemblage :

Condition à vérifier: $M_r \geq M_{sd}$

$$M_r = \frac{F_M \times \sum d_i^2}{d_5}$$

Les boulons les plus chargés sont les boulons de ligne 1^{er} niveau $F_{M5} = n \times F_p$

$$M_r = \frac{F_M \times \sum d_i^2}{d_5} = \frac{642,6 \times 510245 \times 10^{-6}}{473 \times 10^{-3}} = 693,20 \text{ kNm}$$

$M_r = 693,20 \text{ kNm} \geq 492,60 \text{ kNm}$ **O.K.**

6. Résistance de l'âme du poteau en traction :

○ Condition à vérifier: $F_{tsd} \leq F_{t,Rd}$

$$F_{t,Rd} = f_y \times t_{wc} \times \frac{b_{eff}}{\gamma_{m0}}$$

t_{wc} : Épaisseur âme poteau

$b_{eff} = P_2$: Entraxe rangées boulons

$$F_{t,Rd} = 275 \times 21 \times 90 \times 10^{-3} \times \frac{1}{1,0} = 519,75 \text{ kN}$$

$$F_{t,sd} = \frac{M_{sd}}{(h - t_f)_{poutre}} = \frac{492,60 \times 10^3}{540 - 24} = 954,65 \text{ kN}$$

$F_{t,sd} = 954,65 \text{ kN} \leq 519,75 \text{ kN}$ **La condition non vérifiée.**

Donc on a besoin d'un raidisseur de d'épaisseur $t=18\text{mm}$

$$F_{t,Rd} = 275 \times (21 + 18) \times 90 \times 10^{-3} \times \frac{1}{1,0} = 965,25 \text{ kN}$$

$$F_{t,Rd} = 965,25 \text{ kN} \geq 954,65 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{CV}$$

7. Résistance de l'âme de poteau en compression :

Condition à vérifier: $F_C \leq F_{C,Rd}$

$$F_{C,Rd} = f_y \times t_{wc} \times \left(1,25 - 0,5\gamma_{m0} \frac{\sigma_n}{f_y} \right) \frac{b_{eff}}{\gamma_{m0}}$$

Avec:

$$\sigma_n = \frac{M_{sd}}{W_{el,y}^{pot}} + \frac{V_{sd}}{A_{pot}}$$

σ_n : Contrainte normale de compression dans l'âme du poteau.

$$b_{eff} = t_{fp} + 2t_p + 5(t_{fc} + r_c)$$

t_{fp} : Épaisseur semelle poutre.

t_{fc} : Épaisseur semelle poteau.

t_p : Épaisseur platine extrémité.

r_c : Rayon de raccordement âme / semelle de poteau.

AN:

$$\sigma_n = \frac{167,1410^{+3}}{38800} + \frac{492,60 \times 10^6}{9198000} = 4,307 + 53,56 = 57,86 \text{ MPa}$$

$$b_{eff} = 24 + 2 \times 20 + 5(40 + 27) = 399 \text{ mm}$$

$$F_{C,Rd} = 275 \times 21 \times \left(1,25 - 0,5 \times 1 \times \frac{57,86}{275} \right) \times 399 = 2637,87 \text{ kN}$$

$$F_c = \frac{M_{sd}}{b_{eff}} = \frac{492,60}{399} \times 10^3 = 1234,58 \text{ kN}$$

$$F_c = 1234,58 \text{ kN} \leq F_{C,Rd} = 2637,87 \text{ kN} \quad \text{O.K.}$$

D. Vérification de la soudure :

1. Calcul de l'épaisseur du cordon sur la semelle :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{eq} \leq \frac{f_u}{\beta_w \times \gamma_{M2}} \\ \sigma_{eq} = \sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3 \cdot (\tau^2 + \sigma_{\parallel}^2)} \\ \sigma_{\perp} \leq \frac{f_u}{\gamma_{M2}} \end{array} \right.$$

σ_{\perp} : Contrainte normale perpendiculaire à la gorge

σ_{\parallel} : Contrainte normale parallèle à l'axe de la soudure

τ_{\perp} : Contrainte tangente (dans le plan de la gorge) perpendiculaire à l'axe de la soudure

β_w : Facteur de corrélation approprié qui prend les valeurs suivantes :

Nuance d'acier	Fe 360	Fe 430	Fe 510
β_w	0,80	0,85	0,90

Le cordon sur la semelle est un cordon frontal, : $\sigma_{\parallel} = 0$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\perp} = \tau_{\perp} = \frac{\sqrt{2} \times F}{2 \times \alpha_1 \times L_1} \\ F = \frac{M_{sd}}{h} \end{array} \right.$$

Avec :

$L_1 = b$: la longueur de la semelle ;

a_1 : l'épaisseur de la soudure sur la semelle ;

h : la hauteur du profilé.

$$\frac{f_u}{\beta_w \times \gamma_{M2}} = \frac{\sqrt{2} \times F}{2 \times \alpha_1 \times L_1}$$

$$\alpha_1 = \frac{\sqrt{2} \times M_{sd} \beta_w \times \gamma_{M2}}{f_u \times L_1 \times h} = \frac{\sqrt{2} \times 492,60 \times 0,85 \times 1,25 \times 10^6}{430 \times 300 \times 540} = 10,62$$

Donc on prend $\alpha_1 = 12 \text{ mm}$

2. Calcul de l'épaisseur du cordon sur l'âme :

$$\sigma_{eq} = \frac{\sqrt{3} \times V_{sd}}{2 \times \alpha_2 \times L_2} = \frac{f_u}{\beta_w \times \gamma_{M2}}$$

Avec :

$$L_1 = 300 \text{ mm}$$

$$L_2 = \frac{b - t_w}{2} = \frac{300 - 12}{2} = 144 \text{ mm}$$

$$L_3 = h - t_f = 540 - 48 = 492 \text{ mm}$$

$$\sigma_2 = \frac{\sqrt{2} \times V_{sd} \times \beta_w \gamma_{M2}}{f_u \times L_2 \times 2}$$

$$\sigma_2 = \frac{\sqrt{2} \times 167,14 \times 0,85 \times 1,25 \times 10^3}{430 \times 81 \times 2} = 3,60 \text{ mm}$$

$$\alpha_2 = 3,60 \text{ mm}$$

Donc on prend $\alpha_2 = 8 \text{ mm}$

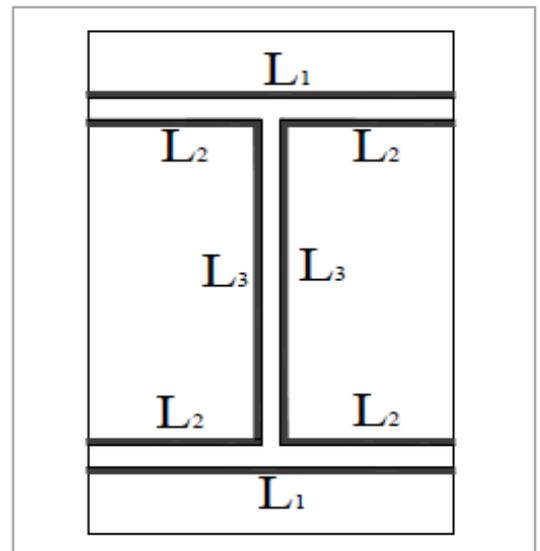


Figure V-7 : Assemblage soudé Poutre-Platine.

3. 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**.

$$C_M = \frac{M}{I_s} \times V^{max} \perp \text{à l'axe long du C.S}$$

Les cordons frontaux $\left\{ \begin{array}{l} \tau_{\parallel} = 0 \end{array} \right.$

$$\sigma_M = \tau_{\perp M} = \frac{C_M}{\sqrt{2}}$$

$$C_V = \frac{V}{2I_3 a} \text{ Parallèle à l'axe long du C.S}$$

$$\text{Les cordons latéraux } \left\{ \begin{array}{l} \sigma_V = \tau_{\perp V} = 0 \\ \tau_{\parallel V} = \frac{V}{2I_3 a} \end{array} \right.$$

σ : Contrainte normale perpendiculaire au plan de la gorge de la soudure.

τ_{\perp} : Contrainte de cisaillement dans le plan de la gorge, perpendiculaire à l'axe de la soudure

τ_{\parallel} : Contrainte de cisaillement dans le plan de la gorge, parallèle à l'axe de la soudure.

4. Détermination l'épaisseur de la soudure :

$$a \geq \frac{t_f}{\sqrt{2}} = \frac{24}{\sqrt{2}} = 16,97 \text{ mm}$$

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

$$I_{syy} = 2l_1 \times a \times d_1^2 + 4l_2 \times a \times d_2^2$$

$$I_{syy} = 2 \times 300 \times 18 \times (270)^2 + 4 \times 144 \times 18 \times (246)^2 = 783,3210^6 + 627,4310^6$$

$$I_{syy} = 1410,75 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$d_1 = \frac{h}{2} = 270 \text{ mm} ; d_2 = \frac{h}{2} - t_f = 246 \text{ mm}$$

$$I_{sy} = 1119 \times 10^6 \text{ mm}^4 ; V^{\max} = \frac{h}{2} = 270 \text{ mm}$$

$$C_M = \frac{492,60 \times 270}{1119} = 118,86 \text{ MPa}$$

$$\text{Les cordons frontaux : } \left\{ \begin{array}{l} \tau_{/M} = 0 \text{ MPa} \\ \sigma_M = \tau_{\perp M} = \frac{C_M}{\sqrt{2}} = 84,04 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$\sigma_V = \tau_{\perp V} = 0 \text{ MPa}$$

$$\text{Les cordons latéraux : } \left\{ \begin{array}{l} \tau_{/V} = \frac{V_{sd}}{2I_3 \times a} = \frac{167,14 \times 10^3}{2 \times 18 \times 492} = 9,43 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$\text{Il faut vérifier que : } \sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \sigma_{\parallel}^2)} \leq \frac{f_u}{\beta_w \times \gamma_{M2}}$$

$$\sqrt{84,04^2 + 3 \times (84,04^2 + 9,43^2)} = 146,76 \text{ MPa} \leq \frac{430}{0,85 \times 1,25} = 404,70 \text{ MPa O.K.}$$

5. Vérification de l'effort tranchant :Condition à vérifier : $V_{sd} \leq V_{adm}$

$$V_{adm} = \frac{\sqrt{2} \times L_3 \times a f_u}{\sqrt{3} \times \beta_w \times \gamma_{Mw}}$$

$$V_{sd} = 167,14 \text{ kN}$$

AN:

$$V_{adm} = \frac{\sqrt{2} \times 492 \times 18 \times 430}{\sqrt{3} \times 0,85 \times 1,25} = 2926,38 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 167,14 \text{ kN} \leq V_{adm} = 2926,38 \text{ kN}$$

6. Vérification du moment M_{sd} :Condition à vérifier : $M_{sd} \leq M_{adm}$

$$M_{sd} \leq M_{adm} = \frac{\sqrt{2} \times I_x \times f_u}{\beta_w \times \gamma_{MW} \times h}$$

$$M_{sd} = 492,60 \text{ kNm}$$

AN:

$$I_x = 1119 \times 10^6 \text{ mm}^6$$

$$M_{adm} = \frac{\sqrt{2} \times 1119 \times 10^6 \times 430}{1,25 \times 0,85 \times 540} = 1186,01 \text{ kNm}$$

$$M_{sd} = 492,60 \text{ kNm} \leq M_{adm} = 1186,01 \text{ kNm} \quad \text{O.K.}$$

Remarque : les mêmes calculs se répètent pour les autres assemblages poteaux-poutres.

E. Assemblage Pied de Poteau :**1. Introduction :**

Les bases des poteaux et les tiges d'ancrage sont des éléments de continuité qui assurent la transmission des efforts de la superstructure aux fondations, ce sont des dispositifs de liaisons.

Ces derniers sont constitués d'une plaque d'assise appelée platine assurant la réduction de la pression dans le béton, soudée au poteau reposant sur la fondation et fixée par écrous aux tiges d'ancrage qui sont noyées dans le béton.

Dans la platine se produisent des sollicitations de flexion. Pour absorber cela, les plaques doivent être suffisamment épaisses ou comprendre des raidisseurs.

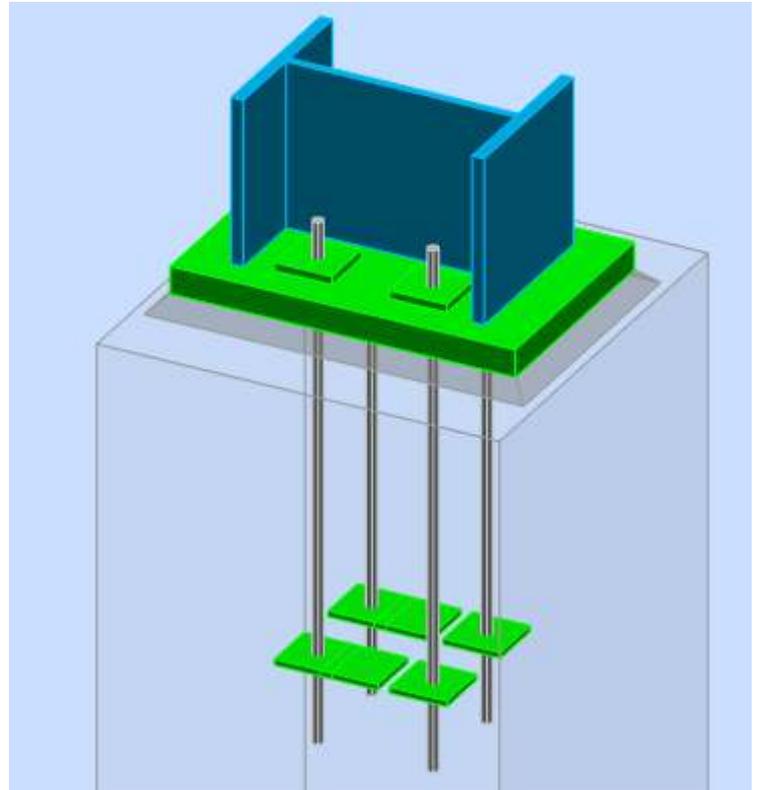
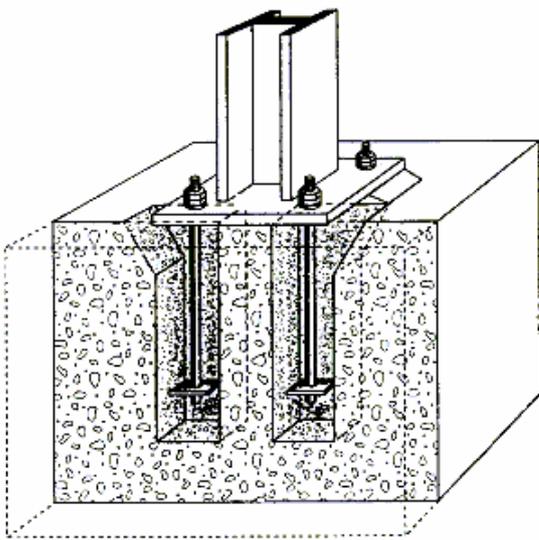


Figure V-8 : Assemblage Pied de Poteau.

Données de calcul :

Béton dosé à $350 \text{ Kg}/\text{m}^3$ de ciment ;

$f_{CK} = 25 \text{ MPa}$ (Béton de classe 25/30) ;

f_{CK} : résistance caractéristique en compression du béton, mesurée sur cylindre à 28 jours ;

$\varnothing 20 \text{ mm}$ (Diamètre nominal de l'ancrage)

Tableau V-4: Caractéristiques du profilé HEA450

Profilé		Les caractéristiques en (mm)			
HEM700	$A \text{ (mm}^2\text{)}$	$b \text{ (mm)}$	$H \text{ (mm)}$	$T_w \text{ (mm)}$	$T_f \text{ (mm)}$

	38800	304	716	21	40
--	-------	-----	-----	----	----

2. Choix des cordons de soudures :

Cordon semelle : $a_s + 0,7 \times t_f = 0,7 \times 40 = 28 \text{ mm} \implies a_s = 28 \text{ mm}$

Cordon d'âme : $a_d = 0,7 \times t_w = 0,7 \times 21 = 14,7 \text{ mm} \implies a_d = 10 \text{ mm}$

La largeur minimale de la platine :

$h_{pmin} = 2 \times a_s + h_c = 2 \times 28 + 716 = 772 \text{ mm} \implies h = 772 \text{ mm}$

$b_{pmin} = 2 \times a_s + h_b = 2 \times 28 + 540 = 596 \text{ mm} \implies b = 596 \text{ mm}$

Les efforts sont obtenus à partir du logiciel de calcul.

$N_{sd} = 5929,58 \text{ kN}$; $V_{sdy} = 15,66 \text{ kN}$; $V_{sdz} = -64,45 \text{ kN}$

3. Épaisseur de la platine de calcul :

$$t \geq U \times \sqrt{\frac{3\sigma}{275}}$$

$U = 50 \text{ mm}$: la distance entre la semelle du profilé et la platine.

$\sigma = \frac{N_{sd}}{a \times b}$; N_{sd} : Effort de compression

(a ; b) : les dimensions de la platine

AN:

$$\sigma = \frac{5929,58 \times 10^3}{596 \times 772} = 12,88 \text{ MPa}$$

$$t \geq 50 \times \sqrt{\frac{3 \times 12,88}{275}} = 18,74 \text{ mm}$$

On opte pour une épaisseur $t = 50 \text{ mm}$

4. Vérification de la résistance de calcul de plaque d'assise :

Largeur supplémentaire d'appui « c »

$$c = C \cdot t_p \implies C = t \times \sqrt{\frac{f_y}{3 \times f_j \times \gamma_{Mo}}}$$

$$f_j = \beta_j \times k_j \times f_{cd}$$

Situation générale : $f_j = \beta_j \times k_j \times f_{cd}$

Situation courante : $f_j = \frac{2}{3} f_{cd}$

Classe de béton 25/30 $\Rightarrow \beta = 2/3, k = 1, f_{cd} = 25 \text{ MPa}$

f_j : Résistance de la liaison (mortier-béton).

β_j : Coefficient relatif à la liaison, qui peut être pris égal à 2/3

k_j : Facteur de concentration ; peut être pris égal à 1.

f_{cd} : Résistance à la compression de béton.

$$f_j = 2/3 \times f_{cd} = 16,67 \text{ MPa}$$

$$C = 50 \times \sqrt{\frac{275}{3 \times 16,67 \times 1}} = 117,25 \text{ mm}$$

On prend $C = 160 \text{ mm}$

5. Calcul de la section efficace A_{eff} :

$$A_{eff} = 2 \times (b_{fc} + 2 \times c) \times (c + 15 + t_{fc}) + (h_c - 2 \times c - 2 \times t_{fc}) \times (2 \times c + t_{wc})$$

$$A_{eff} = 2 \times (304 + 2 \times 160) \times (160 + 15 + 40) + (716 - 2 \times 160 - 2 \times 40) \times (2 \times 160 + 21)$$

$$A_{eff} = (2 \times 624 \times 215) + (316 \times 341) = 376.076 \text{ mm}^2$$

$$\sigma_c = \frac{N_{sd}}{A_{eff}} = \frac{5929,58 \times 10^3}{376076} = 15,76 \text{ MPa} \leq 16,67 \text{ MPa} \quad \text{O.K.}$$

6. Calcul de la résistance à l'effort axial N_{sd} :

Condition à vérifier : $N_{sd} \leq N_{Rd} = A_{eff} \times f_{jd}$

$$N_{sd} = 5929,58 \text{ kN} \leq N_{Rd} = 376076 \times 16,67 \times 10^{-3} = 6269,18 \text{ kN}$$

7. Vérification de la résistance de cisaillement

$$V_{sd} < F_{v,Rd}$$

$$F_{v,Rd} = C_{fd} \times N_{sd}$$

C_{fd} : coefficient de frottement entre plaque d'assise et couche de scellement.

$$V_{sd} = 64,45 \text{ kN} < F_{v,Rd} = 0,3 \times 5929,58 = 1778,87 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{O.K}$$

8. Vérification de la tige d'ancrage

Condition à vérifier : $V_{sd} < F_{v,Rd} = F_{F,Rd} + h_{bi} \times F_{vb,Rd}$

$F_{v,Rd}$: Résistance de calcul d'une tige d'ancrage au cisaillement.

h_{bi} : nombre de tiges.

$F_{F,Rd}$: Résistance de calcul par frottement.

$$F_{FRd} = 0,3 \times N_{sd}$$

$$F_{vb,Rd} = \frac{\alpha_{cb} \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{M2}}$$

$$\alpha_{cb} = 0,44 \times 0,0003 \times f_{ub}$$

Pour quatre tiges M20 en classe 8.8, on a :

$$A_s = 245 \text{ mm}^2 ; f_{ub} = 800 \text{ N/mm}^2 ; f_u = 600 \text{ Mpa}$$

A.N.:

$$F_{FRd} = 0,3 \times 5929,58 = 1778,87 \text{ kN}$$

$$\alpha_{tb} = 0,44 \times 0,0003 \times 800 = 0,1056$$

$$F_{vb,Rd} = \frac{0,1056 \times 800 \times 245 \times 10^{-3}}{1,25} = 16,56 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 64,45 \text{ kN} < F_{v,Rd} = 1778,87 + 4 \times 16,56 = 1845,11 \text{ kN} \quad \text{O.K.}$$

Remarque :

Même procédure de calcul pour le poteau HEA700.

F. Assemblage Poteau-Poteau (HEA700-HEA700) :

La largeur minimale de la platine et les dispositions longitudinales des boulons sont établies en tenant compte des valeurs usuelles des pinces longitudinales, transversales et des entre-axes.

Épaisseur de la platine $t = 27 \text{ mm}$.

Notre assemblage est constitué de 12 boulons M20 de HR.10.9 comme ci-dessous :

(Résultats donnés par le logiciel de calcul sous la combinaison G + Q + EX)

$$d_1 = 46,5 \text{ mm}$$

$$d_2 = 141,5 \text{ mm}$$

$$d_3 = 236,5 \text{ mm}$$

$$d_4 = 331,5 \text{ mm}$$

$$d_5 = 426,5 \text{ mm}$$

$$d_6 = 521,5 \text{ mm}$$

$$\sum d_i^2 = 641.873,5 \text{ mm}^2$$

1. Caractéristiques du poteau HEA700 :

Tableau V-5 : Caractéristiques du profilé (HEA700 – HEA700).

Profile	Les caractéristiques en (mm)				
HEA700	A (mm)	b (mm)	H (mm)	T_w (mm)	T_f (mm)
	26050	300	690	14,5	27
HEA 700	26050	300	690	14,5	27

2. Détermination des efforts dans le boulon :

L'assemblage est réalisé à l'aide d'une platine entre un poteau HEA700 et un poteau HEA700.

Sollicitations de calcul : $N_{sd} = 3027,36$ kN; $V_{sd} = -103,23$ kN; $M_{sd} = 291,11$ kNm

On a la formule suivante :

$$N_i = \frac{M_{sd} \times d_i}{\sum d_i^2} \leq n \times F_b$$

M20 ($A_s = 245$ mm²) donc $F_b = 0,7 \times 245 \times 1000 \times 10^{-3} = 171,5$ kN

$$d_1 = \frac{291,11 \times 46,510^3}{641873,5} = 21,09$$
 kN

$$d_2 = \frac{291,11 \times 141,510^3}{641873,5} = 64,17$$
 kN ≤ 343 kN

$$d_3 = \frac{291,11 \times 236,510^3}{641873,5} = 107,26$$
 kN ≤ 343 kN

$$d_4 = \frac{291,11 \times 331,510^3}{641873,5} = 150,35$$
 kN ≤ 343 kN

$$d_5 = \frac{291,11 \times 426,510^3}{641873,5} = 193,43$$
 kN ≤ 343 kN

$$d_6 = \frac{291,11 \times 521,510^3}{641873,5} = 236,52$$
 kN ≤ 343 kN

Donc on opte pour un boulon M20 de classe H.R.10.9.

3. Vérification du moment résistant de l'assemblage :

$$M_R = \frac{N_1 \times \sum d_i^2}{d_1}$$

$$N_1 = 2 \times 171,5 = 343$$
 kN

$$M_R = \frac{343 \times 641873,5}{521,5} 10^{-3} = 422,17 \text{ kNm} \geq M_{sd} = 291,11 \text{ kNm}$$

Diamètre du trou pour un boulon de $d = 20 \text{ mm}$:

$$d_0 = d + 2 = 22 \text{ mm}$$

- La pince transversale e_2 :

$$1,5d_0 \leq e_2 \leq \max(12t, 150) 33 \text{ mm} \leq e_2 \leq 324 \text{ mm}$$

- Entre axe transversale P_2 :

$$3d_0 \leq P_2 \leq \min(14t; 200 \text{ mm}) 66 \text{ mm} \leq P_2 \leq 200 \text{ mm}$$

- Largeur minimale transversale :

$$l_2 = 2e_2 + P_2 = 2 \times 105 + 90 = 300 \text{ mm}$$

- Pince longitudinale P_1 :

$$1,2d_0 \leq P_1 \leq \min(12t, 150 \text{ mm}) 26,4 \text{ mm} \leq P_1 \leq 150 \text{ mm}$$

- Entre-axe longitudinal :

$$2,2d_0 \leq e_1 \leq \max(14t, 200 \text{ mm}) 48,4 \text{ mm} \leq e_1 \leq 308 \text{ mm}$$

4. Résistance de l'assemblage à l'effort tranchant :

On a la relation suivante :

$$F_{v,sd} \leq F_{s,rd}$$

L'effort tranchant par boulon :

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n_b} = \frac{103,23}{12} = 8,60 \text{ kN}$$

La résistance de calcul au glissement d'un boulon précontraint HR (Haute Résistance) sera égale à :

$$F_{s,rd} = \frac{K_s \times F_p \times m \times \mu}{\gamma_{ms}}$$

$m = 1$ (nombre d'interface de frottement).

$K_s = 1$ (pour les trous de tolérance normale)

$\mu = 0,3$ (coefficient de frottement des pièces)

$\gamma_{ms} = 1,25$ (pour les trous de tolérance normale)

$$F_{s,rd} = \frac{0,3 \times 171,5}{1,25} = 41,16 \text{ kN} \geq V_{sd} = 8,60 \text{ kN} \quad \mathbf{O.K}$$

Il convient parallèlement de vérifier la résistance de l'âme du poteau :

- Dans la zone tendue.
- Dans la zone comprimée
- Dans la zone cisailée

5. Vérification de la pression diamétrale :

$$F_{b,rd} = \frac{2,5\alpha \times f_{ub} \times d \times t}{\gamma_{mb}}$$

$$F_{ub} = 100 \times 10 = 1000 \text{ MPa}$$

$$F_u = 10 \times 9 \times 9 = 900 \text{ MPa}$$

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right)$$

$$\alpha = \min\left(\frac{60}{66}; \frac{95}{66} - \frac{1}{4}; \frac{1000}{900}; 1\right) = 0,90$$

$$F_{b,rd} = \frac{2,5 \times 0,90 \times 1000 \times 20 \times 25 \times 10^{-3}}{1,25} = 900 \text{ kN} \geq F_{v,sd} \quad \mathbf{O.K.}$$

G. Assemblage contreventement :

L'assemblage entre le contreventement 2UPN300 et le poteau HEA700 se fait par des boulons H.R 10.9 de diamètre M27 ($A_s = 459 \text{ mm}^2$) qui sont fixes sur un gousset soudé sur poteau.

Effort à considérer:

$$V_{sd} = 0,73 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = 1250,46 \text{ kN}$$

- Cordon de soudure gousset poteau :

$$\alpha \geq \frac{\beta_w \times \gamma_w \times N_{sd} \cdot \sqrt{2}}{2 * f_u \times l}$$

$$\alpha \geq \frac{0,85 \times 1,25 \times 1250,46 \sqrt{2}}{2(430 \times 300)}$$

$\alpha \geq 7,28 \text{ mm}$ Donc on choisit une épaisseur de 10mm.

- Disposition constructive :

$$1,2d_0 \leq e_1 \leq \max(12t; 150) \quad e_1 = 60 \text{ mm}$$

$$2,2d_0 \leq p_1 \leq \max(14t, 200) \quad p_1 = 80 \text{ mm}$$

$$1,5d_0 \leq e_2 \leq \max(12t; 150) \quad e_2 = 60 \text{ mm}$$

○ Résistance au cisaillement

$$F_{v,Rd} = \frac{0,6 \times f_{ub} \times A_s}{\gamma_{Mb}}$$

$$F_{v,Rd} = \frac{0,6 \times 1000 \times 459}{1,25}$$

$$F_{v,Rd} = 220,32 \text{ KN}$$

$$F_{Sd} = \frac{N_{sd}}{6} = 208,41 \text{ KN}$$

$F_{v,Rd} \geq F_{Sd}$ condition vérifiée.

○ **Résistance à la pression diamétrale :**

$F_{b,Rd}$: résistance de calcul à la pression diamétrale par boulon.

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \times \alpha \times f_u \times d \times t}{\gamma_{mb}}$$

$$d_0 = 30 \text{ mm} \quad t = 16 \text{ mm} \quad e_1 = 42 \text{ mm} \quad p_1 = 80 \text{ mm}$$

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}, \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1\right)$$

$$AN: \alpha = \min(0,66; 0,64; 12,32; 1) = 0,64$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \times 0,64 \times 430 \times 27 \times 16}{1,25} = 237,77 \text{ kN} > F_{sd}$$

Donc la condition est vérifiée.

○ **Résistance à la traction :**

La résistance en traction de la section est déterminée par deux conditions, l'une en section brute et l'autre en section nette :

• **Section brute :**

$$N_{pl,Rd} = \frac{f_y \times A}{\gamma_{M0}} \geq \frac{N_{sd}}{6}$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{275 \times 107 \times 10^2}{1,1} = 2675 \text{ KN} \geq \frac{N_{sd}}{6} = 208,41 \text{ KN} \dots\dots CV$$

• **Section nette :**

$$N_{pl,Rd} = \frac{\beta_3 \times f_u \times A_{net}}{\gamma_{M2}}$$

$$A_{net} = A - t_{ac} \times d_0 = 10700 - (16 \times 30) = 10.220 \text{ mm}^2$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{0,59 \times 430 \times 10220}{1,25} = 2074,25 \text{ KN} \geq \frac{N_{sd}}{6} \dots\dots CV$$

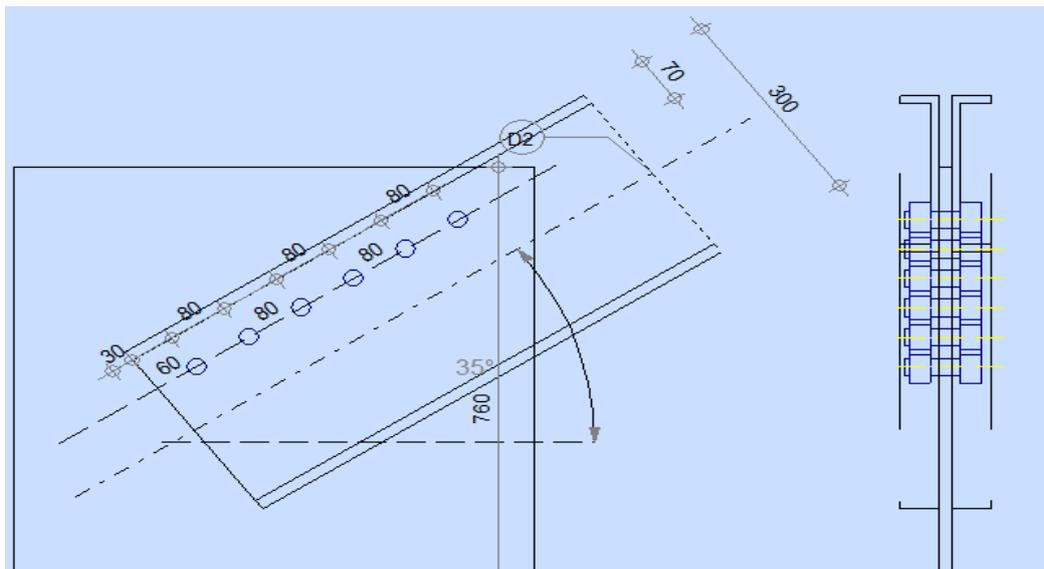


Fig.V-9: Assemblage Gousset -2UPN300

CHAPITRE 6: FERRAILLAGE DU SOUS-SOL

VI. Généralités :

Le ferrailage des éléments du sous-sol devra être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le *BAEL 91 Modifié 99* et le *RPA99 version 2003*.

A. Ferrailage des poteaux :

1. Introduction :

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux, ils constituent des points d'appuis pour les poutres et jouent un rôle très important dans la transmission des efforts vers les fondations.

Les sections des poteaux sont soumises à la flexion composée (M, N) qui est due à l'excentricité de l'effort normal " N " par rapport aux axes de symétrie, et à un moment fléchissant " M " dans le sens longitudinal et transversal (dû à l'action horizontale).

Une section soumise à la flexion composée peut être l'un des trois cas suivants :

- Section entièrement tendue *SET*.
- Section entièrement comprimée *SEC*.
- Section partiellement comprimée *SPC*.

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (*G.Q.*) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes :

➤ Situation durable :

- Béton : $\gamma_b = 1,5$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 14,17$ MPa
- Acier : $\gamma_s = 1,15$; Nuance FeE500 ; $\sigma_s = 435$ MPa

➤ Situation accidentelle :

- Béton : $\gamma_b = 1,15$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 21,74$ MPa
- Acier : $\gamma_s = 1,00$; Nuance FeE500 ; $\sigma_s = 500$ MPa

2. Ferrailage des poteaux (Section des poteaux : 85×85 cm²) :

Les poteaux su sous-sol sont calculés à la compression simple, le ferrailage est donné par :

$$A_s \geq \left(\frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r}{0,9} \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \right) \frac{\gamma_s}{f_e}$$

B_r : Section réduite du poteau considéré $B_r = (a - 2)(b - 2) \text{ cm}^2$

α : Coefficient dépendant de l'élancement

$$\alpha = \frac{0,85}{1+2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \quad \text{Si } \lambda \leq 50$$

$$\alpha = \frac{0,6(50)^2}{\lambda} \quad \text{Si } 50 \leq \lambda \leq 70$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i}$$

L_f : Longueur de flambement.

i : Rayon de giration. $\left(i = \sqrt{\frac{I}{B}}\right)$

I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.

B : Section du poteau ($B = a \times b$).

N_u : L'effort normal maximal au niveau des poteaux du sous-sol.

La longueur de flambement $L_f = 0,7l_0$

La section réduite $B_r = (a-0,02)^2 [m^2]$

a) Poteau central du sous-sol 1 :

Calcul de l'effort normal pondéré :

On prend le poteau le plus sollicité dont l'effort normal déterminé à partir du logiciel de calcul est de :

$$N_u = 1,35G + 1,5Q = 5034,18 \text{ kN}$$

b) Poteau central du sous-sol 2 :

(1) Calcul de l'effort normal pondéré :

$$N_u = 1,35G + 1,5Q = 5342,46 \text{ kN}$$

(2) Calcul du ferrailage :

$$i = \frac{a}{\sqrt{12}} = \frac{85}{\sqrt{12}} = 24,53 \text{ cm}$$

$$i = \frac{4,60 \times 0,70 \times 100}{24,53} = 13,13 \leq 50$$

$$\alpha_1 = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{13,13}{35} \right)^2} = 0,826$$

$$\alpha_1 = \frac{3,5 \times 0,70 \times 100}{24,53} = 9,98 \leq 50$$

$$\alpha_2 = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{9,98}{35} \right)^2} = 0,836$$

$$B_r = (85 - 2) \times (85 - 2) = 6889 \text{ cm}^2$$

D'où :

$$A_s \geq \left(\frac{5034,18 \times 10^3}{0,826} - \frac{688900}{0,9} \times \frac{25}{1,5} \right) \times \frac{1,15}{500} A_s \geq -153,35 \text{ cm}^2$$

$$A_s \geq \left(\frac{5342,46 \times 10^3}{0,836} - \frac{688900}{0,9} \times \frac{25}{1,5} \right) \times \frac{1,1}{500} A_s \geq -145,12 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage nécessaire étant négatif, dans ce cas le RPA 99 ver 2003 exige un minimum, égal

$$A_s = A_s^{\min} = 0,9\%B \text{ Selon le RPA99 version 2003}$$

$$A_s = 0,9\%(85 \times 85) = 65,02 \text{ cm}^2$$

Conclusion :

Le calcul en compression simple des poteaux du sous-sol a donné une section inférieure à celle exigée par le *R.P.A. version 2003*.

Tableau VI-1 : Ferrailage des poteaux du sous-sol.

Type du poteau	Section (cm ²)	Choix	A _s ^{adopté} cm ²
Poteau du sous-sol 1	85 × 85	24T20	75,4
Poteau du sous-sol 2	85 × 85	24T20	75,4

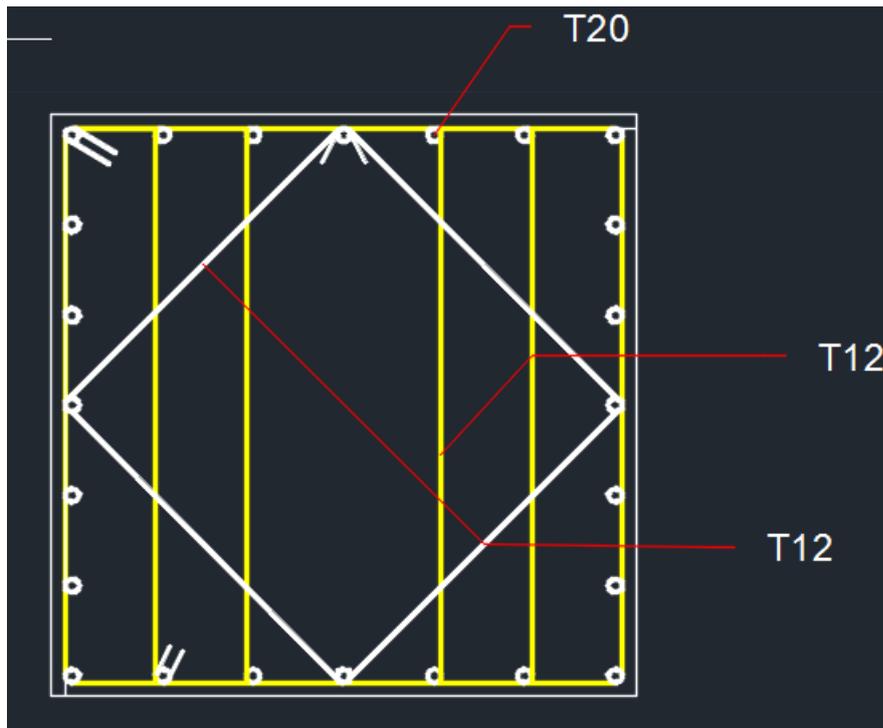


Figure VI-1: Ferrailage poteau sous-sol

3. Ferrailage transversal des poteaux :

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules du **BAEL91 modifié 99** et celles du **RPA99 version 2003** ; elles sont données comme suit :

Selon BAEL91 modifié 99 :

$$\left. \begin{array}{l} S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) \\ \phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right) \\ \frac{A_t f_e}{b S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{array} \right\}$$

A_t : Section d'armatures transversales

b : Largeur de la section droite

h : Hauteur de la section droite

S_t : Espacement des armatures transversales

ϕ_t : Diamètre des armatures transversales

ϕ_l : Diamètre des armatures longitudinales

Selon le RPA99 version 2003 :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times T_u}{h f_e}$$

Avec :

A_t : Section d'armatures transversales

S_t : Espacement des armatures transversales

T_u : Effort tranchant à l'ELU

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales

h : Hauteur totale de la section brute

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant

$$\rho_a = 2,5 \quad \text{si } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_a = 3,75 \quad \text{si } \lambda_g < 5$$

λ_g : Espacement géométrique

L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :

$$S_t \leq 10 \text{ cm} \quad \text{Zone nodale (zone III)}$$

$$S_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{2}; \frac{b}{2}; 10\phi_l \right) \quad \text{Zone courante (zone III)}$$

- **Espacement en zone nodale :** $S_t = 10 \text{ cm}$
- **Espacement en zone courante :** $S_t = 15 \text{ cm}$
- ϕ_l : étant le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau. La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{S_t \times b}$ en (%) est donnée comme suit :

$$\left[\begin{array}{l} 0,3\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{Interpolation entre les valeurs limites précédentes } 3 \leq \lambda_g \leq 5 \end{array} \right.$$

λ_g : L'élançement géométrique du poteau $\left(\lambda_g = \frac{L_f}{a} \right)$

a : Dimension de la section droite du poteau.

L_f : Longueur du flambement du poteau.

Pour les armatures transversales $f_e = 500 \text{ MPa}$ (FeE500).

Le tableau suivant rassemble les résultats des espacements maximums des poteaux :

Tableau VI-2 : Choix des armatures transversales pour les poteaux

Section (cm ²)	Niveau Sous-sol	L_f (m)	λ_g	ρ_a	T_u^{\max} (kN)	Zone	S_t (cm)	A_t^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)
85×85	1	3,22	3,78	3,75	2,79	N	10	0	4T12	4,52
						C	15	0	4T12	4,52
85×85	2	2,45	2,88	3,75	1,33	N	10	0	4T12	4,52
						C	15	0	4T12	4,52

- **Longueur de recouvrement :**

La longueur minimale de recouvrement est de :

$$L_r = 50\varnothing_i \text{ en zone III.}$$

➤ Pour T16 : $L_r = 80 \text{ cm}$

4. Vérification vis à vis de l'ELS :

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M_{ser} ; N_{ser}) ,puis elles sont comparées aux contraintes admissibles. La fissuration est considérée comme préjudiciable.

On doit vérifier que : $\sigma_{bcmax} = \frac{N_{\text{ser}}}{S} + \frac{M_{\text{ser}} \times v_1}{I_{G1}}$

$$\sigma_{bcmin} = \frac{N_{\text{ser}}}{S} - \frac{M_{\text{ser}} \times v_2}{I_{G1}}$$

Tableau VI-3 : Vérification des contraintes pour les poteaux.

Niveau	Sections (cm ²)	N ^{max} (kN)	M ^{corr} (kNm)	σ _{bcmin} (MPa)	σ _b (MPa)	σ̄ _b (MPa)	Vérification
Sous-sol 1	85 × 85	3570,66	1,10	4,48	4,49	15	Vérifié
Sous-sol 2	85 × 85	3776,18	3,47	4,72	4,78	15	Vérifié

5. Vérification de l’effort tranchant :

a) Vérification de la contrainte de cisaillement :

Le calcul de la contrainte de cisaillement se fait au niveau de l’axe neutre. La contrainte de cisaillement est exprimée en fonction de l’effort tranchant à l’état limite ultime par :

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$Poteaux carrés

Avec :

T_u : L’effort tranchant pour l’état limite ultime.

b : Largeur de la section du poteau.

d : Hauteur utile de la section du poteau.

τ_u : Contrainte de cisaillement.

$\bar{\tau}_u$: Contrainte limite de cisaillement du béton.

- Selon le BAEL 91 modifié 99 :

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,13f_{c28}; 5\text{Mpa})$ Fissuration peu nuisible.

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(10f_{c28}, 4\text{Mpa})$ Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

- Selon le RPA 99 version 2003 :

$$\bar{\tau}_u = \rho f_{c28}$$

$\rho_d = 0,075$si l’élancement $\lambda \geq 5$

$\rho_d = 0,040$si l’élancement $\lambda < 5$

Avec :

λ : L'élanement du poteau

i : Rayon de giration.

I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.

B : Section du poteau.

L_f : Longueur de flambement.

Tableau VI-4 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux

Niveau	Sections (cm ²)	Tu (kN)	τ_u (MPa)	λ	ρ_d	$\overline{\tau}_u^{RPA}$ (MPa)	$\overline{\tau}_u^{BAEL}$ (MPa)	Vérification
Sous-sol 1	85 × 85	2,79	0,004	13,13	0,075	1,875	2,5	Vérifié
Sous-sol 2	85 × 85	1,33	0,002	9,98	0,075	1,875	2,5	Vérifié

B. Etude du voile périphérique :

1. Introduction :

Notre structure comporte un voile périphérique qui s'élève du niveau des fondations jusqu'au niveau du plancher de RDC.

Il forme par sa grande rigidité à la base un caisson rigide et indéformable avec les planchers du RDC, les sous-sols et les fondations.

2. Prédimensionnement :

Pour le pré dimensionnement du voile périphérique, on se réfère aux prescriptions du **RPA99 version 2003**.

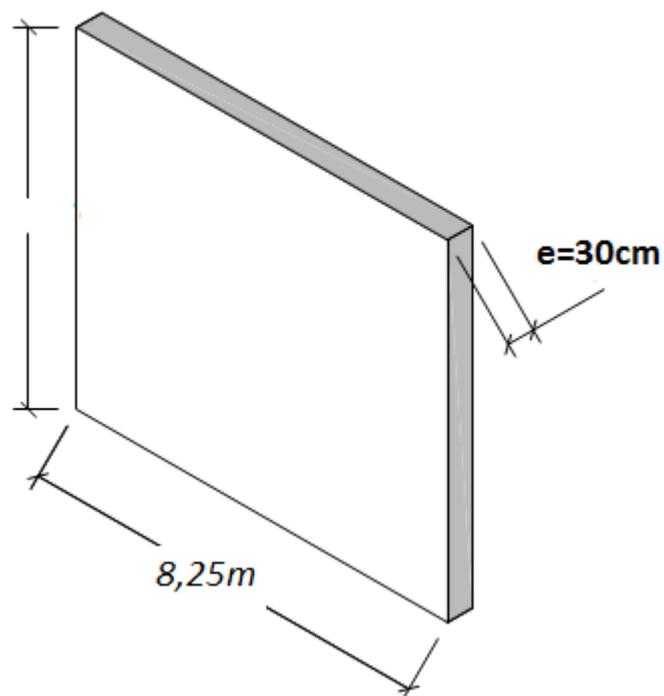
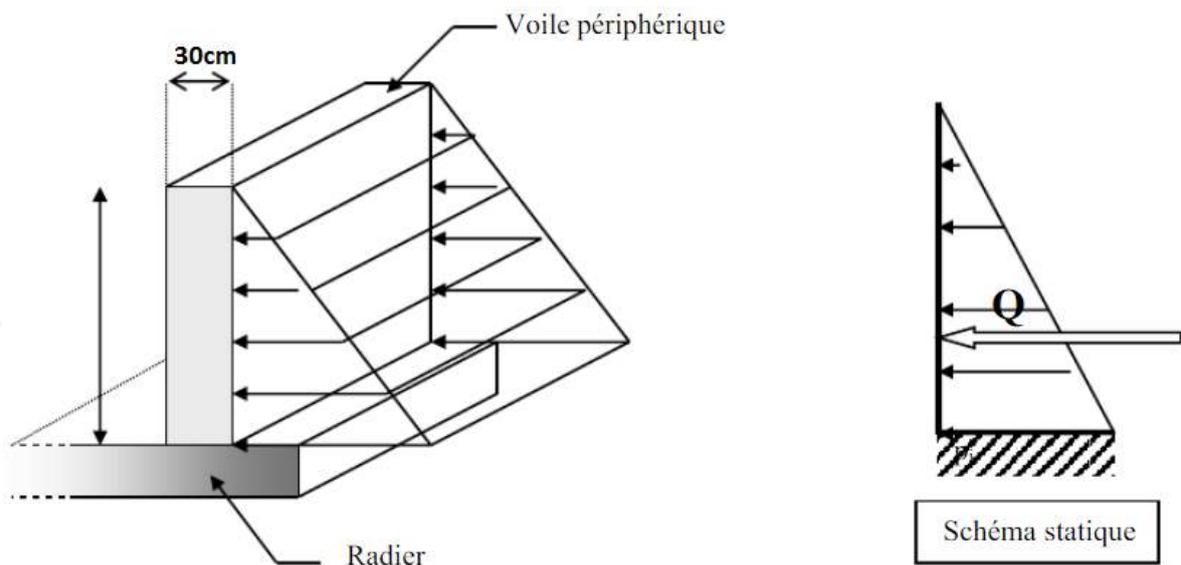
Les ossatures au-dessous du niveau de base comportent un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base

- Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :
- ✓ Epaisseur $e \geq 15 \text{ cm}$
- ✓ Les armatures sont constituées de deux nappes.
- ✓ Le pourcentage minimum des armatures est de $0,1\% B$ dans les deux sens (horizontal et vertical).

- ✓ Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.
- ✓ La longueur de recouvrement est de $50\varnothing$ avec disposition d'équerres de renforcement dans les angles.

Avec :

B : Section du voile.



*Figure VI-2 : Les Dimensions du voile périphérique.***3. Évaluation des charges du sous-sol :**

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.

$$L_x = 4,60 \text{ m} ; L_y = 8,25 \text{ m}.$$

Les charges et surcharges sont considérés uniformément réparties sur une bande de l m.

Selon le **BAEL91 modifié 99**, la poussée des terres est donnée par : $Q=A.\gamma.H$

Avec :

Q : Contrainte à la base sur une bande de l 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 de voile ($H = 4,60 \text{ m}$).

φ : Angle de frottement de remblai.

$$\varphi = 30^\circ A = f(\varphi) = tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 0,33$$

Donc :

$$Q = A \times \gamma \times H = 27,32 \text{ kN/ml} \quad Q_u = 1,35Q = 36,88 \text{ kN/ml}$$

Effort dans la dalle :

On prend comme hypothèse pour le calcul des voiles un encastrement parfait au niveau du massif des fondations et des planchers.

$$\frac{L_x}{L_y} = 0,56 \geq 0,4 \quad \longrightarrow \quad \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\mu_x = 0,088 ; \mu_y = 0,25$$

$$M_x = \mu_x \times Q_u \times L_x^2 = 68,67 \text{ kNm}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 17,17 \text{ kNm}$$

- Moment en travée :

$$M_{tx} = 0,85M_x = 58,37 \text{ kN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85M_y = 14,59 \text{ kN.m}$$

- Moment sur appuis :

$$M_{ax} = 0,5M_x = 34,33 \text{ kN.m}$$

$$M_{ay} = 0,5M_y = 8,59 \text{ kN.m}$$

4. Calcul du ferrailage du sous-sol :

$$b = 100 \text{ cm} ; h = 30 \text{ cm} ; d = 28 \text{ cm} ; \sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$$

Les résultats du ferrailage sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VI-5 : Ferrailage du voile périphérique

	Niveaux	M_u (kN.m)	A_s' (cm ²)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)	Esp (cm)
Travée	X-X	58,37	0	2,46	6T12	6,79	15
	Y-Y	14,59	0	1,21	6T10	4,71	15
Appuis	X-X	34,33	0	2,86	6T12	6,79	15
	Y-Y	8,59	0	0,70	6T10	4,71	15

- Condition de non fragilité :

Pour les dalles travaillant dans les deux sens, on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_x \geq A_x^{min}; A_x^{min} = \rho_0 \left[3 - \frac{L_x}{L_y} \right] \frac{bh}{2} \\ A_y \geq A_y^{min}; A_y^{min} = \rho_0 \times b \times h \end{array} \right.$$

$$\rho_0 = 6.10^{-4} \text{ FeE 500}$$

$$A_x^{min} = 0,0006 \times \left(3 - \frac{4,60}{8,25} \right) \frac{100 \times 30}{2} = 2,2 \text{ cm}^2$$

$A_y^{min} = 0,0006 \times 100 \times 30 = 1,8 \text{ cm}^2$ En travée :

$$A_x = 6,79 \text{ cm}^2 \geq A_x^{min} = 2,2 \text{ cm}^2$$

$$A_y = 4,71 \text{ cm}^2 \geq A_y^{min} = 1,8 \text{ cm}^2$$

Sur appuis :

$$A_x = 6,79 \text{ cm}^2 \geq A_x^{min} = 2,2 \text{ cm}^2$$

$$A_y = 4,71 \text{ cm}^2 \geq A_y^{min} = 1,8 \text{ cm}^2$$

a) Vérification de l'effort tranchant :

Nous devons vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$

$$T_x = \frac{q_u \times L_x L_y}{2L_x + L_y} = 80,20 \text{ kN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 56,55 \text{ kN}$$

$$T_u^{max} = \text{Max}(T_x; T_y) = 80,20 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{80,20 \times 10^3}{1000 \times 280} = 0,29 \leq 1,25 \text{ MPa} \quad \text{O. K.}$$

5. Vérification à l'E.L.S :

a) Evaluation des sollicitations à l'E.L.S :

$$\frac{L_x}{L_y} = 0,47 \text{ et } Q_{ser} = 27,32 \text{ kN/ml}$$

$$\mu_x = 0,088 ; \mu_y = 0,25$$

$$M_x = \mu_x \times Q_u \times L_x^2 = 50,87 \text{ kNm}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 12,72 \text{ kNm}$$

-Moment en travée :

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 43,24 \text{ kN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 10,81 \text{ kN.m}$$

-Moment sur appuis :

$$M_{ax} = 0,5M_x = 25,43 \text{ kN.m}$$

$$M_{ay} = 0,5M_y = 6,36 \text{ kN.m}$$

b) Vérification des contraintes :

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MP}$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

Tableau VI-6 : Vérification des contraintes du voile périphérique du sous-sol.

	Sens	M _{ser} (kN.m)	σ _{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ _s (MPa)	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	X-X	43,24	5,07	15	246,86	250	Vérifié
	Y-Y	10,81	1,47		87,86		
Appuis	X-X	25,43	2,98	15	145,18	250	Vérifié
	Y-Y	6,36	1,41		79,72		

c) Vérification de la flèche BAEL91 [4] :

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées ci-dessous sont vérifiées:

$$\frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20M_x} \quad 0,065 \geq 0,042 \dots\dots\dots O.K.$$

$$\frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{27} \text{ à } \frac{1}{35} \quad 0,065 \geq 0,028 \text{ à } 0,037 \dots\dots\dots O.K.$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \quad 2,42 \times 10^{-3} \leq 4 \times 10^{-3} \dots\dots\dots O.K.$$

Les trois conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

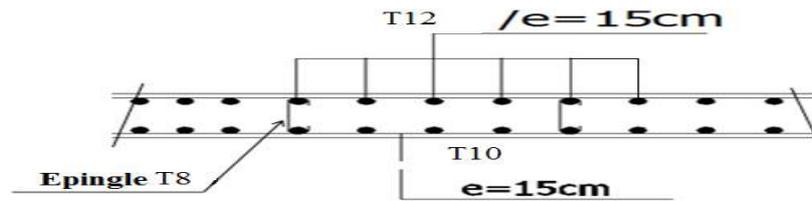


Figure VI-3 : schéma de ferrailage

C. Etude du plancher-caisson :

Les dalles sont des pièces minces (une dimension nettement inférieure aux deux autres dimensions) et plane. Elles reposent sans ou avec continuité sur 1, 2, 3 ou 4 appuis constitués par des poutres, poutrelles ou voiles.

Dans notre cas on a une dalle reposant directement sur poteau, ne nécessitant pas de poutres.

On appelle panneau de dalle dans un plancher les parties de dalles bordées par des appuis.

l_x : la plus petite dimension du panneau.

l_y : la plus grande dimension du panneau.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y}$$

Si : $\rho \leq 0,4 \Rightarrow$ la dalle travaille suivant un seul sens.

Si : $\rho \geq 0,4 \Rightarrow$ la dalle travaille suivant les deux sens.

Le plancher caisson se comporte comme une poutre en T comme indique le schéma ci-dessous :

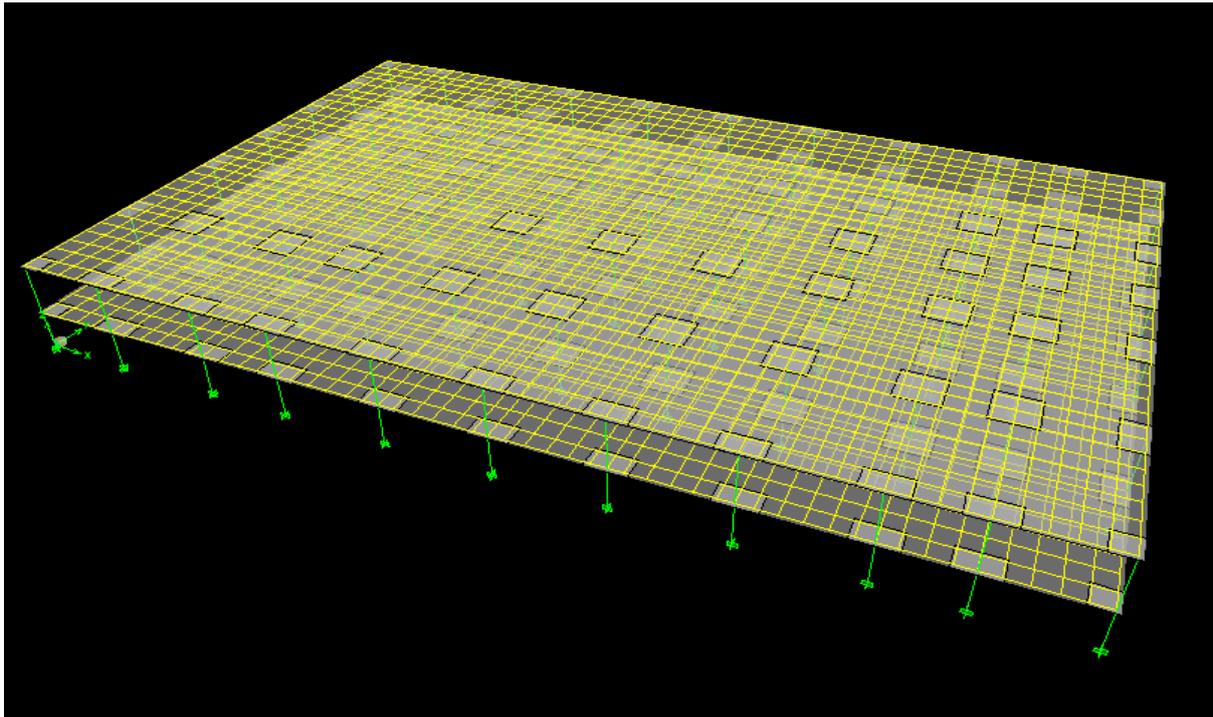


Figure VI-4: Modèle plancher caisson.

1. Evaluation des charges :

$G = 7,62 \text{ kN/m}^2$ (dalle caisson ép = 45 cm).

$Q = 4 \text{ kN/m}^2$ (commerce).

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q = 16,29 \text{ kN/ml}$$

2. Evaluation des sollicitations :

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q = 14,56 \text{ kN/ml}$$

$$M_u = 146 \text{ kN/m}$$

3. Calcul du ferrailage de la dalle :

$b = 86 \text{ cm}$; $h = 50 \text{ cm}$; $d = 45 \text{ cm}$; $\sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$

Les résultats du ferrailage sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VI-7 : Ferrailage de la dalle caisson.

	M_u (kN.m)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)	Esp (cm)
Appuis	146	8,62	6T16	12,06	8,8
Travée	146	3,015~6,03	6T10	4,71	15,2

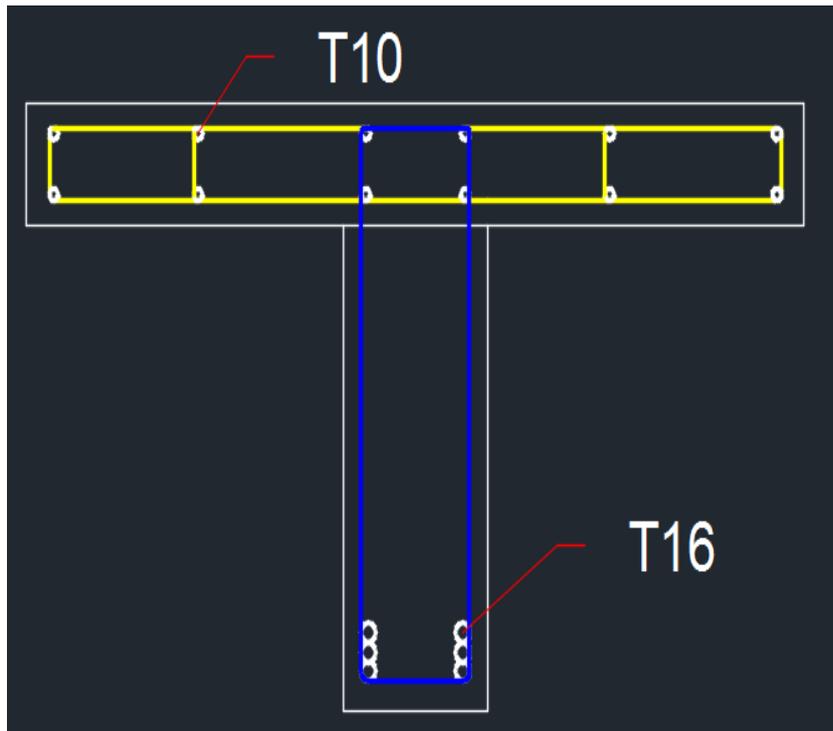


Figure VI-5: Ferrailage Plancher Caisson

○ Calcul de l'effort tranchant :

Nous devons vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0,05f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{40,93 \times 10^3}{409 \times 860} = 0,116 \text{ MPa} \leq 1,25 \text{ MPa} \quad O.K.$$

$$\rho_{tu} = \frac{\tau_u - 0,3kF_{t28}}{0,9\frac{F_e}{\gamma_s}} = 0,00029 \quad \text{Avec } K = 0 \text{ (reprise de bétonnage)}$$

Par choix, on opte pour un 4T8 ($A_s = 2,01 \text{ cm}^2$)

$$S_t \leq \frac{A_t}{b\rho_t}$$

$$\text{Donc } S_t = \frac{2,01}{86 \times 0,00029} = 80,59 \text{ cm} \geq 7 \text{ cm O.K.}$$

CHAPITRE 7 : ETUDE DE FONDATION

VII. Introduction :

Une fondation est par définition, un organe de transmission des charges de la superstructure vers le sol ; elle ne peut être calculée que si l'on connaît la superstructure et ses charges, d'une part et les caractéristiques du sol d'autre part. La répartition des contraintes dans le sol est supposée généralement linéaire (uniforme, trapézoïdale ou triangulaire), le dimensionnement de la fondation doit être compatible avec la capacité portante admissible du sol.

Les fondations doivent assurer deux fonctions essentielles :

1. reprendre les charges et surcharges supportées par la structure.
2. Transmettre ces charges et surcharges au sol dans de bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

Le report et la répartition des charges à un niveau convenable du sol, en égard à sa nature et à ces caractéristiques mécaniques, posent à l'étude des fondations trois préoccupations essentielles :

1. L'implantation des fondations liées aux notions de nature des sols, de constructions voisines et d'érosion dus à l'eau.
2. La résistance du sol sur lequel sont reportées les charges mettant les fondations à l'abri des ruptures.
3. Le tassement et déformation du sol qui doivent rester dans les limites acceptables, évitant à la construction des désordres gênant à son exploitation et à fortiori des dommages compromettant sa stabilité.

Ces considérations doivent être indépendamment remplies et des précautions doivent être prise pour que les fondations aient les qualités requises.

A. Choix du type de fondation :

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 bon sol.
- La capacité portance du terrain de fondation.
- La charge totale transmise au sol.
- La raison économique.

- La facilité de réalisation.
- Le type de la structure

B. Calcul des fondations :

Dans la perspective de choix d'une fondation remplissant les conditions d'exigences de résistance et l'aspect économique, on tient compte des paramètres ci-dessous :

- La charge de la superstructure
- De la portance du sol (capacité de résistance du sol).
- L'ancrage et les différentes données du rapport du sol.

Les efforts sismiques seront absorbés par le voile périphérique.

D'après le rapport d'étude de notre site ainsi que l'utilisation du sous-sol, on opte pour un radier général sans nervures.

C. Predimensionnement du radier :

Un radier général est une dalle pleine, éventuellement nervurée, constituant l'ensemble des fondations d'un bâtiment. Il s'étend sur toute la surface de l'ouvrage.

Ce mode de fondation est utilisé dans deux cas :

- Lorsque la capacité portante du sol est faible (le radier est alors conçu pour jouer un rôle répartiteur des charges).
- Lorsque le sous-sol d'un bâtiment est inondable (le radier joue alors le rôle d'un cuvelage étanche pouvant résister aux sous-pressions).

Dans notre cas on opte pour un radier non nervuré.

L'effort normal est la somme des efforts normaux de tous les poteaux sur radier.

1. Détermination de la surface nécessaire :

Pour déterminer la surface du radier, il faut que:

$$\sigma_{max} \leq \sigma_{sol}$$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S_{nec}} \leq \sigma_{sol} \text{ donc } S_{nec} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

A partir du logiciel de calcul, on a :

$$N = 178625,08 \text{ kN}$$

$$\sigma_{sol} = 2,5 \text{ bars}$$

$$\text{On trouve : } S \geq 714,50 \text{ m}^2$$

$$\text{La surface du bâtiment } S_b = 3415,66 \text{ m}^2$$

$S_{rad} < S_{bati}$, on n'a pas besoin de débord.

$$\text{On prend : } S_{rad} = S_{bati} = 3415,66 \text{ m}^2$$

2. Détermination de l'épaisseur :

On a la condition de rigidité suivante :

$$h \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{1018}{20} = 50,9 \text{ cm}$$

On prend $e = 55 \text{ cm}$

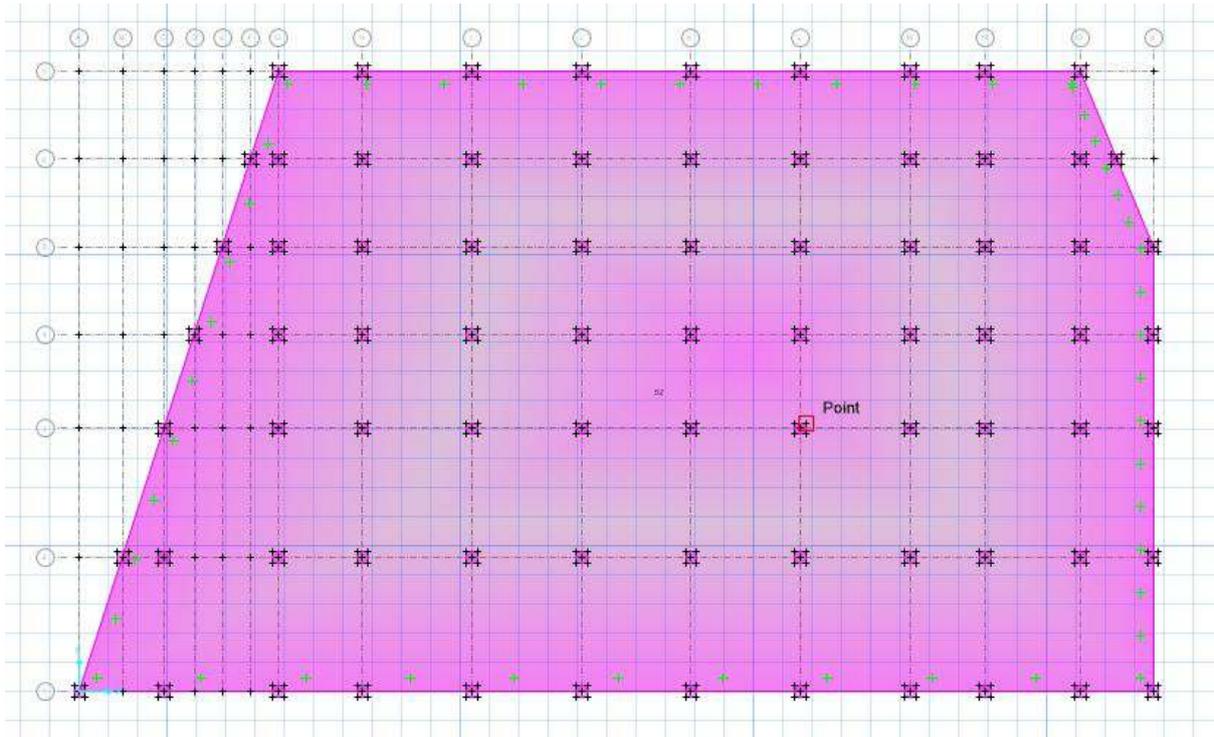


Figure VII-1: vue générale du radier

D. Vérification de la stabilité du radier :

Il est très important d'assurer la stabilité au renversement de cet ouvrage qui est dû aux efforts horizontaux.

Le rapport $\frac{M_S}{M_R}$ doit être supérieur au coefficient de sécurité 1,5 ($\frac{M_S}{M_R} > 1,5$)

Avec :

M_S : Moment stabilisateur sous l'effet du poids propre.

M_R : Moment de renversement dû aux forces sismique.

- Sens x-x :

$H = 4,05 \text{ m}$; $V_{tx} = 15920,19 \text{ kN}$ (effort tranchant à la base)

$$X_G = 44,58 \text{ m}$$

$$\frac{V_{tx}}{4,05} = \frac{V_x}{\frac{2}{3} \times 4,05} \text{ donc } V_x = 10613,46 \text{ kN}$$

$$M_{Rx} = V_x \times \frac{1}{3}h = 14.328,17 \text{ kNm}$$

$$M_{SX} = W_{ELS} \times X_G$$

W_{ELS} : Poids de la structure.

$$W_{ELS} = 225.640,47 \text{ kN}$$

$$M_{SX} = 10.059.052,15 \text{ kNm}$$

$$M_{SX} > 1,5M_R$$

- Sens y-y :

$H = 4,05 \text{ m}$; $V_{ty} = 13293,69 \text{ kN}$ (effort tranchant à la base)

$X_G = 31,23 \text{ m}$

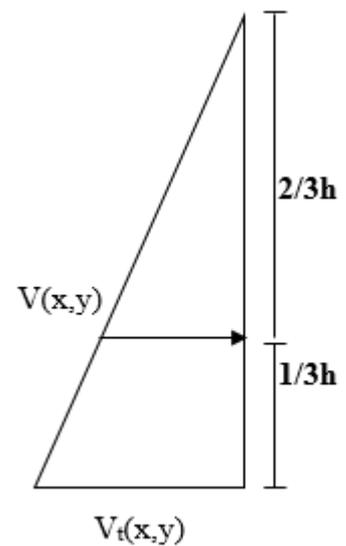
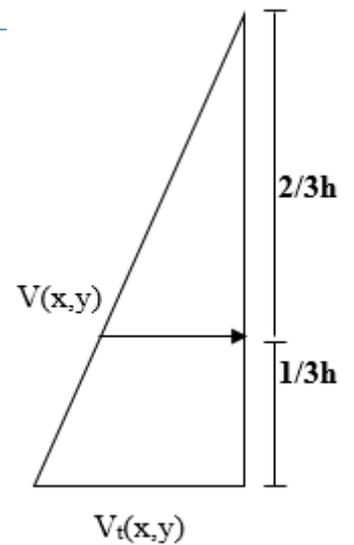
$$\frac{V_{ty}}{4,05} = \frac{V_y}{\frac{2}{3} \times 4,05} \text{ donc } V_y = 8.862,46 \text{ kN}$$

$$M_{Ry} = V_x \times \frac{1}{3}h = 11.964,321 \text{ kNm}$$

$$M_{SY} = W_{ELS} \times Y_G$$

$$M_{SY} = 7.046.751,878 \text{ kNm}$$

$$M_{SY} > 1,5M_R$$



Conclusion :

Le rapport du moment de stabilité et du moment de renversement est supérieur à 1.5, donc notre structure est stable dans les deux sens.

E. Vérification des contraintes :

On doit vérifier les contraintes sous le radier (σ_1 ; σ_2)

Avec:

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M}{I}V$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M}{I}V$$

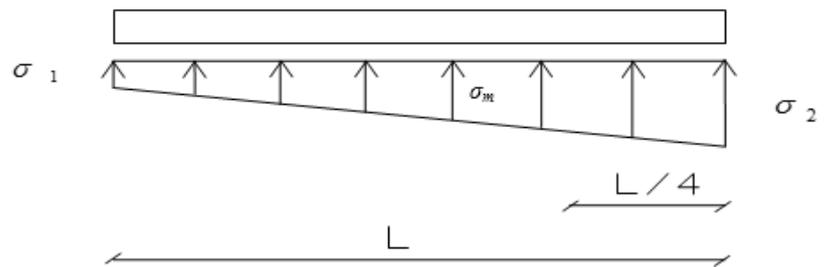


Figure VII-2 : Contraintes sous le radier.

σ_1 ne doit pas dépasser $1,5 \sigma_{sol}$

σ_2 : Reste toujours positif pour éviter des tractions sous le radier.

$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$ reste toujours inférieure à $1,33\sigma_{sol}$.

$$\sigma_{sol} = 250 \text{ kN/m}^2$$

○ Valeurs obtenues par le calcul à l'ELS :

$$N_{ser} = 178.625,08 \text{ kN} ; M_x = 14.328,17 \text{ kNm} ; M_y = 11.964,321 \text{ kNm}$$

$$v_x = 44,58 \text{ m}$$

$$v_y = 31,23 \text{ m}$$

Tableau VII-1 : Vérifications des contraintes sous le radier à l'ELS.

	$\sigma_1(\text{KN/m}^2)$	$\sigma_2(\text{KN/m}^2)$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right)(\text{KN/m}^2)$
Sens x-x	52,29	52,29	52,29
Sens y-y	52,29	52,29	52,29
Vérification	$\sigma_1^{max} < 1,5\sigma_{sol}$	$\sigma_2^{max} < 1,5\sigma_{sol}$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1,33\sigma_{sol}$

Conclusion :

Les conditions de contraintes sont vérifiées donc pas de risque de soulèvement.

F. Ferrailage du radier :

Le radier s'est assimilable à un plancher à dalle pleine renversé donc même système de ferrailage.

En l'absence d'un milieu agressif, la fissuration est considérée préjudiciable étant donné que le radier est en contact avec le sol humide.

La table du radier est considérée comme une dalle pleine d'épaisseur 55 cm.

Le calcul du radier sera effectué pour le panneau le plus défavorable.

1. Détermination des efforts :

$\frac{L_x}{L_y} \leq 0,4$ La dalle travaille dans un seul sens.

$\frac{L_x}{L_y} \geq 0,4$ La dalle travaille dans les deux sens.

Pour le panneau le plus sollicité, on prend :

$$L_x = 8,25 \text{ m} ; L_y = 10,18 \text{ m}$$

$\frac{L_x}{L_y} = 0,81 \geq 0,4$ Elle travaille dans les deux sens.

$$\mu_x = 0,055 \text{ et } \mu_y = 0,6135$$

On a:

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2$$

$$M_y = \mu_y \times M_x$$

$$\text{Avec: } G_{sol} = 250 \text{ kN/m}^2 ; G_{rad} = 25 \times 0,55 = 13,75 \text{ kN/m}^2$$

$$q_u = 1,35 G_T = 356,0625 \text{ kN/m}^2$$

$$M_x = 1332,89 \text{ kNm}$$

$$M_y = 817,73 \text{ kNm}$$

➤ Pour le panneau de rive :

• Moment travée : $M_{tx} = 0,85 M_x = 1132,96 \text{ kNm}$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 695,07 \text{ kNm}$$

• Moment appui : $M_{ax} = 0,5 M_x = 666,44 \text{ kNm}$

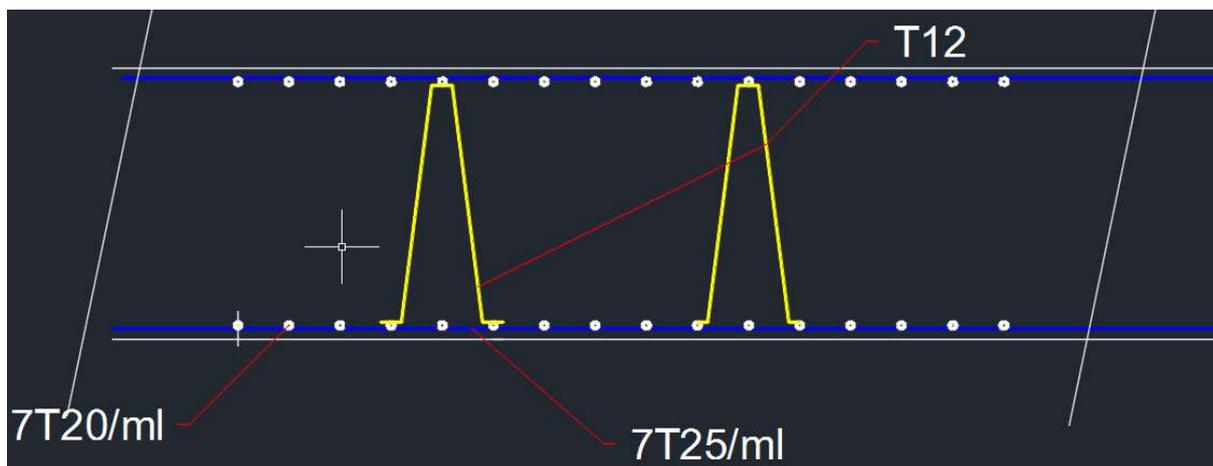
$$M_{ay} = 0,5 M_y = 408,66 \text{ kNm}$$

2. Calcul du ferrailage:

$$b = 100 \text{ cm}; h = 55 \text{ cm}; d = 0,9h = 49,5 \text{ cm}; f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}; f_e = 500 \text{ MPa}; f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

Tableau VII-2 : Section des armatures du radier

	Niveaux	M_{ELU} (kN.m)	A_s^{cal} (cm ²)	A_s^{adp} (cm ²)	Choix	Esp (cm)
Travée	X-X	1132,96	66,25	2 × 7T25	68,72	15
	Y-Y	695,07	36,41	2 × 7T20	43,98	15
Appuis	X-X	666,44	34,69	2 × 7T20	43,98	15
	Y-Y	408,66	46,39	2 × 5T25	49,04	20

**Figure VII-3: Ferrailage radier /Vue sens X-X**

3. Condition de non-fragilité:

$$A_{CNF} \geq 0,23bd \frac{f_{t28}}{F_e} = 4,78 \text{ cm}^2$$

4. Vérification des contraintes sur le radier:

Il faut vérifier que: $\sigma_{bc} \leq 0,6f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = 250 \text{ Mpa}$$

- Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

Tableau VII-3 : vérification des contraintes du radier

	Sens	M_{ser} (kN.m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	X-X	839,23	24,02	15	239,11	250	N.V.
	Y-Y	514,87	18,86		296		
Appuis	X-X	493,66	18,09	15	284	250	N.V.
	Y-Y	302,865	9,52		177,41		

Les conditions de contraintes ne sont pas vérifiées, donc on augmente la hauteur de la dalle à **h = 80cm**.

Tableau VII-4 : Vérification des contraintes du radier

	Sens	M_{ser} (kN.m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	X-X	859,11	9,37	15	201,76	250	O.K
	Y-Y	527,07	6,66		188,94		
Appuis	X-X	505,36	6,39	15	181,16	250	O.K
	Y-Y	310,04	3,9		110,58		

✓ Vérification des contraintes tangentielles:

NB : On adopte des armatures T10 pour la section transversale.

Nous devons vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4MPa) = 2,5MPa$

Avec :

$$T_u = \frac{q_u \times L}{2};$$

Le poids propre de la dalle $\rho = 25 \text{ KN/m}^3$ d'épaisseur 80 cm .

Contrainte du sol : $\sigma_{\text{sol}} = 250 \text{ kN/m}$

$$Q_U = 1,35(250 + 25 \times 0,80) = 364,5 \text{ kN/ml} .$$

$$T_u = \frac{364,5 \times 10,18}{2} = 1855,30 \text{ kN}$$

$$T_u = 2,41 \text{ MPa} \leq 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots O.K.$$

✓ **Vérification au poinçonnement :**

On a $N_u = 7029,84 \text{ KN}$ et $\mu_c = 242,79 \text{ m}$

$$N_u \leq \frac{0,045 f_{c28} \times \mu_c \times h}{\gamma_b} = 145.674 \text{ KN} \dots \dots \dots CV$$

Avec :

μ_c : perimetre du contour projeté sur le plan moyen du radier.

N_u : la charge maximale revenant au poteau

h : épaisseur du radier.

Avec le logiciel de calcul de fondation, nous avons :

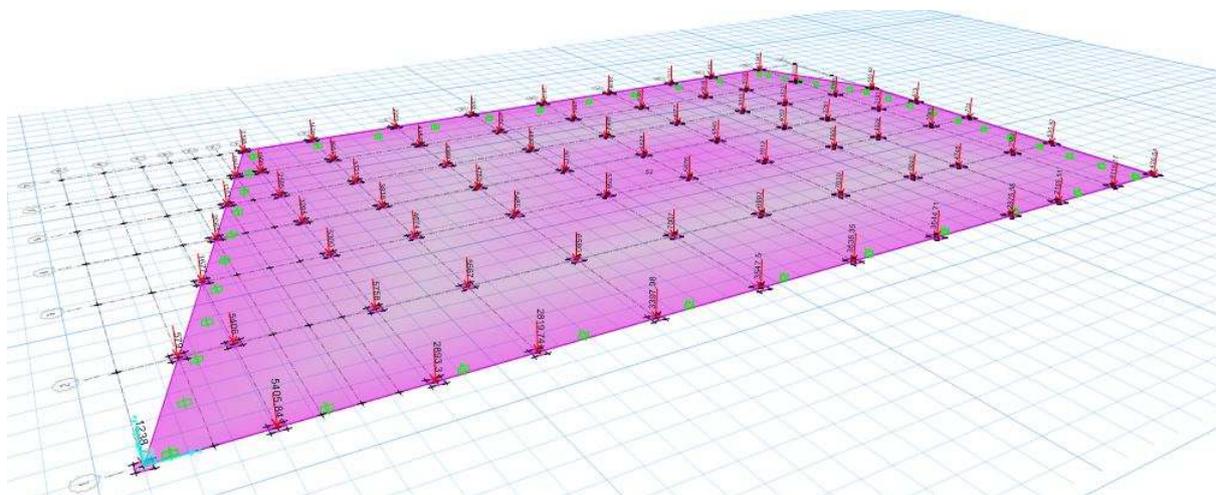


Figure VII-4: radier sous chargement ultime.

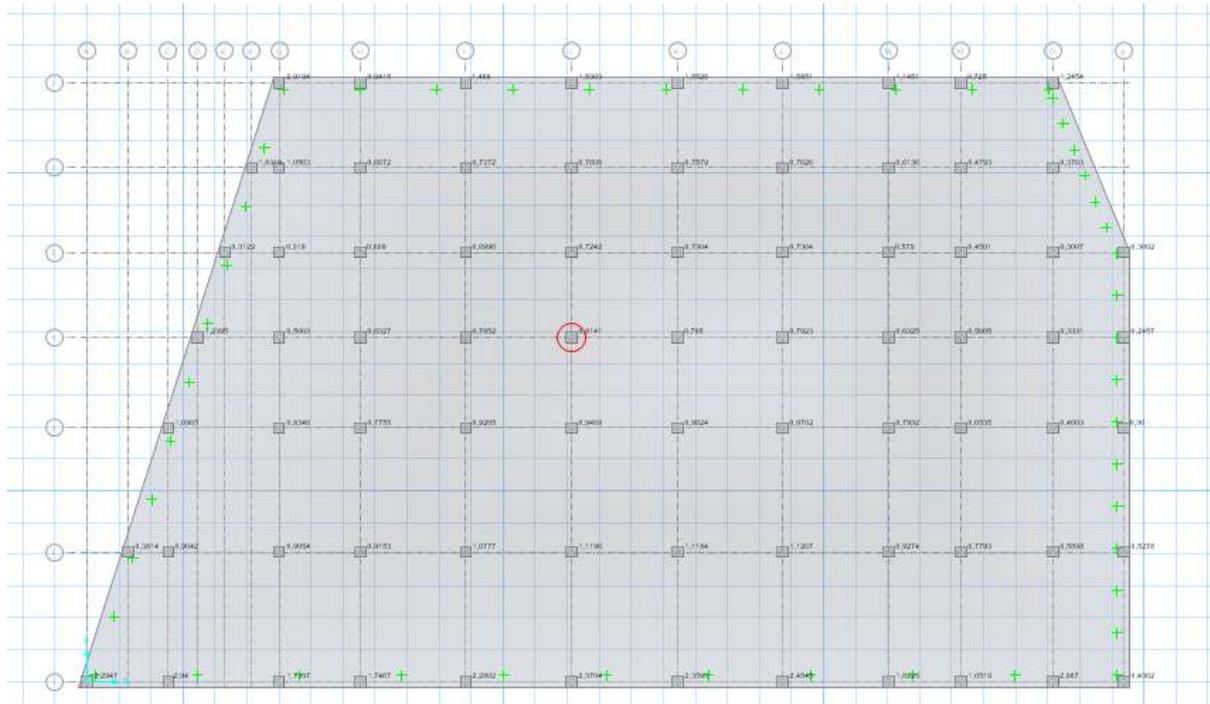


Figure VII-5 :vérification du poinçonnement dans SAFE.

CONCLUSION GENERALE



L'année scolaire, marqué par l'apparition improvisée de la maladie sanitaire dénommée COVID19, a secoué le monde entier, chose qui a coïncidé avec le début de notre travail, c'est l'objet principal des difficultés rencontrés dans le cadre de l'élaboration du travail.

Cependant, l'étude de ce projet nous a permis d'acquérir des connaissances nouvelles spécifiquement en charpente métalliquemalgré les difficultés rencontrées à l'étude sismique d'une telle structure et aussi d'approfondir celles déjà acquises.

Nous avons su étendre nos connaissances sur les règlements concernés dont le RPA99 Version 2003 ; l'euro code 2 et 3, le document techniques CCM99 etc.

Cette étude nous a été une occasion de nous familiariser avec des logiciels tels que : ROBOBAT STRUCTURAL ANALUSYS, RDM6 etc.

Elle nous a été l'occasion de savoir que le choix final dans le cadre du predimensionnement et du dimensionnement des éléments d'une structure n'est définitif qu'après la vérification de ces derniers surtout dans une zone de forte sismicité.

Elle nous a été l'occasion de savoir qu'une bonne disposition des palées triangulées dépends d'un certain nombre de facteur dont l'architecture du projet.

Elle a été l'occasion pour nous de savoir que la plateforme de la fondation peut être adoptée en fonction de l'utilisation attendue,

Que le facteur ratio permet d'avoir une maitrise ou un contrôle sur l'économie et la sécurité de la réalisation.

BIBLIOGRAPHIE

Documents techniques utilisés

- ✓ DTR BC2.2 : Charges permanentes et charges d'exploitation.
- ✓ CCM97 : Règles de construction et de calcul des structures en acier
- ✓ EC3 : Calcul des structures en acier.
- ✓ EC4 : Calcul des structures mixtes acier-béton.
- ✓ RPA99v2003: Règlement Parasismique Algériennes version 2003
- ✓ CBA93 : Règlement de conception et de calcul des structures en béton armé
- ✓ (B.A.E.L 91). (4) Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites

Les mémoires de fin d'étude

Conception d'un centre commercial implanté à Sétif, à l'université de Tlemcen (présenté par Mr benourrad Boumedién et Mr Allal Mouhamed Rasem)

Etude d'un bâtiment r+9+2SS à usage administratif et d'habitation à l'université de Blida.
Et d'autres consultés.

Outils informatiques

Logiciel AUTOCAD

Logiciel ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS

Logiciel SAFE

Logiciel RDM6

Logiciel SKETCHUP